



KỶ YẾU HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC VIETGEO 2023
THỪA THIÊN HUẾ, NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023

ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH - ĐỊA KỸ THUẬT VÀ MÔI TRƯỜNG PHỤC VỤ PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC VIETGEO 2023

BAN TỔ CHỨC:

PGS.TS Võ Thanh Tùng
PGS.TS Tạ Đức Thịnh
GS.TS Trần Thanh Hải
PGS.TS Nguyễn Xuân Thảo
PGS.TS Nguyễn Văn Lâm
TS Phan Tuấn Anh
PGS.TS Lê Văn Thắng
PGS.TS Lê Hoài Đức
PGS.TS Đỗ Quang Thiên
PGS.TS Bùi Trường Sơn
PGS.TS Nguyễn Trường Thọ
ThS Nguyễn Thanh Bình
TS Nguyễn Thị Thanh Huyền

Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Hội Địa chất công trình và Môi trường Việt Nam
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Hội Công nghệ Khoan - Khai thác Việt Nam
Hội Địa chất thủy văn Việt Nam
Trường Đại học khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Bách khoa - ĐHQG TP HCM
Trường Đại học Giao thông vận tải
Trường Đại học khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

Đồng Trưởng ban
Đồng Trưởng ban
Phó Trưởng ban
Phó Trưởng ban
Phó Trưởng ban
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên

BAN KHOA HỌC:

PGS.TS Bùi Trường Sơn
PGS.TS Trần Thanh Nhân
GS.TS Đỗ Minh Đức
PGS.TS Nguyễn Thị Nụ
PGS.TS Đậu Văn Ngộ
PGS.TS Phạm Quý Nhân
PGS.TS Nguyễn Đức Mạnh
PGS.TS Nguyễn Quang Tuấn
TS Nguyễn Bách Thảo
TS Nguyễn Tiến Hùng
TS Lê Quang Duyên
TS Nguyễn Văn Phóng
TS Nguyễn Thành Dương
TS Phạm Đức Thọ
TS Bùi Trọng Vinh
TS Đào Hồng Hải
TS Nguyễn Công Định
TS Nguyễn Thị Thanh Nhân
TS Trần Thị Phương An
TS Trần Hữu Tuyên
TS Nguyễn Thị Thủy
TS Hoàng Ngô Tự Do
TS Bùi Thị Thu
TS Đỗ Thị Việt Hương

Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học tự nhiên - ĐHQGHN
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Bách khoa - ĐHQG TP HCM
Hội Địa chất thủy văn Việt Nam
Trường Đại học Giao thông vận tải
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Hội Công nghệ Khoan - Khai thác Việt Nam
Hội Công nghệ Khoan - Khai thác Việt Nam
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Bách khoa - ĐHQG TP HCM
Trường Đại học Bách khoa - ĐHQG TP HCM
Trường Đại học Giao thông vận tải
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

Trưởng ban
Phó Trưởng ban
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên

BAN THƯ KÝ:

TS Nguyễn Thành Dương
PGS.TS Trần Thanh Nhân
TS Nguyễn Thị Thủy
ThS Phạm Thị Ngọc Hà
ThS Nguyễn Văn Hùng
TS Nguyễn Thị Thanh Nhân
TS Trần Thị Phương An

Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

Trưởng ban
Phó Trưởng ban
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên
Ủy viên

**THỪA THIÊN HUẾ, VIỆT NAM
NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023**

**ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH - ĐỊA KỸ THUẬT
VÀ MÔI TRƯỜNG PHỤC VỤ PHÁT TRIỂN
BỀN VỮNG - VIETGEO 2023**

Ban biên tập:

**TẠ ĐỨC THỊNH
BÙI TRƯỜNG SƠN
NGUYỄN VĂN LÂM
NGUYỄN THÀNH DƯƠNG
TRẦN THANH NHÀN
NGUYỄN VĂN HÙNG**



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

VIETGEO 2023

ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH - ĐỊA KỸ THUẬT VÀ MÔI TRƯỜNG PHỤC VỤ PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG - VIETGEO 2023

**THỪA THIÊN HUẾ, VIỆT NAM
NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023**

ĐƠN VỊ TỔ CHỨC

Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Hội Địa chất công trình và Môi trường Việt Nam
Hội Địa chất thuỷ văn Việt Nam
Hội Công nghệ Khoan - Khai thác Việt Nam
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Giao thông Vận tải
Trường Đại học Bách khoa - ĐHQG TP Hồ Chí Minh

ĐƠN VỊ ĐỒNG HÀNH

Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Trường Đại học Bách khoa - ĐHQG TP Hồ Chí Minh
Công ty TNHH XNK Phú Thành Phát
Công ty TNHH Nam Miền Trung
Công ty Cổ phần Khoa học Công nghệ Bách khoa TP Hồ Chí Minh
Trung tâm Nghiên cứu Địa kỹ thuật
Công ty TNHH Premium Silica Huế
Công ty Cổ phần tư vấn địa chất CT Đà Nẵng
Công ty CP Đầu tư phát triển GMC

LỜI NÓI ĐẦU

Nối tiếp thành công của Hội nghị khoa học VietGeo các năm trước, Hội nghị khoa học toàn quốc VietGeo 2023 “Địa chất công trình - Địa kỹ thuật và Môi trường phục vụ phát triển bền vững” được tổ chức tại Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế (lần thứ 2) trong các ngày 28 và 29 tháng 9 năm 2023. Hội nghị do Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế và Hội Địa chất công trình và Môi trường Việt Nam đồng chủ trì, các đơn vị phối hợp tổ chức là Hội Địa chất thủy văn Việt Nam, Hội Công nghệ Khoan - Khai thác Việt Nam, Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, Trường Đại học Giao thông Vận tải.

Ban Tổ chức Hội nghị đã nhận được 125 bài báo của các nhà khoa học trong cả nước gửi đến tham gia Hội nghị. Theo kết quả đánh giá của các phản biện, Ban Khoa học đã xem xét, lựa chọn 93 bài báo có chất lượng tốt để đăng trong Kỷ yếu Hội nghị do Nhà Xuất bản Khoa học và Kỹ thuật xuất bản. Các bài báo khoa học trình bày những kết quả nghiên cứu mới theo các chủ đề của Hội nghị, bao gồm:

- Địa chất công trình - Địa kỹ thuật và Địa chất thủy văn;
- Kỹ thuật xây dựng và vật liệu mới;
- Tai biến địa chất và công nghệ quan trắc - cảnh báo sớm;
- Tài nguyên - Môi trường và chuyển đổi số;
- Công nghệ khoan - khai thác.

Hội nghị khoa học toàn quốc VietGeo 2023 lần này không chỉ là diễn đàn để các nhà khoa học chia sẻ, thảo luận những kết quả nghiên cứu mới về các chủ đề nêu trên mà còn là dịp để các tổ chức, cá nhân gặp gỡ, trao đổi, ký kết hợp tác nhằm nâng cao hiệu quả hoạt động khoa học và công nghệ trong các lĩnh vực chuyên môn.

Trong quá trình chuẩn bị tổ chức Hội nghị, Ban Tổ chức đã nhận được sự hỗ trợ cả về tinh thần và vật chất của: Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế, Hội Địa chất công trình và Môi trường Việt Nam, Hội Địa chất thủy văn Việt Nam, Hội Công nghệ Khoan - Khai thác Việt Nam, Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, Trường Đại học Giao thông Vận tải, Công ty TNHH XNK Phú Thành Phát, Công ty TNHH Nam Miền Trung, Trung tâm Nghiên cứu Địa kỹ thuật, Công ty Cổ phần Khoa học Công nghệ Bách khoa Thành phố Hồ Chí Minh, Công ty TNHH Premium Silica Huế, Công ty Cổ phần tư vấn địa chất CT Đà Nẵng, Công ty CP Đầu tư phát triển GMC ... Ban Tổ chức Hội nghị xin gửi tới các tổ chức, cá nhân lời cảm ơn chân thành về sự ủng hộ, giúp đỡ quý báu đó. Ban Tổ chức Hội nghị cũng xin chân thành cảm ơn các nhà khoa học đã viết bài tham gia Hội nghị, cảm ơn các tình nguyện viên và đặc biệt cảm ơn các thành viên Ban Khoa học, Ban Thư ký, những người đã làm việc rất nhiệt tình với trách nhiệm cao, đảm bảo cho sự thành công của Hội nghị.

Ban Tổ chức Hội nghị VietGeo 2023 xin chân thành cảm ơn Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật đã giúp đỡ xuất bản cuốn Kỷ yếu Hội nghị. Do thời gian tuyển chọn, biên tập và in ấn hạn chế nên cuốn Kỷ yếu chắc chắn không tránh khỏi thiếu sót, chúng tôi mong được bạn đọc lượng thứ.

BAN TỔ CHỨC HỘI NGHỊ

LỜI CẢM ƠN CỦA HIỆU TRƯỞNG TRƯỜNG ĐẠI HỌC KHOA HỌC - ĐẠI HỌC HUẾ

Nhằm tăng cường trao đổi kinh nghiệm và các kết quả nghiên cứu khoa học với những nhà khoa học trên toàn quốc, Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế phối hợp với Hội Địa chất công trình và Môi trường Việt Nam đồng tổ chức Hội nghị Khoa học toàn quốc “Địa chất công trình - Địa kỹ thuật và Môi trường phục vụ phát triển bền vững - VietGeo 2023” vào ngày 28 và 29/9/2023 tại Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế.

Trên cương vị Hiệu trưởng của Trường Đại học Khoa học, thay mặt Ban Giám hiệu Nhà trường, chúng tôi hoan nghênh và cảm ơn các đơn vị đồng tổ chức Hội nghị, đội ngũ các nhà nghiên cứu, nhà khoa học, các nhà lãnh đạo và các chuyên gia, những người sẽ tham gia và tạo nên sự thành công cho Hội nghị này. Với những đóng góp quý báu của quý vị, tôi kỳ vọng và tin rằng Hội nghị Khoa học lần này sẽ hiện thực hóa các mục tiêu mà Ban Tổ chức đã đề ra.

Tôi cũng trân trọng gửi lời cảm ơn đến các thành viên Ban Tổ chức Hội nghị, các cơ quan hữu quan, các nhà khoa học đã làm việc rất nhiệt tình và tâm huyết để tổ chức Hội nghị thành công trọn vẹn.

Xin trân trọng cảm ơn!

HIỆU TRƯỞNG

PGS.TS VÕ THANH TÙNG

MỤC LỤC

Chủ đề I. ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH - ĐỊA KỸ THUẬT VÀ ĐỊA CHẤT THỦY VĂN

- NGUỒN HÌNH THÀNH TRỮ LƯỢNG NƯỚC DƯỚI ĐẤT VÙNG ĐỒNG BẰNG TỈNH HÀ TĨNH
Dương Thị Thanh Thủy, Hoàng Thăng Long.....6
- NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CƠ HỌC CỦA VỎ TRỒNG HAI ĐƯỜNG HÀM VÀ KẾT CẤU NGÀM
CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG LÂN CẬN TRONG ĐÔ THỊ
Đỗ Ngọc Thái, Nguyễn Thế Mộc Chân.....12
- PHÂN TÍCH CHỌN THÔNG SỐ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG PHÙ HỢP CHO CÔNG TRÌNH
ĐIỆN GIÓ Ở VIỆT NAM
Nguyễn Văn Phóng, Đỗ Hồng Thắng.....21
- NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘ THẨM NƯỚC NGÀM TRONG CÁC LỚP ĐẤT ĐÁ TỚI SỰ
ỔN ĐỊNH CỦA HỒ MÓNG TẦNG HÀM NHÀ CAO TẦNG TẠI VIỆT NAM
Nguyễn Chí Thành.....31
- NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN VỀ CÔNG NGHỆ, NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC VÀ MỘT SỐ YẾU TỐ
CHÍNH ẢNH HƯỞNG ĐẾN SỰ LÀM VIỆC CỦA TƯỜNG CHẮN ĐẤT CỐT LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT
Phạm Văn Hùng, Vũ Minh Ngạn, Phạm Minh Tuấn, Mai Văn Toàn.....41
- PHÂN NHÓM SUY THOÁI NGUỒN NƯỚC MẠCH LỘ KARST VÙNG NÚI CAO, KHAN HIỂM
NƯỚC KHU VỰC MIỀN NÚI BẮC BỘ
*Đào Đức Bằng, Nguyễn Văn Trãi, Nguyễn Minh Việt, Nguyễn Văn Lâm, Trần Vũ Long,
Kiều Thị Vân Anh, Vũ Thu Hiền, Dương Thị Thanh Thủy, Đỗ Anh Đức, Bùi Mạnh Bằng,
Nguyễn Văn Thắng*.....50
- ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG ẪN MÒN CỦA NƯỚC NGÀM ĐỐI VỚI CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG MÓNG
CÔNG TRÌNH KHU VỰC ĐỒNG BẰNG VEN BIỂN PHÍA BẮC TỈNH QUẢNG TRỊ
*Hoàng Ngô Tự Do, Trần Thị Ngọc Quỳnh, Nguyễn Thị Thanh Nhân, Hoàng Hoa Thám,
Lê Thanh Phong*.....57
- NGHIÊN CỨU XÁC ĐỊNH PHƯƠNG ÁN THOÁT NƯỚC MỎ THAN TRẢNG BẠCH,
ĐÔNG TRIỀU, QUẢNG NINH PHỤC VỤ PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG
Trần Quang Tuấn.....67
- MỘT SỐ VẤN ĐỀ LIÊN QUAN ĐẾN VIỆC LỰA CHỌN TUYẾN KHI THIẾT KẾ ĐƯỜNG
Ô TÔ XÂY DỰNG MỚI QUA VÙNG ĐỒI NÚI THEO HƯỚNG TIẾP CẬN MỚI
Nguyễn Đức Đám, Nguyễn Đức Mạnh, Phạm Thái Bình.....77
- XÁC ĐỊNH TỐC ĐỘ NGẤM TRONG ĐỐI KHÔNG BẢO HÒA CỦA CÁC THÀNH TẠO BỎ RỜI
PHỤC VỤ NGHIÊN CỨU MỘT SỐ THÔNG SỐ DỊCH CHUYỂN KIM LOẠI NẶNG VÀO TẦNG
CHỨA NƯỚC
*Trần Quang Tuấn, Đào Đức Bằng, Trần Vũ Long, Nguyễn Văn Lâm, Kiều Thị Vân Anh,
Vũ Thu Hiền, Dương Thị Thanh Thủy, Nguyễn Bách Thảo, Nguyễn Thanh Minh*.....86
- VỀ CÔNG TÁC ĐÁNH GIÁ CHỈ TIÊU CHẤT LƯỢNG KHÓI ĐÁ RQD BẰNG MÁY GHI HÌNH LỖ
KHOAN KHẢO SÁT
Đào Việt Đoàn.....96

▪ NUMERICAL INVESTIGATION OF LOAD TRANSFER OF DEEP CEMENT MIXING COLUMNS	
<i>Pham Minh Tuan, Vo Thanh Long, Nguyen Huy Hoang.....</i>	<i>104</i>
▪ ĐÁNH GIÁ ỔN ĐỊNH LÚN CỦA TUYẾN ĐÈ CHẴN SÓNG PHÍA NAM TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG VÀ VẬN HÀNH CÔNG TRÌNH TẠI LUỒNG TÀU SÔNG HẬU, TỈNH TRÀ VINH	
<i>Đoàn Khắc Phú, Nguyễn Hữu Sơn</i>	<i>112</i>
▪ NGHIÊN CỨU CÔNG THỨC THỰC NGHIỆM MỐI ƯỚC LƯỢNG SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CHO CỌC KHOAN NHỒI DỰA TRÊN DỮ LIỆU THÍ NGHIỆM O-CELL VÀ CHỈ SỐ SPT	
<i>Huỳnh Văn Hiệp, Phạm Hoàng Lâm, Từ Hồng Nhung, Huỳnh Hồng.....</i>	<i>122</i>
▪ NGHIÊN CỨU PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH GẦN ĐÚNG ĐỂ DỰ BÁO LÚN CỦA NỀN ĐẤT XUNG QUANH CHO HỒ ĐÀO SÂU	
<i>Lê Giang Sơn, Nguyễn Ngọc Lượng, Phạm Ngọc Tân, Đặng Bảo Lợi, Võ Thanh Toàn, Lê Thanh Phong, Nguyễn Thành Sơn</i>	<i>135</i>
▪ TIÊU CHÍ LỰA CHỌN CÔNG NGHỆ KHAI THÁC CÁC NGUỒN NƯỚC Ở VÙNG NÚI CAO, KHAN HIỀM NƯỚC KHU VỰC TỈNH HÀ GIANG	
<i>Triệu Đức Huy, Phạm Bá Quyền, Hoàng Đại Phúc.....</i>	<i>145</i>
▪ DETERMINATION OF POTENTIAL AREAS FOR FRESHWATER STORAGE OF THE UPPER-MIDDLE PLEISTOCENE AQUIFER IN MEKONG DELTA	
<i>Pham Ba Quyen, Trieu Duc Huy, Hoang Dai Phuc, Phan Thang Long</i>	<i>152</i>
▪ XÁC ĐỊNH LƯỢNG CUNG CẤP CỦA NƯỚC MƯA CHO NƯỚC DƯỚI ĐẤT TRONG BAZAN VÙNG BUỒN MÊ THUỘT VÀ QUAN HỆ GIỮA LƯỢNG CUNG CẤP VỚI LƯỢNG MƯA VÀ BỐC HƠI	
<i>Đặng Đình Phúc, Đặng Hữu Nghị, Bùi Thị Vân Anh.....</i>	<i>158</i>
▪ PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH VÀ ẢNH HƯỞNG LÊN CÔNG TRÌNH LÂN CẬN KHI THI CÔNG HỒ ĐÀO SÂU Ở THÀNH PHỐ TUY HÒA, TỈNH PHÚ YÊN	
<i>Nguyễn Văn Hải, Ngô Trung Hiên, Nguyễn Thanh Hải</i>	<i>168</i>
▪ NGHIÊN CỨU ĐẶC TRƯNG THẨM NƯỚC CỦA CỌC ĐẤT GIA CỔ XI MĂNG TRONG PHÒNG THÍ NGHIỆM TẠI DỰ ÁN LẠCH HUYỆN, HẢI PHÒNG	
<i>Nguyễn Thị Nụ</i>	<i>177</i>
▪ NGHIÊN CỨU ĐẶC ĐIỂM MỘT SỐ MỎ ĐẤT PHONG HÓA Ở KHU VỰC QUẢNG BÌNH- QUẢNG TRỊ PHỤC VỤ LÀM ĐẤT ĐÁP XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG CAO TỐC VẠN NINH - CAM LỘ	
<i>Nguyễn Thành Dương, Nguyễn Thế Hùng.....</i>	<i>183</i>
▪ ẢNH HƯỞNG CỦA ĐIỀU KIỆN THỦY HÓA ĐẾN HỆ SỐ THỦY HÓA VÀ ĐỘ BỀN NÉN MỘT TRỤC NỖ HÔNG CỦA XỈ HẠT LÒ CAO (GBFS) FORMOSA HÀ TĨNH	
<i>Trần Thị Ngọc Quỳnh, Trần Thanh Nhân, Dương Trung Quốc, Trần Xuân Thạch, Trần Thị Phương An, Nguyễn Thị Thanh Nhân.....</i>	<i>191</i>
▪ NGHIÊN CỨU, ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ THI CÔNG KHOAN CỌC NHỒI FULL CASING	
<i>Trương Văn Từ, Lê Văn Nam, Đặng Trung Thực.....</i>	<i>200</i>
▪ NGHIÊN CỨU PHÂN CHIA CẤU TRÚC NỀN CÔNG TRÌNH VÀ ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP NỀN MÓNG ĐỐI VỚI CÔNG TRÌNH NHÀ CAO TẦNG KHU VỰC THÀNH PHỐ TUY HÒA, TỈNH PHÚ YÊN	
<i>Nguyễn Ngọc Quan, Trịnh Văn Thao, Nguyễn Thanh Danh.....</i>	<i>206</i>
▪ ESTABLISH THE TIME-DEPENDENT LINEAR REGRESSION FOR CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH WHEN MARINE SAND AS FINE AGGREGATE IN MID-CENTRAL VIETNAM	
<i>Do Quang Thien, Nguyen Thi Thanh Nhan, Tran Thanh Nhan, Tran Thi Ngoc Quynh, La Duong Hai, Nguyen Thi Hong Nu, Do Quang Khanh</i>	<i>215</i>

▪ GIẢI PHÁP TỐI ƯU XỬ LÝ NỀN ĐƯỜNG ĐẤT YẾU ĐOẠN KM 6+500 ĐẾN KM 8+00 ĐƯỜNG NỔI VỠ CHỈ CÔNG ĐI KHU CÔNG NGHIỆP ĐÔNG QUẾ SƠN VÀ QUỐC LỘ H	
<i>Nguyễn Thanh Hải, Nguyễn Thị Ngọc Yến, Trần Khắc Vĩ.....</i>	<i>224</i>
▪ HIỆN TRẠNG, THÁCH THỨC VÀ ĐỀ XUẤT KHUNG ĐÁNH GIÁ AN NINH NGUỒN NƯỚC LƯU VỰC SÔNG THAO	
<i>Nguyễn Tiến Vinh, Phạm Quý Nhân</i>	<i>233</i>
▪ VẤN ĐỀ XÁC ĐỊNH SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT LOẠI SÉT LẤN DẦM SẠN TRONG THIẾT KẾ NỀN ĐƯỜNG ĐÀO	
<i>Cao Trọng Công, Nguyễn Đức Mạnh, Nguyễn Châu Lâm.....</i>	<i>240</i>
▪ MỘT SỐ YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG TỚI SỰ LÀM VIỆC CỦA TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI TRONG CẢI TẠO NỀN ĐẤT YẾU	
<i>Nguyễn Hải Hà, Nguyễn Đức Mạnh, Nguyễn Thái Linh, Đặng Hồng Lam, Vũ Bách Tuấn</i>	<i>249</i>
▪ CẤU TRÚC ĐỊA CHẤT THỦY VĂN TẠI VÙNG CỬA SÔNG HẬU, KHU VỰC TÂY NAM BỘ, VIỆT NAM	
<i>Trần Vũ Long, Nguyễn Hữu Mạnh, Hoàng Đại Phúc, Vũ Thu Hiền.....</i>	<i>257</i>

Chủ đề II. KỸ THUẬT XÂY DỰNG VÀ VẬT LIỆU MÔI

▪ PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG ĐƯỜNG HÀM TÀU ĐIỆN NGẦM TRONG ĐÔ THỊ BẰNG MÁY ĐÀO HÀM CƠ GIỚI	
<i>Đỗ Ngọc Thái.....</i>	<i>266</i>
▪ PHÂN TÍCH ỨNG SUẤT BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT ĐÁ XUNG QUANH HAI ĐƯỜNG HÀM KHI CÓ SỰ THAY ĐỔI ĐIỀU KIỆN BỀ MẶT ĐẤT	
<i>Trần Tuấn Minh, Đặng Trung Thành, Nguyễn Duyên Phong, Đỗ Quang Tuấn.....</i>	<i>277</i>
▪ NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA PUZOLAN TỰ NHIÊN ĐẾN CHẤT LƯỢNG HỖN HỢP ĐẤT GIA CỐ DỪNG TRONG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG	
<i>Bùi Trường Sơn, Vũ Bá Thao, Nguyễn Huy Vượng, Phạm Minh Tân.....</i>	<i>286</i>
▪ TỔNG QUAN VỀ SỬ DỤNG CỌC BÊ TÔNG CỐT THÉP ĐƯỜNG KÍNH NHỎ ĐỂ GIA CƯỜNG NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH LỊCH SỬ - VĂN HÓA	
<i>Nguyễn Văn Mạnh, Bùi Văn Đức</i>	<i>294</i>
▪ NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA THAM SỐ HÌNH HỌC ĐẾN BIỂU HIỆN CỦA KẾT CẤU CHỐNG ĐƯỜNG HÀM HÌNH MÓNG NGỰA	
<i>Nguyễn Tài Tiến, Đỗ Ngọc Anh</i>	<i>305</i>
▪ NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG LÝ THUYẾT DÂY MỀM TRONG TÍNH TOÁN KẾT CẤU LƯỚI THÉP SỬ DỤNG TRONG KHAI THÁC HÀM LÒ TẠI CÁC MỎ THAN QUẢNG NINH	
<i>Nguyễn Phi Hùng, Vũ Minh Ngạn.....</i>	<i>315</i>
▪ NGHIÊN CỨU CÁC YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG TỚI HỆ SỐ THỪA TIẾT DIỆN KHI THI CÔNG CÁC ĐƯỜNG LÒ BẰNG PHƯƠNG PHÁP KHOAN NỔ MÍN TRONG CÁC MỎ THAN HÀM LÒ VÙNG QUẢNG NINH	
<i>Đặng Văn Kiên, Đỗ Ngọc Anh, Trương Văn Hà.....</i>	<i>322</i>
▪ NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN BƯỚC CHỐNG VÌ THÉP CHO ĐƯỜNG LÒ MỨC -50 ÷ -00 NẪM DƯỚI BÃI THẢI ĐIỀU KIỆN MỎ THAN MÔNG DƯƠNG	
<i>Nguyễn Hữu Sà, Đào Viêt Đoàn, Đặng Văn Kiên.....</i>	<i>332</i>
▪ NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA KẾT CẤU CHỐNG GIỮ KHO CHỨA KHÍ NGẦM LPG CỦA HSVC TẠI CÁI MẾP, VÙNG TÀU BẰNG PHƯƠNG PHÁP SỐ	
<i>Vũ Tiến Dũng, Đặng Văn Kiên, Joséphine DONNARD</i>	<i>341</i>

▪ NGHIÊN CỨU MÔ PHỎNG SỐ ĐÁNH GIÁ ỨNG XỬ CƠ HỌC CỦA KHỐI ĐẬP TĂNG CƯỜNG LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT TRÊN NỀN ĐẤT YẾU GIA CỐ BẰNG CỌC: MỘT ỨNG DỤNG CHO NỀN ĐƯỜNG ĐẦU CẦU	
<i>Phạm Văn Hùng</i>	350
▪ NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG THAM SỐ KẾT CẤU CHỐNG ĐẾN ỨNG XỬ CƠ HỌC CỦA ĐƯỜNG LÒ PHÍA DƯỚI BÃI THẢI BỀ MẶT MỎ VÙNG THAN QUẢNG NINH	
<i>Nguyễn Hữu Sà, Đặng Văn Kiên, Đào Viết Đoàn, Ngô Đức Quyền</i>	358
▪ NGHIÊN CỨU SẢN XUẤT GẠCH KHÔNG NUNG SỬ DỤNG CÁC CHẤT THẢI TRO BAY VÀ TRO XỈ CỦA NHÀ MÁY NHIỆT ĐIỆN	
<i>Nguyễn Ngọc Huy, Nguyễn Hữu Sơn, Huỳnh Kỳ Phương Hạ</i>	369
▪ NGHIÊN CỨU SỬ DỤNG CÁT NHÂN TẠO VÀ HỖN HỢP PHỤ GIA KHOÁNG ZEOLITE - XỈ LÒ CAO CHẾ TẠO BÊ TÔNG TỰ ĐẦM CƯỜNG ĐỘ CAO	
<i>Thái Quang Minh, Lê Văn Trí, Nguyễn Hải Đăng, Nguyễn Thị Tuyết Mai</i>	378
▪ NGHIÊN CỨU SỰ THAY ĐỔI VẬN TỐC SÓNG TRONG BÊ TÔNG HẠT MỊN BẰNG PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM XUNG SIÊU ÂM (UPV)	
<i>Phạm Thị Nhân, Khổng Trung Đức</i>	389
▪ PREDICTION OF COMPRESSIVE STRENGTH SFRC BASED ON THE ANN MODEL	
<i>Nguyen Duyen Phong, Dang Van Kien</i>	394
▪ STUDY, ANALYSIS RESULTS FROM BORED PILES TESTS AND EXPERIENCE HOW TO CONVERT THE STRAIN TO LOAD AS WELL AS TO VALIDATE DESIGN PREDICTION	
<i>Phan Thanh Tien, Nguyen Tan Son</i>	404
▪ BƯỚC ĐẦU NGHIÊN CỨU ĐẶC TÍNH CƠ HỌC CỦA BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP	
<i>Bùi Văn Bình, Nguyễn Khánh Ly, Phạm Thị Ngọc Hà,</i>	412
▪ ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG SỬ DỤNG TRO ĐÁY TỪ NHÀ MÁY ĐÓT RÁC XUÂN SƠN LÀM VẬT LIỆU ĐẬP NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ	
<i>Nguyễn Anh Tuấn, Nguyễn Châu Lâm, Phí Hồng Thịnh</i>	418
▪ NGHIÊN CỨU ĐỘ HÚT NƯỚC CỦA VỮA KHI SỬ DỤNG XỈ ĐÁY LÒ NHÀ MÁY NHIỆT ĐIỆN	
<i>Nguyễn Văn Hùng</i>	425
▪ TRƯỜNG ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỖNG VÀ ỨNG SUẤT XUNG QUANH HÀM ĐẶT SÂU TRONG MÔI TRƯỜNG ĐÁ BẤT ĐẲNG HƯỚNG BẢO HÒA CÓ ĐỘ THẨM NHỎ	
<i>Trần Nam Hưng, Trần Nguyễn Dương, Phạm Đức Thọ, Vũ Anh Tuấn</i>	435

Chủ đề III. TAI BIẾN ĐỊA CHẤT VÀ CÔNG NGHỆ QUAN TRẮC - CẢNH BÁO SỚM

▪ SỰ CỐ HƯ HẠI KẾT CẤU CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG TRÊN TALUY ÂM: MỘT TRƯỜNG HỢP NGHIÊN CỨU TẠI THỊ TRẤN MƯỜNG CHÀ, TỈNH ĐIỆN BIÊN	
<i>Bùi Văn Đức, Nguyễn Văn Mạnh, Nguyễn Quang Tuấn, Phan Viết Sơn</i>	444
▪ PHŨ XANH MÁI DỐC - BIỆN PHÁP PHÒNG CHỐNG XÓI MÒN MANG TÍNH BỀN VỮNG	
<i>Nguyễn Văn Thành, Doãn Thị Trâm, Lê Văn Nam, Nguyễn Trí Thắng</i>	453
▪ A REVIEW OF EARLY WARNING FOR DEBRIS FLOW IN JAPAN AND RECOMMENDATIONS FOR VIETNAM	
<i>Nguyen Trung Kien, Nguyen Thanh Duong, Nguyen Quoc Thanh, Pham Thi Ngoc Ha, Vy Thi Hong Lien, Phan Tu Huong, Nguyen Tan Son</i>	461
▪ PHÂN TÍCH ẢNH HƯỞNG CỦA CÁC THAM SỐ HÌNH HỌC VÀ ĐỊA KỸ THUẬT ĐẾN HIỆN TƯỢNG LÚN MẶT ĐẤT KHI THI CÔNG ĐƯỜNG HÀM BẰNG KHIÊN ĐÀO (TBM)	
<i>Nguyễn Văn Hiến</i>	470

- PREDICTION OF COLLAPSES WHEN TUNNELING THROUGH FAULTS
Quang Phich Nguyen, Quang Minh Nguyen, Trong Tam Nguyen, Dong Xuan Tu479
- VAI TRÒ CÁC NHÂN TỐ NHÂN SINH ĐỐI VỚI CÁC TAI BIẾN ĐỊA CHẤT Ở ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG
Đào Hồng Hải, Nguyễn Việt Kỳ, Bùi Trọng Vinh, Nguyễn Hữu Sơn, Trần Lê Thế Diễn486
- DEFINING OPTIMAL DIGITAL ELEVATION MODEL (DEM) RESOLUTION FOR LANDSLIDE SUSCEPTIBILITY ASSESSMENT IN LAOCAI CITY, LAOCAI PROVINCE
Bình Van Duong, Igor Konstantinovich Fomenko, Kien Trung Nguyen, Ha Ngoc Thi Pham, Dang Hong Vu, Olga Nikolaevna Sirotkina.....496
- HIỆN TRẠNG VÀ XU THẾ PHÁT TRIỂN HIỆN TƯỢNG NÚT, TRƯỢT LỖ ĐẤT ĐÁ KHU VỰC PHÚ GIA, HUYỆN PHÚ LỘC, TỈNH THỪA THIÊN HUẾ
Trần Hữu Tuyên, Nguyễn Thị Thủy, Hoàng Ngô Tự Do, Hoàng Hoa Thám504
- ẢNH HƯỞNG CỦA CƯỜNG ĐỘ MƯA ĐẾN SỰ ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC - LẤY VÍ DỤ Ở QUẢNG BÌNH, VIỆT NAM
Bùi Văn Bình, Bùi Trường Sơn, Nguyễn Thị Nụ, Nguyễn Thành Dương, Phạm Thị Việt Nga.....514
- NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP NÂNG CAO KHẢ NĂNG KHÁNG HÓA LÒNG CỦA NỀN ĐẤT
Đặng Quang Huy, Bùi Anh Thắng, Ngô Thị Hương Trang, Nguyễn Trọng Dũng, Ngô Xuân Nam.....524
- NGHIÊN CỨU ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP KHẮC PHỤC SỰ CỐ THÂM HẠ LƯU ĐẬP ĐẤT CÔNG TRÌNH HỒ CHỨA NƯỚC ĐẠN KIA, LẠC DƯƠNG, LÂM ĐỒNG
Nguyễn Thị Nụ, Bùi Trường Sơn, Lê Thanh Tùng.....532
- NGUY CƠ LŨ Bùn ĐÁ KHU VỰC QUẢNG BÌNH
Bùi Văn Bình, Bùi Trường Sơn, Nguyễn Thị Nụ, Nguyễn Thành Dương, Nguyễn Văn Hùng.....540
- ĐÁNH GIÁ TÁC ĐỘNG RUNG CHẤN DO NỔ Mìn ĐẾN HIỆN TƯỢNG SỤT ĐẤT KHU VỰC XÃ PHONG XUÂN, HUYỆN PHONG ĐIỀN, TỈNH THỪA THIÊN HUẾ
Trần Hữu Tuyên, Nguyễn Thị Thủy, Hoàng Ngô Tự Do, Hoàng Hoa Thám549
- ĐÁNH GIÁ NGUY CƠ XUẤT HIỆN SÓNG THẦN DO KHỎI TRƯỢT TIỀM NĂNG TẠI KHU VỰC HỒ CHỨA NƯỚC VẠN HỘI, TỈNH BÌNH ĐỊNH
Phạm Văn Tiền, Lê Hồng Lượng, Trần Thanh Nhân, Trần Trung Hiếu, Đinh Thị Quỳnh, Nguyễn Khắc Hoàng Giang, Đào Minh Đức, Nguyễn Thành Dương, Đỗ Minh Ngọc, Phạm Huy Dũng.....556
- NGHIÊN CỨU ĐẶC ĐIỂM MỘT SỐ KHỎI TRƯỢT QUY MÔ LỚN Ở TỈNH BÌNH ĐỊNH
Đinh Thị Quỳnh, Đỗ Minh Đức, Đào Minh Đức, Phạm Văn Tiền, Nguyễn Hữu Hà, Nguyễn Kim Long.....565
- MỘT VÀI ĐẶC ĐIỂM TRƯỢT NÔNG BỜ DỐC NỀN ĐƯỜNG ĐÀO TRÊN ĐƯỜNG Ô TÔ VÙNG NÚI BẮC BỘ
Nguyễn Việt Tiệp, Nguyễn Đức Mạnh, Mai Sỹ Hùng574

Chủ đề IV. TÀI NGUYÊN - MÔI TRƯỜNG VÀ CHUYỂN ĐỔI SỐ

- TÍNH TOÁN LƯỢNG MƯA THIẾT KẾ ỨNG VỚI CÁC KỊCH BẢN BIẾN ĐỔI KHÍ HẬU PHỤC VỤ ĐÁNH GIÁ, DỰ BÁO TIÊU THOÁT LŨ CHO KHU VỰC RẠCH BÀU HẠ, TP. TUY HÒA, TỈNH PHÚ YÊN
Vũ Thu Hiền, Dương Thị Thanh Thủy, Kiều Thị Vân Anh, Trần Vũ Long, Đào Đức Bằng.....584

- MỘT SỐ MÔ HÌNH TRÍ TUỆ NHÂN TẠO DỰ BÁO ĐIỆN TÍCH GƯƠNG HẦM SAU KHI NỔ Mìn TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG
Nguyễn Chí Thành, Nguyễn Văn Chính.....591
- ĐẶC ĐIỂM CÁC LỚP ĐẤT KHU VỰC THƯỢNG LƯU ĐẬP THỦY ĐIỆN CẨM THỦY , HUYỆN CẨM THỦY, TỈNH THANH HÓA VÀ MỘT SỐ VẤN ĐỀ MÔI TRƯỜNG LIÊN QUAN
Đỗ Văn Bình, Trần Thị Kim Hà, Đỗ Thị Hải, Đỗ Cao Cường601
- HIỆN TRẠNG MÔI TRƯỜNG NƯỚC VÀ PHÚ DƯỠNG TRONG NƯỚC BIỂN VỊNH HẠ LONG, TIỀM NĂNG CHO MÔ HÌNH KINH TẾ TUẦN HOÀN TRONG NUÔI TRỒNG THỦY SẢN TẠI KHU VỰC
Phạm Khánh Huy, Hoàng Thị Bích Thủy, Đỗ Cao Cường, Nguyễn Quang Minh.....610
- ĐÁNH GIÁ HIỆN TRẠNG VÀ DIỄN BIẾN CHẤT LƯỢNG NƯỚC THẢI SINH HOẠT TRÊN ĐỊA BÀN QUẬN HOÀNG MAI
Nguyễn Mai Hoa618
- ĐÁNH GIÁ HIỆN TRẠNG QUẢN LÝ CHẤT THẢI RẮN SINH HOẠT TỈNH BÌNH ĐỊNH VÀ ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP QUẢN LÝ PHÙ HỢP
Trần Thị Thanh Thủy.....625
- ĐẶC ĐIỂM CÁC NGUỒN THẢI, MÔI TRƯỜNG NƯỚC SÔNG VÀ KHẢ NĂNG TIẾP NHẬN NƯỚC THẢI CỦA MỘT SỐ SÔNG CHÍNH THUỘC LƯU VỰC SÔNG KÔN - HÀ THANH
Vũ Mạnh Hải, Đậu Minh Huy, Phạm Trung Hiếu, Đặng Văn Quyền, Nguyễn Quốc Ân, Huỳnh Thị Thu Thủy, Lê Chấn Trung, Tô Nguyễn Hồng Nhung634
- PHÂN CHIA CÁC KIỂU VỎ PHONG HÓA Ở KHU VỰC NAM ĐÔNG, THỪA THIÊN HUẾ
Nguyễn Thị Thủy, Lê Duy Đạt, Nguyễn Thị Hồng Nụ.....644
- PHÂN TÍCH TƯƠNG QUAN GIỮA XÂM NHẬP MẶN VÀ CHẤT LƯỢNG NƯỚC Ở HAI LƯU VỰC SÔNG BÊN HẢI VÀ THẠCH HẸN, TỈNH QUẢNG TRỊ
Bùi Thị Thu, Đỗ Thị Việt Hương, Lê Hữu Tâm.....652
- ỨNG DỤNG ARCGIS ONLINE VÀ VR 60 TRONG TRỰC QUAN HÓA BẢN ĐỒ CÂU CHUYỆN PHỤC VỤ QUẢNG BÁ ĐIỂM DU LỊCH MÂY TRE ĐẠN BAO LA, TỈNH THỪA THIÊN HUẾ
Đỗ Thị Việt Hương, Nghiêm Tú Minh Hằng, Bùi Thị Thu, Tsutsui Kazunobu661
- ỨNG DỤNG CÁC PHẦN MỀM MỚI ĐỂ XÂY DỰNG CƠ SỞ DỮ LIỆU ĐẤT ĐAI TRONG NGÀNH TÀI NGUYÊN VÀ MÔI TRƯỜNG - THỰC NGHIỆM TẠI HUYỆN MIỀN NÚI TỈNH THÁI NGUYÊN
Trần Hồng Hạnh, Trần Văn Anh, Trần Trung Anh, Vũ Minh Ngạn, Lê Thanh Nghị, Ngô Văn Dũng, Đặng Ngọc Hoàng Uyên670
- NEAR-SURFACE ION-ADSORBED RARE EARTH ELEMENTS (REE) IN THE NORTHWESTERN VIETNAM: A BRIEF INTRODUCTION ON POTENTIAL, EXPLORATION AND LOCAL PRODUCTION
B. K. Son, P. H. Giao, D. H. Hien, P. Q. Ngoc and N. H. Minh679
- ÁP DỤNG PHÂN TÍCH THỐNG KÊ ĐA BIẾN TRONG PHÂN VÙNG VÀ ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG NƯỚC DƯỚI ĐẤT: NGHIÊN CỨU TRƯỜNG HỢP Ở HUYỆN HẢI LĂNG, TỈNH QUẢNG TRỊ
Nguyễn Văn Hợp, Nguyễn Đăng Giáng Châu, Trương Quý Tùng, Trương Trung Kiên, Nguyễn Trọng Hữu, Mai Thị Thanh Tuyền, Nguyễn Trường Khoa, Bùi Văn Xuân.....686
- NGHIÊN CỨU KẾT HỢP CÔNG NGHỆ VIỄN THÁM VÀ GIS PHÂN TÍCH BIẾN ĐỘNG THỰC PHỦ VÀ SỬ DỤNG ĐẤT KHU VỰC THỰC NGHIỆM THUỘC TỈNH CÀ MAU
Trần Hồng Hạnh, Phạm Thị Thanh Hòa698

- NGHIÊN CỨU ĐẶC ĐIỂM VÀ SỰ PHÂN BỐ KHÔNG GIAN NƯỚC NGẦM MẠCH LỘ PHỤC VỤ PHÁT TRIỂN CÁC GIẢI PHÁP QUẢN LÝ BỀN VỮNG KHU VỰC TỈNH GIA LAI
Nhữ Việt Hà..... 705

Chủ đề V. CÔNG NGHỆ KHOAN - KHAI THÁC

- FEATURES OF SOLUTIONS TO CONTROL AND PREVENT SCALE DEPOSITION IN THE WELLS OF VIETSOVPETRO OIL FIELDS
Le Dang Tam, Tong Canh Son, Phan Tran Hai Long, Phan Duc Tuan, Nguyen Thuc Khang, Pham Ba Hien..... 716
- ỨNG DỤNG HỌC MÁY TRONG DỰ BÁO ĐƯỜNG CONG SONIC CHO GIẾNG X
Lương Hải Linh, Đồng Nhật Thiên, Huỳnh T. Thảo Vi, Thiệu Kiều Anh, Bùi Tử An..... 723
- THÀNH TỰU TRONG DỰ BÁO THÔNG SỐ ĐỊA CƠ HỌC CỦA GIẾNG KHOAN BẰNG KỸ THUẬT MÁY HỌC
Nguyễn Khắc Long, Trương Văn Từ, Nguyễn Thế Vinh, Lê Đức Vinh, Đào Hiệp..... 731
- NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN CHOÒNG KHOAN PHÙ HỢP ĐỂ THI CÔNG CÁC GIẾNG DẦU KHÍ TẠI KHU VỰC VỊNH BẮC BỘ
Nguyễn Trần Tuấn..... 740
- NGHIÊN CỨU VÀ ÁP DỤNG NHỮNG HỆ DUNG DỊCH KHOAN TIỀN TIẾN CỦA VIETSOVPETRO
Hoàng Hồng Linh, Bùi Văn Thơm, Mai Duy Khánh, Phạm Đình Lơ, Nguyễn Xuân Thảo..... 747
- NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG THIẾT BỊ “MUD COOLER” NHẪM TỐI ƯU HÓA KHẢ NĂNG LÀM MÁT DUNG DỊCH KHI KHOAN CÁC GIẾNG DẦU KHÍ Ở BỀ CỬU LONG
Nguyễn Trần Tuấn..... 756
- NGHIÊN CỨU GIẢI PHÁP XỬ LÝ LẮNG ĐỘNG ASPHALTEN TẠI MỎ BRS, ALGERIA
Đỗ Duy Khoản, Nguyễn Văn Thịnh 764
- NGHIÊN CỨU NÂNG CAO HIỆU QUẢ KHOAN THĂM DÒ Ở KHU VỰC CẨM PHẢ, QUẢNG NINH
Nguyễn Trần Tuấn, Nguyễn Xuân Thảo, Lê Văn Nam, Nguyễn Văn Thành, Doãn Thị Trâm..... 773
- NGHIÊN CỨU VÀ ÁP DỤNG NHỮNG GIẢI PHÁP PHÙ HỢP NHẪM NÂNG CAO CHẤT LƯỢNG VÀ HIỆU QUẢ THI CÔNG DUNG DỊCH CHO HỆ KGAC PLUS M
Hoàng Hồng Linh, Bùi Văn Thơm, Mai Duy Khánh, Phạm Đình Lơ..... 780
- CÔNG TÁC XI MĂNG GIẾNG KHOAN DẦU KHÍ: TỔNG QUAN VỀ KỸ THUẬT VÀ CÁC SỰ SÓ LIÊN QUAN
Hoàng Trọng Quang, Trần Nguyễn Thiện Tâm, Lê Nguyễn Hải Nam, Kiều Phúc, Đỗ Quang Khánh 790
- NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN HỆ DUNG DỊCH KHOAN ĐỂ THI CÔNG CÁC GIẾNG CÓ ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT PHỨC TẠP TẠI MỎ BẠCH HỒ
Trương Văn Từ, Nguyễn Khắc Long 798
- NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN KỸ THUẬT PHÁT TRIỂN VÙNG CẬN BIÊN MỎ ĐẠI HÙNG
Lê Quang Duyệt, Lê Văn Nam, Tăng Văn Đồng..... 806

KỶ YẾU HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC
VIETGEO 2023

THỪA THIÊN HUẾ, VIỆT NAM
NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023

CHỦ ĐỀ I

ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH - ĐỊA KỸ THUẬT
VÀ ĐỊA CHẤT THỦY VĂN

NGUỒN HÌNH THÀNH TRỮ LƯỢNG NƯỚC DƯỚI ĐẤT VÙNG ĐỒNG BẰNG TỈNH HÀ TĨNH

Dương Thị Thanh Thủy^{1,*}, Hoàng Thăng Long²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

²Trung tâm Cảnh báo và Dự báo tài nguyên nước

*Tác giả chịu trách nhiệm: duongthithanhthuy@hmg.edu.vn

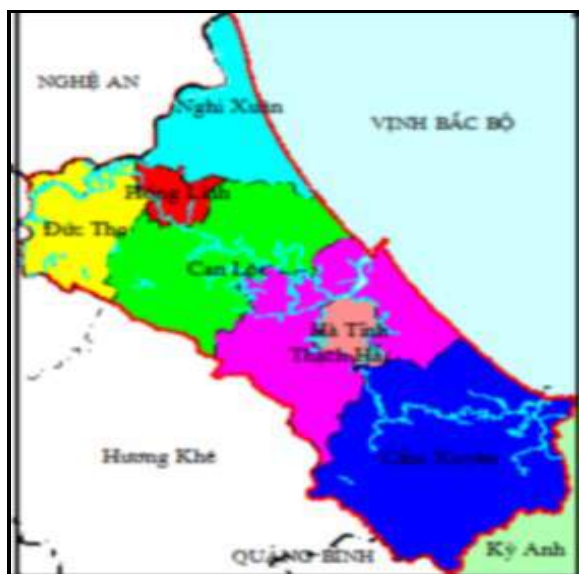
Tóm tắt

Hà Tĩnh là một tỉnh ven biển thuộc vùng Bắc Trung Bộ Việt Nam. Trong vùng này, nước phục vụ cho các hoạt động được khai thác chủ yếu từ nước dưới đất trong các tầng chứa nước trầm tích bờ rời Pleistocen và Holocen vùng đồng bằng tỉnh Hà Tĩnh. Bằng phương pháp mô hình số xác định được trữ lượng khai thác tiềm năng (tiềm năng nước dưới đất) trong các tầng chứa nước này là 288.990 m³/ngày. Nguồn hình thành trữ lượng nước dưới đất trong trầm tích Đệ tứ vùng đồng bằng tỉnh Hà Tĩnh gồm: Do cung cấp ngầm của nước mưa 228.830 m³/ngày, chiếm 79,17%; Cung cấp từ sông suối 15.106 m³/ngày, chiếm 5,26%; Do thấm xuyên 44.610 m³/ngày, chiếm 15,42%; Tài nguyên tĩnh dự báo (trữ lượng tĩnh) $Q_t = 441.1$ m³/ngày, chiếm 0,15%. Như vậy, nguồn cung cấp cho tầng chứa nước chủ yếu từ nước mưa chiếm gần 80%. Để tăng khả năng khai thác, hạn chế xâm nhập mặn cần có các biện pháp tăng cường lượng bổ cập từ nước mưa, hạn chế lượng bốc hơi nước dưới đất.

Từ khóa: nguồn hình thành trữ lượng, trầm tích Đệ tứ, đồng bằng tỉnh Hà Tĩnh.

1. Mở đầu

Vùng nghiên cứu là đồng bằng ven biển tỉnh Hà Tĩnh có diện tích đất tự nhiên 1.949 km², bao gồm 8 huyện: Nghi Xuân, Hồng Lĩnh, Đức Thọ, Can Lộc, Thạch Hà, Lộc Hà, TP. Hà Tĩnh, Cẩm Xuyên (hình 1). Nước phục vụ ăn uống, sinh hoạt và công nghiệp cho vùng này chủ yếu là nước dưới đất được khai thác từ các tầng chứa nước lỗ hổng Pleistocen và Holocen trong trầm tích bờ rời Đệ tứ vùng đồng bằng ven biển. Các tầng chứa nước này phân bố với diện tích khoảng 1.115 km², với thành phần thạch học: cát hạt mịn, hạt trung, hạt thô, sạn, sỏi (Hoàng Văn Khôn, 1997); (Nguyễn Văn Đức, Nguyễn Hữu Bình, 2003); (Nguyễn Hữu Oanh, 2005). Xác định nguồn hình thành trữ lượng nước dưới đất trong các tầng chứa nước này giúp các nhà quản lý định hướng quy hoạch phát triển kinh tế - xã hội và có các giải pháp khai thác bền vững là hết sức cần thiết.



Hình 1. Vị trí vùng nghiên cứu.

2. Xây dựng mô hình và các thông số đầu vào mô hình

2.1. Xây dựng mô hình

Visual MODFLOW là hệ phần mềm mô phỏng dòng ngầm 3 chiều phổ biến rộng rãi trên thế giới. Phần mềm được các nhà địa chất người Mỹ là Michael McDonald và Arlen Harbaugh biên soạn từ năm 1983, từ đó cho đến nay phần mềm liên tục được bổ sung và phát triển. Trên cơ sở phần mềm Visual MODFLOW (Nilson Guiver and ThomAs Franz, 2002) tiến hành xây dựng mô hình và tính toán trữ lượng khai thác tiềm năng, cũng như nguồn hình thành trữ lượng vùng đồng bằng tỉnh Hà Tĩnh:

Đối tượng nghiên cứu là tầng chứa nước lỗ hổng Holocen và Pleistocen trong các trầm tích Đệ tứ phân bố trên 8 huyện thuộc đồng bằng tỉnh Hà Tĩnh (hình 2).

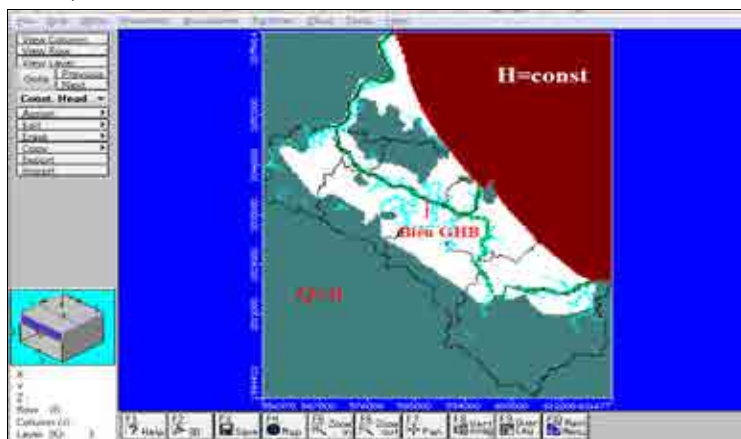
Trên toàn vùng nghiên cứu được phân chia 130 cột và 164 hàng tạo thành mạng lưới ô vuông với kích thước $500\text{ m} \times 500\text{ m}$.

Trên mặt cắt, hệ thống chứa nước được mô phỏng thành các lớp tương ứng với mỗi tầng chứa nước và cách nước như sau:

Lớp 1: Ứng với tầng chứa nước trong trầm tích Holocen (qh). Chiều dày tầng chứa nước biến đổi từ 6m đến 20 m.

Lớp 2: Ứng với tầng chứa nước trầm tích sét pha, sét Pleistocen thượng (amQ_1^3). Chiều dày tầng chứa nước lớn nhất đạt 10 m.

Lớp 3: Ứng với tầng chứa nước trong trầm tích Pleistocen (qp). Chiều dày tầng chứa nước biến đổi từ 3,0 m đến 33,5 m...



Hình 2. Sơ đồ giới hạn mô hình đồng bằng Hà Tĩnh.

2.2. Thông số đầu vào của mô hình

a) Giá trị bổ cập

Giá trị bổ cập lấy bằng 3 - 7% lượng mưa tùy theo thảm thực vật, độ dốc địa hình, loại đất và tốc độ đô thị hóa tại những vùng. Trên cơ sở số liệu mưa nhiều năm được lấy tại trạm Hà Tĩnh chia vùng giá trị bổ cập cho mô hình tính toán thành 4 vùng (hình 3).

Vùng 01: Bao phủ thành phố Hà Tĩnh, giá trị bổ cập từ mưa cho nước dưới đất được lấy bằng 3% lượng mưa. Giá trị bổ cập là 60 mm/năm.

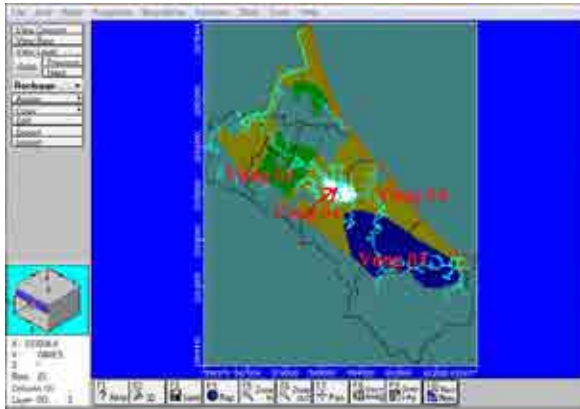
Vùng 02: Diện tích kéo dài từ núi Hồng Lĩnh, bao gồm thị xã Hồng Lĩnh và đến hết phía Tây của huyện Can Lộc, giá trị bổ cập từ mưa cho nước dưới đất được lấy bằng 4% lượng mưa. Giá trị bổ cập là 80 mm/năm.

Vùng 03: Bao gồm phía Tây huyện Cẩm Xuyên, giá trị bổ cập từ mưa cho nước dưới đất được lấy bằng 7% lượng mưa. Giá trị bổ cập là 140 mm/năm.

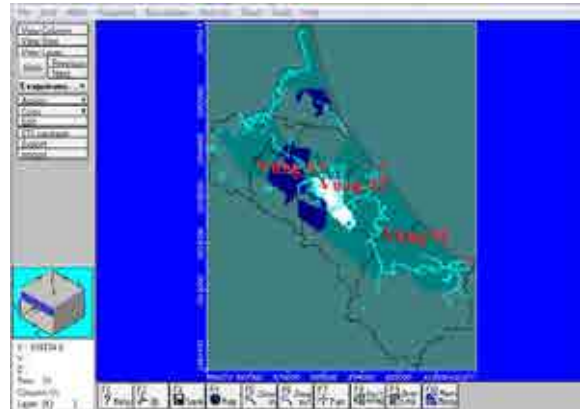
Vùng 04: bao gồm các phần còn lại, giá trị bổ cập từ mưa cho nước dưới đất được lấy bằng 6% lượng mưa. Giá trị bổ cập là 120 mm/năm.

b) Giá trị bốc hơi

Dựa vào đặc điểm địa hình; tốc độ đô thị hóa; lớp phủ thực vật; bản đồ sử dụng đất giá trị bốc hơi nhiều năm tại trạm Hà Tĩnh, vùng nghiên cứu được chia thành 3 vùng: Vùng 01 phân bố ven biển có giá trị bốc hơi 110 mm/năm; Vùng 02 nằm ở trung tâm thuộc thành phố Hà Tĩnh và phụ cận có giá trị bốc hơi 90 mm/năm; Vùng 3 phân bố phía Tây giáp núi có giá trị bốc hơi 70 mm/năm (hình 4).



Hình 3. Sơ đồ phân vùng bổ cập.



Hình 4. Sơ đồ phân vùng bốc hơi.

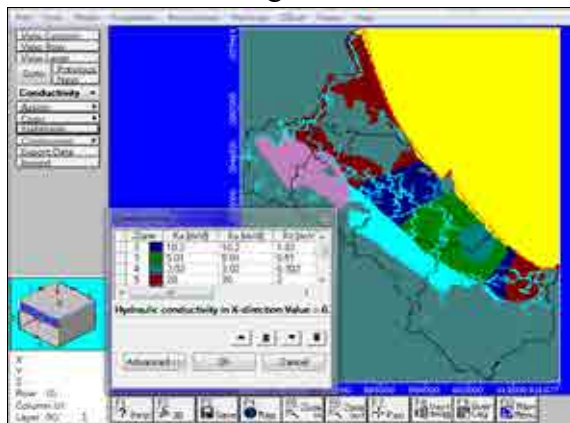
c) Hệ số thấm, hệ số nhả nước

Hệ số thấm và hệ số nhả nước được tính toán dựa vào kết quả hút nước thí nghiệm tại 33 điểm nghiên cứu tầng chứa nước Holocen và 69 điểm tầng chứa Pleistocen (Hoàng Văn Khôn, 1997); (Nguyễn Văn Đức, Nguyễn Hữu Bình, 2003); (Nguyễn Hữu Oanh, 2005):

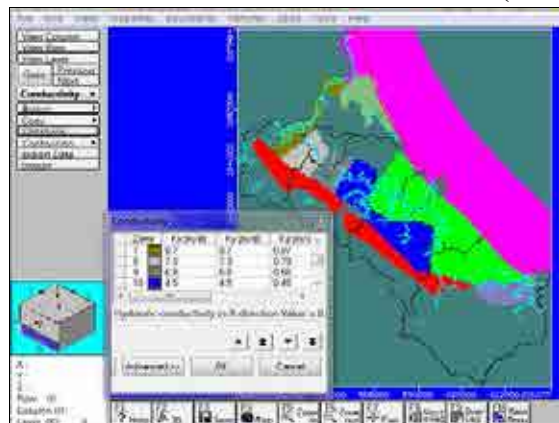
Lớp 1: tầng chứa nước Holocen; Hệ số thấm biến đổi từ 2,41 m/ngày đến 20,59 m/ngày; Hệ số nhả nước trọng lực biến đổi từ 0,133 đến 0,18 (hình 5).

Lớp 2: Lớp cách nước sét pha, sét Pleistocen thượng; Hệ số thấm 0,001 m/ngày; Hệ số nhả nước trọng lực 0,05.

Lớp 3: Tầng chứa nước Pleistocen; Hệ số thấm biến đổi từ 0,014 m/ngày đến 111,31m/ngày; Hệ số nhả nước trọng lực biến đổi từ 0,064 đến 0,229, hệ số nhả nước đàn hồi 0,001 (hình 6).



Hình 5. Sơ đồ phân vùng hệ số thấm tầng chứa nước Holocen (lớp 1).



Hình 6. Sơ đồ phân vùng hệ số thấm tầng chứa nước Pleistocen (lớp 3).

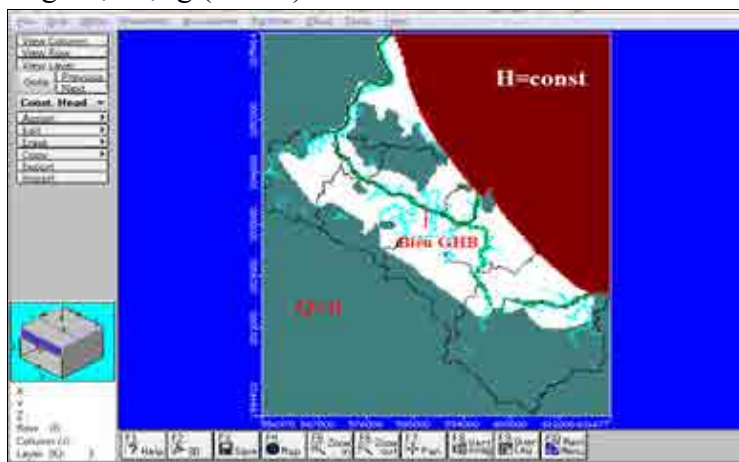
d) Hiện trạng khai thác nước dưới đất vùng nghiên cứu

Các loại hình công trình khai thác nước dưới đất chủ yếu trong vùng là các công trình cấp nước tập trung, các giếng khoan và giếng đào: tại 49 điểm cấp nước khai thác tập trung với lưu lượng khai thác: tầng chứa nước Holocen 9.781 m³/ngày, tầng Pleistocen 1.610 m³/ngày với

chiều sâu khai thác 25 - 50 mét (Hoàng Văn Khôn, 1997); (Nguyễn Văn Đức, Nguyễn Hữu Bình, 2003); (Nguyễn Hữu Oanh, 2005)...

e) Biên và điều kiện biên

Biên $H = \text{const}$ được mô phỏng cho lớp 1 là một dải dọc mép nước biển với mực nước trên biên $H = 0$ m. Các sông được đặt biên GHB, gồm: sông Lam, sông Đò Điện, sông Rào Cái, sông Cửa Sốt và sông Gia Hội. Vùng đá gốc được đặt là biên cách nước; Vùng phía Bắc sông Lam được đặt là vùng không hoạt động (hình 7).

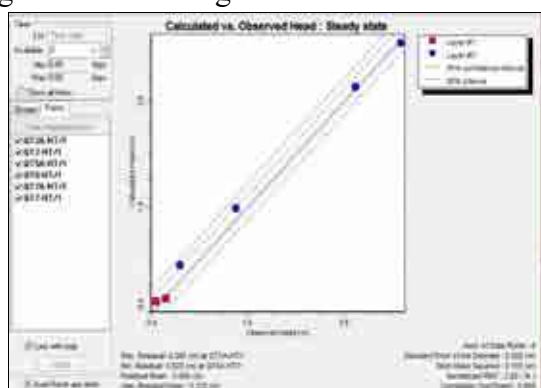


Hình 7. Sơ đồ hóa điều kiện biên của mô hình.

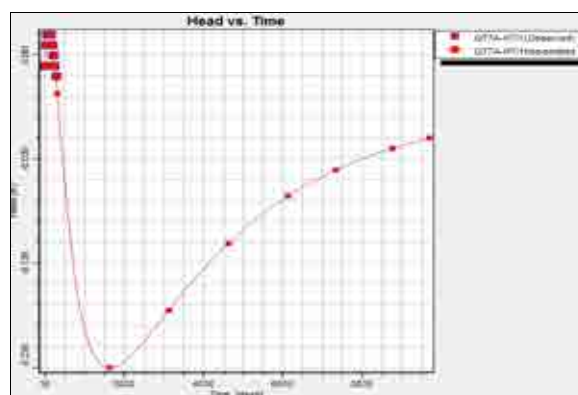
2.3. Kết quả chỉnh lý mô hình

Sau khi đưa các số liệu đầu vào của mô hình, tác giả tiến hành chỉnh lý mô hình bằng cách giải bài toán ngược ổn định và không ổn định.

Kết quả bài toán ngược ổn định và không ổn định được thể hiện trên hình 8, hình 9, với sai số RMS là 3,05%. Số liệu để chỉnh lý không ổn định là số liệu tại lỗ khoan QT7a-HT quan trắc tầng chứa nước trong trầm tích Holocen.



Hình 8. Đồ thị biểu diễn tính toán sai số của mô hình.

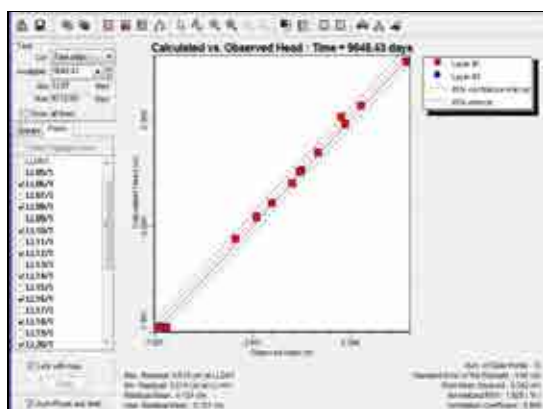


Hình 9. Đồ thị giao động mực nước tính toán và quan trắc thực tế.

Qua các số liệu trên cho thấy, kết quả chạy mô hình tương đối phù hợp với các giá trị thực tế. Mô hình này sử dụng làm cơ sở để đánh giá trữ lượng khai thác tiềm năng (tiềm năng nước dưới đất) và xác định nguồn hình thành trữ lượng cho vùng nghiên cứu.

3. Nguồn hình thành trữ lượng nước dưới đất vùng đồng bằng tỉnh Hà Tĩnh

Trên cơ sở chỉnh lý mô hình trên, dựa vào kết quả các thành phần chảy đến và chảy đi trong Zone Budget cho phép xác định được các nguồn hình thành trữ lượng khai thác. Tiến hành chạy mô hình Seawat với biên mặn đặt ở vùng có tầng chứa nước nhiễm mặn và vùng tiếp giáp với biển. Kết quả thể hiện trong hình 10 và hình 11.



Hình 10. Kết quả sai số giữa trị số hạ thấp mực nước trên mô hình và mực nước thực tế sau thời gian 27 năm khai thác.



Hình 11. Số liệu cân bằng nước sau 27 năm khai thác.

Từ kết quả chạy mô hình trên trữ lượng khai thác tiềm năng nước dưới đất (tiềm năng nước dưới đất) vùng đồng bằng ven biển tỉnh Hà Tĩnh là 288.990 m³/ngày. Trong đó trữ lượng do cung cấp ngầm của nước mưa $Q_w = 228.830$ m³/ngày, chiếm 79,17%; Trữ lượng do cung cấp của sông suối $Q_{ss} = 15.106$ m³/ngày, chiếm 5,26%; Trữ lượng do thấm xuyên $Q_{tx} = 44.610$ m³/ngày, chiếm 15,42%; Tài nguyên tỉnh dự báo $Q_t = 441,1$ m³/ngày, chiếm 0,15%

4. Kết luận

Từ kết quả nghiên cứu trên, tác giả rút ra một số kết luận sau:

1. Bằng phương pháp mô hình xác định được trữ lượng khai thác tiềm năng nước dưới đất (Tiềm năng nước dưới đất) trong các tầng chứa nước trầm tích bờ rời tuổi Đệ tứ vùng đồng bằng ven biển tỉnh Hà Tĩnh là 288.990 m³/ngày.

2. Nguồn hình thành trữ lượng khai thác tiềm năng nước dưới đất trong trầm tích Đệ Tứ vùng nghiên cứu gồm: trữ lượng do cung cấp ngầm của nước mưa $Q_w = 228.830$ m³/ngày, chiếm 79,17%; Trữ lượng do cung cấp của sông suối $Q_{ss} = 15.106$ m³/ngày, chiếm 5,26%; Trữ lượng do thấm xuyên $Q_{tx} = 44.610$ m³/ngày, chiếm 15,42%; Tài nguyên tỉnh dự báo (Trữ lượng tỉnh) $Q_t = 441.1$ m³/ngày, chiếm 0,15%.

3. Nguồn hình thành trữ lượng nước dưới đất trong trầm tích Đệ tứ đồng bằng tỉnh Hà Tĩnh tới gần 80% là từ nước mưa, do vậy để tăng cường khả năng lưu giữ nước dưới đất trong trầm tích Đệ tứ, tăng cường khả năng khai thác, cần có các biện pháp tăng cường lượng bổ cập từ nước mưa, hạn chế lượng bốc hơi nước dưới đất.

Tài liệu tham khảo

- Nguyễn Văn Đức, Nguyễn Hữu Bình (2003), Báo cáo kết quả công tác điều tra nguồn nước các tỉnh miền núi phía Bắc vùng Kỳ Anh.
- Hoàng Văn Khôn (1997), Báo cáo điều tra địa chất đô thị, vùng đô thị Hà Tĩnh, chuyên đề địa chất thủy văn.
- Nguyễn Hữu Oanh (2005), Báo cáo lập bản đồ địa chất thủy văn- địa chất công trình vùng Cẩm Xuyên- Kỳ Anh.
- Nilson Guier and ThomAs Franz, 2002. Visual MODFLOW Pro User's Manual. Waterloo Hydrogeologic Inc.

Formation of groundwater reserves in the Ha Tinh Plain area

Dương Thị Thanh Thủy^{1,*}, Hoàng Thang Long²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Center for Water Resources Warning and Forecasting

*Corresponding author: duongthithanhthuy@humg.edu.vn

Abstract

Ha Tinh coastal province is located in the north-central region of Vietnam. In this area, groundwater is the primary source extracted from Pleistocene and Holocene sedimentary aquifers serving different purposes. Using the numerical modeling method, this study indicates that the potential exploitation reserve (groundwater potential) in the aquifers is about 228.990 m³/day in the study area. Results reveal that groundwater reserves include infiltrated rainwater (228.830 m³/day, accounting for 79,17%); river and stream water (15106 m³/day), accounting for 5,26%; penetrated water (44.610 m³/day), accounting for 15,42%; and static reserve ($Q_t = 441,1$ m³/day, 0,15%). Thus, rainwater is the primary recharge source for aquifers, accounting for about 80% of recharge. To optimize exploitation capacity and restrict saline intrusion, it is necessary to increase the amount of replenishment from rainwater and restrict the amount of evaporation from groundwater.

Keywords: Potential reserves; Groundwater reserve formation source; Ha Tinh coastal plain.

NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CƠ HỌC CỦA VỎ CHỐNG HAI ĐƯỜNG HÀM VÀ KẾT CẤU NGẦM CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG LÂN CẬN TRONG ĐÔ THỊ

Đỗ Ngọc Thái^{1,*}, Nguyễn Thế Mộc Chân²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

²Viện Khoa học và Công nghệ Giao thông vận tải

*Tác giả chịu trách nhiệm: dongocthai@humg.edu.vn

Tóm tắt

Công tác thi công đường hầm trong điều kiện đất đá yếu gây ra dịch chuyển khối đất đá xung quanh, lún mặt đất. Trong điều kiện xây dựng đô thị, dịch chuyển khối đất đá do đường hầm thi công qua có thể ảnh hưởng đến kết cấu ngầm của công trình xây dựng lân cận. Việc phát triển kinh tế xã hội dẫn đến nhu cầu rất lớn về xây dựng cơ sở hạ tầng, giao thông vận tải đô thị, vì vậy xây dựng hệ thống đường hầm trong đô thị là giải pháp đáp ứng nhu cầu giao thông vận tải cấp thiết này. Bài viết sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn, nghiên cứu ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ vỏ hầm và kết cấu móng cọc của công trình xây dựng lân cận, kết quả nghiên cứu cho thấy công tác thi công đường hầm trong điều kiện đô thị chịu ảnh hưởng của công trình xây dựng lân cận làm tăng nội lực trong vỏ hầm, so với trường hợp không có tòa nhà thì lực dọc vỏ hầm gần tòa nhà tăng 794,02 kN/m đến 796,37 kN/m và nội lực của cọc gần đường hầm nhất có giá trị tăng lớn nhất so với các cọc phía xa hầm, tại độ sâu trục đường hầm so với trường hợp chưa thi công đường hầm thì lực dọc trong cọc có vị trí gần đường hầm nhất tăng từ 387,35 kN/m lên 424,22 kN/m và mô men tăng từ 0,06 kNm/m lên 1,41 kNm/m.

Từ khóa: đường hầm, công trình ngầm, móng cọc, phương pháp phần tử hữu hạn

1. Đặt vấn đề

Xây dựng hệ thống đường hầm tàu điện ngầm là một trong những giải pháp tối ưu trong sử dụng quỹ đất đô thị để đáp ứng nhu cầu phát triển kinh tế xã hội. Để thuận lợi cho công tác vận hành, phần lớn các tuyến tàu điện ngầm đô thị là xây dựng hai đường hầm song song bố trí gần nhau. Đặc điểm hệ thống các tuyến đường hầm tàu điện ngầm trong đô thị là thi công hai đường hầm tàu điện ngầm bố trí song song gần nhau và thường đặt gần các công trình xây dựng lân cận như nhà cao tầng, kết cấu móng các công trình xây dựng trên mặt đất. Hai đường hầm có thể bố trí song song nằm ngang, song song thẳng đứng hoặc lệch nhau một góc nhất định so với phương thẳng đứng. Trong điều kiện xây dựng đô thị, công tác thi công đường hầm làm dịch chuyển khối đất đá xung quanh, gây lún mặt đất, làm biến dạng thậm trí gây hư hỏng các tòa nhà và các công trình xây dựng lân cận trên mặt đất.

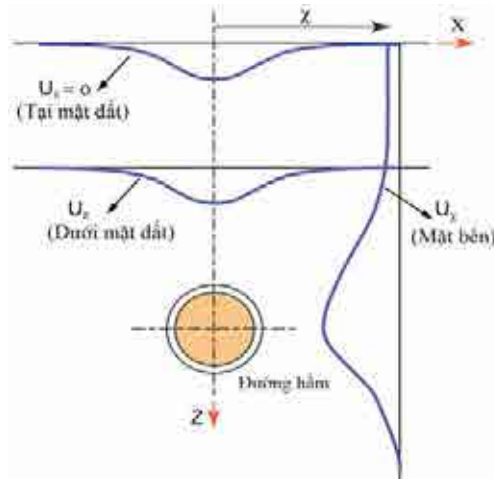
Các phương pháp tính toán thiết kế truyền thống có thể dự báo dịch chuyển khối đất đá xung quanh đường hầm hay đường cong lún mặt đất trong trường hợp chỉ có đường hầm, tuy nhiên, khi thi công đường hầm trong đô thị cần tính đến ảnh hưởng kết cấu ngầm công trình xây dựng lân cận. Hơn nữa, các cơ chế kiểm soát vấn đề tương tác giữa kết cấu chống giữ đường hầm - khối đất - cấu trúc ngầm cần thiết được nghiên cứu để có các giải pháp thiết kế, thi công phù hợp để nâng cao độ ổn định cho đường hầm và các công trình xây dựng lân cận. Trong bài viết này, nhóm nghiên cứu sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn để nghiên cứu ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ hai đường hầm bố trí song song nằm ngang và kết cấu móng cọc thuộc công trình xây dựng lân cận.

2. Công tác thi công đường hầm ảnh hưởng đến công trình lân cận

Công tác thi công đường hầm làm dịch chuyển khối đất đá xung quanh, gây ra hiện tượng lún mặt đất, Peck, (1969) đã sử dụng phương pháp bán thực nghiệm được coi là nghiên cứu đầu tiên để

dự báo ảnh hưởng của công tác thi công đường hầm đến khối đất đá xung quanh, gây lún mặt đất, tác giả đã thực hiện công tác đo sự dịch chuyển một số điểm tại hiện trường, kết quả thu được là dưới tác động của quá trình thi công đường hầm gây ra dịch chuyển đất đá xung quanh đường hầm và hình thành đường cong lún trên mặt đất. Chính dịch chuyển khối đất đá xung quanh đường hầm làm ảnh hưởng đến các công trình xây dựng ngầm lân cận và các công trình xây dựng trên mặt đất.

Phương pháp giải tích cũng được sử dụng để dự báo ảnh hưởng của công tác thi công đường hầm gây ra dịch chuyển khối đất đá xung quanh đường hầm và trên mặt đất. Kết quả của phương pháp giải tích cũng được kiểm tra độ chính xác bằng phương pháp phần tử hữu hạn thông qua phần mềm Plaxis 2D và Flac 3D, hình 1 trình bày đường cong dịch chuyển lớp đất xung quanh đường hầm theo Simpson et al. (1996).



Hình 1. Đường cong dịch chuyển khối đất xung quanh đường hầm, Simpson et al. (1996).

Phương pháp giải tích được Loganathan và Poulos, (1998) đề xuất phương trình xác định dịch chuyển của khối đất theo phương thẳng đứng tại mặt đất và xung quanh đường hầm được xác định theo công thức (1) và (2), dịch chuyển của lớp đất theo phương nằm ngang được xác định theo công thức (3):

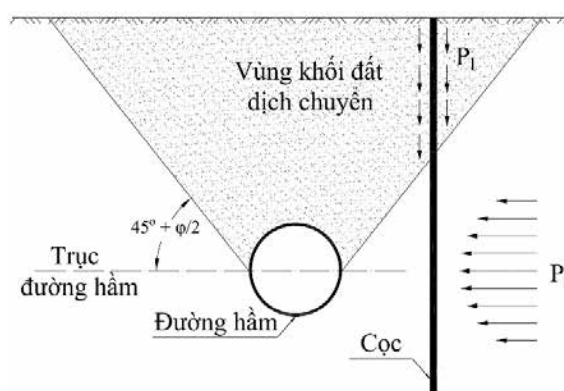
$$S_{z=0} = \varepsilon_0 \cdot R^2 \cdot \frac{4H \cdot (1-\nu)}{H^2 + x^2} \cdot \exp \left\{ -\frac{1,38x^2}{(H \cdot \cos \beta + R)^2} \right\} \quad (1)$$

$$S_z = \varepsilon_0 \cdot R^2 \cdot \left\{ -\frac{z-H}{x^2 + (z-H)^2} + (3-4\nu) \cdot \frac{z+H}{x^2(z+H)^2} - \frac{2z[x^2 - (z+H)^2]}{[x^2 + (z+H)^2]^2} \right\} \cdot \exp \left\{ -\left[\frac{1,38x^2}{(H \cos \beta + R)^2} + \frac{0,69z^2}{H^2} \right] \right\} \quad (2)$$

$$S_x = -\varepsilon_0 \cdot R^2 \cdot x \cdot \left[\frac{1}{x^2 + (H-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2 + (H+z)^2} - \frac{4z(z+H)}{(x^2 + (H+z)^2)^2} \right] \cdot \exp \left\{ -\left[\frac{1,38x^2}{(H \cos \beta + R)^2} + \frac{0,69z^2}{H^2} \right] \right\} \quad (3)$$

Trong đó: $S_{z=0}$ - độ lún mặt đất, (m); S_z - dịch chuyển thẳng đứng của lớp đất ở phía dưới mặt đất, (m); S_x - dịch chuyển của lớp đất theo phương ngang, (m); R - bán kính đường hầm, (m); z - chiều sâu đến nóc đường hầm, (m); H - chiều sâu trục đường hầm, (m); ν - hệ số Poisson của đất; ε_0 - tỷ lệ mất thể tích trung bình; x - khoảng cách nằm ngang từ tâm đường hầm đến điểm đang xét, (m); β - góc tạo bởi phương nằm ngang và đường giới hạn khối đất bị phá hủy phía trên nóc hầm, $\beta = 45^\circ + \varphi/2$ (độ); φ - góc ma sát trong của đất (độ).

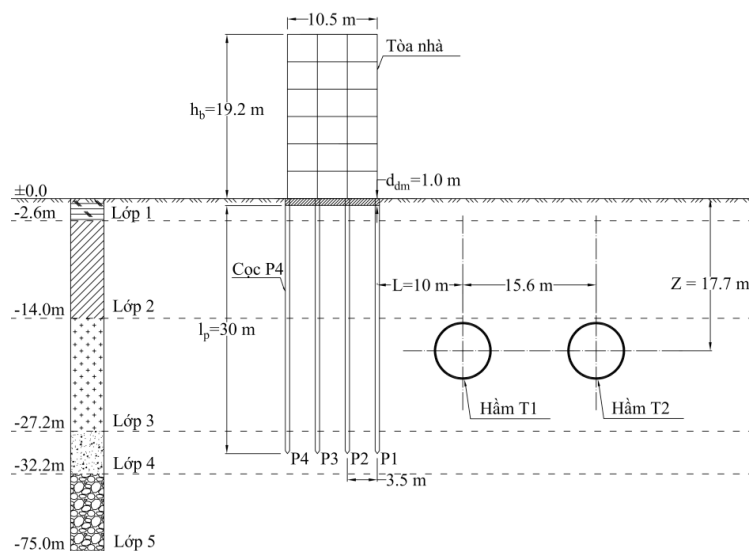
Trong quá trình thi công các đường hầm trong đô thị, đường hầm thường được bố trí bên cạnh các tòa nhà cao tầng thì công tác thi công đường hầm cũng ảnh hưởng đến kết cấu ngầm của công trình tòa nhà lân cận. Khi kết cấu ngầm là kết cấu móng cọc của tòa nhà nằm trong vùng khối đất bị dịch chuyển do công tác thi công đường hầm thì sơ đồ công tác thi công đường hầm ảnh hưởng đến cọc của kết cấu ngầm tòa nhà được thể hiện trên hình 2. Trong đó P_1 , P_2 là các áp lực nóc và áp lực hông gây ra từ công tác thi công đường hầm. Các tác giả nghiên cứu ảnh hưởng của công tác thi công đường hầm đến công trình xây dựng lân cận như Morton et al, 1979; Poulos, 1979; Franza et al, 2021.



Hình 2. Ảnh hưởng của đường hầm đến kết cấu móng cọc của tòa nhà (Morton et al, 1979).

3. Mô phỏng ứng xử cơ học của vỏ hầm và kết cấu ngầm công trình lân cận

Để nghiên cứu ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ hai đường hầm song song và kết cấu móng cọc thuộc tòa nhà lân cận, nhóm tác giả xét cho trường hợp: hai đường hầm cùng có tiết diện ngang hình tròn, bán kính $R = 3,5$ m được thi công ở độ sâu trục hầm $H = 17,7$ m, khoảng cách tâm đường hầm đến tòa nhà $L = 10$ m. Công trình tòa nhà hệ khung kết cấu có chiều cao $H = 19,2$ m.



Hình 3. Sơ đồ thi công hai đường hầm T1, T2 và công trình lân cận.

Giải pháp nền móng tòa nhà được sử dụng là giải pháp móng cọc kết hợp trên nền địa chất gồm 5 lớp: lớp 1 là Bùn á sét, lớp 2 là Sét, lớp 3 là Cát mịn, lớp 4 là Cát mịn chặt, lớp 5 là Cát hạt to rất chặt, đặc tính cơ lý các lớp đất được thể hiện trong bảng 1. Phần đài móng có kích thước chiều dài 10,5 m, chiều dày $d_{dm} = 0,5$ m. Cọc có đường kính $D = 0,4$ m chiều dài cọc là $L_p = 30$ m, khoảng cách giữa các cọc $e = 3,5$ m sơ đồ bài toán được thể hiện trên hình 3. Các thông số kỹ thuật vỏ hầm và kết cấu tòa nhà sử dụng trong mô hình được thể hiện trong bảng 2.

Trong nghiên cứu này, để nghiên cứu ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ hai đường hầm song song và kết cấu móng cọc thuộc công trình xây dựng lân cận, nhóm tác giả đã sử dụng phần mềm Plaxis 2D V20 để mô phỏng và phân tích, các lớp đất được sử dụng theo mô hình Hardening Soil, vỏ hầm và kết cấu tòa nhà sử dụng mô hình đàn hồi. Hệ khung kết cấu tòa nhà được mô phỏng theo sơ đồ kết cấu với các chân cột được ngàm cứng và tải tường phân bố trên mét dài thanh và hoạt tải phân bố đều trên diện tích tấm. Phần khung kết cấu bên trên gồm cột, dầm, sàn, tường và đài móng được mô phỏng bằng các phần tử tấm Plate; cọc được mô phỏng bằng phần tử Embedded Pile Row. Các giai đoạn mô phỏng, tính toán công tác thi công bao gồm:

Giai đoạn 1: Xây dựng các tham số ban đầu;

Giai đoạn 2: Xây dựng điều kiện biên, trường ứng suất ban đầu;

Giai đoạn 3: Xây dựng kết cấu tòa nhà;

Giai đoạn 4: Thi công đào đất và lắp đặt kết cấu chống giữ đường hầm.

Sơ đồ mô phỏng thi công đường hầm và công trình lân cận được thể hiện trên hình 4.

Bảng 1. Thông số cơ lý của các lớp đất

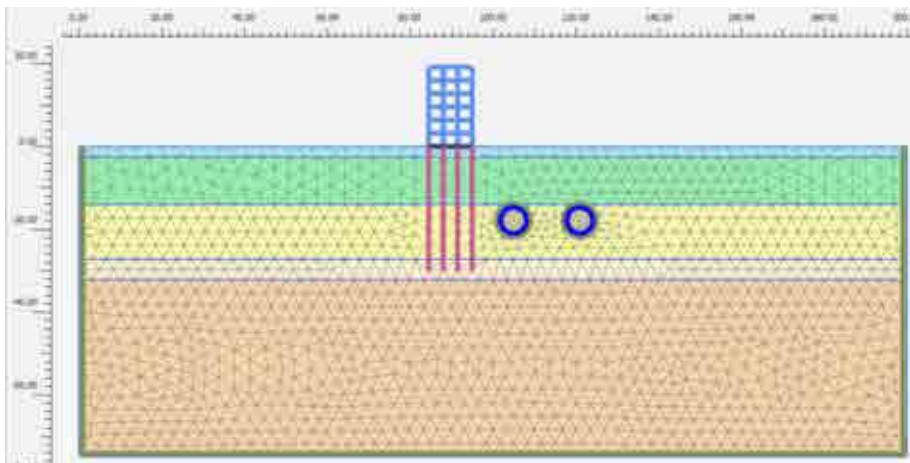
Tham số cơ lý	Lớp 1 (Bùn á sét)	Lớp 2 (Sét)	Lớp 3 (Cát hạt mịn)	Lớp 4 (Cát hạt mịn chặt)	Lớp 5 (Cát hạt to, cuối rất chặt)
Chiều dày lớp (m)	2,6	11,4	13,2	5,0	42,8
Dung trọng tự nhiên, γ_{unsat} (kN/m ³)	18,55	19,50	19,55	20,20	20,50
Dung trọng bão hòa, γ_{sat} (kN/m ³)	19,10	19,85	20,10	20,85	21,10
Mô đun cát tuyến xác định từ nén 3 trục, áp lực buồng pref, E_{θ}^{ref} (kN/m ²)	18500	21750	32650	45150	75450
Mô đun tiếp tuyến trong thí nghiệm oedometer, E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	18500	21750	32650	45150	75450
Mô đun đỡ tải và gia tải, $E_{\#}^{ref}$ (kN/m ²)	55500	65250	97950	135500	226400
Hệ số mũ, m	0,5	1	0,5	0,5	0,5
Hệ số Poisson giai đoạn làm việc đỡ tải - gia tải, $\nu_{\#}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Góc ma sát trong, φ (°)	28	25	25	34	35
Góc giãn nở, ψ (°)	0	0	0	1	1
Lực dính kết, c_{ref} (kPa)	9,6	10	25	0,5	0,5
Áp lực buồng khi thí nghiệm pref (kN/m ²)	100	100	100	100	100

Bảng 2. Thông số kỹ thuật vỏ hầm và kết cấu tòa nhà

Thông số	Đơn vị	Vỏ hầm	Đài móng	Cột khung kết cấu	Sàn khung kết cấu
Độ cứng chống nén, EI	kN/m	$7,875 \cdot 10^4$	$250 \cdot 10^4$	$16 \cdot 10^4$	$16 \cdot 10^4$
Độ cứng chống uốn, EA	kN.m ² /m	$10,5 \cdot 10^6$	$30 \cdot 10^6$	$12 \cdot 10^6$	$12 \cdot 10^6$
Chiều dày, d	m	0,3	1,0	0,4	0,4
Trọng lượng, w	kN/m/m	7,5	24	9,6	9,6
Hệ số Poisson, ν		0,15	0,15	0,15	0,15
Khối lượng thể tích, γ	kN/m ³	25	24	24	24
Mô đun đàn hồi, E	GPa	35	30	30	30

Bảng 3. Thông số kỹ thuật của cọc

Thông số	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị
Mô đun đàn hồi	E_p	Mpa	$35 \cdot 10^6$
Khối lượng thể tích	γ	kN/m ³	24
Đường kính	D	m	0,4
Khoảng cách giữa các cọc	L_{spacing}	m	3,0



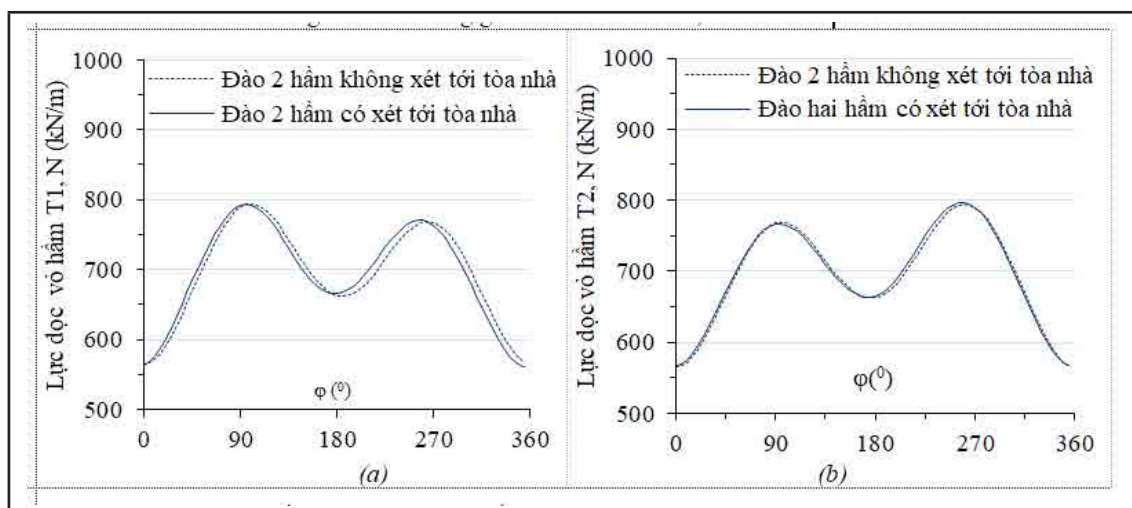
Hình 4. Sơ đồ mô phỏng bài toán.

4. Kết quả và thảo luận

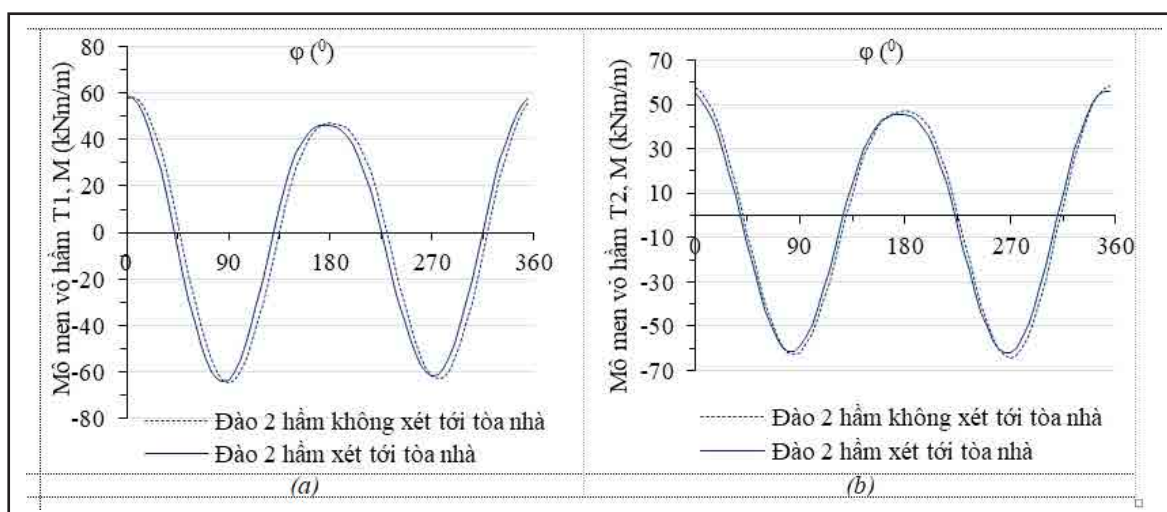
Để đánh giá ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ vỏ hầm và kết cấu ngầm công trình tòa nhà lân cận nhóm tác giả thực hiện một số bài toán như chỉ thực hiện thi công công trình tòa nhà; chỉ thực hiện thi công hai đường hầm song song và bài toán thi công cả công trình tòa nhà lân cận và hai đường hầm song song.

Kết quả bài toán trong điều kiện thi công hai đường hầm song song chưa chịu ảnh hưởng của công trình tòa nhà lân cận thì lực dọc lớn nhất trong kết cấu chống giữ vỏ hầm T1 là 794,01 kN/m, lực dọc lớn nhất trong kết cấu chống giữ vỏ hầm T2 là 794,02 kN/m. Trong trường hợp khi thi công hai đường hầm có chịu ảnh hưởng sự tồn tại của công trình tòa nhà lân cận thì lực dọc lớn nhất trong kết cấu chống giữ vỏ hầm số T1 là 794,11 kN/m, lực dọc lớn nhất trong kết cấu chống giữ vỏ hầm số T2 là 796,37 kN/m được thể hiện trên hình 5. Các giá trị momen uốn trong kết cấu chống giữ đường hầm được thể hiện trong hình 6, khi thi công hai đường hầm chưa chịu ảnh hưởng của công trình tòa nhà lân cận thì momen uốn lớn nhất trong kết cấu chống giữ vỏ hầm T1 là

64,29 kNm/m, momen uốn lớn nhất trong kết cấu chống giữ vỏ hầm T2 là 64,30 kNm/m. Khi thi công hai đường hầm có chịu ảnh hưởng sự tồn tại của công trình tòa nhà lân cận thì momen uốn lớn nhất trong kết cấu chống giữ vỏ hầm T1 là 64,19 kNm/m, momen uốn lớn nhất trong kết cấu chống giữ vỏ hầm T2 là 62,08 kNm/m.



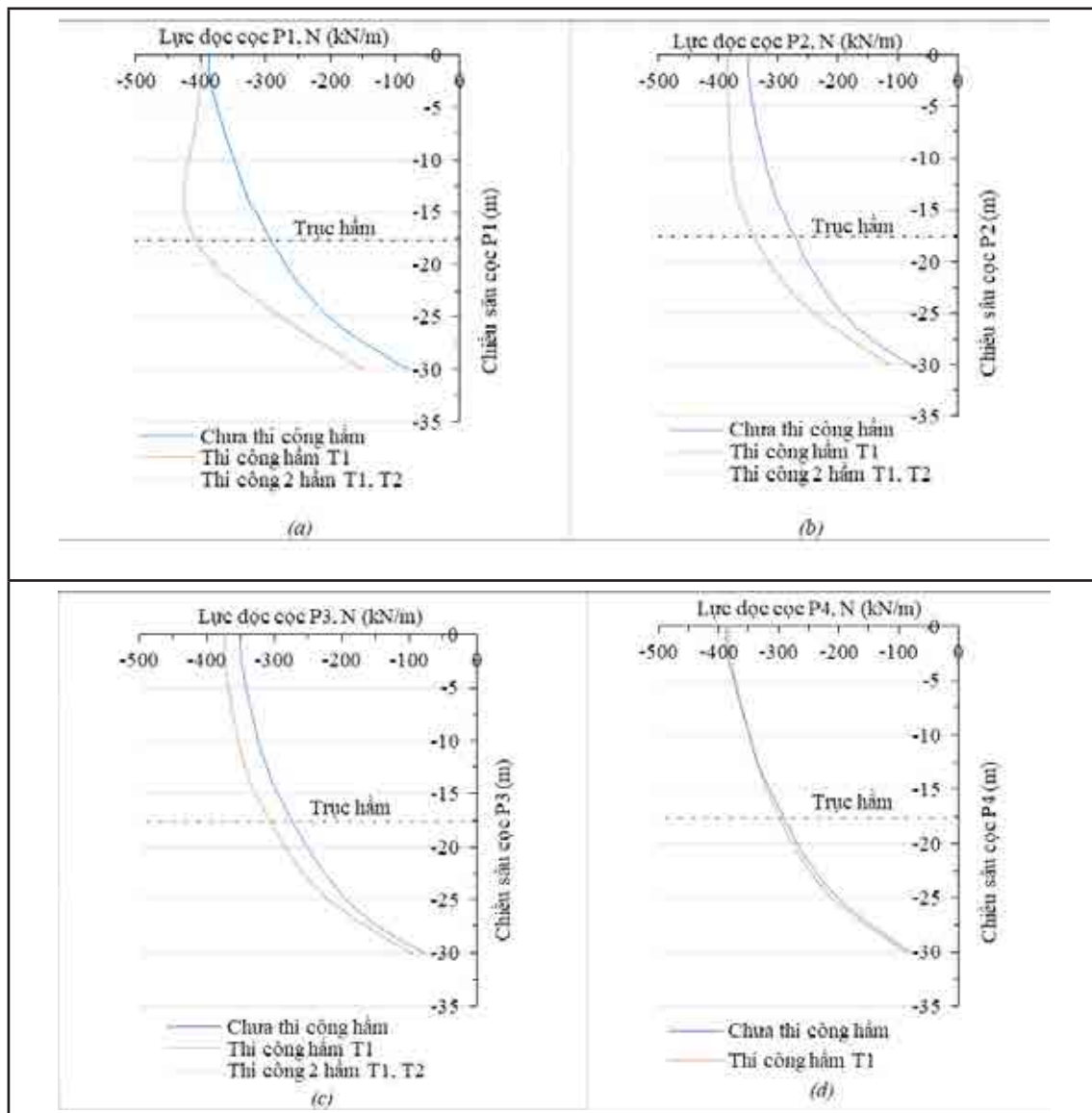
Hình 5. Phân bố lực dọc trong vỏ hầm T1 (a) và T2 (b) trong các trường hợp xây dựng khác nhau



Hình 6. Phân bố mô men uốn trong vỏ hầm T1 (a) và T2 (b) trong các trường hợp xây dựng khác nhau

Giá trị nội lực của cọc khi xét tới ảnh hưởng của công tác thi công hai đường hầm song song được thể hiện trong các hình từ 7 đến 8. Từ kết quả tính toán cho thấy, trong điều kiện bài toán khi chưa thi công hai đường hầm thì giá trị lực dọc trong cọc P1; cọc P2; cọc P3 và cọc P4 lần lượt là 387,35 kN/m; 349,58 kN/m; 349,64 kN/m và 387,30 kN/m.

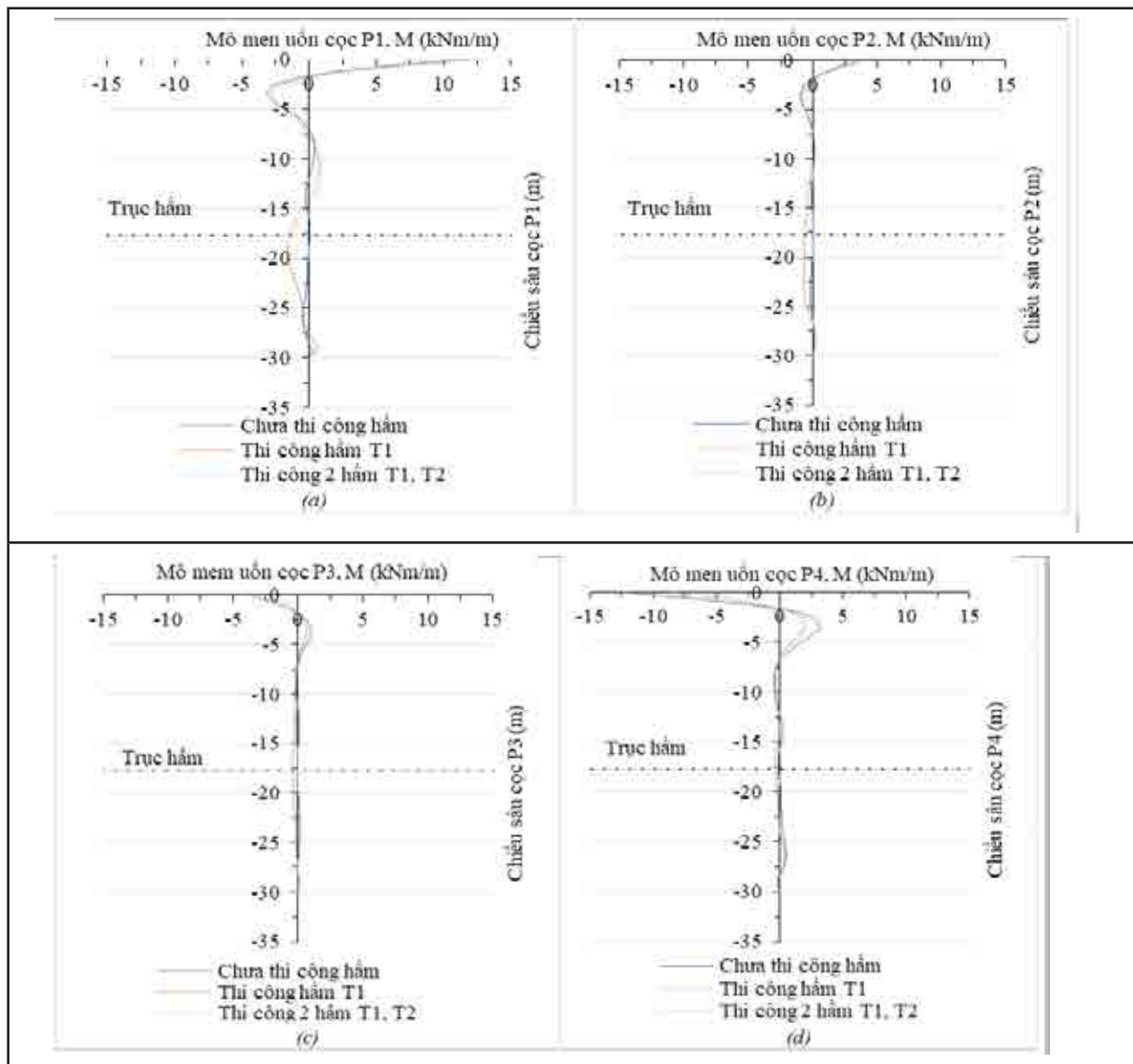
Trong bài toán khi thi công một đường hầm T1, tức là công trình tòa nhà chịu ảnh hưởng của công tác thi công một đường hầm T1 thì giá trị lực dọc trong cọc P1; cọc P2; cọc P3 và cọc P4 lần lượt là 426,77 kN/m; 384,52 kN/m; 372,46 kN/m và 381,94 kN/m. Khi thi công hai đường hầm, tức là công trình tòa nhà chịu ảnh hưởng của công tác thi công hai đường hầm T1, T2 thì giá trị lực dọc trong cọc P1; cọc P2; cọc P3 và cọc P4 lần lượt là 424,22 kN/m; 386,03 kN/m; 373,47 kN/m và 382,54 kN/m.



Hình 7. Phân bố lực dọc trong cọc P1 (a), cọc P2 (b), cọc P3 (c) và cọc P4 (d) trong các trường hợp xây dựng khác nhau

Mô men uốn lớn nhất trong cọc xảy ra tại vị trí đầu cọc. Trong bài toán khi chưa chịu ảnh hưởng của đường hầm thì giá trị momen uốn lớn nhất trong cọc P1; cọc P2; cọc P3 và cọc P4 lần lượt là 12,36 kNm/m; 3,90 kNm/m; 3,88 kNm/m và 12,36 kNm/m. Đối với bài toán khi thi công hai đường hầm T1, T2, tức là công trình tòa nhà chịu ảnh hưởng của công tác thi công hai đường hầm T1, T2 thì giá trị momen uốn lớn nhất trong cọc P1; cọc P2; cọc P3 và cọc P4 lần lượt là 9,32 kNm/m; 3,09 kNm/m; 1,74 kNm/m và 6,97 kNm/m.

Khảo sát giá trị mô men uốn trong cọc tại vị trí độ sâu trục đường hầm thi công qua ($Z = 17,7\text{m}$), khi chưa thi công đường hầm momen uốn cọc P1; cọc P2; cọc P3 và cọc P4 lần lượt là 0,06 kNm/m; 0,03 kNm/m; 0,03 kNm/m và 0,06 kNm/m, khi thi công hai đường hầm T1, T2 thì giá trị mô men uốn tại vị trí độ sâu trục đường hầm thi công qua ($Z = 17,7\text{m}$) của cọc P1; cọc P2; cọc P3 và cọc P4 lần lượt là 1,41 kNm/m; 0,67 kNm/m; 0,47 kNm/m và 0,39 kNm/m.



Hình 8. Phân bố mô men uốn trong cọc P1 (a), cọc P2 (b), cọc P3 (c) và cọc P4 (d) trong các trường hợp xây dựng khác nhau.

5. Kết luận

Trong điều kiện bài toán khảo sát, từ kết quả phân tích ứng xử cơ học của hai đường hầm song song và công trình xây dựng lân cận trong điều kiện xây dựng đô thị nhóm tác giả rút ra một số kết luận như sau:

- Khi thi công hai đường hầm song song và công trình xây dựng lân cận thì kết cấu chống giữ vỏ hầm và kết cấu ngầm công trình xây dựng lân cận có ảnh hưởng đến nhau.
- Cọc có vị trí gần đường hầm nhất (P1) là cọc chịu ảnh hưởng đầu tiên của công tác thi công đường hầm nên có sự thay đổi lớn nhất về giá trị nội lực trong cọc.
- Ảnh hưởng của công tác thi công hai đường hầm song song làm lực dọc trong các cọc của kết cấu móng tòa nhà lân cận tại vị trí độ sâu của trục đường hầm thi công qua có giá trị đều tăng, tăng lớn nhất là cọc có vị trí gần đường hầm nhất (P1).
- Ảnh hưởng của công tác thi công hai đường hầm song song làm mômen uốn trong các cọc của kết cấu móng tòa nhà lân cận tại vị trí độ sâu của trục đường hầm thi công qua có giá trị đều tăng, tăng lớn nhất là cọc có vị trí gần đường hầm nhất (P1).

Lời cảm ơn

Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn Bộ Giáo dục và Đào tạo đã hỗ trợ kinh phí để thực hiện nghiên cứu này trong khuôn khổ mã đề tài B2022-MDA-06.

Tài liệu tham khảo

- Đỗ Ngọc Thái và Nguyễn Đức Trường, 2021. Nghiên cứu dự báo độ lún mặt đất khi thi công hai đường hầm song song trong đô thị bằng máy khiên đào, *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ - Địa chất*, T 62, No 2, 2021, trang 47-56.
- Lê Bá Vinh và Hoàng Ngọc Triều, 2021. Nghiên cứu ảnh hưởng tương tác kết cấu - móng - đất nền đến ứng xử của hệ móng bè cọc khi chịu tác động của động đất, *Tạp chí Địa kỹ thuật*, số 1 – 2021, trang 65-75.
- Võ Văn Đầu, Võ Phán, Trần Văn Tuấn, 2022. Nghiên cứu sự phân bố tải trọng giữa bè và cọc trong móng bè cọc. *Tạp chí Địa kỹ thuật*, số 1 – 2022, trang 65-72.
- Franza. A., Zheng. C., Marshall. A.M., Jimenez. R., 2021. Investigation of soil–pile–structure interaction induced by vertical loads and tunnelling. *Computers and Geotechnics*. V. 139, 2021, 104386. doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104386.
- Katzenbach, R., Arslan, U., and Moormann, C., 2000. Piled raft foundations projects in Germany. Design applications of raft foundations. Hemsley J. A., editor, *Thomas Telford*, London, pp. 323–392.
- Peck, R., 1969. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, State of the Art Report. In: *Proceedings of the 7th International Conference ICSMFE*. vol. III, Mexico, pp. 225–281.
- Poulos H. G., 1979. An approach for the analysis of offshore pile group, *Proc. Conf. on Numerical Methods in Off-shore Piling*, Institution of Civil Engineers, London, pp.119-126.
- Simpson B, Atkinson J H and Jovicic V., 1996. The influence of anisotropy on calculations of ground settlements above tunnels, *Proceedings of International Symposium on Geotechnical Aspects of the Underground Construction in Soft Ground*, London preprint vol., pp. 511-514.

Study on the interaction behaviour of twin tunnels and piled structure in urban areas

Do Ngoc Thai^{1,*}, Nguyen The Moc Chan²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Institute of transport science and technology

*Corresponding author: Email: dongocthai@hmg.edu.vn

Abstract

The construction of tunnels in soft ground lead inevitably to ground movement. In an urban environment this movement can affect existing surface or subsurface structures. The expansion of cities and urban areas is resulting in an increased demand for environmentally and economically sustainable transport and services infrastructure. Underground construction and infrastructure that often require the excavation of tunnels represent an ideal solution to satisfy these needs. However, tunnel construction is increasingly taking place in close proximity to buried and surface structures. If protective measures are not adopted, tunnelling inevitably affects existing structures because of the induced ground movements and stress relief, with serious potential for damage. The finite element method has been used in the research to analysis of tunnel-piled structure interaction mechanisms, the results show that the effect of the piled structure slightly increases the stress of tunnel lining, axial force of tunnel lining increases from 794,02 kN/m to 796,37 kN/m. The lateral deflection, vertical movement of the front piles (closer to tunnel) are higher than for the rear piles and axial force, bending moment of the front piles are slightly higher than for the rear piles, axial force of pile increases from 387,35 kN/m to 424,22 kN/m and bending moment increases from 0,06 kNm/m to 1,41 kNm/m.

Keywords: tunnel, underground construction; piled structure, finite element method.

PHÂN TÍCH CHỌN THÔNG SỐ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG PHÙ HỢP CHO CÔNG TRÌNH ĐIỆN GIÓ Ở VIỆT NAM

Nguyễn Văn Phóng^{1,2*}, Đỗ Hồng Thắng³

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

²Nhóm nghiên cứu Địa chất công trình và Địa môi trường (EEG), HUMG

³Công ty Cổ phần Khảo sát thiết kế xây dựng Đất Việt

*Tác giả chịu trách nhiệm: nvphong.dcct@gmail.com

Tóm tắt

Trong những năm gần đây, năng lượng điện gió có những bước phát triển mạnh mẽ ở Việt Nam. Trụ điện gió thuộc loại công trình có tải trọng động nên việc tính toán thiết kế nền móng liên quan đến tính chất cơ học động của đất nền. Phương pháp thí nghiệm ba trục động được sử dụng phổ biến để xác định các đặc trưng cơ học động của đất. Tuy nhiên, tải trọng động của trụ điện gió có nhiều đặc điểm mang tính đặc thù như tần số, thời gian tác dụng (khác với tải trọng động do động đất khi tính toán nhà cao tầng). Do đó, khi áp dụng các tiêu chuẩn về thí nghiệm ba trục động gặp nhiều khó khăn trong việc lựa chọn sơ đồ, thông số thí nghiệm phù hợp với bài toán. Báo cáo dựa trên việc tổng hợp, phân tích lý thuyết và thực nghiệm để đưa ra chỉ dẫn kỹ thuật, chọn thông số thí nghiệm ba trục động phù hợp với công trình điện gió trong điều kiện Việt Nam. Nội dung báo cáo không chỉ đưa ra thủ tục, quy trình thí nghiệm theo các tiêu chuẩn ASTM D3999, ASTM D5311, mà còn đưa ra chỉ dẫn lựa chọn thông số, sơ đồ thí nghiệm phù hợp với ba loại đất: đất rời, đất dính và đất yếu. Trong đó, các thông số thí nghiệm ở các bước chế bị, bão hòa và cố kết mẫu được đề xuất theo thành phần và trạng thái của mẫu; các thông số ở bước gia tải được đưa ra theo mô hình bài toán và loại đất.

Từ khóa: ba trục động; biến dạng động; độ bền động; thông số thí nghiệm; điện gió.

1. Mở đầu

Trong những năm gần đây, năng lượng tái tạo nói chung, điện gió nói riêng đã và đang có những bước phát triển mạnh mẽ ở nhiều nước trên thế giới. Việt Nam được coi là nước có nguồn tài nguyên gió tốt nhất Đông Nam Á, đặc biệt là ở các vùng ven biển ở phía Nam Việt Nam với tốc độ gió trung bình hàng năm là 9 đến 10 mét/giây. Với bờ biển dài hơn 3.000 km, tiềm năng phát triển và sản xuất điện gió của Việt Nam là rất lớn. Bộ Công Thương, với sự hỗ trợ của Ngân hàng Thế giới, đã phát hành Bản đồ Tài nguyên Gió vào năm 2011. Trong đó xác định tiềm năng khoảng 24 GW năng lượng gió có thể khai thác ở các vùng Nam Trung Bộ và Đồng bằng sông Cửu Long của Việt Nam. Do đó, nhiều trang trại điện gió đã, đang và sẽ được xây dựng ở nước ta nhờ ưu thế vượt trội mà nó mang lại so với thủy điện và nhiệt điện.

Tháp điện gió thuộc loại công trình có hình dạng và cấu tạo đặc biệt (dạng cột mảnh có khối nặng quay ở trên cùng), rất nhạy cảm về mặt động lực học. Ngoài trọng lượng bản thân toàn bộ hệ thống, có bốn tải trọng chính tác động lên tháp điện gió gồm: gió, sóng, tải 1P (tần số rôto) và 2P/3P (tần số cánh quạt). Do vậy, đặc điểm tải trọng động của tháp điện gió có đặc thù riêng, phức tạp. Nhiệm vụ của móng tháp điện gió là truyền tải trọng của kết cấu bên trên xuống nền đất an toàn. Để giải quyết được nhiệm vụ đặt ra, việc thiết kế nền móng cần dựa trên các thông số động học của đất nền phù hợp với bài toán thực tế (Subhamoy Bhattacharya, 2019).

Các thông số động học của đất nền gồm các chỉ tiêu liên quan đến độ bền động (hoặc khả năng hóa lỏng) và biến dạng động. Hiện nay, có nhiều phương pháp xác định các thông số này, nhưng phương pháp ba trục động (Cyclic Triaxial Test) được sử dụng phổ biến nhất do dễ dàng mô phỏng điều kiện thực tế và cho phép thí nghiệm trong khoảng biến dạng nhỏ đến biến dạng lớn. Trong những năm gần đây, một số thiết bị ba trục động đã được nhập vào Việt Nam và đã tham gia triển khai một số dự án liên quan đến thiết kế nhà cao tầng chống động đất và tháp điện

gió. Các tiêu chuẩn về thí nghiệm ba trục động được áp dụng ở nước ta (được tư vấn thiết kế nước ngoài chấp nhận) gồm: tiêu chuẩn ASTM D5311 - Xác định độ bền và khả năng hóa lỏng của đất; Tiêu chuẩn ASTM D3999 - Xác định môđun và hệ số giảm chấn của đất. Nhìn chung, quy trình thí nghiệm theo các tiêu chuẩn này đều gồm 4 bước là chế bị, bão hòa, cố kết mẫu và gia tải. Để có kết quả phù hợp với điều kiện thực tế thì việc lựa chọn các thông số thí nghiệm là đặc biệt quan trọng. Các thông số thí nghiệm phụ thuộc vào thành phần, trạng thái, tính chất của đất và đặc điểm tải trọng động. Tuy nhiên, quá trình áp dụng thực tế, đặc biệt với công trình điện gió còn gặp nhiều khó khăn do thiếu kinh nghiệm và cơ sở lựa chọn.

Nội dung báo cáo giới thiệu quy trình thí nghiệm theo các tiêu chuẩn ASTM D3999, ASTM D5311 và đưa ra chỉ dẫn lựa chọn thông số, sơ đồ thí nghiệm phù hợp dựa trên việc tổng hợp, phân tích lý thuyết và thực nghiệm cho ba loại đất: đất rời, đất dính và đất yếu.

2. Quy trình và các thông số thí nghiệm ba trục động

Do có rất nhiều loại thiết bị ba trục hiện đang được sử dụng, nên các tiêu chuẩn ASTM D3999, ASTM D5311 đưa ra quy trình mang tính chung nhất đối với bất kỳ loại thí nghiệm ba trục động. Thủ tục thí nghiệm theo cả hai tiêu chuẩn này đều có bốn bước là chế bị (với đất rời), bão hòa, cố kết mẫu và gia tải chu kỳ. Chỉ dẫn kỹ thuật chi tiết được đưa ra trong các tiêu chuẩn này. Ở đây, báo cáo trình bày các thủ tục và thông số cơ bản.

2.1. Quy trình thí nghiệm

a) Chuẩn bị - chế bị mẫu

- Chuẩn bị mẫu đất dính: Với đất dính, việc lấy mẫu về phòng thí nghiệm dễ dàng đảm bảo trạng thái tự nhiên của mẫu. Do vậy, công việc chủ yếu ở bước này là cắt gọt mẫu theo đúng kích thước quy định bằng khuôn cắt mẫu chuyên dụng sao cho đảm bảo ít tác động nhất đến trạng thái mẫu. Quy định khuôn mẫu có đường kính tối thiểu 51 mm và chiều cao bằng từ 2,0 đến 2,5 lần đường kính mẫu.

- Chế bị mẫu với đất rời: Việc chế bị mẫu đất rời có ba phương pháp: phương pháp rót khô; phương pháp trầm tích trong nước và phương pháp đầm ầm. Công tác chế bị mẫu phải đảm bảo: mẫu chế bị phải đồng nhất về sự phân bố hệ số rỗng tại các vị trí và có độ chặt tương đương với trạng thái tự nhiên của nó.

b) Bão hòa mẫu

Tùy theo mục đích nghiên cứu, mẫu có thể được bão hòa và cố kết hoặc để ở trạng thái tự nhiên trước khi gia tải. Trước khi bão hòa, mẫu được tạo lực hút chân không 35 kPa. Quá trình bão hòa được thực hiện bằng cách tăng đồng thời áp lực buồng (σ_3) và áp lực ngược (σ_{back}), với độ chênh áp lực buồng - ngược ($\sigma_r = \sigma_3 - \sigma_{back}$) bằng (10 - 20) kPa. Sau khi trị số áp lực ổn định, tiến hành điền nước vào mẫu bằng cách mở van để nước chảy qua dụng cụ đo thể tích vào mẫu từ đường áp lực ngược. Quá trình bão hòa được tiến hành cho đến khi độ bão hòa (B) đạt trên 90% ($B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \geq 0,95$; $\Delta \sigma_3$ là gia số áp lực buồng và Δu là độ gia tăng áp lực nước lỗ rỗng). Nếu độ bão hòa B chưa đạt yêu cầu thì quá trình gia tăng áp lực buồng - ngược và điền nước lại được tiếp tục cho đến khi đạt.

c) Cố kết mẫu

Quá trình cố kết mẫu là một khâu quan trọng nhằm khôi phục trạng thái của mẫu tự nhiên hoặc trạng thái mẫu dự đoán. Quá trình này được thực hiện bằng cách tăng áp lực buồng cho đến khi đạt áp lực cố kết (σ_c) yêu cầu. Áp lực cố kết là hiệu giữa áp lực buồng và áp lực ngược ($\sigma_c = \sigma_3 - \sigma_{back}$). Quá trình cố kết kết thúc khi độ cố kết lớn hơn 90%.

d) Gia tải

Tải trọng động được chọn là tải trọng điều hòa (chu kỳ điều hòa) với tần số $f = 0,1 - 2$ Hz tùy theo loại và đặc điểm của tải trọng động. Bước gia tải có thể thực hiện theo một trong hai sơ đồ:

- Sơ đồ A - điều khiển tải trọng: điều kiện tải trọng được giữ không đổi trong quá trình thí nghiệm. Biên độ ứng suất chu kỳ ($\Delta\sigma_a$) được xác định theo tỷ số ứng suất mong muốn CSR (desired Cyclic Stress ratio), với CSR được xác định theo biểu thức:

$$CSR = \frac{\Delta\sigma_a}{2\sigma_c} \quad (1)$$

với σ_c là ứng suất cổ kết hiệu quả.

Việc xác định CSR phụ thuộc vào loại thí nghiệm và mục đích nghiên cứu.

- Sơ đồ B - điều khiển biến dạng: Biên độ biến dạng dọc trục ($\Delta\epsilon_a$) được giữ không đổi. Việc lựa chọn cho thí nghiệm phụ thuộc vào đặc điểm tải trọng động, loại đất và mục đích nghiên cứu.

Theo ASTM D3999, số chu kỳ thí nghiệm là $N = 40$ chu kỳ. Theo ASTM D5311, số chu kỳ thí nghiệm là $N = 500$ chu kỳ hoặc khi trạng thái phá hủy mẫu được xác định.

2.2. Các thông số thí nghiệm

Trong thủ tục thí nghiệm ba trục động, mỗi bước đều có các thông số thí nghiệm cần lựa chọn và yêu cầu kỹ thuật cần đảm bảo. Theo chỉ dẫn kỹ thuật từ hai tiêu chuẩn ASTM, về cơ bản các thông số và yêu cầu kỹ thuật được nêu ra khá rõ ràng. Tuy nhiên, việc lựa chọn thông số thí nghiệm cần phân tích, làm rõ cơ sở để áp dụng cho phù hợp với bài toán thực tế. Tổng hợp các thông số và yêu cầu kỹ thuật trong thí nghiệm ba trục động được đưa ra trong bảng 1.

Bảng 1. Thông số và yêu cầu kỹ thuật trong thủ tục thí nghiệm ba trục động

Thủ tục thí nghiệm	Thông số thí nghiệm	Yêu cầu	Vấn đề cần phân tích
- Chuẩn bị mẫu đất dính	- D, H	- Đảm bảo trạng thái tự nhiên;	- Không
- Chế bị mẫu đất rời	- G_{dry} , D, H, w, e_{max} , e_{min} , D_{r0}	- Đảm bảo độ chặt yêu cầu D_{r0} ; $D > 51$ mm; $H/D = 2 \div 2,5$	- Phương pháp chế bị và lượng cát G_w , G_{dry} ?
Bảo hòa mẫu	σ_3 , σ_{back} , σ_r , B, $\Delta\sigma_{back}$	Đảm bảo phần rỗng trong đất được lấp đầy nước	Gia số áp lực ngược $\Delta\sigma_{back}$ và trị số áp lực ngược tối thiểu
Cổ kết mẫu	σ_3 , σ_{back} , σ_c	Độ cổ kết $> 90\%$	Không
Gia tải chu kỳ	f, $\Delta\sigma_a$, $\Delta\epsilon_a$, CSR, N	Phù hợp với đặc điểm tải trọng động và ứng xử thực tế của đất nền	Cơ sở lựa chọn các thông số thí nghiệm (f, $\Delta\sigma_a$, $\Delta\epsilon_a$, CSR, N)

Ghi chú: D, H tương ứng là đường kính và chiều cao của mẫu (khuôn); G_{dry} là khối lượng cát khô cần cho vào khuôn; w là độ ẩm của cát đem chế bị (khi đầm ẩm); e_{max} , e_{min} tương ứng là hệ số rỗng lớn nhất, nhỏ nhất của cát; D_{r0} là độ chặt yêu cầu.

3. Lựa chọn các thông số thí nghiệm ba trục động phù hợp với công trình điện gió ở Việt Nam

Việc lựa chọn thông số thí nghiệm rất quan trọng nhằm đảm bảo yêu cầu kỹ thuật và có được kết quả phù hợp với điều kiện thực tế về tải trọng động và đất nền. Đặc điểm tải trọng động công trình điện gió rất phức tạp, có đặc thù riêng nên việc lựa chọn các thông số thí nghiệm cần dựa trên cơ sở lý thuyết và cơ sở thực nghiệm.

3.1. Cơ sở lý thuyết lựa chọn thông số thí nghiệm

Về mặt lý thuyết, thông số thí nghiệm ba trục động là các thông số cài đặt trong các bước thí nghiệm nhằm đảm bảo khôi phục trạng thái của mẫu và mô phỏng ứng suất động gây ra bởi tải trọng công trình. Các thông số này phụ thuộc vào đặc điểm đất nền, đặc điểm tải trọng động và điều kiện tồn tại cũng như trạng thái ứng suất.

a) Thành phần, trạng thái, tính chất của đất: Đây là yếu tố phản ánh tính chất xây dựng của đất. Theo tính chất xây dựng, có thể phân biệt ba loại đất là đất dính, đất rời và đất yếu (trên cơ

sở phân loại đất của F.P Xavarenxki). Loại đất quyết định đến phương pháp chuẩn bị - chế bị mẫu, các thông số bão hòa mẫu (σ_3 , σ_{back} , σ_r và $\Delta\sigma_{back}$) và biên độ biến dạng ($\Delta\epsilon_a$ - khi thí nghiệm theo sơ đồ B), cụ thể như sau:

- Đất dính gồm sét, á sét, á cát có trạng thái từ cứng đến dẻo mềm. Việc lấy và bảo quản tính nguyên trạng của mẫu khá dễ dàng, không cần khôi phục trạng thái tự nhiên nên có thể bỏ qua bước bão hòa, cố kết mẫu, trừ trường hợp có yêu cầu đặc biệt. Bước chuẩn bị mẫu (cắt gọt mẫu) được thực hiện bằng bộ dụng cụ chuyên dụng. Trường hợp cần bão hòa mẫu, có thể chọn các thông số bão hòa mẫu (σ_{back} , σ_r và $\Delta\sigma_{back}$) ở ngưỡng lớn do đất dính có gradien thủy lực thẩm ban đầu (I_0) và áp lực tiền cố kết (p_c) tương đối lớn (so với đất yếu).

- Đất yếu gồm sét, á sét, á cát có trạng thái từ dẻo chảy đến chảy. Việc đảm bảo tính nguyên trạng của mẫu thường khó khăn nên cần bão hòa, cố kết mẫu nhằm khôi phục lại trạng thái tự nhiên hoặc trạng thái dự đoán của mẫu (sau xử lý đất yếu). Các thông số bão hòa mẫu cần chọn sao cho không phá hủy kết cấu của mẫu: σ_r phải nhỏ hơn p_c ; trị số σ_{back} ban đầu và gia số $\Delta\sigma_{back}$ cần được chọn ở ngưỡng nhỏ theo quy định của tiêu chuẩn.

- Đất rời gồm các loại đất cát không hoặc có lẫn sạn sỏi, nhưng kích thước hạt lớn nhất phải nhỏ hơn 1/6 đường kính mẫu. Với đất rời, trong thực tế không thể đảm bảo tính nguyên trạng của mẫu. Vì vậy, việc thí nghiệm được thực hiện trên mẫu chế bị với yêu cầu đảm bảo phù hợp với thực tế. Việc khôi phục, mô phỏng lại điều kiện thực tế của mẫu đất rời (lấy tại độ sâu thực tế) bao gồm độ ẩm, độ chặt và trạng thái ứng suất được thực hiện qua 3 bước là chế bị, bão hòa và cố kết với phương pháp chế bị, thông số thí nghiệm phù hợp.

Việc lựa chọn thông số biên độ biến dạng ($\Delta\epsilon$) cho sơ đồ thí nghiệm B (điều khiển biến dạng) phụ thuộc lớn vào loại đất. Theo Vucetic M. (1994), biến dạng động của đất được chia ra ba mức độ: biến dạng rất nhỏ (biến dạng đàn hồi); biến dạng nhỏ; biến dạng vừa đến lớn. Các mức biến dạng rất nhỏ và biến dạng nhỏ được giới hạn bởi ngưỡng biến dạng thể tích (ϵ_{tv}). Khi biến dạng động của đất nhỏ hơn ϵ_{tv} , đất không có sự thay đổi đáng kể về thể tích và áp lực nước lỗ rỗng, biến dạng của đất được xem là ổn định. Bài toán đặt ra là cần xác định các đặc trưng biến dạng động (mô đun và hệ số giảm chấn - theo ASTM D3999). Do đó, cần lựa chọn $\Delta\epsilon \leq \epsilon_{tv}$ cho thí nghiệm. Khi biến dạng vượt quá ϵ_{tv} (mức biến dạng vừa đến lớn), biến dạng của đất không ổn định, có sự thay đổi thể tích và gia tăng đáng kể áp lực nước lỗ rỗng. Khi đó, bài toán cần xác định đặc trưng độ bền động (theo ASTM D5311). Tuy nhiên, mỗi loại đất lại có các ngưỡng biến dạng riêng. Do đó, cần có các nghiên cứu thực nghiệm làm cơ sở để xác định mức độ biến dạng cho phù hợp với bài toán thực tế.

b) Đặc điểm tải trọng động: Đặc điểm tải trọng động quyết định đến các thông số thí nghiệm ở bước gia tải bao gồm: tần số (f), biên độ ($\Delta\sigma_a$, $\Delta\epsilon_a$ hoặc CSR) và thời gian tác dụng (N). Việc lựa chọn các thông số này dựa trên các phân tích, tính toán sự lan truyền ứng suất động trong nền đất. Tải trọng động tác động lên tháp điện gió gồm: gió, sóng, tải 1P (tần số rôto) và 2P/3P (tần số cánh quạt). Do vậy, ứng suất động lan truyền trong nền đất là kết quả tác động lên tháp điện gió của tổ hợp tải trọng trên. Các tải trọng này mặc dù thuộc tải trọng tạm thời, nhưng có thời gian tác dụng lâu dài (khác với động đất, thuộc tải trọng tạm thời ngắn hạn), nên số chu kỳ thí nghiệm lớn hơn so với động đất.

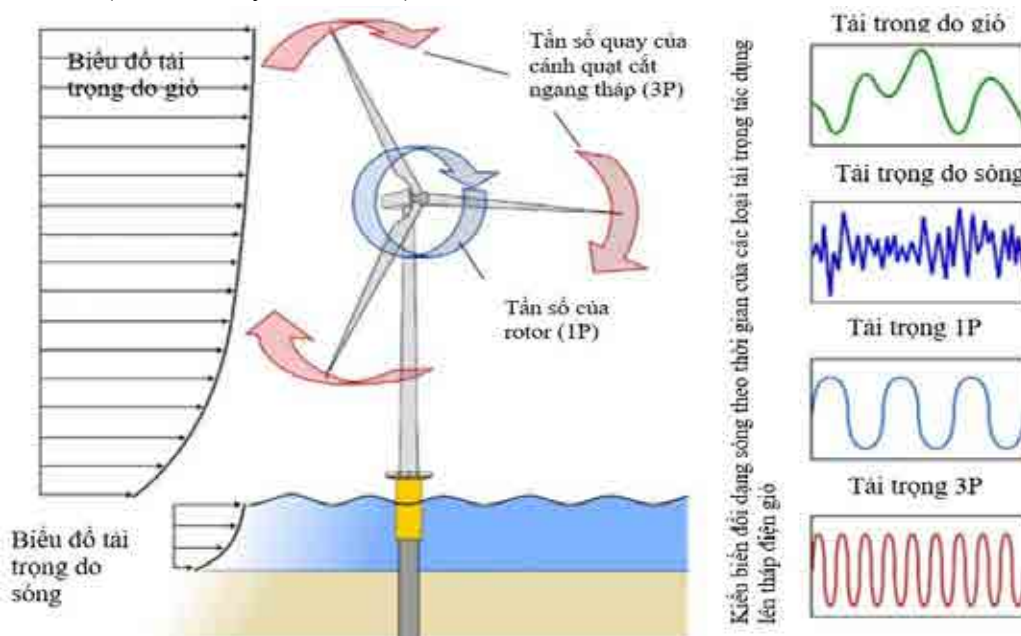
c) Điều kiện tồn tại và trạng thái ứng suất thực tế: Điều kiện tồn tại của đất trong cấu trúc nền quyết định đến điều kiện thoát nước. Nhưng nhìn chung, ứng xử của đất với tải trọng động thường được xem xét trong điều kiện không thoát nước. Trạng thái ứng suất thực tế bao gồm áp lực địa tầng và áp lực nước lỗ rỗng. Các thông tin này là cơ sở lựa chọn các thông số về áp lực (σ_3 , σ_{back} , σ_c) khi bão hòa, cố kết mẫu. Trong đó, σ_3 được xác định từ áp lực địa tầng; σ_{back} chọn theo áp lực nước lỗ rỗng tại vị trí lấy mẫu, từ đó tính được σ_c cho thí nghiệm.

3.2. Cơ sở thực nghiệm lựa chọn thông số thí nghiệm

Việc phân tích lý thuyết đã cho phép xác định được cụ thể một số thông số thí nghiệm và khoanh được phạm vi lựa chọn các thông số thí nghiệm khác. Các nghiên cứu thực nghiệm sẽ bổ sung thông tin, cho phép người thí nghiệm có thêm cơ sở lựa chọn các thông số thí nghiệm phù hợp hơn. Trong đó, những nội dung quan trọng trong nghiên cứu thực nghiệm là xác định được mô hình tải trọng phù hợp với tổ hợp tải trọng động của tháp điện gió và các sơ đồ, thông số thí nghiệm phù hợp với mỗi loại đất.

3.2.1. Xác định thông số tải trọng cho tổ hợp tải trọng động tác dụng lên tháp điện gió

Các tháp điện gió, do hình dạng và đặc điểm cấu tạo (cột mảnh có khối lượng nặng cũng như có khối quay ở trên), rất nhạy cảm với tải động. Tần số riêng của kết cấu thanh mảnh mai rất gần với tần số kích thích do tải trọng động cơ học và môi trường gây ra. Mục đích của móng là chuyển tải trọng của hệ kết cấu bên trên xuống nền đất một cách an toàn. Do đó, cần phải xem xét các tải tác động lên kết cấu tháp điện gió. Ngoài trọng lượng bản thân của toàn bộ hệ thống (tải tĩnh), có bốn loại tải trọng động chính tác động (hình 1): (1) tải trọng gió, (2) sóng, (3) 1P (tần số rôto) và (4) 3P (tần số cánh quạt). Phân phối thực tế của bốn loại tải trọng động được biểu diễn trên hình 1 (Bhattacharya, S., 2019).



Hình 11. Phân phối thực tế của bốn loại tải trọng động (Bhattacharya, S., 2019).

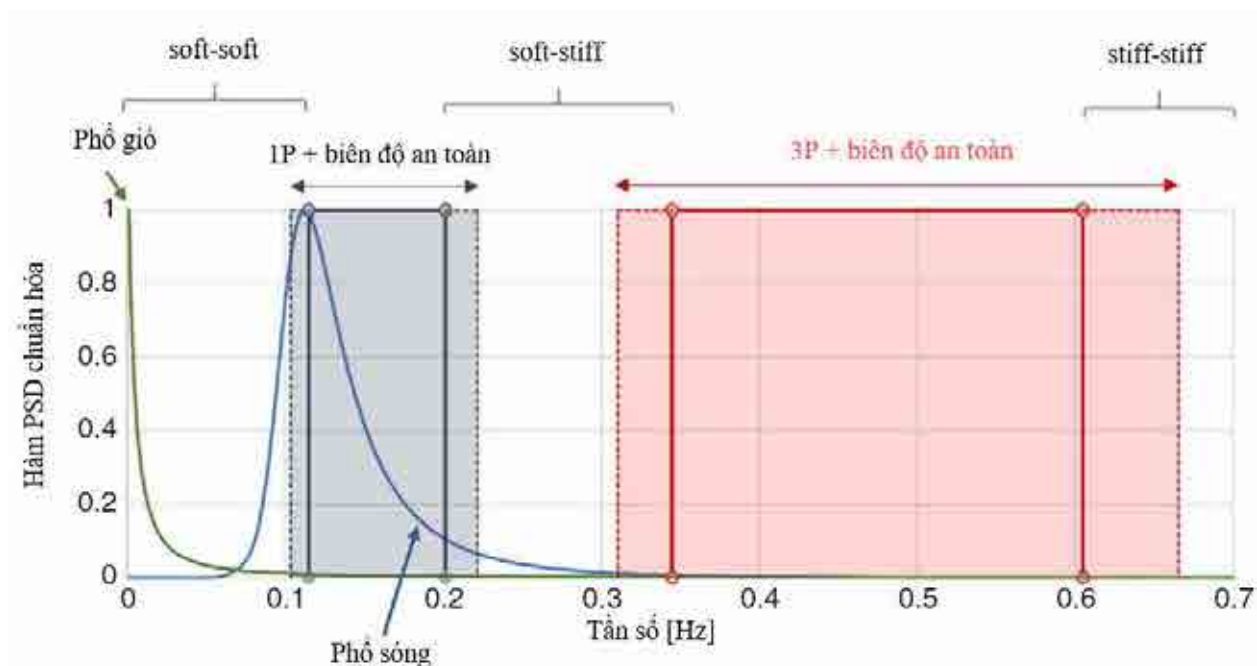
Với tải động, cần phải xem xét ảnh hưởng đến quán tính của hệ thống kết cấu tháp. Nếu tần số của tải động tiếp cận với tần số riêng của kết cấu tháp sẽ dẫn tới chuyển vị quá lớn. Do đó, phải thiết kế tần số riêng thích hợp cho kết cấu tháp. Hình 2 thể hiện hàm số cho gió và sóng điển hình, cho thấy các dải tần số 1P và 3P, dải 3P phụ thuộc vào dải tần số 1P. Theo quan điểm chống cộng hưởng, cần tránh tần số kích thích nên có ba kiểu thiết kế khả dĩ:

1. Thiết kế kiểu “soft-soft” với giá trị tần số riêng nhỏ hơn giá trị dải tần số 1P. Điều này có nghĩa là tháp điện gió sẽ có tính mềm dẻo, linh động (flexible) và hầu như không dùng để thiết kế cho kiểu công trình cố định.

2. Thiết kế kiểu “soft-stiff” với giá trị tần số riêng nằm giữa dải tần số 1P và 3P và kiểu thiết kế này đang khá phổ biến hiện nay.

3. Thiết kế kiểu “stiff-stiff” với giá trị tần số riêng lớn hơn giới hạn trên của tần số 3P và điều này thường cần một kết cấu cứng chắc để nâng đỡ tháp điện gió.

Như vậy, tần số thích hợp cho kết cấu tháp điển hình sẽ nằm trong ba khoảng: $< 0,1\text{Hz}$; $(0,22 - 0,31)\text{Hz}$ và $> 0,67\text{Hz}$ tùy theo kiểu thiết kế.



Hình 2. Dải tần số tác động lên kết cấu tháp điện gió (Bhattacharya, S., 2019).

Ứng suất động do tổ hợp tải trọng động gây ra trong nền đất có biên độ thay đổi phụ thuộc khoảng cách của điểm đang xét đến nguồn gây tải (móng). Do vậy, việc xác định biên độ ứng suất cho thí nghiệm thường dựa vào trị số CSR lớn nhất trong nền đất. Theo kết quả tính toán cho tháp điện gió điển hình (hình 3) với trường hợp tải trọng gió cực đoạn (Trường hợp E-3, gió và sóng tác động cùng hướng) ở khu vực ven biển Sóc Trăng (Lê Văn Quyền, 2021), xác định được CSR lớn nhất bằng 0,37.



Hình 3. Sơ đồ kích thước trụ tuabin điện gió điển hình.

Như vậy, mô hình tải trọng của tổ hợp tải trọng động tác động lên tháp điện gió điển hình ở khu vực Sóc Trăng có tần số $f < 0,1\text{Hz}$ với kiểu “soft-soft”; $(0,22 - 0,31)\text{Hz}$ với kiểu “soft-stiff” và $> 0,67\text{Hz}$ với kiểu “stiff-stiff”; tỷ số ứng suất động lớn nhất $\text{CSR}_{\text{max}} = 0,37$. Khi thí nghiệm ba trục động, các thông số tải trọng cho thí nghiệm cần bao quát được phạm vi tải trọng động có xét tới yếu tố an toàn. Mặt khác, hiện nay các dự án điện gió trên cạn thường thiết kế trên móng trọng lực hoặc móng cọc (thuộc loại “stiff-stiff”). Do đó, trong thực tế có thể thí nghiệm với các thông số rộng hơn các trị số trên: $f = 1\text{ Hz}$ và $\text{CSR} < 0,4$.

3.2.2. Xác định các thông số thí nghiệm khôi phục trạng thái cho đất rời

Về mặt lý thuyết, để mẫu đất rời được chế bị đạt độ chặt mong muốn (D_{r0}), cần xác định một lượng cát khô (G_{dry}) cho vào khuôn mẫu có thể tích V . Trong đó, G_{dry} được dự tính theo công thức sau:

$$G_{dry} = \frac{\gamma_s}{(1+e)} \cdot V \quad (1)$$

$$e = e_{max} - D_{r0}(e_{max} - e_{min}) \quad (2)$$

Với e_{max} , e_{min} tương ứng là hệ số rỗng lớn nhất và nhỏ nhất của mẫu đất.

Tuy nhiên, trong thực tế trạng thái của mẫu đất rời còn phụ thuộc lớn vào phương pháp chế bị, bão hòa và cố kết mẫu. Nghiên cứu thực nghiệm với ba loại cát phân bố ở khu vực Sóc Trăng (bảng 2, Nguyễn Văn Phóng, 2022) cho thấy: bước chế bị quyết định lớn đến độ chặt; bước bão hòa khôi phục lại độ bão hòa và bước cố kết khôi phục lại trạng thái ứng suất và độ chặt. Trong đó phương pháp rót khô phù hợp cho mẫu cát xốp, đầm ẩm phù hợp cho mẫu cát chặt, chặt vừa.

Bảng 2. Độ chặt của cát đạt được theo phương pháp chế bị, thông số bão hòa và cố kết (Nguyễn Văn Phóng, 2022)

Ký hiệu mẫu	Độ sâu mô phỏng (m)	Phương pháp chế bị	Bão hòa		Cố kết			
			σ_{cell} (kPa)	σ_{back} (kPa)	σ_c (kPa)	Thay đổi thể tích, ΔV (ml)	Khối lượng thể tích khô, γ_c (g/cm ³)	Độ chặt tương đối, D_r
S1-0	8,5	Rót khô	100	80	60	-1,34	1,377	0,192
S1-1	5,5	Rót khô	110	90	40	-1,83	1,402	0,280
S1-2	7,0	Rót khô	100	80	50	-8,83	1,442	0,290
S1-3	11,5	Rót khô	110	90	80	-1,33	1,424	0,300
S2-1	34,0	Đầm ẩm	90	80	240	-1,49	1,572	0,780
S2-2	43,0	Đầm ẩm	120	110	300	-1,78	1,579	0,794
S2-3	31,5	Đầm ẩm	90	80	220	-33,3	1,518	0,701
STs 1	7,0	Đầm ẩm	100	80	50	+0,600	1,453	0,557
STs 2	7,0	Đầm ẩm	90	70	50	+0,860	1,462	0,583
STs 3	7,0	Đầm ẩm	90	70	50	+0,340	1,454	0,560

Ghi chú: S1 - Cát hạt mịn, cấp phối tốt (amQ_2^{2-3}); S2 - Cát hạt nhỏ, cấp phối tốt (am, mQ_2^{1-2}); STs - Cát hạt nhỏ, cấp phối kém (mQ_2^{2-3}).

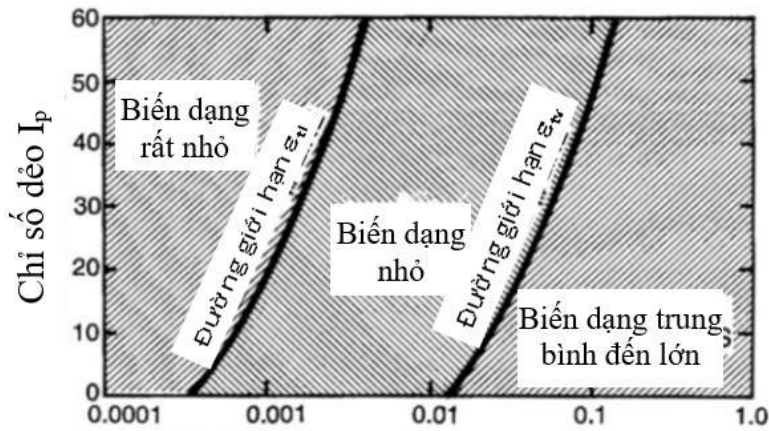
Theo kết quả trong bảng 2, có thể thấy áp lực ngược cần thiết bão hòa mẫu nhỏ nhất bằng 70 kPa ($\sigma_{back} \geq 70$ kPa). Trong bước cố kết, thay đổi thể tích (ΔV) của mẫu thể hiện lượng nước vào (+) hoặc ra (-). Nếu mẫu được bão hòa hoàn toàn và có áp lực hiệu quả ở bước trước (σ_{c0}) nhỏ hơn áp lực cố kết (σ_c), thì $\Delta V < 0$ khi cố kết. Trường hợp mẫu chưa bão hòa hoàn toàn hoặc có σ_{c0} lớn hơn σ_c thì $\Delta V > 0$. Ở trường hợp thứ nhất ($\Delta V < 0$), mẫu có độ chặt lớn hơn có xu hướng cần áp lực bão hòa (σ_{back}) cao hơn. Như vậy, để đảm bảo khôi phục lại trạng thái, độ chặt của cát mịn - nhỏ bão hòa, áp lực bão hòa $\sigma_{back} \geq 80$ kPa cho cát xốp, $\sigma_{back} \geq 90$ kPa cho cát chặt vừa và $\sigma_{back} \geq 100$ kPa cho cát chặt.

3.2.3. Xác định biên độ biến dạng cho thí nghiệm sơ đồ B

Thí nghiệm ba trục động có hai loại thí nghiệm: (1) Thí nghiệm xác định môđun và hệ số giảm chấn (theo ASTM D3999) và (2) Thí nghiệm xác định độ bền và khả năng hóa lỏng (theo ASTM D5311). Loại thí nghiệm (1) có thể tiến hành ở khoảng biến dạng tuyến tính (nhỏ hơn ε_{tv} - mô hình tuyến tính) và phi tuyến (mô hình phi tuyến). Loại thí nghiệm (2) được tiến hành theo các cấp (từ 5 đến 7 cấp) ở mức biến dạng phi tuyến (lớn hơn ε_{tv}) đến biến dạng phá hủy ($\varepsilon_{\bar{n}}$). Do vậy, việc xác định thông số biên độ biến dạng ($\Delta\varepsilon$) cho thí nghiệm sơ đồ B cần dựa trên cơ sở ngưỡng biến dạng thể tích ε_{tv} và ngưỡng biến dạng phá hủy ($\varepsilon_{\bar{n}}$) của mỗi loại đất.

Ngưỡng biến dạng thể tích ε_{tv} : Bằng nghiên cứu thực nghiệm, Vucetic M. và cộng sự (1994) đã xác định được quan hệ giữa ε_{tv} với chỉ số dẻo của đất (PI) như hình 4. Theo đó, đất cát ($PI = 0$) có $\varepsilon_{tv} \approx 0,014\%$; đất á sét ($7 \leq PI \leq 17$) có $\varepsilon_{tv} = (0,020 - 0,035)\%$; đất sét ($PI > 17$) có $\varepsilon_{tv} > 0,035$. Ở Việt Nam, Nguyễn Văn Phóng (2014, 2016, 2018, 2022) đã xác định được ε_{tv} cho một số loại đất như tổng hợp ở bảng 3. Trong thực tế, các loại đất yếu thường có chỉ số dẻo lớn và độ rỗng cao nên ngưỡng biến dạng động của đất yếu thường lớn hơn đất loại sét thông thường.

Ngưỡng biến dạng phá hủy ε_{fl} : Tương tự ngưỡng biến dạng thể tích, ngưỡng biến dạng phá hủy cũng phụ thuộc lớn vào chỉ số dẻo. Theo các kết quả nghiên cứu (Li, L., 1996; Matsui, T., 1992) và tổng hợp (hình 5 - Ishihara và Yoshimine, 1992), đất loại sét có $\varepsilon_{fl} = (2,5 \div 10)\%$ tùy theo PI; đất cát có $\varepsilon_{fl} = (3 - 10)\%$. Kết hợp với một số kết quả nghiên cứu ở Việt Nam (bảng 3), có thể thấy biến dạng phá hủy có thể thay đổi từ 2% đến 10% tùy theo loại đất.



Hình 4. Ảnh hưởng của chỉ số dẻo đến các ngưỡng biến dạng động của đất (Vucetic M., 1994).

Bảng 3. Ngưỡng biến dạng động của một số loại đất ở Việt Nam
(Nguyễn Văn Phóng, 2016 -2022)

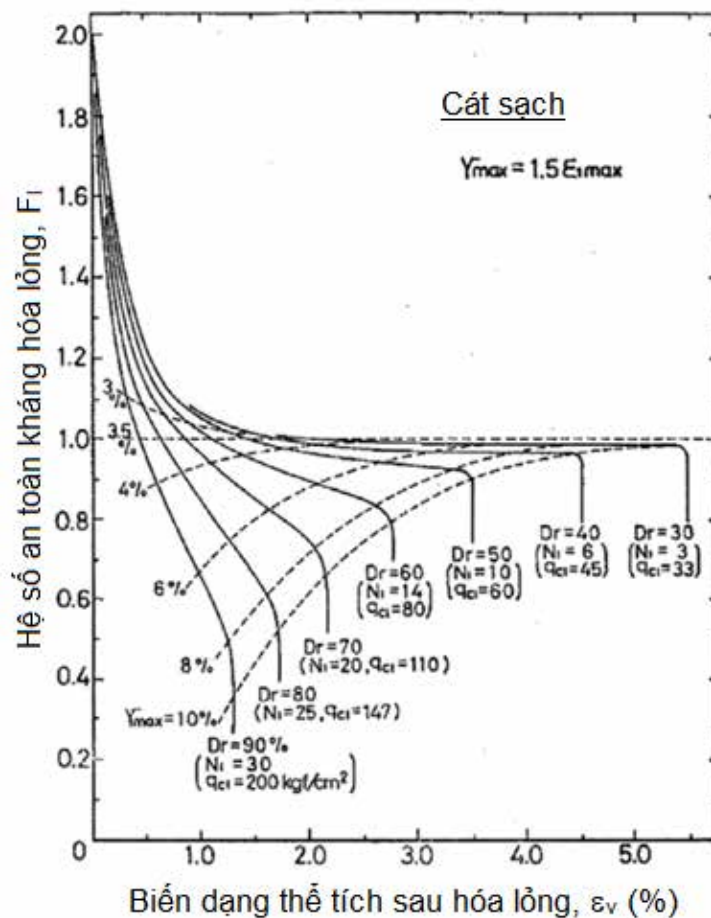
Loại đất		Ngưỡng biến dạng thể tích, ε_{tv} (%)	Biến dạng phá hủy, ε_{fl} (%)
Đất dính	Á sét, dẻo cứng ($aQ_2^3tb_1$) - Hà Nội	0,018	2,0 ÷ 5,0
	Sét, dẻo mềm ($mQ_2^{1-2}hh_2$) - Hà Nội	0,030	
Đất yếu	Á sét, dẻo chảy ($albQ_2^3tb_1$) - Hà Nội	0,025	
	Sét, chảy ($lbQ_2^{1-2}hh_1$) - Hà Nội	0,036	4,0
	Sét, dẻo chảy ($amQ_2^{2-3}_1$) - Sóc Trăng	0,100	
Đất rời	Cát mịn, chặt vừa ($aQ_2^3tb_1$) - Hà Nội	0,017	3,0 ÷ 4,0

Căn cứ theo kết quả phân tích lý thuyết, nghiên cứu thực nghiệm, kết hợp với các yêu cầu kỹ thuật được nêu trong các tiêu chuẩn ASTM, biên độ biến dạng cho thí nghiệm ba trục sơ đồ B được kiến nghị cho ba loại đất và biểu diễn chi tiết trong bảng 4.

Bảng 4. Đề xuất lựa chọn biên độ biến dạng (%) cho thí nghiệm ba trục động theo sơ đồ B

Loại đất	Thí nghiệm xác định mô đun và hệ số giảm chấn (ASTM D3999)		Thí nghiệm xác định độ bền và khả năng hóa lỏng (ASTM D5311)
	Mô hình tuyến tính	Mô hình phi tuyến	
Đất dính	< 0,030	0,030 - 0,500*	0,25; 0,50; 1,00; 2,00; 5,00
Đất yếu	< 0,050	0,050 - 0,500	0,500; 1,00; 2,00; 5,00; 10,00
Đất rời	< 0,020	0,020 - 0,500	0,25; 0,500; 1,00; 2,00; 5,00; 10,00

Ghi chú: * - Theo ASTM D3999, biên độ biến dạng nên chọn $\leq 0,500\%$.



Hình 5. Biến dạng thể tích khi hóa lỏng tương ứng với hệ số an toàn F_s (Ishihara và Yoshimine, 1992).

4. Kết luận và kiến nghị

Từ kết quả phân tích lý thuyết và thực nghiệm về cơ sở lựa chọn thông số thí nghiệm ba trục động phục vụ công trình điện gió, có thể rút ra một số kết luận và kiến nghị sau:

Thí nghiệm ba trục động có hai loại thí nghiệm là thí nghiệm xác định mô đun và hệ số giảm chấn và thí nghiệm xác định độ bền và khả năng hóa lỏng của đất. Quy trình và thủ tục thí nghiệm đã được quy định trong hai tiêu chuẩn ASTM D3999 và ASTM D5311, đều gồm bốn bước: chế bị, bão hòa, cố kết và gia tải. Việc lựa chọn các thông số thí nghiệm phụ thuộc vào loại đất và đặc điểm tải trọng động, chúng có vai trò rất quan trọng trong việc đảm bảo kết quả thí nghiệm phù hợp với bài toán thực tế. Trong đó, phương pháp chế bị và các thông số bão hòa, cố kết quyết định đến trạng thái và độ chặt của đất rời; bước cố kết quyết định đến trạng thái của đất yếu; tần số và biên độ ứng suất (biến dạng) quyết định sự phù hợp của mô hình tải trọng động với thực tế. Khi thí nghiệm theo sơ đồ B, biên độ biến dạng phụ thuộc vào ngưỡng biến dạng động của mỗi loại đất.

Khi thí nghiệm ba trục động cho công trình điện gió ở nước ta, các thông số thí nghiệm chính được kiến nghị sử dụng:

- 1) Chế bị mẫu cát chặt và chặt vừa dùng phương pháp đầm ẩm; mẫu cát xốp dùng phương pháp rót khô;
- 2) Áp lực bão hòa ở cấp cuối cùng cần đạt $\sigma_{back} \geq 80$ kPa cho cát xốp, $\sigma_{back} \geq 90$ kPa cho cát chặt vừa và $\sigma_{back} \geq 100$ kPa cho cát chặt;
- 3) Mô hình tải trọng: $f = 1$ Hz và $CSR < 0,4$;
- 4) Biên độ biến dạng được chọn theo bảng 4 tương ứng với loại đất và loại thí nghiệm.

Tài liệu tham khảo

- ASTM D 3999, 2013. Standard test method for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus. Annual Book of ASTM.
- ASTM D5311, 2004. Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil.
- Bhattacharya, S., 2019. Design of foundations for offshore wind turbines. Wiley Online Library.
- Ishihara K., 2003. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Oxford Science Publications.
- Li, L. L., Dan, H.B., and Wang, L.Z, 1996. Undrained behavior of natural marine clay under cyclic loading. *Ocean Engineering*, 38(16):1792-1805, 1996.
- Matsui, T., Bahr, M.A., and Abe, N, 1992. Estimation of shear characteristics degradation and stress-strain relationship of saturated clays after cyclic loading. *Soils and Foundations*, 32(1):161-172, 1992.
- Lê Văn Quyền, 2021. Luận chứng và thiết kế móng cho trụ tua-bin điện gió Nhà máy điện gió Sóc Trăng - Giai đoạn 1. Luận văn thạc sỹ kỹ thuật, Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Hà Nội.
- Nguyễn Văn Phóng, 2014. Nghiên cứu đặc trưng biến dạng động của đất loại sét hệ tầng Thái Bình phân bố ở khu vực Hà Nội bằng thiết bị ba trục động. *Tạp chí khoa học kỹ thuật Mỏ - Địa chất*, số 45.
- Nguyễn Văn Phóng, 2016. *Nghiên cứu tính chất cơ học của trầm tích Đệ tứ phân bố ở khu vực Hà Nội dưới tác dụng của tải trọng động*. Luận án tiến sỹ Kỹ thuật địa chất, Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Hà Nội.
- Nguyễn Văn Phóng, 2018. Research on characteristics of cyclic deformation phases of soils distributed in urban area Hanoi for seismic design. *Proceedings of The International conference Vietgeo2018*.
- Nguyễn Văn Phóng, Lê Văn Quyền, 2022. *Đặc trưng biến dạng động của đất yếu amQ2 2-3 1 khu vực Vĩnh Châu, tỉnh Sóc Trăng*. Hội nghị toàn quốc Khoa học Trái đất và Tài nguyên với phát triển bền vững (ERSD 2022).
- Vucetic M., 1994., *Cyclic threshold shear strains in soils*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 120, No. 12.

The analysis and selection of cyclic triaxial testing parameters for wind turbines in Vietnam

Nguyen Van Phong^{1,*}, Do Hong Thang²

¹Hanoi University of Mining and Geology;

²Dat Viet Construction survey and design Joint Stock Company

*Corresponding author: nvphong.dcct@gmail.com

Abstract

In recent years, wind power energy has developed strongly in Vietnam. Wind turbines are a type of building with dynamic loads, so the foundation design is related to the dynamic mechanical properties of the soils. The cyclic triaxial test method is commonly used to determine the dynamic mechanical characteristics of the soil. However, the dynamic load of wind turbines has many specific characteristics that different from earthquakes. Therefore, the applying the standards for cyclic triaxial test has many difficulties in choosing the testing parameters. This paper is based on the analysis of theory and experiment to provide technical guidance of cyclic triaxial test that suitable for wind turbines in Vietnam. The content of this paper not only provides testing procedures of ASTM D3999 and ASTM D5311, but also provides technical guidance for testing the soil types: sandy soil, clayey soil and weak soil. In particular, experimental parameters in the steps of preparation, saturation, consolidation and cyclic loading are proposed accordingly for each soil type.

Keywords: cyclic Triaxial Test, cyclic deformation, cyclic strength, testing parameters, wind turbines.

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘ THẨM NƯỚC NGẦM TRONG CÁC LỚP ĐẤT ĐÁ TỚI SỰ ỔN ĐỊNH CỦA HỒ MÓNG TẦNG HÀM NHÀ CAO TẦNG TẠI VIỆT NAM

Nguyễn Chí Thành

Trường Đại học Mở - Địa chất

Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenthanh.xdctn47@gmail.com

Tóm tắt

Hiện nay, cùng với sự phát triển về kinh tế và xã hội Việt Nam, các tòa nhà cao tầng cùng với hệ thống tầng hầm ngày càng được chú trọng và phát triển xây dựng ở các thành phố lớn. Tuy nhiên, việc đánh giá sự ổn định của các tầng hầm nhà cao tầng trong quá trình thi công dưới ảnh hưởng của nước ngầm vẫn chưa được chú trọng nghiên cứu, đặc biệt là tính thấm của các lớp đất đá nơi bố trí các tầng hầm. Bài báo này đã sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn FEM (phần mềm Plaxis2D) để thiết lập mô hình một hồ móng tầng hầm nhà cao tầng đang được thi công và được bảo vệ bởi các tường chắn bê tông cốt thép trong các điều kiện địa chất cụ thể. Bằng việc thay đổi tính chất thấm của các lớp đất chứa thành hồ móng trong mô hình được xây dựng, trên các kết quả thu được, sẽ đưa ra các nhận định về sự ảnh hưởng của nước ngầm tới sự ổn định của các hồ móng tầng hầm nhà cao tầng, từ đó kiến nghị các biện pháp để khắc phục.

Từ khóa: độ thấm; ảnh hưởng; tầng hầm nhà cao tầng; ổn định; phương pháp phần tử hữu hạn.

1. Tổng quan nghiên cứu

Ngày nay, cùng với việc phát triển mạnh mẽ của kinh tế và đời sống của người dân được nâng cao, các công trình xây dựng, đặc biệt là các công trình nhà cao tầng có tầng hầm đã được xây dựng và gia tăng cả về số lượng lẫn chất lượng tại các thành phố lớn tại Việt Nam. Hầu hết, các thành phố lớn của Việt Nam có vị trí tại Đồng bằng sông Hồng và Đồng bằng sông Cửu Long hoặc là các thành phố ven biển, do đó, các công trình nhà cao tầng với các tầng hầm sẽ chịu ảnh hưởng rất nhiều bởi mực nước ngầm khu vực nơi xây dựng.

Hiện nay, một số nghiên cứu và các phương pháp tính toán ảnh hưởng của nước ngầm tới các công trình ngầm tại Việt Nam và trên thế giới đã được công bố. Năm 2009, Korff đã công bố một số kết quả nghiên cứu về sự phá hoại hồ móng ngầm dưới ảnh hưởng của nước ngầm. Trong nghiên cứu của mình, Korff đã nhận thấy sự mất ổn định của hồ móng xuất hiện cùng với sự tăng độ lún tại các điểm nằm sau lưng tường chắn giữ ổn định cho hồ móng, các hiện tượng này sẽ gây ảnh hưởng lớn đến sự ổn định và tồn tại của các kết cấu công trình. Ngoài ra, nghiên cứu của Nguyen and Phienweij, 2015 cũng đã chứng minh rằng nước ngầm có thể xâm nhập vào hồ đào, từ đó, có thể gây ra hiện tượng phá hoại tường và hồ móng trong quá trình thi công các công trình ngầm. Liên quan về tác động của dòng thấm trong quá trình thi công đến sự ổn định hồ đào, nhiều tác giả như Ou, 2006, Ergun, 2008, Sadeghpour và cộng sự, 2008, Vermar và cộng sự., 2013 đã công bố các phương án hạ mực nước ngầm, cùng những dự đoán chuyển vị tường vây và mặt đất nền sau lưng tường chắn. Một số công bố đã dựa vào các kết quả quan trắc sự lún và độ phát triển sự lún này của môi trường đất xung quanh hồ đào công trình dưới tác động của nước ngầm, cùng với giá trị đo áp lực nước từ giếng bơm hút kết hợp với mô phỏng số (Wang và cộng sự, 2012) đã đưa ra các nhận xét về ảnh hưởng của dòng thấm trong quá trình thi công đến sự ổn định của hồ đào công trình ngầm. Tuy nhiên, nhìn chung với các công trình ngầm nói chung và các tầng hầm nhà cao tầng nói riêng, chưa có nhiều các nghiên cứu, từ đó đưa ra các tài liệu, hướng dẫn việc tính toán và thiết kế cho các đối tượng này khi chịu ảnh hưởng của nước ngầm. Đặc biệt, với sự thay đổi liên tục của các mức nước ngầm do nhiều nguyên nhân, như: nguyên nhân thời tiết, nguyên nhân khai thác quá mức nước ngầm, nguyên nhân xây dựng các

công trình lân cận... Điều này đòi hỏi phải có các nghiên cứu, tính toán nghiêm túc sự ảnh hưởng của nước ngầm tới sự ổn định các tầng hầm nhà cao tầng, từ đó mới có thể đảm bảo sự an toàn của các tầng hầm nhà cao tầng trong quá trình thi công và sử dụng khi chịu ảnh hưởng của nước ngầm.

2. Các định luật lý thuyết về tính thấm của nước

2.1. Định luật thấm đường thẳng (định luật thấm Darcy)

Đây là một trong những định luật được đưa ra từ các kết quả thí nghiệm. Định luật này có nội dung như sau (Trương Quốc Quân, 2017):

Darcy đã rút ra kết luận rằng lượng nước thấm Q qua đất trong một đơn vị thời gian tỷ lệ thuận với hiệu mực nước trong ống đo áp Δh và diện tích tiết diện mẫu ω , tỷ lệ nghịch với chiều dài cột đất l ; theo hệ số tỷ lệ k :

$$Q = k \frac{\Delta h}{l} \omega \quad (1)$$

Trong đó: Q là lượng nước thấm qua đất, $\frac{\Delta h}{l}$ là gradient áp lực hay độ dốc thủy lực, k là hệ số tỷ lệ đặc trưng cho tính thấm nước của đất, được gọi là hệ số thấm.

k được xác định theo công thức:

$$k = \frac{\gamma r_0^2 n}{8\eta} \quad (2)$$

Trong đó, η là độ nhớt của nước thấm; r_0 là bán kính của đường ống tương đương nếu mô hình hóa môi trường lỗ rỗng thành môi trường các ống nhỏ bằng nhau; n là độ lỗ rỗng trong đất đang nghiên cứu; γ là dung trọng của nước.

2.2. Định luật thấm phi tuyến

Trong các môi trường có lỗ rỗng lớn và khi có gradient áp lực thấm lớn sẽ xuất hiện hiện tượng thấm rối, vận tốc thấm (v) được xác định theo công thức (Trương Quốc Quân, 2017):

$$v = k\sqrt{J} \quad (3)$$

Từ công thức này, có thể rút ra kết luận là khi có hiện tượng thấm rối thì vận tốc thấm tỷ lệ thuận bậc 1/2 với gradient thủy lực.

Nếu tầng đất đá có sự không đồng nhất lớn về tính thấm, như trường hợp có các tầng đá karst hoá xen kẽ tầng đá kém nứt nẻ thì dòng thấm khá phức tạp. Theo Dupuit, giữa vận tốc thấm và gradien áp lực có quan hệ bậc 2 như sau:

$$J = av + bv^2 \quad (4)$$

Trong đó, a và b là hệ số phụ thuộc vào dạng chuyển động của nước đang nghiên cứu.

Khi vận tốc thấm nhỏ, phương trình Dupuit sẽ có dạng:

$$J = av \quad (5)$$

Lúc này, đúng theo định luật Darcy, có $v = \frac{J}{a} = kJ$.

Khi vận tốc thấm lớn, lúc này phương trình Dupuit có dạng sau:

$$J = bv^2 \quad (6)$$

Theo tác giả Engelund, nếu đặt α là hệ số thấm phi tuyến thì:

$$\alpha = \frac{\alpha_0}{\eta^2} \sqrt{\frac{k}{vg}} \quad (7)$$

Trong đó, α_0 được xác định như sau: $\alpha_0 = 0,11$ khi $k > 1$ cm/s, $\alpha_0 = 0,18$ khi $k = 0,5$ cm/s, $\alpha_0 = 0,3$ khi k tiến tới giá trị 0.

3. Tính toán ảnh hưởng của độ thấm nước ngầm tới sự ổn định hố móng tầng hầm nhà cao tầng

Tầng hầm nhà cao tầng có thể được coi là một dạng công trình ngầm nằm nông, gần mặt đất nên sẽ bị ảnh hưởng lớn khi có nước ngầm tác dụng vào. Do nguyên nhân này, tầng hầm nhà cao tầng là một trong những đối tượng cần nghiên cứu kỹ khi chịu ảnh hưởng của nước ngầm, đặc biệt là hố móng của tầng hầm nhà cao tầng khi trong quá trình thi công. Có thể nhận thấy, khi thi công các hố móng nhà cao tầng, đặc biệt là các hố móng đã được thi công tường vây bảo vệ trước thì cần có những nghiên cứu về ảnh hưởng của động đất tới sự ổn định và tồn tại của chúng. Các tường vây bảo vệ hố móng tầng hầm nhà cao tầng, dưới ảnh hưởng của nước ngầm có thể bị biến dạng, dịch chuyển và thậm chí là bị phá hủy. Điều này sẽ làm ảnh hưởng rất lớn đến sự ổn định, tồn tại của các công trình tầng hầm nói riêng và toàn bộ các công trình nhà cao tầng nói chung. Như đã biết, các tường vây của hố móng tầng hầm nhà cao tầng thường được thiết kế để ngoài tác dụng giữ ổn định cho thành hố đào tầng hầm trong quá trình thi công thì còn có một số tác dụng, như: là một bộ phận chịu lực của móng nhà cao tầng; là thành vách của các tầng hầm và có khả năng chống lại áp lực, dịch chuyển của đất ở xung quanh thành hố đào tầng hầm cũng như có khả năng chống lại nước ngầm xung quanh hố đào. Có 3 phương pháp thi công tầng hầm nhà cao tầng có thể được sử dụng trong quá trình thi công, bao gồm: phương pháp thi công Bottom up; phương pháp thi công Topdown và phương pháp thi công Semi-Topdown. Tùy theo từng phương pháp thi công mà tường vây phần hố đào của tầng hầm nhà cao tầng sẽ được thiết kế và gia cố khác nhau. Khi chịu ảnh hưởng của nước ngầm, tường vây và phần nền đất ở dưới đáy của hố đào có thể có những phản ứng khác nhau và cần phải tính toán cụ thể cho các tường vây cũng như các bộ phận gia cường, tăng cứng cho tường vây (hệ thống dầm giằng thép hình Shoring-kingpost) để có thể chịu được các tác động của nước ngầm tới tường vây và hố móng tầng hầm nhà cao tầng. Trong bài báo này, một hố móng tầng hầm với điều kiện cụ thể đã được thiết lập bằng phần mềm Plaxis2D, sau khi các tường vây của hố móng đã được xây dựng và thiết lập, tác giả đã tiến hành thay đổi các hệ số thấm của lớp đất chứa đáy của hố móng nhà cao tầng. Từ các phản ứng của tường vây và đất nền ở đáy hố móng, có thể đưa ra các nhận xét và các giải pháp gia cường để tường vây và đáy hố móng tầng hầm nhà cao tầng có thể ổn định cũng như làm việc bình thường trong điều kiện chịu ảnh hưởng của nước ngầm nói trên. Các tính chất của các lớp đất, nơi chứa đựng hố móng tầng hầm nhà cao tầng được thể hiện trong bảng 1. Mô hình kết cấu tường vây và thép gia cố chữ H làm việc theo chế độ đàn hồi Elastic. Các lớp đất bao quanh hố móng sử dụng chế độ Hardening soil.

Hố móng nhà cao tầng và kết cấu tường vây và thép chữ H được thiết lập với các thông số sau đây:

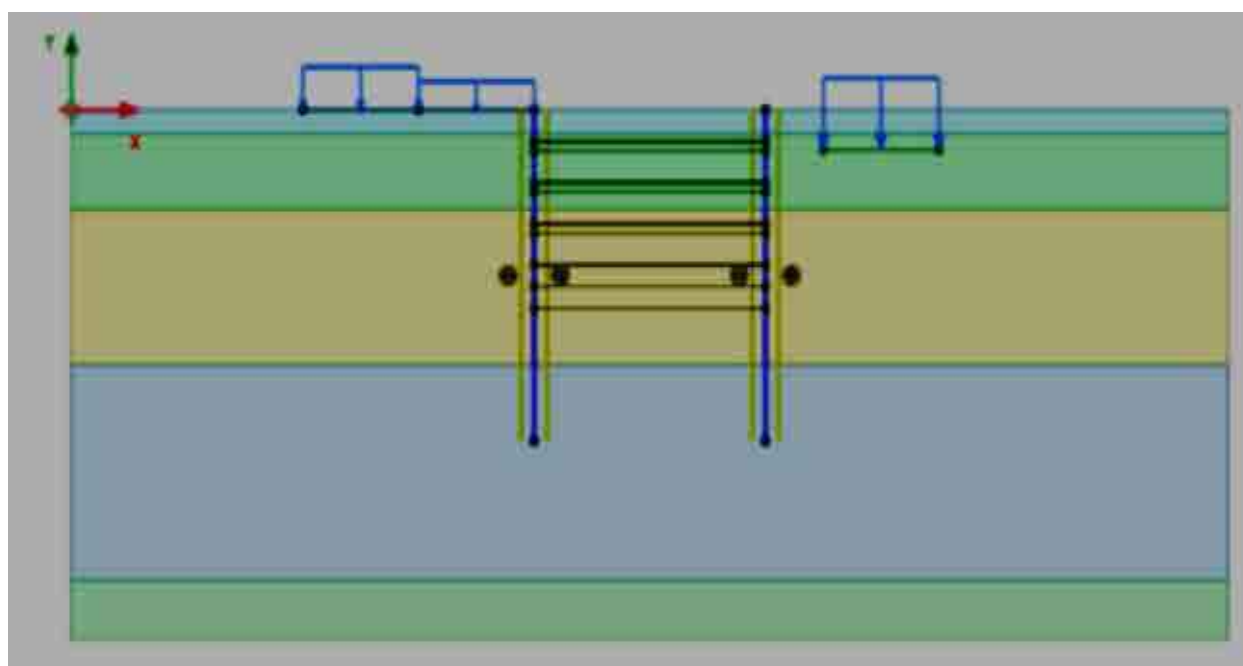
Chiều rộng của hố móng là 20 m; chiều sâu của hố móng tầng hầm là 15 m; kết cấu chống giữ cho hố móng tầng hầm nhà cao tầng: Sử dụng tường vây có mặt cắt ngang là hình chữ nhật, với chiều dày $d = 0,6$ m. Tường vây được chế tạo bằng bê tông cốt thép với các chỉ số: $EA_1 = 162e^5$ kN/m; $EA_2 = 486e^3$ kNm²/m; $w = 10.2$ kN/m/m; $v = 0.2$. Thép hình chữ H được sử dụng để làm hệ dầm cosering giữ ổn định cho tường hố đào tầng hầm nhà cao tầng với các thông số: $EA = 3.617e^6$ kN; $L_{spacing} = 5$ m;

Tầng hầm được thi công với phương pháp Bottom-Up theo quy trình: Đầu tiên xây dựng các tường vây để giữ ổn định cho hố đào tầng hầm nhà cao tầng, sau đó, tiến hành đào lần lượt các phần của hố đào. Giai đoạn 1 là đào khoảng hố đào có chiều sâu từ mặt đất tới cao độ đáy là $H_1 = 3.1$ m; tiếp theo lắp dựng các dầm chữ H để giữ ổn định cho phần tường vây trong khoảng hầm vừa đào tại cao độ $L_1 = -2.4$ m. Giai đoạn 2 đào khoảng hố đào thứ hai có cao độ đáy là $H_2 = -6.2$ m và lắp đặt

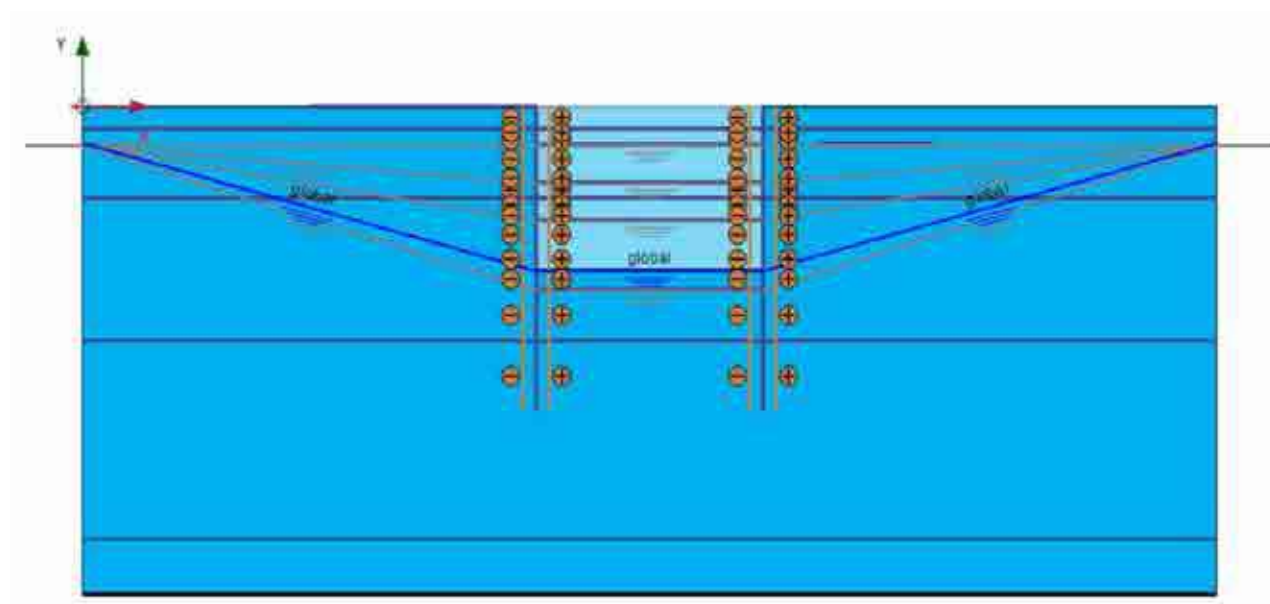
dầm thép hình H ở cao độ $L_2 = -5.5$ m. Giai đoạn 3 là đào khoảng hố đào tầng hầm tới cao độ đáy $H_3 = -9.3$ m và thép hình H tương ứng được lắp ở cao độ $L_3 = -8.6$ m. Giai đoạn cuối cùng là đào hố móng tới cao độ đáy là $H_4 = -15$ m. Tiến hành lắp dựng thép hình chữ H tiếp theo ở cao độ đáy là $L_4 = -11.7$ m. Trước khi tiến hành đào và thi công hố đào tầng hầm nhà cao tầng này, tác giả đã tiến hành chất tải tác dụng xung quanh khu vực bố trí hố đào và có xét đến cả quá trình cố kết của môi trường đất xung quanh hố đào khi chịu tải trọng tác dụng (hình 1). Để đảm bảo không chịu ảnh hưởng của các điều kiện do các công trình lân cận khác gây ra cũng như đảm bảo vùng nghiên cứu đặt trên nền đất cứng, vùng nghiên cứu đã được thiết lập với kích thước chiều ngang là 100 m và chiều sâu là 40 m. Cũng lưu ý là tác dụng của mực nước ngầm cũng được xét đến và mực nước ngầm sẽ hạ dần theo tiến độ đào của các phần hố móng tầng hầm nhà cao tầng.

Bảng 1. Tính chất của các lớp đất chứa hố móng tầng hầm nhà cao tầng

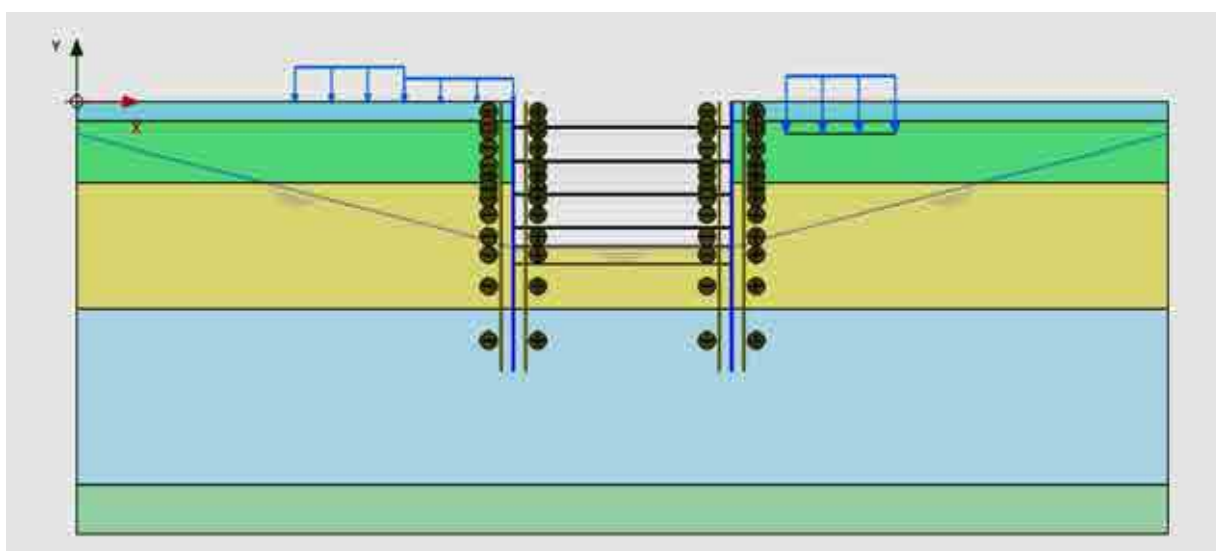
Tính chất	Lớp I	Lớp II	Lớp III	Lớp IV	Lớp V
Chiều dày, m	1.8	5.7	11.7	16.3	4.5
Dung trọng, γ_{unsat} , kN/m ³	19	15.9	19.9	20.5	20.6
Dung trọng, γ_{sat} , kN/m ³	20	16	20.2	20.8	21.1
Hệ số thấm, $k_x=k_y$, m/ngày	86.4	$8.64e^{-3}$	0.0864	8.640	$0.864e^{-3}$
E_{50}^{ref} , kPa	20000	4000	15000	15000	30000
E_{oed}^{ref} , kPa	20000	4000	15000	15000	30000
E_{ur}^{ref} , kPa	60000	12000	45000	45000	90000
φ , độ	30	25	29	31	29
C, kPa	2.5	3.5	10.3	1	2.09
ψ	0	0	0	0	0



Hình 1. Mô hình hố móng.

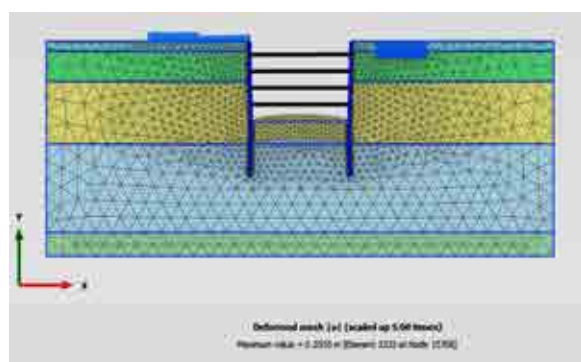


Hình 2. Mực nước ngầm biến đổi theo tiến độ thi công.

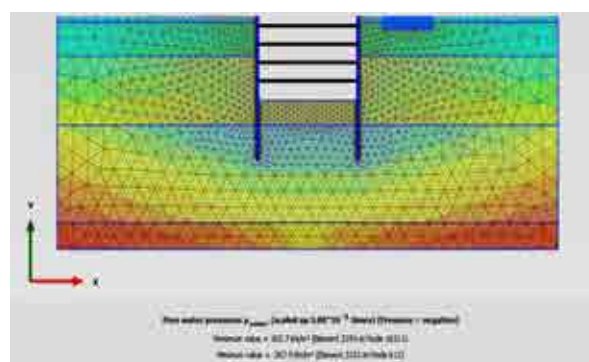


Hình 3. Các bước thi công hố đào.

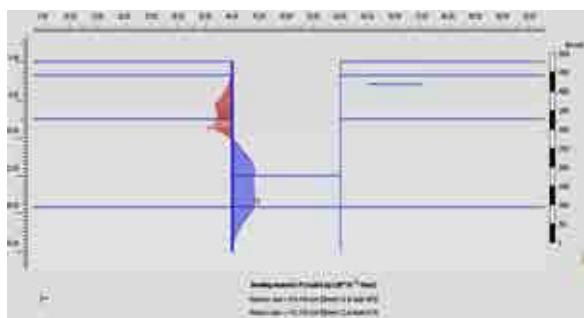
Trường hợp 1: Đất nền hố móng bão hòa nước



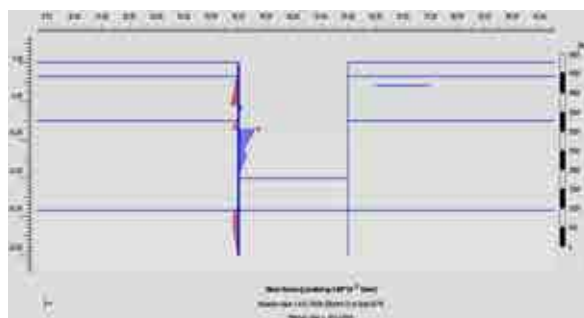
Hình 4. Biến dạng của tường vây và đáy hố móng trong trường hợp đất ở đáy hố móng bão hòa nước.



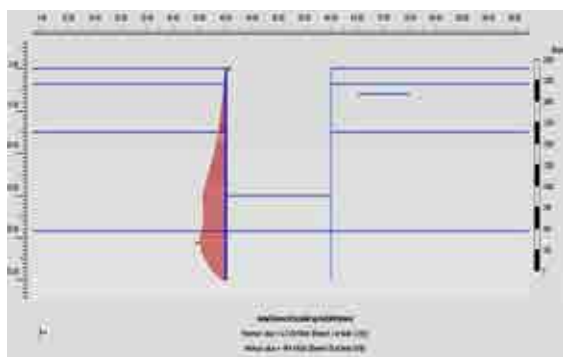
Hình 5. Áp lực nước lỗ rỗng dưới đáy hố móng trong trường hợp đất ở đáy hố móng bão hòa nước.



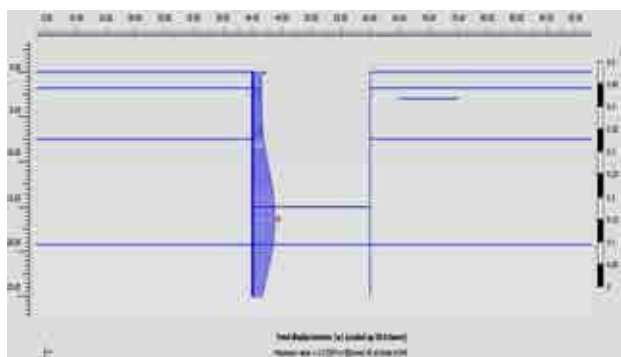
Hình 6. Biểu đồ momen M xuất hiện trong tường bên phía trái của hố đào trong trường hợp đất nền bão hòa nước.



Hình 7. Biểu đồ lực cắt Q xuất hiện trong tường bên phía trái của hố đào trong trường hợp đất nền bão hòa nước.

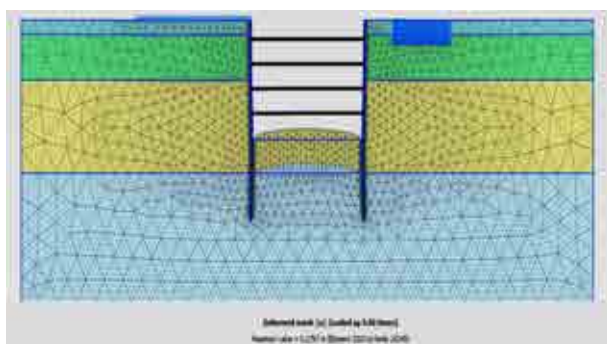


Hình 8. Biểu đồ lực dọc N xuất hiện trong tường bên phía trái của hố đào.

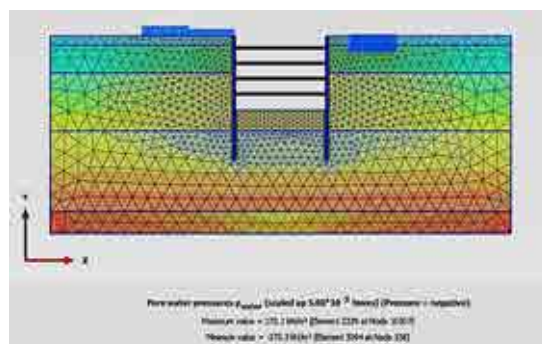


Hình 9. Biểu đồ dịch chuyển của tường vây bên phía trái của hố đào.

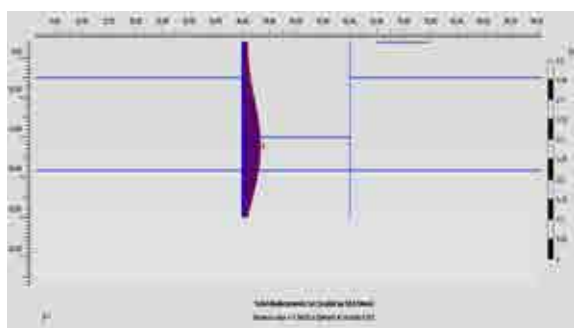
Trường hợp 2: Đất dưới đáy hố móng không thấm nước với hệ số thấm rất thấp, $k = 0.0846$ m/ngày.



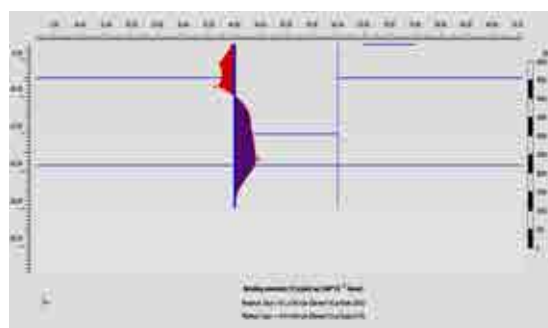
Hình 10. Biến dạng của tường chắn và đáy hố móng khi lớp đất dưới đáy hố móng không thấm nước.



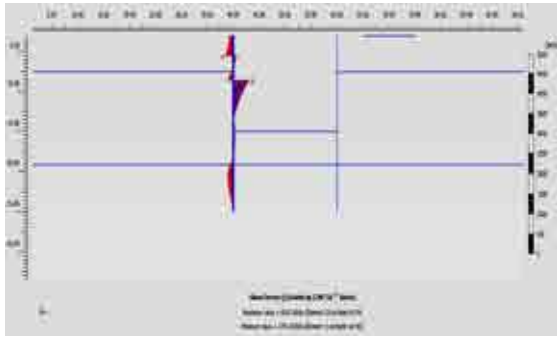
Hình 11. Áp lực nước lỗ rỗng dưới đáy hố đào.



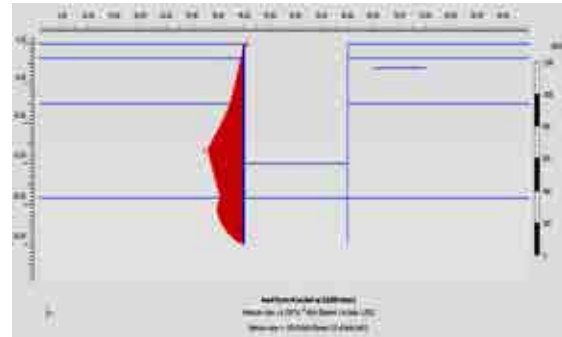
Hình 12. Biến dạng của tường vây trái hố đào.



Hình 13. Biểu đồ momen xuất hiện trong tường trái của hố đào.

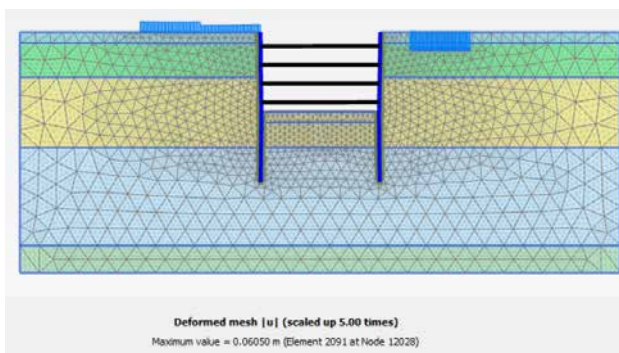


Hình 14. Biểu đồ lực cắt Q xuất hiện trong tường trái của hồ đào.

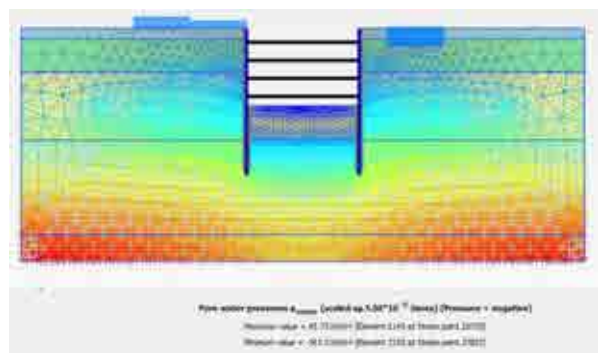


Hình 15. Biểu đồ lực dọc N xuất hiện trong tường trái của hồ đào.

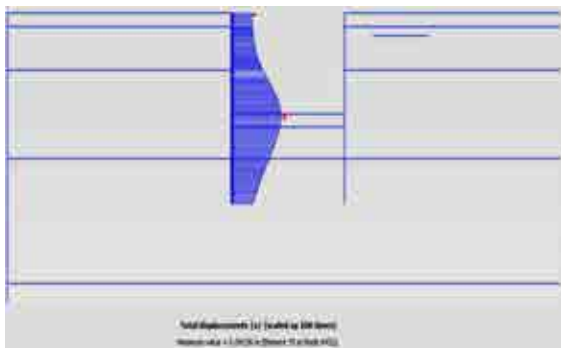
Trường hợp 3: Đất ở lớp 3, dưới đáy hồ đào thấm nước với hệ số thấm $k = 84.6 \text{ m/ngày}$



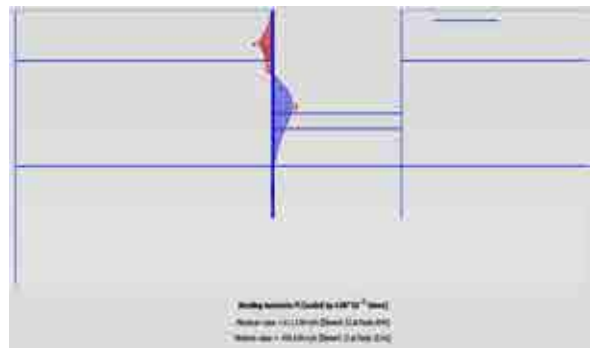
Hình 16. Biến dạng của đáy hồ đào trong trường hợp lớp đất dưới đáy.



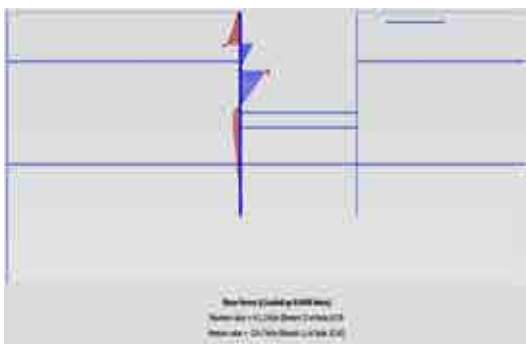
Hình 17. Áp lực lỗ rỗng nước ngầm.



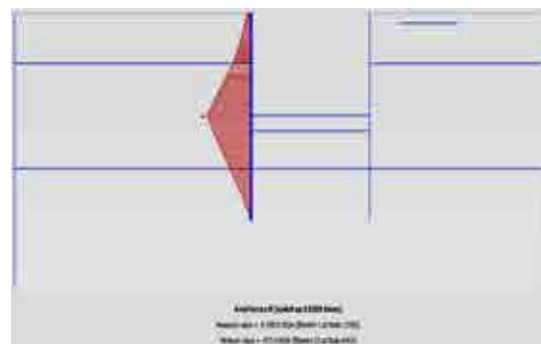
Hình 18. Tổng dịch chuyển của tường bên phía trái hồ đào.



Hình 19. Biểu đồ momen xuất hiện trong tường phía trái.



Hình 20. Biểu đồ lực cắt Q trong tường phía trái của hồ đào.



Hình 21. Biểu đồ lực dọc N xuất hiện trong tường phía trái.

Bảng 2. Nội lực và dịch chuyển của tường vây và nền đất dưới móng hố đào

Nội lực xuất hiện trong tường vây và dịch chuyển của tường vây bảo vệ hố đào	Phương án 1 (lớp đất đáy hố đào bão hòa)	Phương án 2 (lớp đất đáy hố đào không có tính thấm)	Phương án 3 (lớp đất đáy hố đào có tính thấm)
Momen, M_{\max} (kNm/m)	834.4	811.9	611.5
Lực dọc, N_{\max} (kN)	484.4	350.8	377.0
Lực cắt, Q_{\max} (kN)	616.7	604.5	411.2
Dịch chuyển tường vây, d_{\max} (m)	0.07597	0.0663	0.0434
Dịch chuyển nền hố đào, u_{\max} (m)	0.2535	0.2797	0.0605

Từ các kết quả thu được trong 3 trường hợp nghiên cứu như trên, có thể nhận thấy là trong trường hợp lớp đất thứ 3 bão hòa, khi đó áp lực nước lỗ rỗng dưới đáy hố đào có trị tuyệt đối lớn nhất là $p_{\text{water}} = 367.9 \text{ kN/cm}^2$ và lúc này, biến dạng lớn nhất của lớp đất ở đáy hố đào $u_{\max} = 0.2535 \text{ m}$. Trong trường hợp lớp đất thứ 3 được coi là thấm với hệ số thấm $k_x = k_y = 86.4 \text{ m/ngày}$, lúc này biến dạng lớn nhất của lớp đất ở đáy hố đào là $u_{\max} = 0.06 \text{ m}$, áp lực nước lỗ rỗng ở dưới đáy hố đào đạt giá trị tuyệt đối lớn nhất là $p_{\text{water}} = 367.3 \text{ kN/cm}^2$. Trong trường hợp lớp đất thứ 3 được coi là không thấm với hệ số thấm $k_x = k_y = 0.0864 \text{ m/ngày}$, lúc này, biến dạng lớn nhất của lớp đất ở đáy hố đào là $u_{\max} = 0.2797 \text{ m}$, áp lực nước lỗ rỗng ở đáy hố đào có trị tuyệt đối lớn nhất là $p_{\text{water}} = 373.3 \text{ kN/cm}^2$. Dựa vào các kết quả về dịch chuyển và các nội lực xuất hiện trong tường chắn phía bên trái của hố móng (Hình 4 - Hình 21), được thể hiện trong Bảng 2, có thể thấy rằng, trong trường hợp lớp đất dưới đáy hố móng bão hòa, momen xuất hiện trong tường chắn là $M_{\text{bh}} = 834 \text{ kNm/m}$, đạt giá trị lớn nhất. Tiếp theo, momen trong tường vây trong trường hợp đất không thấm có giá trị $M_{\text{kt}} = 811.9 \text{ kNm/m}$. Cuối cùng, momen có giá trị nhỏ nhất xuất hiện trong tường vây bên trái của hố đào khi lớp đất ở đáy hố đào móng là thấm, với $M_t = 611.5 \text{ kNm/m}$. Kết quả này cũng hợp lý với các giá trị áp lực nước lỗ rỗng xuất hiện ở đáy móng hố đào và giá trị biến dạng, dịch chuyển của tường vây trong từng trường hợp tương ứng. Giải thích cho hiện tượng nói trên, có thể nhận định sự xuất hiện của nước ngầm đã ảnh hưởng đến các giá trị nội lực, dịch chuyển của tường vây cũng như các giá trị biến dạng của đất đáy hố đào. Trong trường hợp lớp đất dưới đáy hố đào bão hòa, lúc này, lớp đất bị giảm khả năng chịu lực do sự xuất hiện của nước trong các lỗ rỗng và các lỗ hổng khác trong đất. Với trường hợp đất thấm với hệ số thấm lớn, nước được giải phóng và dịch chuyển qua lớp đất, do đó, tuy bị ảnh hưởng một phần bởi nước thấm qua nhưng lớp đất ở đáy hố đào vẫn còn khả năng chịu lực tốt hơn trường hợp đất bị bão hòa. Trường hợp lớp đất ở đáy hố đào không thấm, lúc này, lớp đất bị chịu ảnh hưởng rất lớn bởi áp lực nước lỗ rỗng và bởi dòng nước ngầm, do đó, lớp đất ở đáy móng hố đào có biến dạng lớn và cũng chịu tải trọng tác động lớn, từ đó, truyền vào tường vây gây ra các hiện tượng nói trên.

4. Kết luận

Nước ngầm là một trong những yếu tố có thể gây ảnh hưởng đến sự ổn định của các hố móng, tầng hầm nhà cao tầng. Trong bài báo này, bằng việc sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn FEM bằng phần mềm Plaxis2D, tác giả đã xây dựng một mô hình hố móng nhà cao tầng có các tầng hầm để từ đó thay đổi các thông số về khả năng thấm của lớp đất chứa đáy của hố móng nhà cao tầng. Dựa trên các kết quả thu được từ các trường hợp nghiên cứu trong bài báo, bao gồm: trường hợp lớp đất ở đáy hố móng bão hòa nước, trường hợp lớp đất ở đáy hố móng không thấm nước và trường hợp lớp đất ở đáy hố móng có thấm nước với hệ số thấm cao, có thể rút ra một số kết luận như sau:

- Tính thấm của các lớp đất chứa hố móng nhà cao tầng (đặc biệt là lớp đất có chứa đáy hố móng) sẽ ảnh hưởng rất nhiều đến độ ổn định của đáy hố móng. Qua các kết quả khảo sát, có thể thấy, khi đất ở đáy hố móng bão hòa nước hay đất có hệ số thấm nhỏ thì biến dạng của đất ở đáy hố móng tăng cao, có khả năng gây mất ổn định cho hố đào;

- Trong ba trường hợp khảo sát, có thể nhận thấy là độ dịch chuyển của tường vây lớn nhất trong trường hợp đất dưới nền đáy hố đào là bão hòa nước, tiếp theo là trường hợp lớp đất dưới đáy hố móng không thấm nước. Trường hợp lớp đất dưới nền đáy hố đào có thấm nước với hệ số thấm lớn thì tường vây ít bị dịch chuyển và biến dạng nhất. Đây cũng là vấn đề cần chú ý khi thiết kế, thi công các tầng hầm nhà cao tầng và các công trình ngầm nằm trong các lớp đất có tính chất thấm khác nhau.

Tài liệu tham khảo

- Nguyen Kiet Hung, N. Phienwej, 2008. Practice and Experience in Deep Excavations in Soft Soil of Ho Chi Minh City, Vietnam, *KSCE Journal of Civil Engineering, Geotechnical Engineering*, pISSN: 1226-7988, eISSN: 1976-3808, 2008, pp. 1-14.
- Trương Quốc Quân, 2017. Tính nhanh độ thấm của đất. *Tuyển tập Hội nghị Khoa học thường niên năm 2017*. ISBN: 978-604-82-2274-1.
- TCVN 8731: 2012 Đất xây dựng công trình thủy lợi - Phương pháp xác định độ thấm nước của đất bằng thí nghiệm đổ nước trong hố đào và trong hố khoan tại hiện trường.
- Alyamani M. S., 1993. Determination of Hydraulic Conductivity from Complete Grain-Size Distribution Curves. *Ground Water*, vol. 31, N°4, pp. 551-555.
- Carrier, W.D., 2003. Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1054.
- Chang Hee, M., Jiqing, L. and Po, C., 2002. Reply to the discussion of "circular slip of earth slope under seepage action finite element calculation". *Journal of Geotechnical Engineering*, to discuss 3: 399-402.
- Cheng, D., Zheng, Y. and Xiaosong, T., 2009. Using FEM strength reduction overall stability of foundation under seepage analysis. *China Civil Engineering Journal*, 42 (3): 105-110.
- Duncan, J.M., 1996. State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes. *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, 122 (7): 577-596.
- Feng, H. and Po, C., 2011. Wave should be magnificent. Affect the overall stability of the excavation of soil constitutive model of strength reduction. *Rock and Soil Mechanics*, 32 (Suppl 2): 592-597.
- Huangchun, E. and Xiaonan, G.X.L., 2001. Stability analysis considering seepage pit slope. *China Civil Engineering Journal*, 34 (4): 98-101.
- Zhuanzheng, T., Qiu, P. and Yue, W., 2012. Wuhan, a municipal channel excavation accident hazard analysis process and the lessons. *Geotechnical Engineering*, 34 (Suppl): 735-738.

Investigation on groundwater seepage in rock layers affects the stability of high-rise building basements in Vietnam

Nguyen Chi Thanh

Hanoi University of Mining and Geology

Corresponding author: nguyenth Thanh.xdctn47@gmail.com

Abstract

Currently, along with the economic and social development of Vietnam, high-rise buildings and basement systems are increasingly focused and developed in big cities. However, the evaluation of the stability of the basements of high-rise buildings during construction under the influence of groundwater has not been studied, especially the permeability of the soil and rock layers where the floors are arranged tunnel. This paper used the finite element method FEM (Plaxis2D software) to model a basement foundation pit of a high-rise building under construction and protected by reinforced concrete retaining walls in the building's specific geological conditions. By changing the permeability properties of the soil layers containing the foundation pits in the built model, based on the obtained results, it will make judgments about the influence of groundwater on the stability of the foundation pits basements of high-rise buildings, from there, recommend measures to overcome.

Keywords: *Permeability, effect of high-rise building, stability, Finite Element Method.*

NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN VỀ CÔNG NGHỆ, NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC VÀ MỘT SỐ YẾU TỐ CHÍNH ẢNH HƯỞNG ĐẾN SỰ LÀM VIỆC CỦA TƯỜNG CHẮN ĐẤT CỐT LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT

Phạm Văn Hùng^{1,*}, Vũ Minh Ngạn¹, Phạm Minh Tuấn², Mai Văn Toàn³

¹Trường Đại học Mở - Địa chất; ²Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia Thành phố HCM

³Ban Quản lý Dự án đầu tư xây dựng huyện Lạng Giang

*Tác giả chịu trách nhiệm: phamvanhung@humg.edu.vn

Tóm tắt

Nhờ công nghệ đơn giản, kết cấu linh hoạt và kinh tế, công nghệ tường chắn đất cốt lưới địa kỹ thuật (ĐKT) đã được áp dụng rộng rãi ở các nước tiên tiến trên thế giới. Tường chắn này làm việc trên lực ma sát giữa cốt và đất đắp để neo giữ mặt tường, đồng thời hình thành nên một khối chắc chắn chống lại tác dụng của áp lực khối đất sau lưng tường. Bài báo nghiên cứu tổng quan nhằm làm sáng tỏ về công nghệ, nguyên lý làm việc và một số yếu tố ảnh hưởng đến sự làm việc của tường chắn đất cốt lưới ĐKT. Kết quả nghiên cứu chỉ ra cơ chế làm việc của tường chắn đất cốt lưới ĐKT thông qua cơ chế chịu kéo của cốt lưới ĐKT, cơ chế truyền ứng suất từ lưới ĐKT sang đất và khả năng kháng uốn mặt tường. Kết quả phân tích cũng chỉ ra rằng khoảng cách và độ cứng của lưới ĐKT ít ảnh hưởng đến hệ số ổn định mái dốc (FoS), nhưng lại ảnh hưởng đáng kể đến chuyển vị ngang của tường. Khi khoảng cách giữa các lưới ĐKT giảm từ 0,6 m xuống 0,2 m, chuyển vị ngang của tường giảm đi 3 lần.

Từ khóa: tường chắn; lưới địa kỹ thuật; ổn định; chuyển vị mặt tường.

1. Đặt vấn đề

Hiện tượng mất ổn định mái dốc thường xuất hiện khi xây dựng đường giao thông, thủy điện, khu dân cư, công trình dân dụng và công nghiệp, kè sông, kè biển. Có nhiều dạng mất ổn định mái dốc như đất sụt, đất trượt, đá trượt, đá lở, đá rơi hoặc kết hợp các dạng khác nhau. Bên cạnh đó, mức độ phức tạp trong phá hủy mái dốc cũng có sự khác nhau như hiện tượng trượt nông, trượt sâu, tốc độ trượt nhanh, trượt chậm... Theo số liệu từ Tổng cục Đường bộ Việt Nam, có đến hơn 6.000 km chiều dài các tuyến quốc lộ là địa hình đồi núi. Các giải pháp chủ yếu nhằm ngăn chặn sự mất ổn định mái dốc là tạm thời. Hiện tượng sụt trượt tái phát xảy ra trong quá trình sử dụng và thậm chí đang trong quá trình thi công công trình.

Hiện nay trên thế giới, các nhóm giải pháp phổ biến nhằm đảm bảo ổn định mái dốc: giảm khối lượng và độ dốc của mái dốc như giảm độ dốc, đào giạt cấp, đắp phản áp chân bờ dốc; nhóm chống giữ bằng kết cấu tường chắn cứng (bằng đá xây, bê tông và bê tông cốt thép...) và kết cấu tường mềm (rọ đá, rọ đá có neo, tường chắn có cốt...); nhóm giải pháp gia cố sâu (đinh đất, neo cáp dự ứng lực, cọc đường kính nhỏ...); nhóm các giải pháp thoát nước mặt và nước ngầm; nhóm các giải pháp kết cấu nhằm ngăn chặn đá rơi, đá lăn, đá lở; và nhóm các giải pháp nằm bảo vệ bề mặt và chống xói như bê tông phun, xây ốp mái, trồng cỏ... Tùy vào tình trạng của mái dốc và nguyên nhân khả dĩ gây sạt, việc gia cố mái dốc có thể thực hiện theo một hoặc kết hợp nhiều giải pháp: bảo vệ ổn định của mái dốc, bảo vệ bề mặt mái dốc và thoát nước. Cụ thể, khi xây dựng các nền đắp như nền đường, đê, đập, mái dốc nhân tạo, nhóm giải pháp nhằm giảm khối lượng và độ dốc kết hợp với gia cố chống xói mái dốc thường được ưu tiên sử dụng do chi phí xây dựng thấp. Tuy nhiên, khi xây dựng công trình nền đường trong đô thị, hoặc những khu vực bị hạn chế về mặt bằng xây dựng, các giải pháp về tường chắn cứng và tường chắn mềm thường sử dụng. Trong đó, giải pháp tường chắn đất có cốt tận dụng được vật liệu địa phương, thi công đơn giản, phù hợp chịu tải của nền móng không quá lớn, có khả năng chống động đất tốt, tốn ít vật liệu và tính thẩm mỹ cao, có tính phù hợp cao để xây dựng các tường chắn đường giao thông trong khu vực nội thị và khu dân cư đông đúc.

Công nghệ tường chắn có cốt (Mechanically Stabilized Earth (MSE) wall) đã được sử dụng ngày càng phổ biến ở các nước trên thế giới. Kết cấu tường MSE không chỉ được sử dụng cho tường chắn mà còn sử dụng cho cho mố cầu, đường hầm... Tại Mỹ, ước tính có hơn 850.000 m² tường được xây dựng mỗi năm và đã được sử dụng ở hầu hết các tiểu bang. Vật liệu chế tạo cốt gia cố gồm cốt thép, lưới thép, vải địa kỹ thuật, dải và lưới ĐKT. Tường cốt lưới thép đã được phát triển vào đầu những năm 1960. Trong khi tường vải địa kỹ thuật được sử dụng từ những năm 1970, và lưới ĐKT được sử dụng từ đầu những năm 1980 (FHWA, 2010).

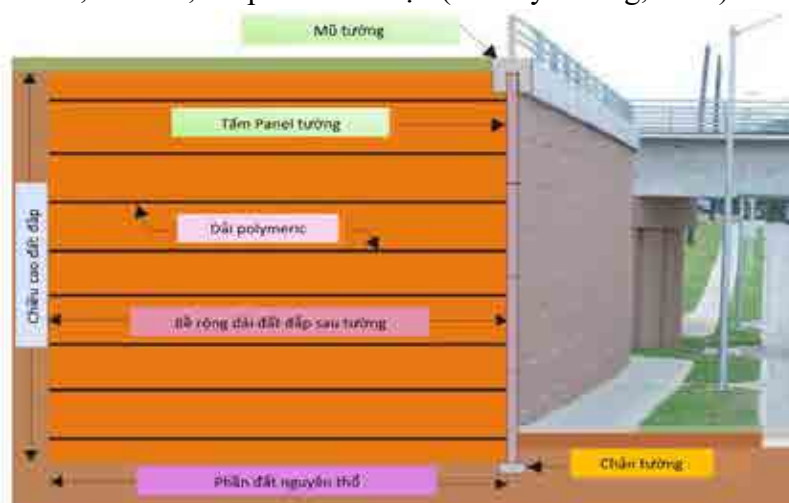
Giải pháp sử dụng lưới ĐKT được sử dụng rộng rãi trên toàn thế giới trong những công trình tường chắn dẫn vào đầu cầu, kè sông, kè biển và gia cố, sửa chữa mái dốc do những ưu điểm vượt trội như độ an toàn cao, bền vững với môi trường, vòng đời thiết kế 120 năm; thời gian thi công nhanh chóng; tận dụng vật liệu tại chỗ; cho phép máy móc hạng nặng hoạt động gần khu vực mép mái dốc để đầm chặt đều; sử dụng giải pháp trồng cỏ trên mặt taluy tạo cảnh quan và thân thiện với môi trường; thiết kế và thi công tường chắn đạt đến độ cao 45 m; nhiều lựa chọn cho bề mặt tường chắn, đảm bảo tính thẩm mỹ của công trình; tiết kiệm được chi phí so với các kết cấu trọng lực và bê tông gia cố truyền thống.

Ở Việt Nam, các nghiên cứu và ứng dụng về tường chắn đất cốt thép đã khá đầy đủ. Trong khi, các nghiên cứu về tường chắn đất cốt lưới địa kỹ thuật còn khá hạn chế, và nội dung của các nghiên cứu này chủ yếu là phương pháp thiết kế tường chắn. Bài báo sử dụng phương pháp nghiên cứu lý thuyết nhằm làm sáng tỏ công nghệ, nguyên lý làm việc và một số yếu tố chính ảnh hưởng đến sự làm việc của tường chắn đất cốt lưới ĐKT.

2. Cơ sở lý thuyết về công nghệ tường chắn đất cốt lưới ĐKT

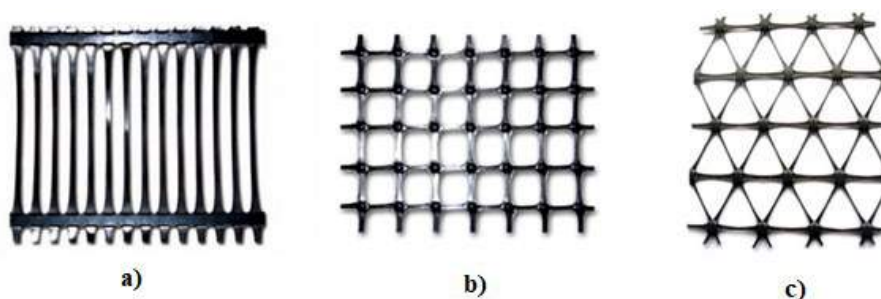
2.1. Nguyên lý cấu tạo tường chắn đất cốt lưới ĐKT

Tường chắn đất có cốt là hệ kết cấu phức hợp bao gồm khối đất đắp và các lớp cốt gia cố, được liên kết với kết cấu mặt tường (hình 1). Tường chắn đất có cốt cấu tạo gồm ba bộ phận chính: mặt tường (facing), cốt gia cố (reinforcement) và khối đất đắp trong tường (selected backfill). Mặt tường có thể là các tấm bê tông, bê tông cốt thép đúc sẵn, đá xây, rọ đá hay vải địa kỹ thuật, có vai trò giữ cho tường được ổn định theo phương thẳng đứng. Cốt gia cố thường là cốt thép, lưới thép, vải địa kỹ thuật, dải và lưới ĐKT. Khối đất đắp trong tường được cấu tạo từ đất chọn lọc có cường độ cao và thoát nước tốt, như cát, cát pha lẫn sỏi sạn (Lê Duy Cường, 2022).



Hình 1. Cấu tạo tường chắn có cốt MSE.

Lưới ĐKT được làm bằng polypropylene (PP), polyester (PE) hay polyetylen-teretalat (PET). Lưới ĐKT thường làm bằng hợp chất polyetylen tỷ trọng cao HDPE (High Density Polyethylene) có độ bền cao, bền vững dưới các tác động của môi trường, tia cực tím. Lưới ĐKT hiện nay chia làm ba loại lưới 1 trục (uniaxial geogrid); lưới 2 trục (biaxial geogrid); lưới 3 trục (triaxial geogrid) (hình 2).



Hình 2. Các loại lưới vải địa kỹ thuật: a) lưới 1 trục; b) lưới 2 trục; c) lưới 3 trục.

Lưới 1 trục có khả năng chịu kéo tốt theo một hướng thường sử dụng để gia cố mái dốc, tường chắn. Lưới 2 trục có sức kéo tốt theo hai hướng, sử dụng để gia cố nền đường, nền móng công trình. Hiệu quả hoạt động của lưới ĐKT 2 trục dựa trên cơ chế khóa hạt cốt liệu bên trong những ô lưới có gân lưới dạng vuông. Lưới 3 trục có sức chịu kéo lớn theo tất cả các hướng, kết cấu mắt lưới dạng tam giác, giúp giữ chặt hạt vật liệu, kết hợp với tính chất phân bố về cường độ theo các phương, tạo thành lớp gia cố. Lưới 3 trục sử dụng hiệu quả trong gia cố nền đất yếu (Đồng Kim Hạnh, 2015).

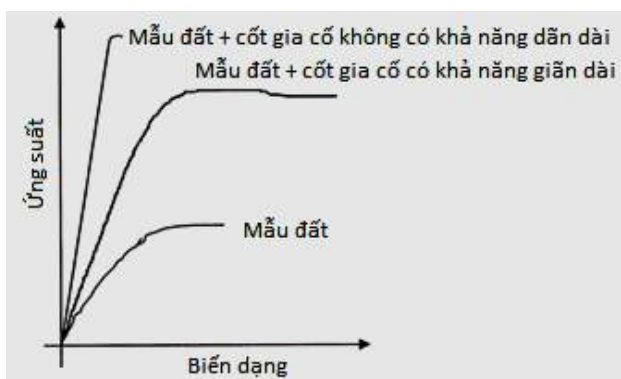
2.2. Nguyên lý làm việc của tường chắn đất cốt lưới ĐKT

Nguyên lý làm việc của tường chắn đất cốt lưới ĐKT nhờ kết hợp đặc trưng làm việc của các vật liệu khác nhau, có tính ổn định, độ cứng và ít bị biến dạng, như đất đắp thì chịu nén tốt và lưới ĐKT chịu kéo tốt. Tường chắn đất cốt lưới ĐKT là giải pháp tiên tiến, có nhiều ưu điểm hơn so với các phương pháp gia cố khác trong việc nâng cao sự ổn định của mái dốc. Lưới có vai trò neo khối đất để tránh bị trượt nhờ vào lực ma sát giữa lưới và đất, còn mặt tường có tác dụng giữ cho đất khỏi bị xói mòn và tạo kiên trúc cho tường chắn.

2.2.1. Tương tác cốt lưới ĐKT - đất

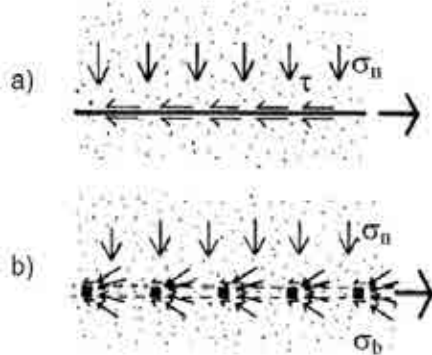
Sự làm việc của tường chắn đất có cốt nói chung và tường chắn đất cốt lưới ĐKT là nhờ khả năng chịu kéo của vật liệu gia cố, cơ chế truyền ứng suất và khả năng kháng uốn của mặt tường và liên kết giữa tấm mặt tường - cốt gia cố. Đối với các tường MSE, có hai loại cốt gia cường là cốt không giãn và cốt có thể giãn. Cốt được coi là không giãn khi biến dạng của cốt gia cố là rất nhỏ so với biến dạng của đất khi phá hủy, loại cốt này trong thực tế là các cốt thép (dải, thanh và lưới thép). Đối với các cốt có thể giãn, biến dạng của cốt khi phá hủy lớn hơn biến dạng của đất khi phá hủy, cốt loại này thường gặp là cốt lưới ĐKT và cốt vải ĐKT (FHWA, 2010).

Kết quả nghiên cứu của McGown và nnk (1978) biểu diễn mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng với mẫu đất được gia cố cốt lưới không giãn và có thể giãn trong thí nghiệm ứng suất phẳng (hình 3). Kết quả cho thấy mẫu đất gia cố cốt lưới ĐKT không giãn có độ cứng lớn hơn mẫu đất gia cố cốt lưới ĐKT có thể giãn. Căn cứ vào mức độ biến dạng cần thiết để đạt được sức kháng cực đại khi xảy ra hư hỏng do đứt lưới ĐKT, Schlosser và de Buhan (1991) đề xuất mức độ biến dạng tương ứng 3% và 12% đối với cốt lưới ĐKT không giãn và có thể kéo giãn.



Hình 3. Quan hệ giữa tải trọng và biến dạng của đất chứa gia cố, đất gia cố bằng lưới không giãn và có giãn trong thí nghiệm ứng suất phẳng (McGown và nnk, 1978).

Tương tác của cốt lưới ĐKT - đất được chia thành hai cơ chế chính, gồm sức cản ma sát bề mặt dọc theo lưới gia cố dạng tấm phẳng (hoặc dải) và sức cản thụ động trên các cấu kiện nằm ngang của lưới ĐKT (hoặc lưới kim loại) (hình 4). Do đó, khi thiết kế tường chắn đất cốt lưới ĐKT không giãn và có thể giãn cần xem xét sự làm việc đồng thời của 2 cơ chế sức cản ma sát và cơ chế sức cản bị động. Đồng thời, kích thước hình học của cốt gia cố sẽ làm thay đổi cơ chế truyền ứng suất bên trong đất (FHWA, 2010).



Hình 4. Sơ đồ tương tác giữa cốt với đất sau tường MSE:
a) Cơ chế tương tác ma sát bề mặt, b) Cơ chế tương tác sức cản thụ động
(Milligan và Palmeira, 1989).

2.2.2. Sức kháng của hệ lưới ĐKT - đất

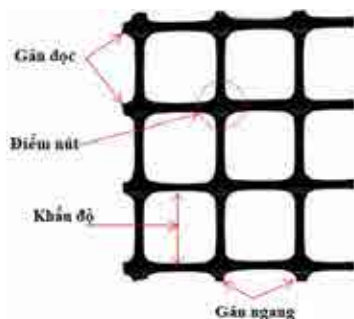
Kết quả nghiên cứu của Potyondy (1961) chỉ ra rằng sức kháng ma sát kéo chủ yếu phụ thuộc vào 4 yếu tố gồm sức chống cắt của đất, độ ẩm của đất, độ nhám và diện tích bề mặt lưới gia cố, và ứng suất tác dụng theo phương đứng. Jewell (1990) đã đề xuất một công thức để tính sức kháng kéo của lưới ĐKT (công thức 1):

$$P_R = 2f_b L_R \sigma'_n \tan \varphi \quad (1)$$

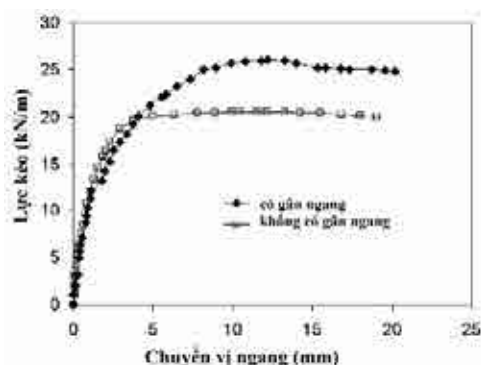
Trong đó, σ'_n là ứng suất tác dụng theo phương đứng, L_R - chiều dài của lưới ĐKT, φ - góc ma sát của đất và f_b là hệ số tương tác trong điều kiện kéo.

Hệ số tương tác f_b được đánh giá dựa trên các thông số hình học của lưới gia cố và đặc trưng sức kháng cắt của đất (Jewell, 1990). Một số nghiên cứu thực nghiệm đã chỉ ra rằng giá trị của f_b chịu ảnh hưởng phần lớn bởi hình dạng lưới, khả năng kéo giãn và độ giãn nở của đất cũng như ảnh hưởng của tỷ lệ, hình dạng của hiệu ứng giao thoa.

Khi nghiên cứu ảnh hưởng của các thông số đến sức kháng lưới ĐKT - đất, Sidney và nnk, (2007) nghiên cứu sự làm việc của hai loại lưới ĐKT có và không có gân ngang thông qua thí nghiệm kéo lưới địa kỹ thuật ra khỏi mẫu đất (pullout test). Tác giả thấy rằng, khả năng kháng kéo của lưới ĐKT có các đường gân ngang cao hơn 26% so với lưới ĐKT không có các đường gân ngang. Điều này chứng tỏ rằng, sự tham gia của các gân ngang, dọc của lưới ĐKT có vai trò rất lớn trong việc nâng cao sức kháng kéo cốt lưới ĐKT - đất.



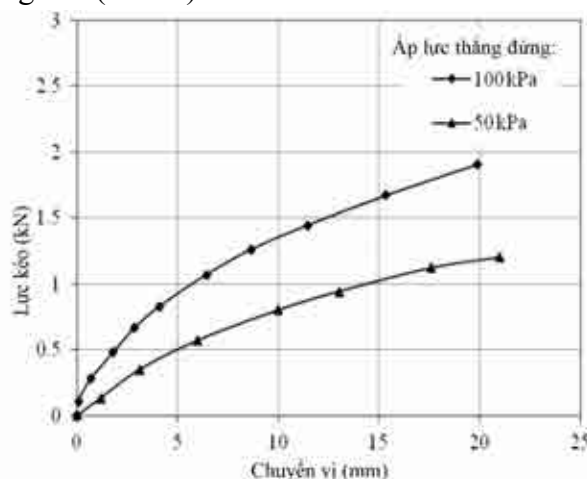
a)



b)

Hình 5. Kết quả kéo của cốt lưới ĐKT có và không có gân ngang (Sidney và nnk, 2007).

Khi nghiên cứu cơ chế tương tác đất - lưới ĐKT, Mabrouk (2014) thấy rằng, ứng suất tác dụng theo phương thẳng đứng có ảnh hưởng lớn đến biến dạng của lưới ĐKT. Lưới ĐKT hoạt động được sức kháng lớn hơn khi ứng suất tác dụng theo phương thẳng đứng tăng lên và điều đó thể hiện rõ khi tải trọng tăng cao (hình 6).



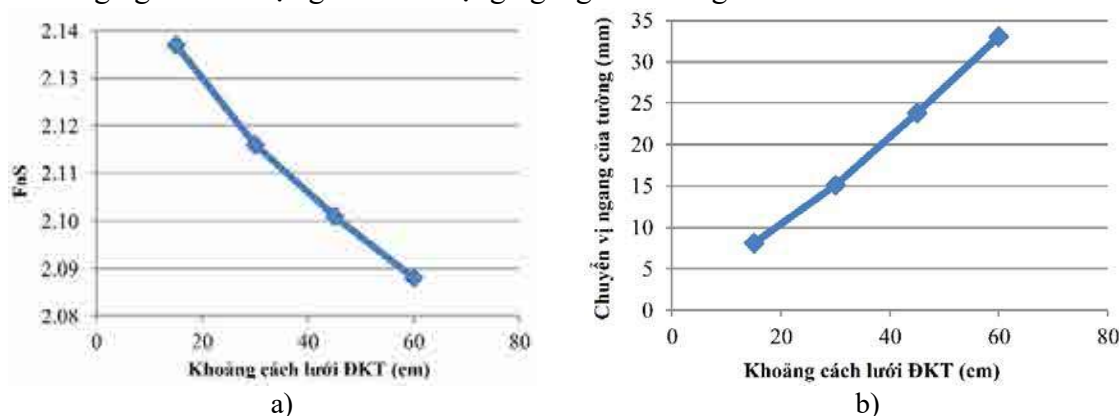
Hình 6. Mối tương quan giữa lực kéo và chuyển vị của lưới ĐKT (Mabrouk, 2014).

3. Nghiên cứu ảnh hưởng của một số thông số đến sự làm việc của tường chắn đất cốt lưới ĐKT

Dựa vào nghiên cứu tổng quan các kết quả công bố, tác giả tiến hành phân tích ảnh hưởng của một số thông số đến sự làm việc của tường chắn đất cốt lưới ĐKT gồm: khoảng cách và độ cứng lưới ĐKT, góc ma sát trong và lực dính của đất đắp và chiều cao tường.

3.1. Ảnh hưởng của khoảng cách lưới ĐKT

Nghiên cứu về ảnh hưởng của khoảng cách lưới ĐKT, hầu hết các nghiên cứu cho rằng giảm khoảng cách giữa các lưới ĐKT làm giảm chuyển vị ngang và tăng ổn định tổng thể của tường. Khi nghiên cứu tường gia cố lưới ĐKT cao 5 m, Manju và Indra (2021) thấy rằng, hệ số ổn định mái dốc (FoS) tăng lên không đáng kể khi giảm khoảng cách lưới ĐKT, chỉ từ 2,088 lên 2,138 khi khoảng cách giữa các lớp tương ứng bằng 0,6 m và 0,2 m (hình 7a). Chuyển vị ngang lớn nhất của tường giảm xấp xỉ 3 lần (hình 7b). Điều này được giải thích rằng, giảm khoảng cách các lớp lưới ĐKT sẽ làm giảm lực kéo tác dụng lên lưới, làm cho biến dạng giãn dài của lưới giảm và đồng nghĩa với việc giảm biến dạng ngang của tường.

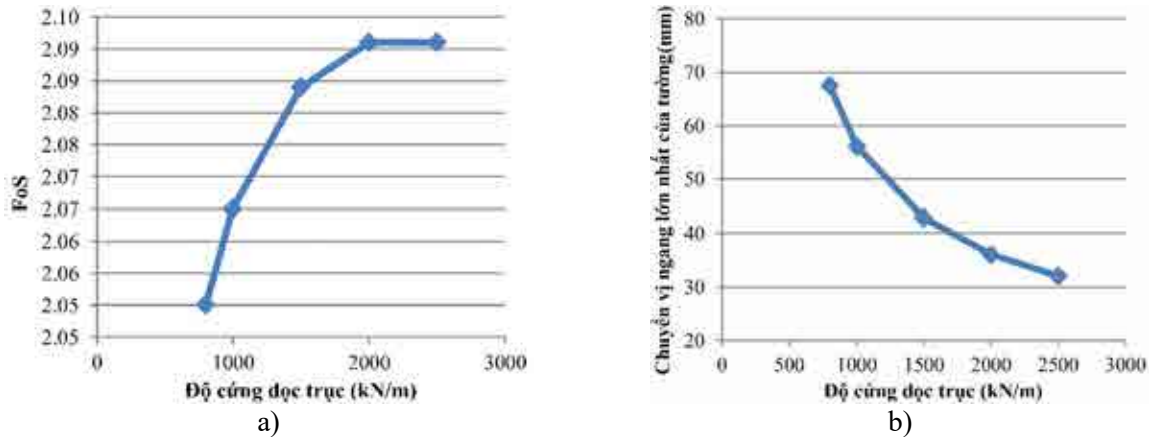


Hình 7. Ảnh hưởng của khoảng cách lưới ĐKT đến FoS và chuyển vị ngang lớn nhất:
a) Ảnh hưởng đến FoS; b) Ảnh hưởng đến chuyển vị ngang lớn nhất (Manju và Indra (2021)).

3.2. Ảnh hưởng của độ cứng của lưới ĐKT

Kết quả nghiên cứu của Manju và Indra (2021) chỉ ra rằng FoS tăng tương đối khi độ cứng dọc trục của lưới ĐKT tăng. FoS không tăng khi độ cứng của lưới ĐKT xấp xỉ bằng 2000 kN.

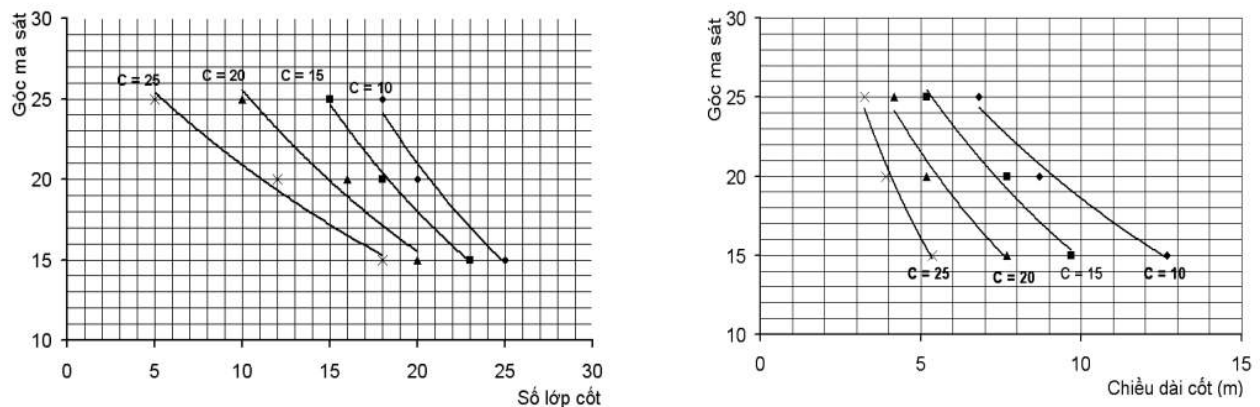
Vậy xét dưới khía cạnh ổn định tổng thể, lưới ĐKT sẽ phát huy tốt vai trò khi độ cứng nhỏ hơn 2000 kN (hình 8a). Khi phân tích ảnh hưởng của độ cứng của lưới ĐKT đến chuyển vị ngang lớn nhất của tường, có thể thấy rằng chuyển vị ngang giảm đáng kể khi độ cứng của lưới ĐKT tăng lên, khi độ cứng dọc của lưới ĐKT tăng từ 700 đến 2500 kN, chuyển vị ngang của tường đã giảm 50%, từ 67 mm xuống 32 mm (hình 8b).



Hình 8. Ảnh hưởng của độ cứng dọc trục của lưới ĐKT đến FoS và chuyển vị ngang lớn nhất: a) Ảnh hưởng đến FoS; b) Ảnh hưởng đến chuyển vị ngang lớn nhất (Manju và Indra (2021)).

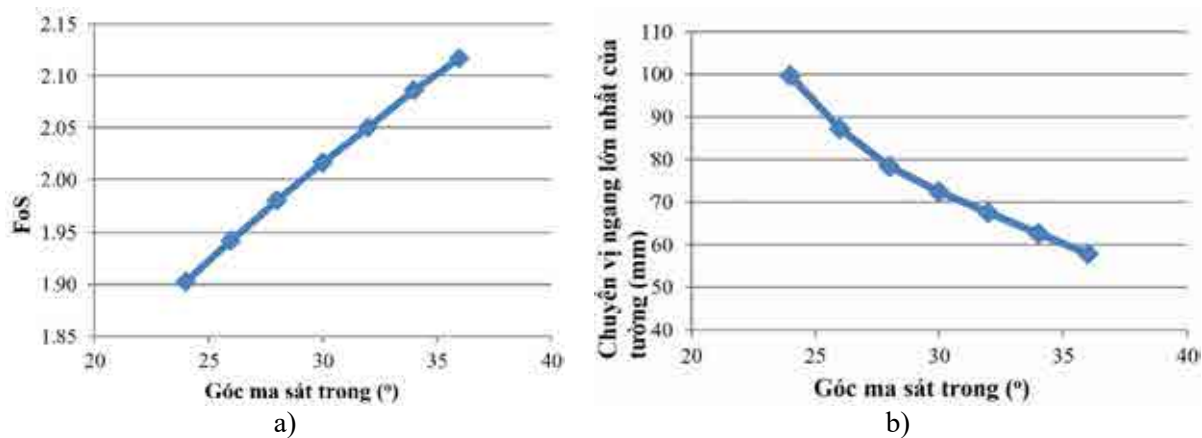
3.3. Ảnh hưởng của góc ma sát trong và lực dính của đất đắp

Tác giả Lê Xuân Khâm (2013) nghiên cứu ảnh hưởng của góc ma sát trong và lực dính của đất nền bằng phương pháp số, trong đó: lực dính đơn vị c từ 10 đến 25 kN/m²; góc ma sát trong ϕ lấy bằng 15°, 20°, 25°; trọng lượng thể tích γ bằng 18 kN/m³, tải trọng hoạt tải trên đỉnh dốc $q = 20$ kN/m². Kết quả nghiên cứu cho thấy rằng khi đất đắp tường có góc ma sát trong lớn, và có lực dính lớn, số lượng lưới gia cố cần thiết sẽ nhỏ hơn. Tác giả đã thiết lập được đường cong thực nghiệm biểu thị quan hệ giữa c , ϕ và số lớp cốt ứng, chiều dài cốt (hình 9).



Hình 9. Biểu đồ quan hệ giữa C , ϕ và số lớp cốt, chiều dài cốt lưới ĐKT (Lê Xuân Khâm, 2013).

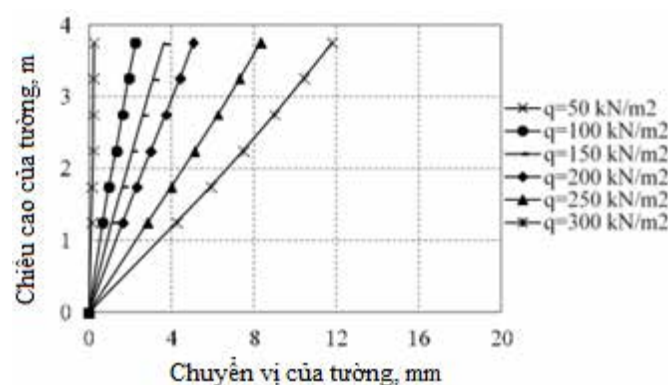
Ảnh hưởng của góc ma sát trong của đất đắp tường đến FoS và chuyển vị ngang của tường được biểu diễn trên hình 10. Khi góc ma sát tăng từ 24° lên 36°, FoS tăng từ 1,90 lên 2,12, tăng xấp xỉ 11% (hình 10a). Chuyển vị ngang lớn nhất của tường cũng chịu ảnh hưởng đáng kể bởi góc ma sát trong của đất đắp. Chuyển vị ngang lớn nhất của tường giảm xấp xỉ 40%, góc ma sát trong tăng từ 24° đến 36° (hình 10b).



Hình 10. Ảnh hưởng của góc ma sát trong đất đắp tường đến FoS và chuyển vị ngang lớn nhất:
a) Ảnh hưởng đến FoS; b) Ảnh hưởng đến chuyển vị ngang lớn nhất (Manju và Indra, 2021).

3.4. Ảnh hưởng chiều cao tường chắn

Jewell và Milligan (1989) và Jewell (1990) tiến hành các nghiên cứu thực nghiệm nhằm xem xét sự ảnh hưởng của chiều cao tường và tải trọng tác dụng trên khối đắp (hình 11). Các phép đo bỏ qua chuyển vị khi kết thúc thi công đắp đất. Nhìn chung, khi chiều cao tường tăng lên thì chuyển vị ngang của tường tăng lên đáng kể, xấp xỉ theo quy luật tuyến tính. Tuy nhiên, phạm vi nghiên cứu chỉ giới hạn với chiều cao tường tối đa bằng 4 m. Ngoài ra, khi áp lực tác dụng lớn thì chuyển vị ngang của tường tăng lên rất rõ rệt. Khi $q = 50 \text{ kN/m}^2$ thì chuyển vị ngang của tường không đáng kể. Nhưng khi $q = 300 \text{ kN/m}^2$, chuyển vị ngang của tường cao 4 m xấp xỉ 12 cm.



Hình 10. Ảnh hưởng của góc ma sát trong đất đắp tường đến chuyển vị ngang lớn nhất của tường (Jewell và Milligan (1989)).

4. Kết luận

Bài báo phân tích đặc điểm cấu tạo, nguyên lý làm việc, những cơ chế ứng xử của tường chắn đất cốt lưới ĐKT. Ngoài ra, bài báo cũng đã chỉ ra một số thông số ảnh hưởng đến khả năng chịu lực và ổn định của tường chắn đất cốt lưới ĐKT. Khoảng cách và độ cứng của cốt lưới ĐKT ít ảnh hưởng đến hệ số ổn định mái dốc (FoS), nhưng lại ảnh hưởng lớn đến chuyển vị ngang của tường, khoảng cách các lưới tăng lên thì biến dạng tường sẽ tăng lên. Bên cạnh đó, khi độ cứng dọc của lưới ĐKT tăng từ 700 đến 2500 kN, chuyển vị ngang của tường đã giảm 50%. Khi góc ma sát trong tăng từ 24° đến 36° , chuyển vị ngang lớn nhất của tường giảm xấp xỉ 40%, FoS tăng khoảng 11%. Thêm nữa, quan hệ giữa chuyển vị ngang và chiều cao của tường tăng theo quy luật tuyến tính.

Nghiên cứu tổng quan dựa trên phân tích, tổng hợp, đánh giá về công nghệ, nguyên lý làm việc, và một số yếu tố chính ảnh hưởng đến sự làm việc của tường chắn đất cốt lưới địa kỹ thuật. Những nghiên cứu thực nghiệm và mô hình hóa nhằm làm sáng tỏ lý thuyết, phương pháp tính, ảnh hưởng của chiều dài và góc nghiêng của mặt tường cần phải được tiến hành trong thời gian tới.

Tài liệu tham khảo

- Đồng Kim Hạnh, 2015. Công nghệ “soil nailing” trong gia cố mái dốc công trình. *Tạp chí Khoa học kỹ thuật thủy lợi và môi trường*, số 48 (3/2015).
- FHWA, 2010, Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes - Volume I and II.
- Jewell, R.A., 1990. Reinforcement bond capacity. *Geotechnique*, 40 (3), 513-518.
- Lê Duy Cường, 2022. Các biện pháp bảo vệ mái dốc. <https://minhduccorp.com.vn/cac-bien-phap-gia-co-mai-doc>.
- Lê Xuân Khâm, Nguyễn Trọng Đại, Nguyễn Mai Chi, 2012. Nghiên cứu giải pháp gia cường ổn định cho mái đất dốc đứng bằng vải địa kỹ thuật. *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường*, số 39(2012).
- Mabrouk, T., 2014. Interaction mechanisms of soil-geosynthetic reinforcement. *International Journal of GEOMATE*, 7, 969-973.
- Manju Gurung and Indra Prasad Acharya, 2021. Parametric Study of Mechanically Stabilized Earth Wall. “3rd International Conference On Engineering & Technology”, Kantipur Engineering College, Dhapakhel, Lalitpur, Nepal, April 18, 2021.
- McGown, A., Andrawes, K. Z., and Al-Hasani, M. M. (1978). Effect of Inclusion Properties on the Behavior of Sand. *Geotechnique*, 28, No. 3, pp. 327-346.
- Nguyễn Mai Chi, 2022. Một số vấn đề ứng dụng cốt địa kỹ thuật khi thiết kế mái dốc đứng. *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường*, số 22 (2008).
- Palmeira, E. M., and Milligan, G. W. E., 1989. Scale and other factors affecting the results of the pullout tests of grids buried in sand. *Geotechnique*, 39(4), 551-584.
- Potyondy, J.G., 1961. Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials. *Geotechnique*, Vol. 11, No. 4, 339-353.
- Schlosser, F., and De Buhan, P. (1991). “Theory and design related to the performance of reinforced soil structures.” *Proceedings of the International Reinforced Soil Conference Organized by the British Geotechnical Society*, A. McGown, K. Yeo, and K. Z. Andrawes, eds., British Geotechnical Society, Glasgow, Scotland, 1-14.
- Sidnei, T. H. C., Benedito, S. B., Jorge, G. Z., 2007. Pullout resistance of individual longitudinal and transverse geogrid ribs. *Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering*, ASCE January, 37-50.
- Sieira, A.C.C.F., Gerscovich, D.M.S., Sayao, A.S.F.J., 2009. Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition. *Geotextiles and Geomembranes* 27 (4), 241-253.

An overview study on technology, working principle, and main factors influent on the behavior of geosynthetic reinforced earth retaining wall

Pham Van Hung^{1,*}, Vu Minh Ngan¹, Pham Minh Tuan², Mai Van Toan³

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Ho Chi Minh City University of Technology

³Management Board of Construction Investment Project of Lang Giang district

*Corresponding author: phamvanhung@hung.edu.vn

Abstract

Thanks to the simple technology, flexible structure and economy, geosynthetic reinforced MSE wall has been widely applied in the countries over the world. The geosynthetic reinforced MSE wall works on the friction force between the reinforcement and the backfill soil to prevent the outward displacement of the wall surface. Simultaneously, the structure forms a solid block against the effect of lateral earth pressure. An overview study has been done to clarify the technology, the working principle and some factors affecting the working of geosynthetic MSE wall. The results show that the working mechanism of the geogrid reinforced earth retaining wall is through the tensile of geogrid reinforcement, the geogrid - soil stress transmission mechanism and the bending resistance of wall face. In addition, the paper also shows that the distance and stiffness of the geosynthetic have little effect on the slope stability (FoS), but significantly affect the horizontal displacement of the wall. When the distance between geosynthetic is reduced from 0.6 m to 0.2 m, the horizontal displacement of the wall is reduced by 3 times.

Keywords: Retaining wall, geogrid, stability, displacement of retaining wall

PHÂN NHÓM SUY THOÁI NGUỒN NƯỚC MẠCH LỘ KARST VÙNG NÚI CAO, KHAN HIẾM NƯỚC KHU VỰC MIỀN NÚI BẮC BỘ

**Đào Đức Bằng^{1,*}, Nguyễn Văn Trãi², Nguyễn Minh Việt², Nguyễn Văn Lâm¹, Trần Vũ Long¹,
Kiều Thị Vân Anh¹, Vũ Thu Hiền¹, Dương Thị Thanh Thủy¹, Đỗ Anh Đức², Bùi Mạnh Bằng²,
Nguyễn Văn Thắng³**

¹*Trường Đại học Mở - Địa chất*

²*Viện Thủy điện và Năng lượng tái tạo, Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam*

³*Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước miền Bắc*

**Tác giả chịu trách nhiệm: daoducbang@humg.edu.vn*

Tóm tắt

Người dân vùng núi cao, khan hiếm nước khu vực miền núi Bắc Bộ rất khó khăn về nước, tại đây, Nhà nước và các tổ chức phi chính phủ nước ngoài đã đầu tư nhiều công trình cấp nước sinh hoạt. Tuy nhiên, theo thời gian, hiệu quả sử dụng của chúng ngày càng thấp. Ngoài sự xuống cấp các hạng mục công trình cấp nước thì sự suy thoái nguồn nước cũng là một nguyên nhân dẫn đến tình trạng đó. Kết quả nghiên cứu 408 mạch lộ karst cho thấy các nguồn nước tại đó đã có biểu hiện suy thoái về trữ lượng và chất lượng. Dựa vào kết quả điều tra, phỏng vấn người dân khu vực sử dụng nước, đo đạc lưu lượng và lấy mẫu phân tích chất lượng nước, các tác giả phân chia mạch lộ karst vào 9 nhóm với mức độ suy thoái về trữ lượng và chất lượng ở nhóm I là thấp nhất (6,6%), tiếp theo là nhóm IIa, IIb, IIIa, IIIb, sau đó là nhóm IVa, IVb, IVc và ở mức cao nhất là nhóm V (9,6%). Kết quả phân nhóm là tiền đề đưa ra những giải pháp phục hồi, bảo vệ nguồn nước, góp phần nâng cao hiệu quả mô hình cấp nước sinh hoạt tại khu vực.

Từ khóa: suy thoái; mạch lộ karst; khan hiếm nước.

1. Đặt vấn đề

Khu vực miền núi Bắc Bộ - Việt Nam có nét đặc trưng cơ bản là hướng vòng cung quay lưng ra biển, với sự phân cắt khá mạnh và kiểu địa hình karst bị xâm thực bóc mòn ở phần Đông Bắc và phần Tây Bắc với các dãy núi cao kéo dài hướng Tây Bắc - Đông Nam, phân cắt mạnh tạo địa hình chênh lệch lớn và hiểm trở nhất nước ta (Nguyễn Kim Ngọc và nnk, 2003). Cùng với điều kiện địa hình đó, với cấu trúc địa chất, địa chất thủy văn (ĐCTV) khá phức tạp với 03 tầng chứa nước (TCN) lỗ hổng, 25 TCN khe nứt và 05 TCN khe nứt - karst (Nguyễn Văn Lâm và nnk, 2018) khiến cho việc cung cấp nước sinh hoạt tại khu vực này khá khó khăn, đặc biệt ở những vùng núi cao và biên giới.

Tại những khu vực núi cao, khan hiếm nước, phần lớn người dân sử dụng nước tự chảy từ các nguồn nước mạch lộ, khe suối được nhà nước đầu tư công trình cấp nước. Tuy nhiên, sau nhiều năm sử dụng, hiệu quả của công trình không đạt được như mong muốn. Tại các xã trong vùng núi cao, khan hiếm nước, mức độ bền vững của mô hình cấp nước chưa cao, nhiều công trình bị hỏng và xuống cấp (Đỗ Ngọc Ánh và nnk, 2019). Sự kém bền vững này do nhiều nguyên nhân khác nhau, trong đó đáng chú ý là sự suy thoái trữ lượng và chất lượng nguồn nước. Như vậy, cần thiết phải đánh giá sự suy thoái nguồn nước làm cơ sở đưa ra những giải pháp phù hợp giúp nâng cao hiệu quả của các mô hình cấp nước cho vùng núi cao, khan hiếm nước vùng Bắc Bộ. Bằng việc khảo sát, thu thập thông tin từ người dân, đo đạc lưu lượng, lấy mẫu nước phân tích vào các đợt nghiên cứu trên phạm vi các xã thuộc 15 tỉnh, các tác giả đã phân nhóm suy thoái đối với 408 mạch lộ trong vùng (hình 2).

2. Phương pháp nghiên cứu

Suy thoái nguồn nước gồm suy thoái về trữ lượng và chất lượng, đối với các nguồn nước mạch lộ, sự suy thoái về trữ lượng được đánh giá thông qua sự suy giảm về lưu lượng. Sự suy thoái chất lượng nguồn nước (hay sự xấu đi của chất lượng nước) có 2 trường phái khác nhau,

quan điểm thứ nhất cho rằng nguồn nước bị suy thoái khi chất lượng vượt quá một giới hạn trong tiêu chuẩn nhất định; quan điểm thứ hai cho rằng, nguồn nước bị suy thoái khi vượt quá giá trị phòng tự nhiên của nó (Nguyễn Văn Lâm và nnk, 2020). Do giới hạn về mặt thời gian cũng như các tài liệu trong vùng nghiên cứu, để có thể đánh giá sự suy thoái nguồn nước phù hợp với điều kiện thực tiễn tại đây, các tác giả đề xuất cách phân nhóm nguồn nước mạch lộ như sau:

2.1. Đối với sự suy thoái trữ lượng

Sự suy thoái trữ lượng, đối với nguồn nước mạch lộ karst là sự suy thoái về lưu lượng. Ở đây, sự suy thoái được hiểu chính là sự giảm đi về trị số lưu lượng nguồn nước. Đối với vùng nghiên cứu, chúng tôi đề xuất đánh giá sự suy giảm này dựa vào hai cơ sở:

+ Dựa vào kết quả thu thập, điều tra thông tin người dân sử dụng các nguồn nước về sự biến động lưu lượng. Vùng nghiên cứu trải rộng trên phạm vi 15 tỉnh miền núi phía Bắc, lại tập trung vào những khu vực núi cao, khan hiếm nước, ở đây không có bất cứ công trình quan trắc hay đề tài, dự án nào thực hiện quan trắc nhiều năm để đánh giá diễn biến lưu lượng theo chuỗi thời gian. Do vậy, trong quá trình khảo sát thực địa, các tác giả đã tiến hành điều tra, phỏng vấn, thu thập thông tin từ chính quyền, người dân sử dụng các nguồn mạch lộ karst về sự biến đổi lượng nước trong các giai đoạn. Những thông tin này có thể sử dụng để đánh giá sự suy thoái lưu lượng nguồn nước. Sự suy thoái được xác định khi phỏng vấn, thu thập thông tin từ người dân là nguồn nước có hiện tượng suy giảm lưu lượng.

+ Dựa vào kết quả đo lưu lượng thực tế của nguồn nước mạch lộ karst trong đợt 1, đợt 2 vào các mùa khô. Về nguyên tắc chung, việc đánh giá sự suy thoái lưu lượng cần tiến hành đo đạc, quan trắc theo chuỗi thời gian dài. Tuy nhiên, do giới hạn về thời gian cũng như các điều kiện khác, chúng tôi chỉ có thể dựa theo số liệu đo lưu lượng trong 2 đợt để đánh giá sự biến đổi lưu lượng (2 đợt tương ứng với hai mùa khô năm 2021-2022 và 2022-2023).

Trong quá trình đo đạc, không tránh khỏi các loại sai số, vì vậy, kết quả đo lưu lượng đợt 1 và đợt 2 luôn có sự khác nhau. Theo Thông tư số 17/2021/TT-BTNMT quy định về giám sát khai thác, sử dụng tài nguyên nước của Bộ Tài nguyên và Môi trường, có hiệu lực ngày 30/11/2021, "sai số tương đối không vượt quá 5% so với giá trị thực đo đối với thông số lưu lượng". Do vậy, trong so sánh lưu lượng đợt 1 và đợt 2 để làm cơ sở đánh giá sự suy thoái, khi lưu lượng đợt 2 nhỏ hơn 95% lưu lượng đợt 1 thì nguồn nước được đánh giá là có sự suy giảm lưu lượng theo tiêu chí này.

Căn cứ vào hai cơ sở nói trên, chúng tôi phân loại suy thoái lưu lượng nguồn nước theo 3 mức độ (1) Chưa suy thoái lưu lượng, (2) Suy thoái lưu lượng nhưng chưa rõ biểu hiện, (3) Có biểu hiện suy thoái lưu lượng. Tiêu chí đánh giá sự suy thoái lưu lượng nguồn nước trong bảng sau:

Bảng 1. Tiêu chí đánh giá sự suy thoái lưu lượng nguồn nước

Mức độ suy thoái lưu lượng	Cơ sở đánh giá mức độ suy thoái lưu lượng nguồn nước	
	Hiện tượng giảm lưu lượng theo phỏng vấn, thu thập thông tin từ người dân	Biểu hiện suy thoái lưu lượng theo kết quả đo đợt 1 (Q_1) và đợt 2 (Q_2)
Chưa suy thoái lưu lượng	Không	Không
Suy thoái lưu lượng nhưng chưa rõ biểu hiện	Không	Có
	Có	Không
Có biểu hiện suy thoái lưu lượng	Có	Có

Ghi chú: Biểu hiện suy thoái lưu lượng theo kết quả đo đợt 1 (Q_1) và đợt 2 (Q_2) được xác định là "Có" khi $95\% Q_1 > Q_2$ và ngược lại.

2.2. Đối với sự suy thoái chất lượng

Sự suy thoái chất lượng chính là sự biến đổi theo chiều hướng xấu đi của chất lượng nước so với chất lượng tự nhiên của nó, chủ yếu dưới các tác động do hoạt động sống của con người. Đối với vùng nghiên cứu, chúng tôi đề xuất đánh giá sự suy giảm lưu lượng dựa vào các cơ sở:

+ Kết quả khảo sát tại khu vực miền bờ cập nguồn nước: hoạt động của con người, những nguồn có nguy cơ ảnh hưởng đến chất lượng nước mạch lộ karst. Theo khảo sát thực địa tại các nguồn nước trong phạm vi nghiên cứu, tại miền bờ cập có nhiều hoạt động sống, phát triển kinh tế của con người có khả năng gây suy thoái chất lượng nguồn nước như: hoạt động trồng trọt (bón phân, sử dụng các hóa chất bảo vệ thực vật,...), hoạt động chăn nuôi, sinh hoạt tạo ra chất thải, nước thải, hoạt động khai thác khoáng sản, các nguy cơ khác từ hoạt động mai táng, chôn cất người chết,... Nguồn nước có dấu hiệu suy thoái chất lượng khi khu vực miền bờ cập có các hoạt động có nguy cơ gây ảnh hưởng xấu đến chất lượng nước.

+ Kết quả phân tích chất lượng nguồn nước tại những điểm có dấu hiệu, khả năng suy thoái chất lượng: 84 mẫu đợt 1 và 84 mẫu đợt 2. Kết quả phân tích mẫu nước theo chuỗi thời gian là cơ sở quan trọng nhất để đánh giá nguồn nước có bị suy thoái hay không. Trong khuôn khổ của nghiên cứu này, các tác giả đã tiến hành phân tích 2 đợt mẫu, kết quả so sánh của 2 đợt sẽ là một trong những cơ sở để đánh giá mức độ suy thoái chất lượng. Sự suy giảm chất lượng nước được xác định khi tối thiểu kết quả 4/7 chỉ tiêu phân tích của đợt 1 nhỏ hơn của đợt 2. Các chỉ tiêu chất lượng nước gồm: Độ đục, Amoni, Asen, Sắt, Mangan, Ecoli, Coliform.

+ Kết quả đo nhanh các chỉ tiêu chất lượng nước ngoài hiện trường trong 2 đợt khảo sát tại các nguồn mạch lộ karst. Số lượng các nguồn nước trên trong phạm vi nghiên cứu rất lớn, số lượng mẫu nước không thể trải đủ cho các nguồn nước. Do vậy, đối với những nguồn nước không lấy mẫu nước phân tích, các tác giả dựa vào kết quả đo nhanh TDS ngoài hiện trường để đánh giá. Nguồn nước bị suy thoái chất lượng khi TDS đợt 1 nhỏ hơn TDS đợt 2.

Căn cứ vào các cơ sở nói trên, chúng tôi phân loại mức độ suy thoái chất lượng nguồn nước theo 3 mức (1) Chưa suy thoái chất lượng, (2) Suy thoái chất lượng nhưng chưa rõ biểu hiện, (3) Có biểu hiện suy thoái chất lượng. Tiêu chí đánh giá sự suy thoái chất lượng nguồn nước trong bảng sau:

Bảng 2. Tiêu chí đánh giá sự suy thoái chất lượng nguồn nước

Mức độ suy thoái chất lượng	Cơ sở đánh giá mức độ suy thoái chất lượng nguồn nước	
	Các hoạt động có nguy cơ gây ảnh hưởng xấu đến chất lượng nước	Biểu hiện suy thoái chất lượng theo kết quả phân tích đợt 1 và đợt 2
Chưa suy thoái chất lượng	Không	Không
Suy thoái chất lượng nhưng chưa rõ biểu hiện	Có	Không
	Không	Có
Có biểu hiện suy thoái chất lượng	Có	Có

Ghi chú: Biểu hiện suy thoái chất lượng theo kết quả phân tích đợt 1 và đợt 2 được xác định là "Có" khi tối thiểu kết quả 4/7 chỉ tiêu phân tích đợt 1 nhỏ hơn đợt 2 (đối với những nguồn có kết quả phân tích mẫu nước). Kết quả TDS đợt 1 nhỏ hơn TDS đợt 2 (đối với những nguồn không có kết quả phân tích mẫu nước) và ngược lại.

2.3. Phân nhóm suy thoái nguồn nước theo lưu lượng và chất lượng

Trên cơ sở các tiêu chí đánh giá sự suy thoái về lưu lượng và chất lượng nguồn nước, chúng tôi phân nhóm sự suy thoái nguồn nước thành 9 nhóm như sau:

Bảng 3. Tổ hợp các nhóm theo mức độ suy thoái lưu lượng và chất lượng

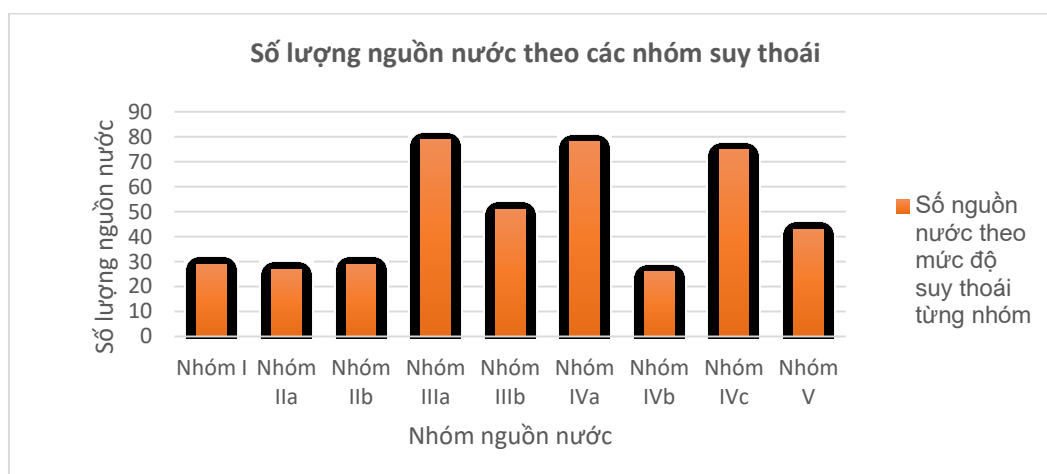
Nhóm	Mức độ suy thoái lưu lượng			Mức độ suy thoái chất lượng		
	Chưa suy thoái chất lượng	Suy thoái lưu lượng nhưng chưa rõ biểu hiện	Có biểu hiện suy thoái lưu lượng	Chưa suy thoái chất lượng	Suy thoái chất lượng nhưng chưa rõ biểu hiện	Có biểu hiện suy thoái chất lượng
I	x			x		
IIa		x		x		
IIb			x	x		
IIIa	x				x	
IIIb	x					x
IVa		x			x	
IVb		x				x
IVc			x		x	
V			x			x

3. Kết quả và thảo luận

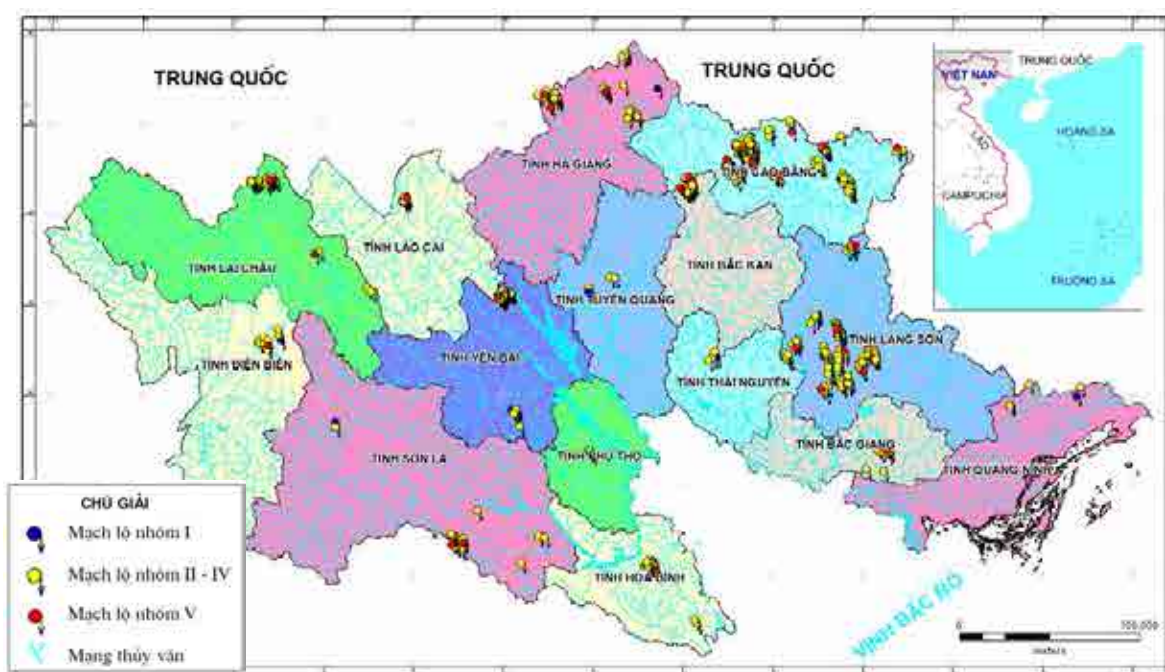
Kết quả phân loại cho thấy, trong toàn vùng nghiên cứu, trong tổng số 408 mạch lộ, các mạch chưa bị suy thoái chiếm tỷ lệ nhỏ (6,6%), các mạch lộ bị suy thoái cả lưu lượng và chất lượng lớn hơn (9,6%), các mạch lộ có sự suy thoái về lưu lượng hoặc chất lượng chưa rõ rệt chiếm tỷ lệ cao hơn cả (nhóm IIIa, IVa, IVc chiếm trên 17%) (chi tiết xem bảng 4, hình 2).

Bảng 4. Kết quả phân nhóm suy thoái nguồn nước mạch lộ vùng núi cao, khan hiếm nước Bắc Bộ

Tỉnh	Số lượng mạch lộ	Số lượng mạch lộ theo các nhóm mức độ suy thoái								
		Nhóm I	Nhóm IIa	Nhóm IIb	Nhóm IIIa	Nhóm IIIb	Nhóm IVa	Nhóm IVb	Nhóm IVc	Nhóm V
Sơn La	20	1	2	1	3	1	3	1	5	3
Điện Biên	11	1	0	1	1	2	2	1	2	1
Lai Châu	34	1	4	2	6	4	6	4	4	3
Yên Bái	48	4	2	3	8	9	9	2	7	4
Hà Giang	34	3	2	2	7	5	6	0	6	3
Bắc Cạn	35	2	2	1	4	6	7	3	4	6
Cao Bằng	91	6	5	9	17	8	16	6	15	9
Hòa Bình	19	2	1	1	4	2	3	1	4	1
Phú Thọ	3	0	0	1	0	0	1	0	1	0
Lào Cai	9	0	1	1	1	1	1	1	2	1
Tuyên Quang	5	1	0	0	2	0	1	0	1	0
Thái Nguyên	4	1	0	0	1	0	1	0	1	0
Lạng Sơn	82	4	5	6	17	11	13	2	17	7
Bắc Giang	8	0	1	1	2	1	1	1	0	1
Quảng Ninh	5	1	0	0	1	0	0	0	3	0
Tổng	408	27	25	29	74	50	70	22	72	39



Hình 1. Các nhóm suy thoái nguồn nước mạch lộ khu vực núi cao, khan hiếm nước Bắc Bộ.



Hình 2. Bản đồ nhóm suy thoái nguồn nước mạch lộ karst vùng nghiên cứu.

Trên cơ sở phân nhóm suy thoái nguồn nước, các tác giả đề xuất một số giải pháp theo các nhóm như sau:

(1) Đối với những khu vực hiện tại chưa có dấu hiệu suy giảm nguồn nước (nhóm I): Để đảm bảo việc khai thác bền vững trong tương lai, cần bảo vệ tốt khu vực miền cấp: xác định rõ miền cấp, cắm mốc bảo vệ, tại đây cần hạn chế, cấm các hoạt động chặt phá rừng, chăn thả gia súc, sử dụng phân bón, thuốc trừ sâu, diệt cỏ, xây dựng công trình. Kết hợp trồng rừng bổ sung đối với những vị trí ít thảm phủ thực vật để tăng nguồn sinh thủy.

(2) Đối với những khu vực chỉ bị suy giảm về lưu lượng nguồn nước (nhóm IIIa, IIIb): Kết hợp các giải pháp như đào các hố thu, bồn thấm nhỏ, hào dọc theo đường đồng mức để giảm tốc độ dòng chảy tạm thời, giữ nước, tích một phần nước mùa mưa bổ sung cho mùa khô; trồng rừng để tăng diện tích thảm phủ thực vật; chính quyền có cơ chế chuyển đổi đất của người dân tại miền cấp sang khu vực khác để vừa đảm bảo đời sống của người dân, vừa giữ được nguồn cấp nước; giải pháp bảo vệ tương tự như khu vực (1).

(3) Đối với những khu vực chỉ bị suy thoái về chất lượng (nhóm IIa, IIb): Những khu vực có hoạt động khai thác khoáng sản gây ảnh hưởng đến nguồn nước cần dừng ngay các hoạt động khai thác, xả bùn thải và có các chế tài xử lý, rắn đe; những khu vực người dân sử dụng hóa chất

bảo vệ thực vật cần tuyên truyền để người dân tự ý thức không sử dụng hoặc sử dụng những chất bảo vệ sinh học tránh tác động xấu đến nguồn nước; chính quyền địa phương cần có cơ chế, chính sách chuyển đổi đất, cây trồng phù hợp sang những địa điểm khác để đảm bảo đời sống của họ, trả lại diện tích miền cấp nước để phục hồi, bảo vệ.

(4) Đối với những khu vực bị suy thoái cả về lưu lượng và chất lượng (các nhóm còn lại): Cần kết hợp tổng thể các giải pháp như đối với khu vực (2) và (3). Ngoài những giải pháp trên, cần nâng cao nhận thức, hiểu biết của người dân về sự quý giá của tài nguyên nước và các vấn đề liên quan đến nguồn nước để mỗi người dân đều có ý thức tự bảo vệ, phát triển nguồn nước, đảm bảo việc khai thác bền vững cho thế hệ mai sau.

Vùng nghiên cứu là các xã núi cao, khan hiếm nước không có các công trình quan trắc lưu lượng, chất lượng nước theo thời gian dài. Với điều kiện hiện tại, trên phạm vi rộng, các tác giả đã khảo sát, đo đạc trong 2 đợt (tương ứng với 2 mùa khô) để làm cơ sở đưa ra các tiêu chí phân nhóm suy thoái nguồn nước. Đây là các kết quả phân nhóm suy thoái nguồn nước bước đầu, mang tính tổng quan cho toàn vùng nghiên cứu, do vậy, cần tiến hành quan trắc lưu lượng, chất lượng trong thời gian nhiều năm, theo các mùa khác nhau để có thể đưa ra được những phân loại chi tiết hơn.

4. Kết luận

Vùng núi cao, khan hiếm nước Bắc Bộ là vùng rất khó khăn về nước sinh hoạt. Tuy nhiên, các nguồn nước mạch lộ tại đây lại đang có dấu hiệu bị suy thoái. Từ các kết quả khảo sát thực địa, phỏng vấn người dân, đo đạc lưu lượng, phân tích mẫu nước, tập thể tác giả đã đánh giá được suy thoái nguồn nước, phân loại các mạch lộ karst vào 9 nhóm khác nhau. Kết quả nghiên cứu 408 mạch lộ karst cho thấy các nguồn nước tại đó đã có biểu hiện suy thoái về trữ lượng và chất lượng, mức độ suy thoái ở nhóm I là thấp nhất (6,6%), tiếp theo là nhóm IIa, IIb, IIIa, IIIb, sau đó là nhóm IVa, IVb, IVc và sự suy thoái ở mức cao nhất là nhóm V (9,6%). Kết quả phân nhóm là tiền đề đưa ra những giải pháp phục hồi, bảo vệ nguồn nước, góp phần nâng cao hiệu quả mô hình cấp nước sinh hoạt tại khu vực. Các số liệu khảo sát của nghiên cứu mới chỉ được tiến hành theo 2 đợt mùa khô, do đó, việc phân nhóm mới chỉ mang tính tổng quan, cần thiết phải có những số liệu quan trắc nhiều năm, theo nhiều mùa để đưa ra những nhóm cụ thể hơn.

Lời cảm ơn

Xin chân thành cảm ơn Trường Đại học Mỏ - Địa chất, đề tài ĐTĐLCN.66/21 do Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam chủ trì, chính quyền, người dân các xã thuộc vùng núi cao, khan hiếm nước đã giúp đỡ, tạo điều kiện để các tác giả hoàn thiện nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- Đỗ Ngọc Ánh và nnk, 2019. Nghiên cứu đề xuất các mô hình, giải pháp công nghệ khai thác và bảo vệ phát triển bền vững nguồn nước Karst phục vụ cấp nước sinh hoạt tại các vùng núi cao, khan hiếm nước khu vực Bắc Bộ. Báo cáo tổng kết đề tài, Hà Nội;
- Nguyễn Văn Lâm và nnk, 2018. Tiềm năng nước dưới đất vùng núi cao, khan hiếm nước khu vực Bắc Bộ. Tạp chí KHKT Mỏ - Địa chất, tập 59, Kỳ 3, trang 1-9;
- Nguyễn Văn Lâm và nnk, 2018. Đánh giá lựa chọn mô hình, giải pháp công nghệ khai thác sử dụng bền vững nguồn nước karst vùng núi cao, khan hiếm nước khu vực Bắc Bộ. Tạp chí Khoa học và Công nghệ thủy lợi, số 43, ISSN: 1859-4255/04-2018, trang 30-39;
- Nguyễn Văn Lâm và nnk, 2020. Địa chất thủy văn nhiễm bẩn. Nhà xuất bản Giao thông vận tải, trang 8-10;
- Nguyễn Kim Ngọc và nnk, 2003. Địa chất thủy văn và tài nguyên nước ngầm lãnh thổ Việt Nam, Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Hà Nội, trang 44-51;

- A. Naves, 2017. Demonstrative actions of spring restoration and groundwater protection in rural areas of Abegondo (Galicia, Spain);
- Bruce V. Rydbeck P.E., Improved Techniques for Spring Protection Developed by Rural Ecuadorian Communities;
- CHIRAG, 2012. Spring Water Recharge Programme - A study of the post programme impact on the lives of the people in the Kumaon region;
- Derek Ford and Paul Williams, 2007. Karst Hydrogeology and Geomorphology;
- Hung L. Q., Dinh N. Q., Batelaan O., Tam V. T., Lagrou D., 2002. Remote sensing and GIS- based Analysis of Cave Development in the Suoimuoi Catchment (Son La - NW Vietnam). *Journal of Cave and Karst Studies*, 64(1), 23-33;
- Nguyet V. T. M., 2000. Design of a karst web-based database and hydrological analysis for Thuan Chau-Son La catchment, Vietnam. MSc-thesis IUPWARE. Vrije Universiteit Brussel, Katholieke Universiteit Leuven. 88p;
- Nguyet V. T. M., Batelaan O., De Smedt F., 2004a. Contribution to the karst hydrogeology of Son La, Vietnam by artificial tracer experiments. *Trans-KARST 2004. Proceedings of the International Transdisciplinary Conference on Development and Conservation of Karst Regions*, Hanoi, Vietnam, 13-18.9.2004. p.160-164.

Degradation classification of karst springs in the water-scarce high mountain areas in the northern region

Dao Duc Bang^{1,*}, Nguyen Van Trai², Nguyen Minh Viet², Nguyen Van Lam¹, Tran Vu Long¹, Kieu Thi Van Anh¹, Vu Thu Hien¹, Duong Thi Thanh Thuy¹, Do Anh Duc², Bui Manh Bang², Nguyen Van Thang³

¹*Hanoi University of Mining and Geology;* ²*Institute for Hydro Power and Renewable Energy*

³*Northern Division for Water Resources Planning and Investigation*

* *Corresponding author: daoducbang@hmg.edu.vn*

Abstract

It is difficult for local people to seek water in water-scarce high mountainous areas in the Northern mountain region. In this area, many domestic water projects have been funded by the state and foreign non-governmental organizations. By this time, however, their function is degrading due to many reasons, including water source degradation. Studied results indicate that the water reserve and quality of 408 karstic springs are deteriorating. With field investigation and local people's interviews integrating flow measurement and water sampling in the study area, the karstic springs are divided into 9 groups with different decline levels of water reserve and quality: Group I has the lowest degradation (accounting for 6,6%), followed by groups IIa and IIb; IIIa and IIIb; IVa, IVb, and IVc. Group V is the highest level (9,6%). These results are useful for providing solutions to restore and protect water sources and contributing to improving the efficiency of the water supply in the area.

Keywords: *reduction, karst spring, scare of water*

ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG ĂN MÒN CỦA NƯỚC NGẦM ĐỐI VỚI CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG MÓNG CÔNG TRÌNH KHU VỰC ĐỒNG BẰNG VEN BIỂN PHÍA BẮC TỈNH QUẢNG TRỊ

Hoàng Ngô Tự Do^{1,*}, Trần Thị Ngọc Quỳnh¹, Nguyễn Thị Thanh Nhân¹,
Hoàng Hoa Thám¹, Lê Thanh Phong²

¹Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế; ²Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia TP HCM

*Tác giả chịu trách nhiệm: hoangngotudo@hueuni.edu.vn

Tóm tắt

Bài báo đánh giá khả năng mòn của nước ngầm đối với kết cấu bê tông móng công trình khu vực đồng bằng phía Bắc tỉnh Quảng Trị theo các chỉ tiêu hóa học: SO_4^{2-} , pH, CO_2 , NH_4^+ , Mg^{2+} . Kết quả nghiên cứu cho thấy:

- Giá trị pH của các mẫu phân tích nằm trong phạm vi gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng ở mức độ trung bình và mức độ nhẹ. Đối với chỉ tiêu CO_2 , ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng ở mức độ trung bình và mức độ nhẹ chiếm khoảng 27,27% tổng số mẫu, mức độ ăn mòn mạnh chỉ phân bố cục bộ và chiếm tỷ lệ rất nhỏ khoảng 3,03% số mẫu. Trong khi đó, hàm lượng SO_4^{2-} , NH_4^+ , Mg^{2+} của các mẫu nước đều nằm ngoài phạm vi gây ăn mòn bê tông móng công trình.

- Vùng ăn mòn mức độ nhẹ có diện tích khoảng 171,8 km² phân bố từ phía Nam huyện Gio Linh đến phía Nam huyện Vĩnh Linh; vùng ăn mòn mức độ trung bình có diện tích khoảng 269,2 km² phân bố chủ yếu tại trung tâm và phía Bắc huyện Vĩnh Linh và tập trung ở phía Đông và Đông Nam huyện Gio Linh; vùng ăn mòn mức độ mạnh có diện tích nhỏ khoảng 28,2 km² tập trung ở Đông Bắc khu vực nghiên cứu tại các xã Vĩnh Tú, Vĩnh Thái, Vĩnh Trung và Vĩnh Nam thuộc huyện Vĩnh Linh.

Từ khóa: đồng bằng Quảng Trị; kết cấu bê tông móng; nước ngầm; ăn mòn.

1. Đặt vấn đề

Nước ngầm nói chung thường có chất lượng tốt, được xem là nguồn dự trữ cho các nhu cầu sử dụng khác nhau. Tuy nhiên, ngoài những lợi ích không thể phủ nhận mà nước ngầm mang lại thì nó cũng tiềm ẩn nhiều nguy cơ đối với cuộc sống con người, đặc biệt là ảnh hưởng đến các công trình xây dựng, như gây khó khăn trong quá trình thi công hố móng, ăn mòn kết cấu bê tông làm móng công trình nếu như trong nước có chứa các thành phần hóa học gây ăn mòn.

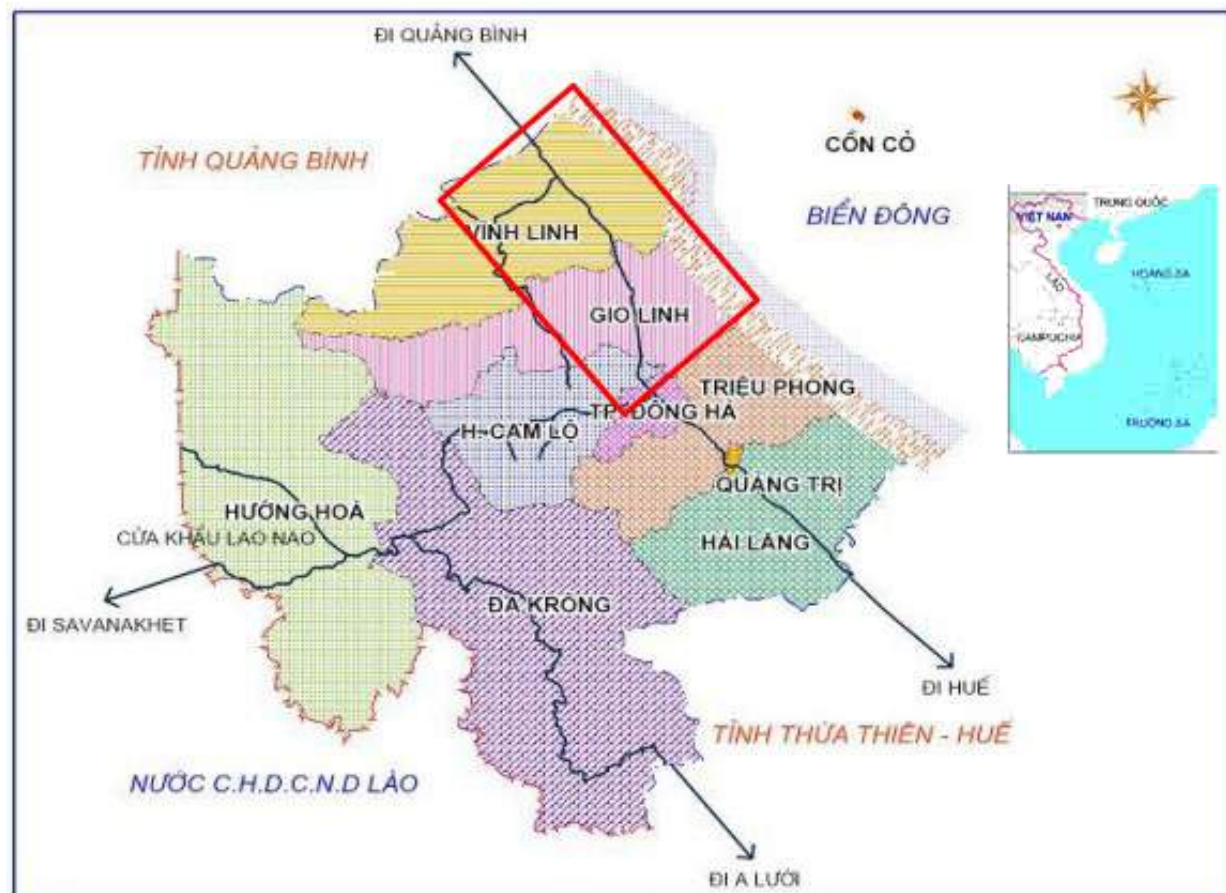
Khu vực đồng bằng ven biển phía Bắc tỉnh Quảng Trị (Hình 1) đang trong thời kỳ phát triển kinh tế mạnh mẽ, đi cùng với đó là việc xây dựng cơ sở hạ tầng, công trình dân dụng và công nghiệp một cách nhanh chóng. Do đó, một trong những vấn đề thực tiễn đặt ra cho địa phương là cần đảm bảo cho các công trình đó ổn định, bền vững, và đánh giá khả năng ăn mòn kết cấu bê tông móng của nước ngầm là một lĩnh vực cần được quan tâm. Tuy nhiên, cho đến nay chưa có một nghiên cứu nào về ảnh hưởng của nước ngầm đến công trình xây dựng ở khu vực này. Hơn nữa, đây là khu vực giáp biển, có địa hình thấp, mực nước ngầm nằm gần mặt đất nên ảnh hưởng của nó đến công trình xây dựng là rất lớn, do đó, việc nghiên cứu này càng trở nên bức thiết hơn.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Cơ sở lý thuyết

Các quá trình ăn mòn hóa chất và ăn mòn khác như phản ứng kiềm - cốt liệu, phản ứng do axit, sự tách chiết lâu dài do nước, sự giảm pH trong bê tông do hòa tan và rửa trôi canxi hydroxit, ăn mòn do vi sinh, do ảnh hưởng của phát xạ ion lên bê tông... Nghiên cứu này tập trung cho quá trình ăn mòn của bê tông do nước ngầm gây ra, được đánh giá thông qua hàm lượng của các nhân tố hóa học trong nước ngầm, bao gồm pH, SO_4^{2-} , CO_2 , NH_4^+ , Mg^{2+} .

Theo tiêu chuẩn TCVN 12041:2017, độ ăn mòn của nước ngầm đối với kết cấu bê tông móng được chia thành 3 cấp như sau: XA1 - Ăn mòn mức độ nhẹ; XA2 - Ăn mòn mức độ trung bình; XA3 - Ăn mòn mức độ mạnh.



Hình 1. Vị trí vùng nghiên cứu, đồng bằng ven biển phía Bắc tỉnh Quảng Trị (đồng bằng ven biển huyện Vĩnh Linh và huyện Gio Linh).

Giá trị giới hạn hàm lượng các nhân tố gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng từ nước ngầm được định lượng theo Bảng 1.

Bảng 1. Giá trị giới hạn hàm lượng các hóa chất gây ăn mòn hóa học từ nước ngầm theo tiêu chuẩn TCVN 12041:2017

Tác nhân hóa học	Phương pháp thử	XA1	XA2	XA3
SO_4^{2-} , mg/L	TCVN 141:2008	≥ 200 và ≤ 600	> 600 và ≤ 3000	> 3000 và ≤ 6000
pH	TCVN 6492:2011	$\leq 6,5$ và $\geq 5,5$	$< 5,5$ và $\geq 4,5$	$< 4,5$ và $\geq 4,0$
CO_2 , xâm thực mg/L	EN 13577:2007	≥ 15 và ≤ 40	> 40 và ≤ 100	> 100 đến bão hòa
NH_4^+ , mg/L	TCVN 6179- 1:1996	≥ 15 và ≤ 30	> 30 và ≤ 60	> 60 và ≤ 100
Mg^{2+} , mg/L	TCVN 6224: 1996	≥ 300 và ≤ 1000	> 1000 và ≤ 3000	> 3000 đến bão hòa

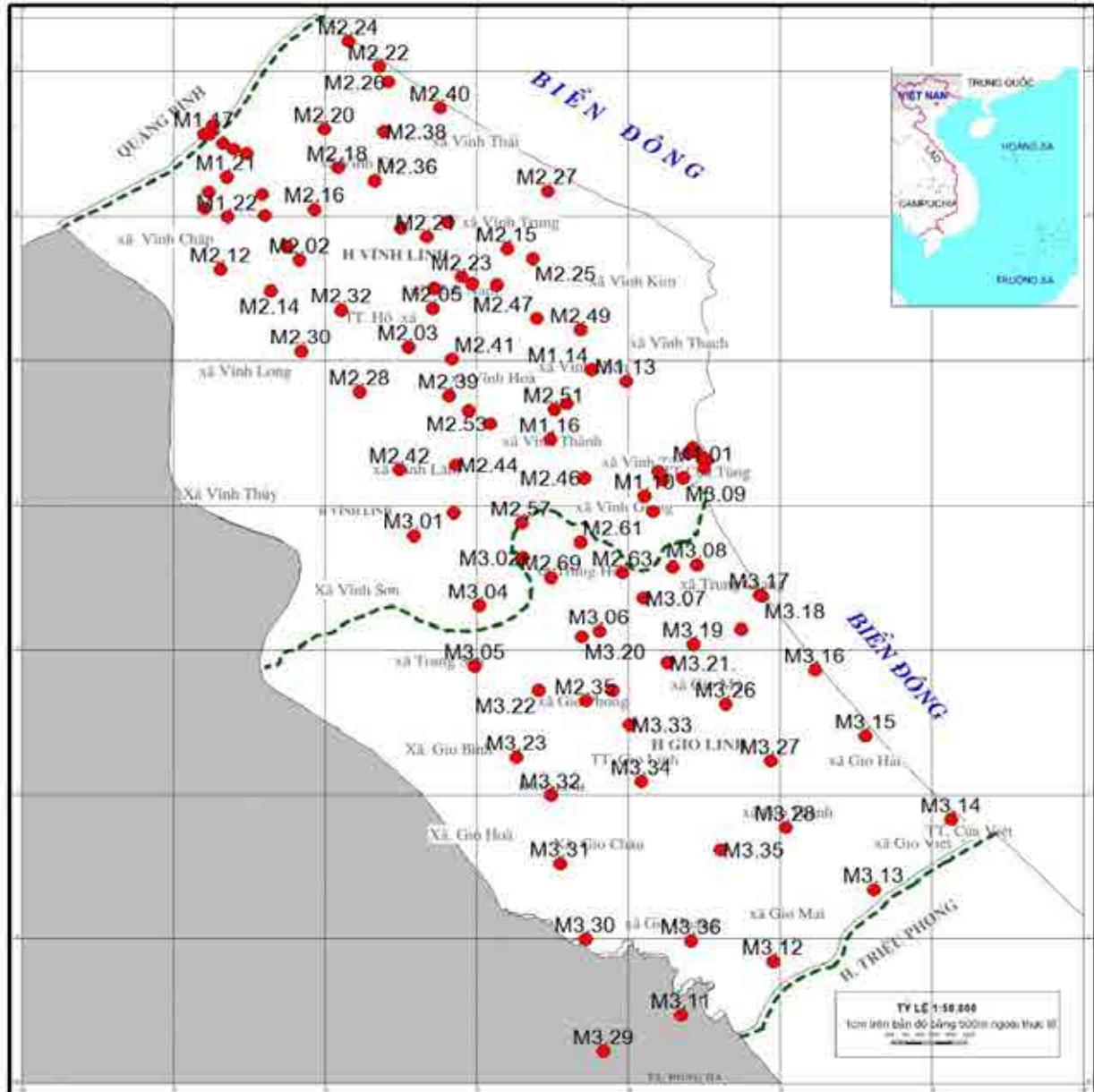
2.2. Phương pháp nghiên cứu

Tiến hành nghiên cứu, khảo sát và thu thập 104 mẫu nước ngầm tại khu vực 2 huyện Vĩnh Linh và Gio Linh, phía Bắc tỉnh Quảng Trị (Hình 2). Các mẫu được phân tích tại Phòng thí nghiệm Hóa học Phân tích, Khoa Hóa học, Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế nhằm xác định thành phần hóa học của nước làm cơ sở cho việc đánh giá.

- Phương pháp lấy mẫu nước ngầm, bảo quản, vận chuyển mẫu tuân theo Tiêu chuẩn TCVN 6663-11:2011 (ISO 5667-11:2009).

- Phương pháp phân tích hóa học được sử dụng các phương pháp tiêu chuẩn phân tích nước và nước thải (SMEWW - Standard Methods for Examination of Water and Wastewater, APHA, 2017): thông số pH phân tích điện cực thủy tinh với máy đo đa chỉ tiêu nước (Horiba U52, Nhật); phân tích CO₂, Mg²⁺ bằng phương pháp chuẩn độ SMEWW - 4500 - CO₂ với máy chuẩn độ tự động Burette Digital III.

- Phương pháp nội suy kế cận tự nhiên (Natural Neighbour) được sử dụng để nội suy và vẽ sơ đồ phân bố các vùng ăn mòn; phương pháp này được tích hợp trong công cụ Vertical Mapper sử dụng trên nền tảng phần mềm MapInfo.



Hình 2. Sơ đồ vị trí lấy mẫu nghiên cứu khả năng ăn mòn của nước ngầm đối với các kết cấu bê tông móng tại đồng bằng ven biển phía Bắc tỉnh Quảng Trị.

3. Kết quả và thảo luận

Kết quả phân tích chỉ tiêu hóa học pH, CO₂, NH₄⁺, Mg²⁺ của các mẫu nước ngầm khu vực đồng bằng phía Bắc Quảng Trị được thể hiện ở các bảng 2, 3, 4 và 5. Kết quả này được đối chiếu với giá trị giới hạn hàm lượng các hóa chất gây ăn mòn hóa học từ nước ngầm ở Bảng 1 và được phân loại theo các mức độ ăn mòn khác nhau (Bảng 2-5).

3.1. Giá trị pH

Bảng 2. Tổng hợp giá trị pH của nước ngầm khu vực đồng bằng ven biển phía Bắc tỉnh Quảng Trị

STT	Ký hiệu mẫu	pH	Phạm vi ăn mòn	STT	Ký hiệu mẫu	pH	Phạm vi ăn mòn	STT	Ký hiệu mẫu	pH	Phạm vi ăn mòn
1	M1.01	5,3	XA2	36	M2.18	4,2	XA3	71	M3.03	7,9	-
2	M1.02	5,0	XA2	37	M2.20	4,2	XA3	72	M3.04	7,7	-
3	M1.03	5,0	XA2	38	M2.21	4,4	XA3	73	M3.05	7,5	-
4	M1.04	4,9	XA2	39	M2.22	4,3	XA3	74	M3.06	5,3	XA2
5	M1.05	4,9	XA2	40	M2.23	4,4	XA3	75	M3.07	8,7	-
6	M1.08	4,3	XA3	41	M2.24	4,4	XA3	76	M3.08	6,2	XA1
7	M1.09	7,0	-	42	M2.25	3,7	-	77	M3.09	5,5	XA1
8	M1.10	5,6	XA1	43	M2.26	4,4	XA3	78	M3.10	4,8	XA2
9	M1.13	6,0	XA1	44	M2.27	5,0	XA2	79	M3.11	7,0	-
10	M1.14	5,2	XA2	45	M2.28	5,7	XA1	80	M3.12	6,5	XA1
11	M1.15	5,3	XA2	46	M2.30	5,9	XA1	81	M3.13	8,0	-
12	M1.16	6,2	XA1	47	M2.31	4,9	XA2	82	M3.14	7,0	-
13	M1.17	7,3	-	48	M2.32	5,8	XA1	83	M3.15	7,4	-
14	M1.18	7,2	-	49	M2.34	4,3	XA3	84	M3.16	7,5	-
15	M1.19	7,4	-	50	M2.35	5,2	XA2	85	M3.17	8,1	-
16	M1.21	5,4	XA2	51	M2.36	4,2	XA3	86	M3.18	7,6	-
17	M1.22	5,2	XA2	52	M2.37	5,4	XA2	87	M3.19	5,2	XA2
18	M1.23	6,5	XA1	53	M2.38	4,4	XA3	88	M3.20	4,7	XA2
19	M1.24	5,4	XA2	54	M2.39	5,0	XA2	89	M3.21	4,9	XA2
20	M1.28	5,8	XA1	55	M2.40	4,3	XA3	90	M3.22	4,4	XA3
21	M1.31	6,9	-	56	M2.41	5,0	XA2	91	M3.23	4,9	XA2
22	M2.02	4,4	XA3	57	M2.42	6,0	XA1	92	M3.24	5,9	XA1
23	M2.03	4,9	XA2	58	M2.44	5,4	XA2	93	M3.25	5,0	XA2
24	M2.04	5,5	XA1	59	M2.46	5,9	XA1	94	M3.26	6,1	XA1
25	M2.05	4,2	XA3	60	M2.47	4,6	XA2	95	M3.27	7,5	-
26	M2.06	4,4	XA3	61	M2.49	4,8	XA2	96	M3.28	6,2	XA1
27	M2.07	4,9	XA2	62	M2.51	4,9	XA2	97	M3.29	5,4	XA2
28	M2.08	4,3	XA3	63	M2.53	4,9	XA2	98	M3.30	6,2	XA1
29	M2.10	4,5	XA2	64	M2.57	6,8	-	99	M3.31	5,0	XA2
30	M2.11	4,5	XA2	65	M2.61	5,9	XA1	100	M3.32	3,9	-
31	M2.12	5,3	XA2	66	M2.63	7,2	-	101	M3.33	6,2	XA1
32	M2.13	4,3	XA3	67	M2.65	6,7	-	102	M3.34	4,7	XA2
33	M2.14	5,2	XA2	68	M2.69	7,3	-	103	M3.35	5,5	XA1
34	M2.15	4,6	XA2	69	M3.01	6,5	XA1	104	M3.36	4,9	XA2
35	M2.16	4,9	XA2	70	M3.02	6,3	XA1				

Nhận xét: Giá trị giới hạn hàm lượng các nhân tố gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng từ nước ngầm được định lượng ở Bảng 2 cho thấy:

- 23 mẫu có giá trị pH nằm trong phạm vi Ăn mòn mức độ nhẹ (XA1), chiếm 22,12% tổng số mẫu;

- 40 mẫu có giá trị pH nằm trong phạm vi Ăn mòn mức độ trung bình (XA2), chiếm 38,46% tổng số mẫu;

- 18 mẫu có giá trị pH nằm trong phạm vi Ăn mòn mức độ mạnh (XA3), chiếm 17,31% tổng số mẫu;

- 23 mẫu không nằm trong phạm vi đánh giá, chiếm 22,12% tổng số mẫu.

Như vậy đa số các mẫu có giá trị pH nằm trong phạm vi gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng ở mức độ trung bình và mức độ nhẹ; phân bố hầu hết khu vực nghiên cứu (Hình 3a).

3.2. Hàm lượng CO₂

Bảng 3. Tổng hợp giá trị CO₂ của nước ngầm khu vực đồng bằng ven biển phía Bắc tỉnh Quảng Trị

STT	Ký hiệu mẫu	CO ₂ (mg/L)	Phạm vi ăn mòn	STT	Ký hiệu mẫu	CO ₂ (mg/L)	Phạm vi ăn mòn	STT	Ký hiệu mẫu	CO ₂ (mg/L)	Phạm vi ăn mòn
1	M1.09	4,5	-	12	M2.65	2,5	-	23	M3.13	0,8	-
2	M1.13	11,0	-	13	M2.69	1,5	-	24	M3.14	17,0	XA1
3	M1.16	7,5	-	14	M3.01	100,0	XA2	25	M3.15	10,0	-
4	M1.17	5,1	-	15	M3.02	45,0	XA2	26	M3.16	7,0	-
5	M1.18	8,0	-	16	M3.03	2,2	-	27	M3.17	1,2	-
6	M1.19	5,1	-	17	M3.04	3,7	-	28	M3.18	1,1	-
7	M1.23	12,0	-	18	M3.05	3,2	-	29	M3.26	33,0	XA1
8	M1.31	4,5	-	19	M3.07	0,6	-	30	M3.27	10,0	-
9	M2.42	10,3	-	20	M3.08	22,0	XA1	31	M3.28	120,0	XA3
10	M2.57	2,5	-	21	M3.11	28,0	XA1	32	M3.30	100,0	XA2
11	M2.63	1,8	-	22	M3.12	46,0	XA2	33	M3.33	46,0	XA2

Nhận xét: Giá trị giới hạn hàm lượng các nhân tố gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng từ nước ngầm được định lượng ở Bảng 3 cho thấy:

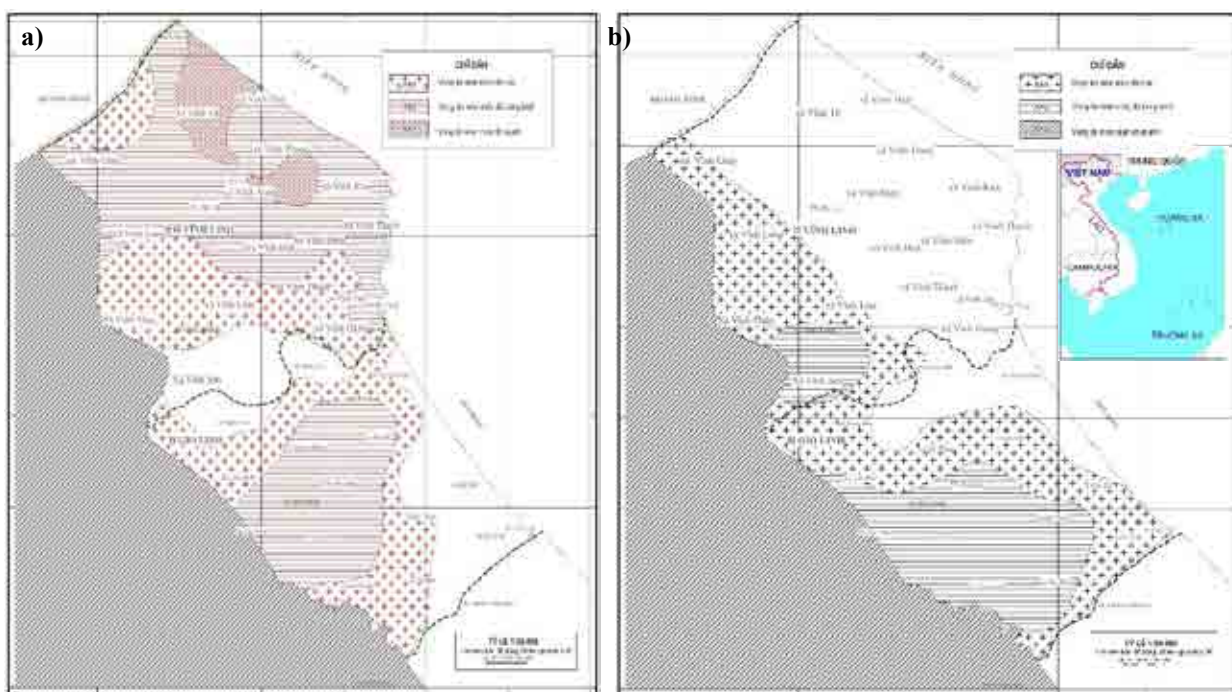
- Có 04 mẫu có giá trị CO₂ nằm trong phạm vi Ăn mòn mức độ nhẹ (XA1), chiếm 12,12% tổng số mẫu;

- Có 05 mẫu có giá trị CO₂ nằm trong phạm vi Ăn mòn mức độ trung bình (XA2), chiếm 15,15% tổng số mẫu;

- Có 01 mẫu có giá trị CO₂ nằm trong phạm vi Ăn mòn mức độ mạnh (XA3), chiếm 3,03% tổng số mẫu;

- Có 23 mẫu không nằm trong phạm vi đánh giá, chiếm 69,70% tổng số mẫu.

Như vậy, số các mẫu có giá trị CO₂ nằm trong phạm vi gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng ở mức độ trung bình và mức độ nhẹ khoảng 27,27% tổng số mẫu. Mức độ ăn mòn mạnh chỉ nằm ở vị trí cục bộ và tỷ lệ rất nhỏ khoảng 3,03% số mẫu; tập trung ở rìa phía Tây - Tây Nam vùng nghiên cứu (Hình 3b).



Hình 3a. Sơ đồ phân vùng khả năng ăn mòn của nước ngầm với kết cấu bê tông móng công trình theo chỉ số pH.

Hình 3b. Sơ đồ phân vùng khả năng ăn mòn của nước ngầm với kết cấu bê tông móng công trình theo chỉ số CO₂.

3.3. Hàm lượng Mg²⁺

Bảng 4. Tổng hợp giá trị Mg²⁺ của nước ngầm khu vực đồng bằng ven biển phía Bắc tỉnh Quảng Trị

STT	Ký hiệu mẫu	Mg ²⁺ (mg/L)	STT	Ký hiệu mẫu	Mg ²⁺ (mg/L)	STT	Ký hiệu mẫu	Mg ²⁺ (mg/L)
1	M1.01	4,3	26	M2.13	1,0	51	M2.49	0,4
2	M1.02	3,9	27	M2.14	0,8	52	M2.51	0,6
3	M1.03	3,9	28	M2.15	1,3	53	M2.53	1,8
4	M1.04	3,1	29	M2.16	0,3	54	M2.57	27,8
5	M1.05	4,0	30	M2.18	2,0	55	M2.61	11,0
6	M1.08	4,5	31	M2.22	0,3	56	M2.63	9,9
7	M1.10	4,5	32	M2.23	1,5	57	M2.65	2,5
8	M1.13	3,5	33	M2.24	0,8	58	M2.69	47,5
9	M1.14	4,0	34	M2.25	2,4	59	M3.01	3,2
10	M1.15	3,9	35	M2.27	1,4	60	M3.02	5,7
11	M1.16	2,3	36	M2.28	5,3	61	M3.04	3,0
12	M1.21	2,7	37	M2.30	4,4	62	M3.09	0,9
13	M1.22	3,0	38	M2.31	1,1	63	M3.11	18,1
14	M1.23	4,0	39	M2.32	3,0	64	M3.12	35,6
15	M1.24	3,0	40	M2.34	1,4	65	M3.13	8,4

STT	Ký hiệu mẫu	Mg ²⁺ (mg/L)	STT	Ký hiệu mẫu	Mg ²⁺ (mg/L)	STT	Ký hiệu mẫu	Mg ²⁺ (mg/L)
16	M1.28	2,8	41	M2.35	0,1	66	M3.24	1,8
17	M1.31	3,2	42	M2.36	1,3	67	M3.25	1,5
18	M2.02	3,2	43	M2.37	2,1	68	M3.26	1,5
19	M2.03	2,5	44	M2.38	0,7	69	M3.27	10,5
20	M2.04	0,4	45	M2.40	0,2	70	M3.28	20,4
21	M2.05	0,6	46	M2.41	1,7	71	M3.29	2,8
22	M2.08	0,1	47	M2.42	9,0	72	M3.30	9,0
23	M2.10	0,2	48	M2.44	1,0	73	M3.33	1,5
24	M2.11	0,4	49	M2.46	1,8	74	M3.34	1,9
25	M2.12	3,1	50	M2.47	0,2	75	M3.35	0,4
						76	M3.36	3,3

Nhận xét: Căn cứ theo giá trị giới hạn hàm lượng các nhân tố gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng từ nước ngầm được định lượng ở Bảng 3, các mẫu đều có giá trị Mg²⁺ không nằm trong phạm vi đánh giá nên ăn mòn của Mg²⁺ đến bê tông móng hầu như không có.

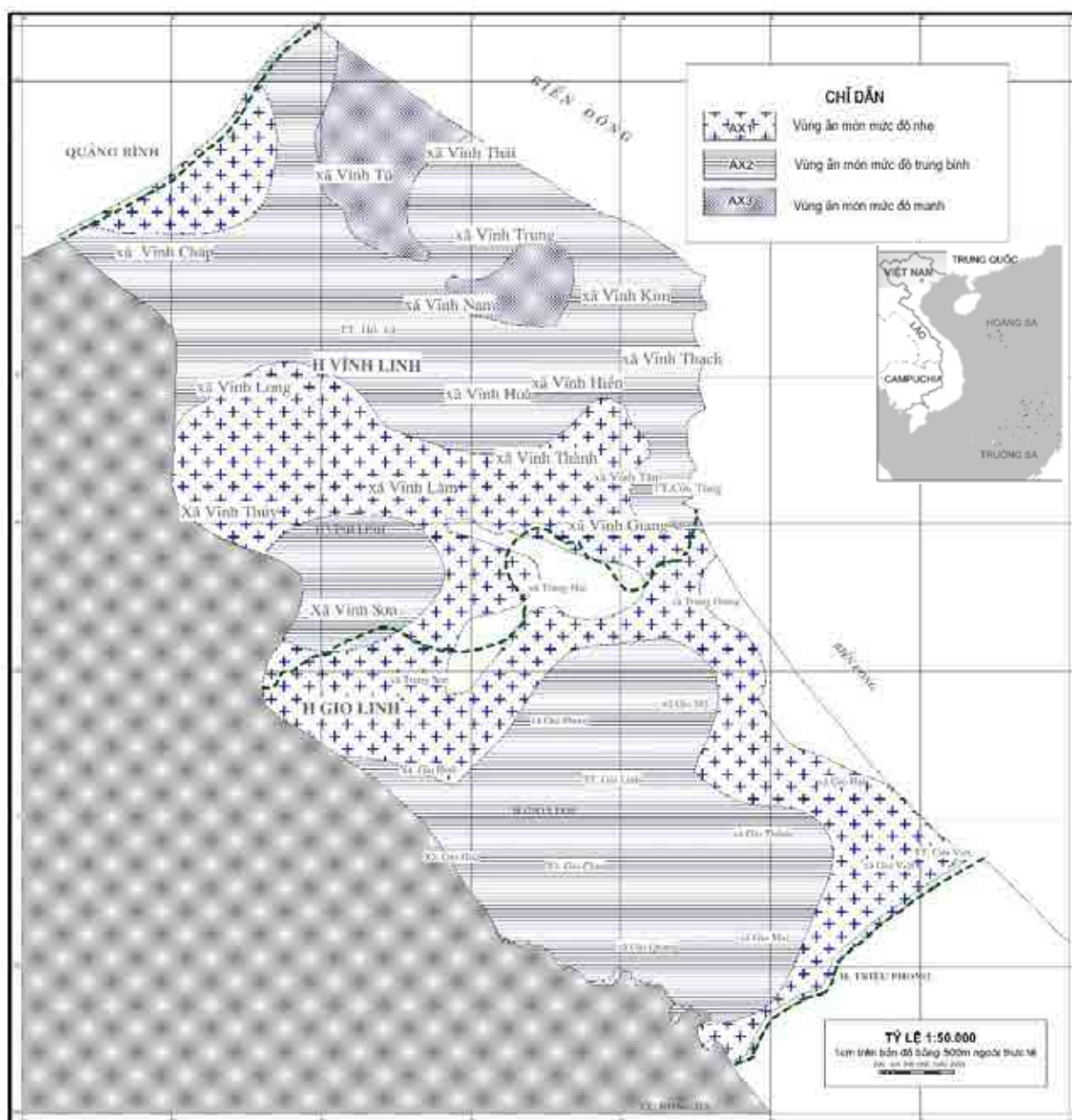
3.4. Hàm lượng NH₄⁺

Bảng 5. Tổng hợp giá trị NH₄⁺ của nước ngầm khu vực đồng bằng ven biển phía Bắc tỉnh Quảng Trị

STT	Ký hiệu mẫu	NH ₄ ⁺ (mg/L)	STT	Ký hiệu mẫu	NH ₄ ⁺ (mg/L)
1	M2.21	0,03	6	M3.12	0,04
2	M2.30	0,52	7	M3.19	0,13
3	M2.42	0,03	8	M3.20	0,07
4	M2.57	0,35	9	M3.27	0,59
5	M3.07	0,03	10	M3.36	0,08

Nhận xét: Theo giá trị giới hạn hàm lượng các nhân tố gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng từ nước ngầm được định lượng ở Bảng 4, các mẫu đều có hàm lượng NH₄⁺ không nằm trong phạm vi đánh giá nên ăn mòn của NH₄⁺ đến bê tông móng hầu như không có.

Do hàm lượng các thông số Mg²⁺, SO₄²⁻, NH₄⁺ đều không nằm trong phạm vi ảnh hưởng đến kết cấu bê tông móng về mặt hóa học nên khả năng ăn mòn của nước ngầm với kết cấu bê tông móng công trình khu vực đồng bằng ven biển phía Bắc tỉnh Quảng Trị được đánh giá qua 2 thông số là pH và CO₂ (Hình 2). Từ sơ đồ phân vùng của mỗi thông số được vẽ bằng nội suy các điểm lấy mẫu theo 3 mức ăn mòn mức độ nhẹ, mức độ trung bình và mức độ cao, chúng tôi đã vẽ sơ đồ tổng hợp được chồng ghép từ 2 sơ đồ đánh giá mức ăn mòn của pH và CO₂ để có một sơ đồ tổng hợp về khả năng ăn mòn của nước ngầm với kết cấu bê tông móng công trình tại khu vực nghiên cứu (Hình 4).



Hình 4. Sơ đồ phân vùng khả năng ăn mòn của nước ngầm với kết cấu bê tông móng công trình theo chỉ số pH và CO_2 , tại khu vực huyện Vĩnh Linh và Gio Linh, tỉnh Quảng Trị.

Kết quả nghiên cứu cho thấy các đặc điểm ăn mòn của nước ngầm với kết cấu bê tông móng công trình theo chỉ số pH và CO_2 , tại khu vực huyện Vĩnh Linh và Gio Linh, tỉnh Quảng Trị như sau:

- Các mẫu nước ngầm có hàm lượng SO_4^{2-} , NH_4^+ , Mg^{2+} đều không nằm trong phạm vi gây ăn mòn bê tông móng công trình.
- Các mẫu có giá trị pH nằm trong phạm vi gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng ở mức độ trung bình (XA2) và mức độ nhẹ (XA1). Các mẫu có giá trị CO_2 gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng ở mức độ trung bình (XA2) và mức độ nhẹ (XA1) chiếm khoảng 27,27% tổng số mẫu; mức độ ăn mòn mạnh (XA3) chỉ phân bố cục bộ và chiếm tỷ lệ rất nhỏ khoảng 3,03% số mẫu.
- Vùng ăn mòn mức độ nhẹ (XA1) có diện tích khoảng 171,8 km^2 , phân bố từ phía Nam huyện Gio Linh đến phía Nam huyện Vĩnh Linh, có một khoảnh nhỏ ở phía Bắc huyện Gio Linh, tại xã Vĩnh Chấp giáp ranh với tỉnh Quảng Bình; tập trung phần lớn tại trung tâm vùng nghiên cứu tại xã Vĩnh Long, Vĩnh Thủy, Vĩnh Lâm, Vĩnh Thành, Vĩnh Giang (huyện Vĩnh Linh) và xã

Trung Sơn, Trung Hải, Trung Giang (huyện Gio Linh). Phía Nam có một diện tích khá lớn phân bố tại các xã Gio Hải, Gio Việt, thị trấn Cửa Việt (huyện Gio Linh).

- Vùng ăn mòn mức độ trung bình (XA2) có diện tích khoảng 269,2 km², phân bố chủ yếu tại trung tâm và phía Bắc huyện Vĩnh Linh (xã Vĩnh Chấp, Vĩnh Tú, Vĩnh Thái, xã Vĩnh Trung, Vĩnh Nam, Vĩnh Kim, thị trấn Hồ Xá, xã Vĩnh Hòa, Vĩnh Hiền, Vĩnh Thạch); phân bố một khối nhỏ tại xã Vĩnh Sơn, huyện Vĩnh Linh. Còn lại tập trung chủ yếu ở phía Đông và Đông Nam huyện Gio Linh tại thị trấn Gio Linh, các xã Gio Hòa, Gio Châu, Gio Thành, Gio Quang và Gio Mai.

- Vùng ăn mòn mức độ mạnh (XA3) có diện tích nhỏ khoảng 28,2km², tập trung ở Đông Bắc khu vực nghiên cứu tại các xã Vĩnh Tú, Vĩnh Thái, Vĩnh Trung và Vĩnh Nam thuộc huyện Vĩnh Linh. Quá trình ăn mòn chủ yếu do pH có trong nước ngầm.

4. Kết luận

Từ kết quả nghiên cứu và thảo luận chúng tôi rút ra các kết luận như sau:

- Giá trị pH của các mẫu phân tích nằm trong phạm vi gây ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng ở mức độ trung bình và mức độ nhẹ. Đối với chỉ tiêu CO₂, ăn mòn hóa học kết cấu bê tông móng ở mức độ trung bình và mức độ nhẹ chiếm khoảng 27,27% tổng số mẫu, mức độ ăn mòn mạnh chỉ phân bố cục bộ và chiếm tỷ lệ rất nhỏ khoảng 3,03% số mẫu. Trong khi đó, các mẫu nước ngầm có hàm lượng SO₄²⁻, NH₄⁺, Mg²⁺ đều không nằm trong phạm vi gây ăn mòn bê tông móng công trình.

- Khả năng ăn mòn của nước ngầm với kết cấu bê tông móng công trình khu vực đồng bằng ven biển phía Bắc tỉnh Quảng Trị được đánh giá qua 2 thông số là pH và CO₂ cho ra kết quả như sau: Vùng ăn mòn mức độ nhẹ có diện tích khoảng 171,8 km² phân bố từ phía Nam huyện Gio Linh đến phía Nam huyện Vĩnh Linh; vùng ăn mòn mức độ trung bình có diện tích khoảng 269,2 km² phân bố chủ yếu tại trung tâm và phía Bắc huyện Vĩnh Linh và tập trung ở phía Đông và Đông Nam huyện Gio Linh; vùng ăn mòn mức độ mạnh có diện tích nhỏ khoảng 28,2 km² tập trung ở Đông Bắc khu vực nghiên cứu tại các xã Vĩnh Tú, Vĩnh Thái, Vĩnh Trung và Vĩnh Nam thuộc huyện Vĩnh Linh.

Lời cảm ơn

Chúng tôi xin chân thành cảm ơn Đại học Huế đã hỗ trợ bài báo này qua đề tài nghiên cứu khoa học mã số DHH2019-01-151.

Tài liệu tham khảo

- Nguyễn Văn Canh và nnk, 2012. Báo cáo đề tài “Xây dựng cơ sở dữ liệu (CSDL) về tài nguyên khoáng sản và nước dưới đất làm luận cứ khoa học cho quy hoạch khai thác sử dụng hợp lý tài nguyên, bảo vệ môi trường trong chiến lược phát triển kinh tế - xã hội tỉnh Quảng Trị”, Quảng Trị.
- Nguyễn Trường Giang, 1995. Đề án thăm dò nước vùng Gio Linh, tỉnh Quảng Trị. Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra Tài nguyên nước Miền Trung.
- Nguyễn Trường Giang, 2000. Đề án lập bản đồ Địa chất thủy văn. Tỷ lệ 1/200.000. Vùng Huế - Đông Hà. Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra Tài nguyên nước Miền Bắc.
- Nguyễn Thị Nga và Lại Vĩnh Cẩm, 2007. Tài nguyên nước tỉnh Quảng Trị thực trạng và định hướng quy hoạch tổng hợp, Nxb Khoa học Tự nhiên và Công nghệ, Hà Nội.
- Nguyễn Thanh Sơn và nnk, 2008. Quy hoạch quản lý, khai thác sử dụng và bảo vệ tài nguyên nước dưới đất miền đồng bằng tỉnh Quảng Trị. Sở Tài nguyên và Môi trường tỉnh Quảng Trị.
- Trần Xuân Tâm, 2019. LVThS “Nghiên cứu sự hình thành trữ lượng và đề xuất giải pháp bảo vệ nước dưới đất trong trầm tích Đệ Tứ đồng bằng ven biển huyện Gio Linh, tỉnh Quảng Trị”, Trường ĐH Khoa học, Đại học Huế.

Evaluation of the corrosive potential of groundwater for foundation concrete structures in the northern coastal plain of Quang Tri province

Hoang Ngo Tu Do^{1,*}, Tran Thi Ngoc Quynh¹, Nguyen Thi Thanh Nhan¹,
Hoang Hoa Tham¹, Le Thanh Phong²

¹Hue University of Sciences; ²Ho Chi Minh City University of Technology

*Corresponding author: hoangngotudo@hueuni.edu.vn

Abstract

The article evaluates the corrosive potential of groundwater for concrete foundation structures in the northern coastal plain of Quang Tri province according to chemical criteria: SO_4^{2-} , pH, CO_2 , NH_4^+ , Mg^{2+} . Research results show that:

- The pH value of the analyzed samples is in the range of moderate and mild chemical corrosion of concrete foundation structures. For the CO_2 indicator, the average and mild chemical corrosion of concrete foundation structure accounts for about 27.27% of the total samples, the strong degree of corrosion is only locally distributed and accounts for a very small percentage about 3.03% of the samples. Meanwhile, the SO_4^{2-} , NH_4^+ , and Mg^{2+} contents of the water samples were all out of the range of causing corrosion of the foundation concrete.

- The light-level corrosion area has an area of about 171.8 km², distributed from the south of Gio Linh district to the south of Vinh Linh district; The medium-level corrosion zone has an area of about 269.2 km², distributed mainly in the center and north of Vinh Linh district and concentrated in the east and southeast of Gio Linh district; The strong corrosion zone has a small area of about 28.2 km² concentrated in the Northeast of the study area in Vinh Tu, Vinh Thai, Vinh Trung and Vinh Nam communes of Vinh Linh district.

Keywords: Quang Tri plain, foundation, underground water, water corrosion

NGHIÊN CỨU XÁC ĐỊNH PHƯƠNG ÁN THOÁT NƯỚC MỎ THAN TRÀNG BẠCH, ĐÔNG TRIỀU, QUẢNG NINH PHỤC VỤ PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG

Trần Quang Tuấn

Trường Đại học Mở - Địa chất

Tác giả chịu trách nhiệm: tranquangtuan@humg.edu.vn

Tóm tắt

Căn cứ vào nhu cầu mở rộng, nâng công suất khai thác khu vực Mỏ than Tràng Bạch, TX. Đông Triều, tỉnh Quảng Ninh, phục vụ khai thác an toàn và phát triển bền vững, nghiên cứu này đã tính toán lượng nước chảy vào mỏ và đề xuất phương án thoát nước áp dụng cho mỏ than này. Lưu lượng nước chảy vào khai trường mỏ lớn và đột ngột từ nhiều nguồn như nước ngầm, nước mặt và nước bề mặt trong quá trình khai thác, dẫn đến việc cần phải có các phương án thoát nước hợp lý cho mỏ. Kết quả nghiên cứu cho thấy lưu lượng nước lớn nhất chảy vào mỏ tới mức khai thác -150 m là $Q_{\max} = 3451 \text{ m}^3/\text{h}$ từ các nguồn khác nhau (ví dụ, nước ngầm: $1915 \text{ m}^3/\text{h}$ và nước bề mặt: $1536 \text{ m}^3/\text{h}$). Từ hiện trạng thoát nước và lượng nước chảy vào mỏ lớn nhất tính toán được, nghiên cứu đã đề xuất giải pháp thoát nước trên bề mặt địa hình, mặt bằng sản công nghiệp và thoát nước trong hầm lò. Những giải pháp thoát nước này đưa ra nhằm đảm bảo an toàn cho người và thiết bị trong công tác khai thác hầm lò ở thời điểm hiện tại và tương lai của mỏ.

Từ khóa: thoát nước mỏ; lưu lượng nước; khai thác than; nước mặt; nước dưới đất.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, khai thác các mỏ than xuống sâu đã tăng cường hiệu quả trong việc tận thu các nguồn tài nguyên khoáng sản. Tuy nhiên, tồn tại những nguy hiểm cho con người và công trình do nhiều nguyên nhân gây ra. Một trong những nguyên nhân là nước từ các nguồn nước mưa, nước mặt và nước dưới đất sẽ chảy vào trong các công trình khai thác mỏ (Hoàng Kim Phụng, 2002). Tại vùng mỏ Quảng Ninh, trận mưa lịch sử diễn ra vào tháng 8 năm 2015, với lượng mưa lớn, dài ngày, lưu lượng nước lớn, nước thấm từ bề mặt địa hình qua các khe nứt được hình thành do ảnh hưởng của khai thác. Lưu lượng nước lớn, đột ngột làm cho hệ thống bơm không đảm bảo năng lực thoát nước dẫn tới một số công ty than hầm lò tại Quảng Ninh bị ngập mỏ (ví dụ mỏ than Mông Dương).

Trong những năm tới, Mỏ than Tràng Bạch thuộc Công ty than Uông Bí - TKV, cần mở rộng và nâng công suất của các khu khai thác. Vì vậy, vấn đề đảm bảo an toàn cho người và thiết bị trong công tác khai thác than hầm lò tại mỏ than này là rất cần thiết. Do đó, nghiên cứu này được thực hiện dựa trên cơ sở thiết kế kỹ thuật của Công ty than Uông Bí - TKV, do Công ty Cổ phần Tư vấn đầu tư mỏ và công nghiệp - TKV thành lập (Công ty than Uông Bí, 2020). Tại mỏ than này, khi khai thác dưới mực nước ngầm thì đòi hỏi cần có các biện pháp thoát nước cho mỏ, đặc biệt là công tác thoát nước trong mùa mưa bão. Nghiên cứu này đã tính toán dự báo lưu lượng nước chảy vào mỏ tới mức -150 m cho Mỏ than Tràng Bạch. Sau đó, nghiên cứu đã lập phương án thoát nước cho mỏ than này nhằm phục vụ cho công tác lập phương án thiết kế hầm bơm phụ và lắp đặt đường ống bơm bổ sung phục vụ phát triển bền vững hiện tại và trong tương lai cho khu mỏ.

2. Vùng nghiên cứu

Vùng nghiên cứu là Mỏ than Tràng Bạch, nằm trên địa bàn các xã Hồng Thái Đông, Hồng Thái Tây và xã Hoàng Quế thuộc TX. Đông Triều, tỉnh Quảng Ninh, với diện tích mỏ là $26,2 \text{ km}^2$. Mỏ Tràng Bạch nằm ở phía Đông mỏ than Mạo Khê và có hai dạng địa hình khá rõ rệt: địa hình đồi núi thấp gồm các đồi chạy dọc phía Bắc đường quốc lộ 18A từ Mạo Khê đến Uông Bí có độ cao từ 20 đến 40 m. Địa hình núi cao gồm các dãy núi chính sắp xếp theo hướng vĩ tuyến hoặc á vĩ tuyến, đỉnh cao nhất là +554 m, sườn núi có độ dốc từ 30° đến 40° và thường bị chia cắt bởi dòng suối có hướng gần Bắc - Nam.

Về đặc điểm thủy văn, nước mặt trong khu mỏ được lưu thông và tàng trữ chủ yếu ở các sông, suối trong khu vực. Các suối này đều có hướng dòng chảy chủ yếu từ Bắc tới Nam và đổ ra biển. Có các suối lớn là suối Trảng Bạch và suối Yên Dưỡng, các hồ lớn là hồ Khe Uôm, Yên Trung và Nội Hoàng.

Về đặc điểm địa chất thủy văn, trong vùng nghiên cứu có các thành tạo chứa nước sau: (1) Nước trong trầm tích Đệ tứ: chủ yếu phân bố hầu khắp khu mỏ, chiều dày trầm tích biến đổi lớn, trên các sườn núi có chiều dày từ 1,5 đến 5,0 m; ở các thung lũng, ven suối chiều dày từ 5,0 đến 10 m; đặc biệt ở vùng đồng bằng cánh nam chiều dày lên đến 30 m hoặc lớn hơn. Nhìn chung, phức hệ chứa nước trong trầm tích Đệ tứ thuộc loại nghèo nước; (2) Nước trong tầng chứa than (T_{3n-r})^{hg} được chia thành 3 phụ tầng: (a) Nước trong trầm tích (T_{3n-r})^{3hg}: Chiều dày khoảng 500 m bao gồm các lớp đá hạt thô, có các lớp mịn nằm xen kẽ; (b) Nước trong tầng (T_{3n-r})^{2hg}: nằm tiếp xúc với tầng (T_{3n-r})^{1hg} chiều dày khoảng 1266 m, chứa 50 vỉa than đạt giá trị công nghiệp; (c) Nước trong tầng (T_{3n-r})^{1hg}: là tầng chứa nước nằm dưới cùng hệ chứa nước trầm tích hệ Triat - thống thượng bậc Nori - bậc Reti Hòn Gai, chiều dày tổng cộng khoảng 600 m; (3) Nước trong đứt gãy: Hầu hết, các đứt gãy đều nằm về phía Nam khu mỏ, trừ đứt gãy F.3 nằm phía Bắc. Đất đá trong các đới phá hủy gồm bột kết, đá sét, sét than và các mảnh vụn cát kết, sạn kết nằm hỗn độn. Mặt khác, các nghiên cứu trước đã tiến hành khoan thí nghiệm các lỗ khoan trong đứt gãy (LK.8A có $Q_{\max} = 0,235$ l/s, $K_{tb} = 0,00749$ m/ngày và LK537-T.X^A có hệ số thấm biến đổi từ 0,017 - 0,731 m/ngày). Điều đó chứng tỏ khả năng chứa nước trong các đứt gãy rất kém. Trầm tích chứa than bao gồm các loại đá sạn kết, cát kết, bột kết, sét kết, đá sét và các vỉa than. Các lớp sạn kết phân bố chủ yếu từ vách V1(36) trở lên, chiều dày lớp thay đổi từ mỏng đến trung bình. Từ trụ V1(36) trở xuống, sạn kết thường có chiều dày mỏng, nằm xen kẽ các lớp cát kết hạt trung đến hạt thô. Cát kết bao gồm các loại từ hạt mịn đến hạt thô. Các khe nứt thường phát triển theo phương, độ hở của khe nứt nhỏ, trong các khe nứt thường có oxit sắt hoặc thạch cao. Bột kết gồm hạt mịn và hạt thô, thành phần chính là thạch anh, silic, sét, xi măng. Các lớp bột kết, cát kết hạt nhỏ. Chiều dày biến đổi khá mạnh. Đá thuộc loại đá mềm yếu rất dễ vỡ theo mặt lớp chúng thường bị sập lở ngay khi khai thác than. Các lớp đá sét ít có khả năng chứa nước hoặc thấm nước.



Hình 1. Vị trí Mỏ than Trảng Bạch, TX. Đông Triều, Quảng Ninh.

3. Cơ sở thực tiễn và phương pháp nghiên cứu

3.1. Khảo sát thực địa về hiện trạng hệ thống thoát nước

Hiện nay, Mỏ than Trảng Bạch thoát nước theo 2 phương pháp là thoát nước tự chảy và thoát nước cưỡng bức. Đối với thoát nước tự chảy, nước dưới đất từ các đường lò xuyên vỉa, dọc vỉa và các mặt bằng ở các mức khai thác khác nhau được dẫn về hầm trạm bơm chính mức -150 m bằng các hệ thống cống bê tông và rãnh thoát nước. Đối với thoát nước cưỡng bức, nước được bơm từ mức -150 lên mặt bằng sân công nghiệp +30. Tại đây, nước được gom về hệ thống rãnh thoát nước chính và chảy ra bể lắng xử lý nước thải môi trường và thoát ra suối. Tổ hợp thiết bị bơm chính gồm 7 bơm nước loại MD-720-60×4, trong đó có 3 bơm hoạt động, 3 dự phòng và 1 sửa chữa.

3.2. Phương pháp tính toán lượng nước chảy vào mỏ Trảng Bạch

Qua khảo sát thực địa và đánh giá các tài liệu thu thập, tác giả nhận thấy rằng, nước chảy vào công trình khai thác mỏ Trảng Bạch bao gồm các yếu tố nước ngầm, nước mặt và nước bổ cập. Tuy nhiên, nước mặt là nguồn nước mưa chảy tràn trên mặt mỏ do khai thác hầm lò và được thoát đi. Như vậy, lưu lượng nước chảy vào mỏ lớn nhất (Q_{\max}) bằng tổng lưu lượng nước chảy vào trong mùa mưa ($Q_{\text{ng mưa}}$) và lưu lượng bổ cập (Q_{bc}).

a. Đối với nước ngầm (Q_{ng})

Để tính lượng nước ngầm chảy vào mỏ, nghiên cứu này đã áp dụng phương pháp giải tích (phương pháp “giếng lớn”) của J. Dupuit (Hoàng Kim Phụng, 2002; Cashman et al., 2020) và được xác định như sau:

$$Q_{\text{ng}} = Q_{\text{gl}} = \frac{1,366 \times K_{\text{tb}} \times (2H - M) \times M}{\lg(R + r_0) - \lg r_0} \quad (\text{m}^3/\text{ngày}) \quad (1)$$

Trong đó:

K_{tb} : Hệ số thấm trung bình của các lớp đất đá chứa nước, $K_{\text{tb}} = 0,0393$ (m/ngày);

H : Chiều cao cột nước tháo khô;

M : Chiều dày đất đá chứa nước, được tính bằng 60% chiều dày địa tầng;

R : Bán kính ảnh hưởng, $R = 2S\sqrt{H \times K}$ trong đó $S = H$ (m); (2)

r_0 : Bán kính khu khai thác, $r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$ (m); (3)

F : Diện tích khai trường mỏ, $F = 3102504 \text{ m}^2$;

Z : Cao độ mực nước tĩnh, $Z = +160 \text{ m}$.

Căn cứ theo dự án đầu tư mở rộng nâng công suất mỏ Trảng Bạch (Công ty than Ưông Bí - TKV, 2020), để tính lưu lượng nước chảy vào mỏ thì một số thông số địa chất thủy văn được xác định như sau:

Chiều dày (M) của đất đá chứa nước được xác định từ mặt cắt địa chất và mặt cắt địa chất thủy văn cắt qua các khu khai thác, $M = 60\%$ chiều dày địa tầng.

Hệ số biến đổi lưu lượng (K_{bt}) được tính trên cơ sở tỷ số chênh lệch giữa Q_{\max} tháng lớn nhất và Q_{\min} tháng nhỏ nhất theo kết quả quan trắc của mỏ và hệ số này lấy trung bình là 3.

Lưu lượng nước ngầm chảy vào mỏ mùa khô ($Q_{\text{ng khô}} = Q_{\min}$) được tính tương ứng điều kiện chiều dày đá chứa nước (M) bằng 60% chiều dày địa tầng. Nước mặt và nước mưa không bổ cập trực tiếp cho dòng chảy vào mỏ (tức là chưa tính lưu lượng nước mặt và nước mưa bổ cập trực tiếp cho dòng chảy vào mỏ). Khi đó, lưu lượng nước ngầm chảy vào mỏ là:

$$Q_{\text{ng khô}} = Q_{\min} = Q_{\text{gl}} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (4)$$

Lưu lượng nước ngầm chảy vào mỏ mùa mưa ($Q_{\text{ng mưa}}$) là lượng nước trung bình thường xuyên chảy vào mỏ trong mùa mưa (chưa tính lưu lượng nước bổ cập trực tiếp Q_{bc}).

$$Q_{\text{ng mưa}} = Q_{\min} \times K_{\text{bt}} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (5)$$

4.2. Tính toán lưu lượng nước mặt (Q_m)

Qua thông kê trận mưa lịch sử tại Quảng Ninh, lượng mưa lớn nhất trong ngày có lưu lượng 0,3 m/ngày đêm. Tác giả đã lấy dữ liệu này làm cơ sở tính toán cho lưu lượng nước mặt tại các khu vực Mỏ than Trảng Bạch.

Thay số vào công thức (6) có kết quả lưu lượng nước mặt các khu vực Mỏ than Trảng Bạch được thể hiện trong Bảng 2 như sau.

Bảng 2. Tính lưu lượng nước mặt tại các khu vực Mỏ than Trảng Bạch

STT	Khu vực khai thác	Diện tích bề mặt (m^2)	Lượng mưa lớn nhất trong tháng 8/2015 ($m/ngày$)	Lưu lượng nước mặt, Q_m ($m^3/ngày$)	Lưu lượng nước mặt, Q_m (m^3/h)
1	Via 1(36), 1(36a), 1B(35T) Đông Nam	656810	0,3	197043	8210
2	Via 1(36) Tây Nam	489973	0,3	146992	6125
3	Via 8(43), 9B	826917	0,3	248075	10336
4	Via 11(46), 12 (47)	583095	0,3	174928	7289
5	Via 18, 24	1138616	0,3	341585	14233
	Tổng				46193

4.3. Tính toán lưu lượng bổ cập (Q_{bc})

Như đã trình bày ở trên, coi lưu lượng nước bổ cập là lưu lượng nước gồm một phần nước chứa trong các tầng đất đá từ mực nước ngầm lên tới địa hình (mức +30/ĐH) và một phần lưu lượng nước mưa thấm qua các tầng đất đá, khe nứt, khu vực đã khai thác (mỏ than Hồng Thái) bổ cập trực tiếp cho dòng chảy vào mỏ, hay nói cách khác Q_{bc} vào lưu lượng nước chảy vào mỏ Trảng Bạch chính là lưu lượng nước chảy vào các vỉa Công ty than Hồng Thái đã và đang khai thác không thoát ra mức +30 - mức thông thủy (Do khu vực vỉa 9B, 11(46), 12(47), 18, 24 Công ty than Hồng Thái khai thác từ mức +30/ĐH) cộng với lưu lượng nước mặt thấm tại khu vực vỉa 1(36), 1(36a), 1B(35T) Đông Nam và vỉa 1(36) Tây Nam (2 khu vực này Công ty than Hồng Thái không khai thác).

Từ lập luận trên, ta có công thức như sau:

$$Q_{bc} = 30\%Q_{HT} + Q_{th} \text{ (m}^3/\text{h)} \quad (7)$$

Trong đó:

Q_{bc} : Lưu lượng nước bổ cập trực tiếp cho dòng chảy vào mỏ Trảng Bạch (m^3/h);

Q_{HT} : Lưu lượng nước chảy vào mỏ Công ty than Hồng Thái (m^3/h);

Q_{th} : Lưu lượng nước mặt thấm của khu vực Vía 1(36), 1(36a), 1B(35T) Đông Nam và vỉa 1(36) Tây Nam (m^3/h).

(a) Để tính lưu lượng nước mặt thấm, ta có công thức:

$$Q_{th} = K_{tb} \times Q_m \text{ (m}^3/\text{h)} \quad (8)$$

Trong đó:

K_{tb} : Hệ số thấm trung bình, $K_{tb} = 0,0393$ (m/ngày);

Q_m : Lưu lượng nước mặt tại khu vực (m^3/h).

Thay kết quả tại Bảng 2 vào công thức (8) ta có:

- Lưu lượng nước mặt thấm tại khu vực vỉa 1(36), 1(36a), 1B(35T) Đông Nam là:

$$Q_{th} = 0,0393 \times 8210 = 323 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

- Lưu lượng nước thấm thấu tại khu vực vỉa 1(36) Tây Nam là:

$$Q_{th} = 0,0393 \times 6125 = 241 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

(b) Lưu lượng nước chảy vào mỏ Công ty than Hồng Thái:

Căn cứ vào kế hoạch kỹ thuật dài hạn và hiện trạng khai thác của Công ty than Hồng Thái, xác định được ranh giới khai thác và diện tích ảnh hưởng của từng khu vực (F). Do các vỉa 9B, 10, 12, 18, 24 (khai thác phía trên Công ty than Uông Bí) khai thác từ mức +30/+200, căn cứ vào đặc điểm địa chất thủy văn và địa chất công trình của mỏ, các vỉa trên xác định được chiều cao cột nước tháo khô (H) cũng như chiều dày đất đá chứa nước (M). Thay các thông số vào công thức (1), (2), (3), (5), có kết quả lưu lượng nước ngầm của Công ty than Hồng Thái được thể hiện trong Bảng 3.

Bảng 3. Tính lưu lượng nước ngầm Công ty than Hồng Thái mức +30/DH

STT	Khu vực khai thác	F (m ²)	H (m)	M (m)	R (m)	r _o (m)	Hệ số thấm, K _{tb} (m/ngày)	Q _{glHT} (m ³ /ngày)	Hệ số biến thiên mùa mưa (K _{bt})	Q _{ng mưaHT} (m ³ /ngày)	Q _{ng mưaHT} (m ³ /h)
1	Vĩa 9B	652884	130	78	588	456	0,0393	2119	3	6358	265
2	Vĩa 10, 12	2219605	130	78	588	841	0,0393	3311	3	9932	414
3	Vĩa 18, 24	1601927	130	78	588	714	0,0393	2923	3	8769	365
	Tổng										1044

Áp dụng công thức (6) và (8) tính được lưu lượng nước bổ cập vào nước chảy vào mỏ Công ty than Hồng Thái. Kết quả thể hiện trong Bảng 4.

Bảng 4. Tính lưu lượng nước bổ cập Công ty than Hồng Thái mức +30/DH

STT	Khu vực khai thác	Diện tích bề mặt (m ²)	Lượng mưa lớn nhất trong tháng 8/2015 (m/ngày)	Hệ số thấm (m/ngày)	Lưu lượng nước trong ngày (m ³ /ngày)	Lưu lượng nước bổ cập Q _{bcHT} (m ³ /h)
1	Vĩa 9B	652884	0,3	0,0393	195865	321
2	Vĩa 10, 12	2219605	0,3	0,0393	665882	1090
3	Vĩa 18, 24	1601927	0,3	0,0393	480578	787
	Tổng					2198

Lưu lượng nước chảy vào mỏ Công ty than Hồng Thái được tính theo công thức:

$$Q_{HT} = Q_{ng mưaHT} + Q_{bcHT} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (9)$$

Thay số vào công thức (9), ta có kết quả lưu lượng nước chảy vào mỏ Công ty than Hồng Thái được thể hiện trong Bảng 5.

Bảng 5. Tính lưu lượng nước chảy vào mỏ Công ty than Hồng Thái mức +30/DH

STT	Khu vực khai thác	Q _{HT} (m ³ /h)
1	Vĩa 9B	586
2	Vĩa 10, 12	1504
3	Vĩa 18, 24	1152
	Tổng	3242

Thay các thông số tính toán ở trên vào công thức (7), ta có kết quả lưu lượng bổ cập trực tiếp cho dòng chảy vào các khu vực Mỏ than Trảng Bạch thể hiện trong Bảng 6 như sau.

Bảng 6. Tính lưu lượng nước bổ cập các khu vực Mỏ than Trảng Bạch mức -150/+30

STT	Khu vực khai thác	Q_{bc} (m ³ /h)
1	Via 1(36), 1(36a), 1B(35T) Đông Nam	323
2	Via 1(36) Tây Nam	241
3	Via 8(43), 9B	176
4	Via 11(46), 12	451
5	Via 18, 24	346
	Tổng	2509

Như vậy, lưu lượng nước chảy vào Mỏ than Trảng Bạch (Q_{max}) là:

$$Q_{max} = Q_{ng \text{ mưa}} + Q_{bc} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (10)$$

Thay các dữ liệu từ Bảng 1 và Bảng 6 vào công thức (10), được kết quả lưu lượng nước chảy vào Mỏ than Trảng Bạch thể hiện trong Bảng 7.

Bảng 7. Tính lưu lượng nước lớn nhất chảy vào các khu vực Mỏ than Trảng Bạch

STT	Khu vực khai thác	$Q_{ng \text{ mưa}}$ (m ³ /h)	Q_{bc} (m ³ /h)	Q_{max} (m ³ /h)
1	Via 1(36), 1(36a), 1B(35T) Đông Nam	372	323	695
2	Via 1(36) Tây Nam	342	241	582
3	Via 8(43), 9B	399	176	575
4	Via 11(46), 12	359	451	811
5	Via 18, 24	442	346	788
	Tổng	1915	2509	3451

4.4. Giải pháp thoát nước phục vụ phát triển bền vững

Để đảm bảo an toàn cho người và thiết bị khi khai thác mở rộng, phục vụ phát triển bền vững khu Mỏ than Trảng Bạch, nghiên cứu này đã căn cứ vào hiện trạng thoát nước của mỏ và lưu lượng nước chảy vào mỏ lớn nhất để đề xuất các giải pháp thoát nước cụ thể cho từng khu vực như sau:

4.4.1. Thoát nước mặt

(a) Thoát nước bề mặt địa hình

Như đã trình bày ở trên, địa hình khu mỏ biến đổi từ +20 m cho tới +554 m. Trong khu vực mỏ, các núi thường bị chia cắt bởi dòng suối có hướng gần Bắc - Nam và vuông góc với đường phương của đất đá, sườn núi có độ dốc từ 30° đến 40° thuận lợi cho công tác thoát nước bề mặt. Tuy nhiên, bề mặt địa hình khu vực này có một số suối cạn, hồ tập trung nước và các lò tư nhân đã khai thác dẫn tới tích tụ nước tại các vị trí này làm tăng nguy cơ bức nước, gây mất an toàn cho người và thiết bị và ảnh hưởng tới công tác thoát nước trong hầm lò.

Để đảm bảo an toàn cho người và thiết bị cần phải rà soát, cập nhật cụ thể để phát hiện các hồ tập trung nước, suối cạn, khe nứt, lò tư nhân đã khai thác. Cụ thể:

- Đối với các suối cạn có ảnh hưởng tới khu vực khai thác: Có biện pháp nắn dòng chảy để không còn ảnh hưởng tới quá trình khai thác.

- Đối với các hồ tập trung nước, khe nứt, lò tư nhân đã khai thác: San lấp, tạo độ dốc cho các vị trí sau khi san lấp xong để nước không chảy xuống lò qua các vị trí đã san lấp.

(b) Thoát nước mặt bằng sân công nghiệp

Theo điều tra hiện trạng thoát nước, tổng lưu lượng cần tiêu thoát của MBSCN+30 ($Q = 4063 \text{ m}^3\text{/h}$) lớn hơn năng lực tiêu thoát của hệ thống cống nước hiện tại ($Q = 1410 \text{ m}^3\text{/h}$) nên cần mở rộng hệ thống cống thoát nước hiện tại đảm bảo tiêu thoát cho lưu lượng nước cần tiêu thoát của MBSCN+30. Như vậy, cần tính toán yêu cầu kỹ thuật hệ thống thoát nước bổ sung như sau:

Chọn vận tốc dòng nước chảy trong mương, cống, rãnh thoát nước $V = 1 \text{ m/s}$. Hệ thống cống thoát nước mặt bằng sân cân công nghiệp +30 cần đảm bảo khả năng tiêu thoát một lượng nước $Q = 4063 \text{ (m}^3/\text{h)}$. Vì vậy, diện tích cống: $S_{\text{cống}} = Q/V = 1,129 \text{ m}^2$. Cống phải được xây chắc chắn, bề mặt cống phải nhẵn để đảm bảo khả năng tiêu thoát.

4.4.2. Thoát nước trong hầm lò

(a) Hệ thống thoát nước tự chảy

Hệ thống các đường lò bằng: Lắp đặt hệ thống cống thoát nước bê tông, rãnh thoát nước để dẫn nước từ khu vực khai thác ra lò XV-150, theo hệ thống rãnh nước lò XV-150 chảy vào các hầm trạm bơm mức -150. Hệ thống các đường lò thượng: Lắp đặt hệ thống đường ống dẫn nước từ các khu vực khai thác theo đường ống nước xuống hệ thống các đường lò bằng, chảy theo cống bê tông, rãnh thoát nước. Để phát triển bền vững, lưu lượng nước bổ cập trực tiếp vào dòng chảy mỏ Trảng Bạch mức -150/+30 khi khai thác các vỉa 9B, 11(46), 12, 18, 24 từ khu vực các vỉa đã khai thác tương đương của Công ty than Hồng Thái (mức +30/LV) là 30% tổng lưu lượng nước chảy vào mỏ của Công ty than Hồng Thái ($30\%Q_{\text{HT}}$). Để đảm bảo lưu lượng nước bổ cập từ Công ty than Hồng Thái không lớn hơn 30% cần phải giữ lại các đường lò dọc vỉa đá hiện có của Công ty than Hồng Thái.

(b) Trạm bơm chính

Hiện trạng thoát nước với 3 bơm loại MD-720-60×4 và 3 đường ống đẩy Inox $\Phi 350$ với năng lực thực tế lớn nhất của trạm bơm là: $Q = 1728 \text{ (m}^3/\text{h)}$. Lưu lượng nước lớn nhất chảy vào mỏ: $Q_{\text{max}} = 3451 \text{ (m}^3/\text{h)}$. Vậy, lưu lượng nước còn lại cần phải bơm bổ sung là:

$$Q = Q_{\text{max}} - Q_1 = 3451 - 1728 = 1723 \text{ (m}^3/\text{h)}.$$

Với năng lực hoạt động thực tế của 1 bơm MD-720-60×4 ($Q_b = 576 \text{ m}^3/\text{h}$) cần huy động bổ sung 3 bơm và 3 đường ống hoạt động đồng thời để thoát hết lưu lượng nước Q còn lại. Trong đó, sử dụng thêm 1 bơm hoạt động tại hầm bơm -150 và lắp đặt mới 2 bơm tại trạm bơm sự cố.

Căn cứ vào hiện trạng của đường lò giếng chính băng tải, giếng phụ trực tải, lò đặt ống đẩy và hầm trạm bơm mức -150, thiết kế lắp đặt bổ sung 1 đường ống đẩy $\Phi 350$ tại đường lò giếng phụ trực tải và 2 đường ống $\Phi 350$ tại lò giếng chính băng tải.

(c) Trạm bơm sự cố

Để khai thác bền vững mỏ than, cần phải xây dựng trạm bơm sự cố để đề phòng trường hợp có sự cố xảy ra. Vị trí đặt bơm của trạm bơm sự cố sẽ đặt ở mức -152, với số lượng bơm là 2 bơm MD-720-60×4 và số lượng đường ống dẫn nước là 2 đường ống. Thể tích các lò chứa nước khi đóng cửa chống ngập tại trạm bơm chính mức -150 là 14082 m^3 . Căn cứ vào đó, nghiên cứu này đã tính toán chọn đường kính ống dẫn như sau:

+ Tính chọn đường kính ống đẩy:

$$D = \sqrt{\frac{Q_b}{900 \times \pi \times v}} \quad (\text{m})$$

Chọn $v = 2,5 \text{ m/s}$ là tốc độ nước chảy qua ống đẩy:

$$D = \sqrt{\frac{Q_b}{900 \times 3,1412 \times 2,5}} = 0,319 \text{ (m)}$$

Vậy, chọn $D = 350 \text{ mm}$, vật liệu chọn ống áp lực HDPE.

+ Tính đường kính ống hút:

Chọn $V = 1,5 \text{ m/s}$ là tốc độ nước chảy qua ống hút. Ta có:

$$D = \sqrt{\frac{Q_b}{900 \times 3,1412 \times 1,5}} = 0,412 \text{ (m)}$$

Vậy, chọn $D = 450 \text{ mm}$, vật liệu inox.

5. Kết luận

Các nguồn nước tham gia chảy vào Mỏ than Trảng Bạch từ nhiều nguồn khác nhau như nước ngầm, nước mặt và nước bề cấp từ những khu vực xung quanh trong quá trình khai thác. Nghiên cứu này đã sử dụng các phương pháp khác nhau như điều tra hiện trạng thoát nước, nghiên cứu đánh giá tài liệu và kế hoạch phát triển khai thác của mỏ và đã tính toán lưu lượng nước lớn nhất chảy vào mỏ là $3451 \text{ m}^3/\text{h}$. Để phục vụ khai thác an toàn và phát triển bền vững cho mỏ trong tương lai, nghiên cứu này đã đưa ra các phương án thoát nước hợp lý cho các khu vực khác nhau của mỏ than. Tuy nhiên, nghiên cứu này cũng tồn tại một số hạn chế đó là: chưa xem xét và đánh giá chi tiết được các đặc điểm địa chất thủy văn, thủy văn, ảnh hưởng của dòng chảy mặt tới các hầm lò khai thác hiện tại; chưa xác định được các điều kiện biên (nếu có) trong quá trình tính toán lượng nước chảy vào mỏ. Hiện tại, nghiên cứu này chỉ áp dụng phương pháp giải tích để tính toán lượng nước chảy vào mỏ. Vì vậy, cần có điều tra và đánh giá chi tiết các điều kiện địa chất, địa chất thủy văn và áp dụng thêm phương pháp mô hình số vào việc tính toán lượng nước chảy vào mỏ. Cuối cùng, một việc không thể thiếu đó là khi đề ra các phương án thoát nước mỏ cũng cần có các đánh giá chi tiết về hiệu quả đầu tư xây dựng và có các đánh giá tác động môi trường khi xả thải nước thải mỏ, góp phần đảm bảo cho mỏ khai thác bền vững trong tương lai.

Tài liệu tham khảo

- Báo cáo và các bản vẽ về hiện trạng thoát nước mỏ của Công ty than Ưông Bí - TKV, 2020.
 Bản thiết kế kỹ thuật của Công ty than Ưông Bí - TKV, 2020.
 Hoàng Kim Phụng, 2002. Địa chất thủy văn và tháo khô các mỏ khoáng sản cứng. NXB Giao thông vận tải, 2002.
 Pat M. Cashman and Martin Preene, 2020. *Groundwater Lowering in Construction-A Practical Guide to Dewatering*, 3rd Edition. CRC Press, Taylor & Francis Group.
 Vũ Minh Cát, 2002. *Thủy văn nước dưới đất*. NXB Xây dựng, 2002.

Studying and determining the Trang Bach coal mine drainage plan, in Dong Trieu, Quang Ninh for sustainable development

Tran Quang Tuan

Hanoi University of Mining and Geology

**Corresponding author: tranquangtuan@humg.edu.vn*

Abstract

Based on the need to expand and increase the mining capacity of the Trang Bach coal mine area in Dong Trieu town, Quang Ninh province, and to ensure safe mining and sustainable development, this study has calculated and proposed a mine drainage plan to be applied to this mine. The volume of water flowing into the mine site is large, and water flow is sudden from many sources, such as groundwater, surface water, and recharge water from the mining process, leading to the demand for reasonable drainage plans for the mine. The studied results show that the maximum flow of water entering the -150 m mining level is $Q_{\max} = 3451 \text{ m}^3/\text{h}$ from different water sources (e.g., groundwater: $1915 \text{ m}^3/\text{h}$ and recharge water: $1536 \text{ m}^3/\text{h}$). According to the current state of drainage and the largest amount of water entering the mine, this study has proposed a solution for drainage on the topographic surfaces, industrial yard, and underground drainage in the mine. These drainage solutions are proposed to ensure the safety of people and equipment in underground mining at present and in the future of the mine.

Keywords: *mine drainage, water flow, coal mining, surface water, groundwater.*

MỘT SỐ VẤN ĐỀ LIÊN QUAN ĐẾN VIỆC LỰA CHỌN TUYẾN KHI THIẾT KẾ ĐƯỜNG Ô TÔ XÂY DỰNG MỚI QUA VÙNG ĐỒI NÚI THEO HƯỚNG TIẾP CẬN MỚI

Nguyễn Đức Đảm^{1,*}, Nguyễn Đức Mạnh², Phạm Thái Bình¹

¹Trường Đại học Công nghệ Giao thông Vận tải; ²Trường Đại học Giao thông Vận tải

*Tác giả chịu trách nhiệm: damnd@utt.edu.vn

Tóm tắt

Trong những năm gần đây, nhiều tuyến giao thông đường bộ, đường ô tô cao tốc qui mô lớn qua khu vực đồi núi được đầu tư xây dựng mới. Trong khi đó, các tiêu chuẩn kỹ thuật hiện hành liên quan những yêu cầu kỹ thuật về khảo sát, thiết kế đường ô tô như: TCCS 31:2020/TCĐBVN, TCVN 5729:2012, TCVN 4054:2005 hay TCVN 13346:2021 chưa đề cập nhiều việc cần thiết đánh giá, phân tích nguy cơ sụt trượt một cách toàn diện, trên bình diện khu vực, làm cơ sở quyết định lựa chọn hướng tuyến sẽ xây dựng. Cùng với những tồn tại này, việc ưu tiên đào đất qui mô lớn và ít coi trọng công tác phòng tránh hay ngăn ngừa sụt trượt nhằm giảm chi phí đầu tư ban đầu, là lý do quan trọng phát sinh hiện tượng sụt trượt xảy ra phổ biến, phức tạp và rất đa dạng ngay khi thi công trên nhiều tuyến đường ô tô mới xây dựng gần đây như Nội Bài - Lào Cai, Hạ Long - Vân Đồn, La Sơn - Túy Loan, Cam Lộ - La Sơn, Vân Đồn - Móng Cái, Bắc Giang - Lạng Sơn hay nhiều tuyến Quốc lộ phần tránh thị trấn, thị xã, tỉnh lộ... Xuất phát từ những vấn đề nêu trên, thực trạng sụt trượt bờ dốc nền đào trên các tuyến đường mới xây dựng, bài báo bước đầu phân tích những yếu tố ảnh hưởng chính, đề xuất cơ sở khoa học theo hướng tiếp cận mới - kết hợp trí tuệ nhân tạo trong lựa chọn hướng tuyến tối ưu, trong thiết kế giải pháp công trình phù hợp, nhằm giảm thiểu nguy cơ sụt trượt bờ dốc nền đào trong xây dựng đường giao thông qua vùng đồi núi.

Từ khóa: tuyến đường xây dựng mới; sụt trượt; nền đường đào; vùng đồi núi.

1. Mở đầu

Phát triển cơ sở hạ tầng giao thông đường bộ, đặc biệt là hệ thống đường ô tô cao tốc và các tuyến đường kết nối là một trong những ưu tiên trọng tâm để phát triển kinh tế của Việt Nam trong những năm gần đây. Theo đó, nhiều tuyến đường nâng cấp, đường kết nối, đường cao tốc qui mô lớn qua khu vực đồi núi được đầu tư xây dựng mới đã đóng vai trò quan trọng trong quá trình phát triển kinh tế - xã hội liên vùng. Khi tuyến đường cắt qua khu vực đồi núi có địa hình cao, dốc và chia cắt, đặc điểm địa chất và địa chất thủy văn phức tạp, điều kiện thủy văn khu vực đa dạng, sẽ kèm theo đó là khối lượng đào, đắp có thể sẽ rất lớn và là một thách thức không nhỏ khi việc lựa chọn phương án tuyến và giải pháp thiết kế không hợp lý. Điều đó sẽ tiềm ẩn nhiều rủi ro mất ổn định bờ dốc nền đường đào ngay từ khi thi công hoặc trong quá trình khai thác sử dụng, đặc biệt khi tuyến đường cắt qua các vùng nhạy cảm sụt trượt đất đá.

Các quy định về công tác khảo sát địa hình, địa chất, thủy văn, địa chất thủy văn, thiết kế hình học tuyến, thiết kế cắt ngang hay tính toán ổn định nền đường đào hoặc đắp hiện nay chủ yếu thực hiện theo các tiêu chuẩn hiện hành như TCCS 31:2020/TCĐBVN, TCVN 5729:2012, TCVN 4054:2005 hay TCVN 13346:2021, và được kiểm bằng chuỗi công tác từ thực hiện - kiểm tra chất lượng - thẩm tra - thẩm định nhiều bước. Hồ sơ về khảo sát, thiết kế thực hiện đúng như quy định hiện hành, nhưng khi thi công, mà ở đây đề cập chủ yếu vấn đề liên quan nền đường đào và nền đường đào sâu, hiện tượng sụt trượt đất đá không chỉ phát sinh phổ biến ngay trong quá trình đào nền, mà còn trong quá trình khai thác sử dụng (Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2020). Liên quan vấn đề này, ngoài yếu tố thường bị không chế tổng mức đầu tư ban đầu, nhưng không thể phủ nhận còn tồn tại những hạn chế, mà chủ yếu là còn thiếu nhiều quy định phù hợp

và đầy đủ hơn liên quan công tác khảo sát nói chung, giải pháp thiết kế, và đặc biệt việc xem xét cũng như những đánh giá tổng thể các yếu tố điều kiện phát sinh trượt đất khi bố trí và lựa chọn tuyến thiết kế.

2. Thực trạng mất ổn định nền đường đào trên một số tuyến đường ô tô xây dựng mới gần đây

Hiện nay, để giảm chi phí đầu tư ban đầu, giải pháp thiết kế tại các khu vực nền đường đào các tuyến giao thông đường bộ vùng núi chủ đạo chọn theo hướng đào ngả mái, “chờ” ổn định tự nhiên là chính. Thậm chí, tại hầu hết các vị trí đào hầm xuyên núi, nhằm rút ngắn chiều dài hầm để giảm chi phí xây dựng ban đầu và vận hành, giải pháp đào sâu sườn núi khu vực cửa hầm vẫn phổ biến được lựa chọn, ví dụ các hầm hiện đang thi công trên tuyến đường ô tô cao tốc Bắc Nam như xuyên qua núi Vung (Ninh Thuận), Thần Vũ (Nghệ An), đèo Bụt (Hà Tĩnh), hay hàng loạt các hầm xuyên núi trên đoạn Quảng Ngãi - Hoài Nhơn (Bình Định). Việc đào đất đá quy mô lớn tại các khu vực nền đường, đặc biệt tại các vị trí đào sâu, làm thay đổi địa hình tự nhiên, mất thảm thực vật, thay đổi chế độ dòng chảy trên mặt, thậm chí thay đổi cả dòng thấm nước dưới đất, lộ bề mặt đất đá mới... làm mất cân bằng ứng suất khối đất đá trên sườn dốc vốn có ngay trong quá trình thi công đào, hay sau khi thi công trong một thời gian ngắn, hoặc tạo trạng thái cân bằng giả định ngắn hạn khi được kích hoạt bởi các yếu tố chấn động hay mưa lũ, làm phát sinh sụt trượt (Nguyễn Sỹ Ngọc, 2006; Nguyễn Đức Mạnh, 2016; Varnes D J, 1978).

Đường ô tô cao tốc Nội Bài - Lào Cai, một tuyến đường bộ được thiết kế và thi công mới hoàn toàn, dài trên 260 km và cắt qua nhiều dạng địa hình địa mạo khác nhau, trong đó phần tuyến trên địa phận Phú Thọ, Yên Bái và Lào Cai cắt qua nhiều khu vực đồi núi cao và dốc. Phương án thiết kế và thi công chủ yếu đào nền đường theo tiêu chuẩn hiện hành, gia cố bảo vệ bề mặt mái đào bằng đá xây và phủ bê tông phun. Trong quá trình thi công (2011-2014) hiện tượng sụt trượt diễn ra khá phức tạp, đã phải điều chỉnh phương án thiết kế và bổ sung các kết cấu gia cố tại nhiều vị trí bị sụt trượt. Sau đó, từ 2015 đến nay, hàng năm vẫn xuất hiện nhiều vị trí sụt trượt mới hoặc lặp lại. Loại hình, cơ chế dịch chuyển và qui mô sụt trượt khá đa dạng, điển hình một số vị trí trượt đất đá qui mô lớn, thậm chí tái xuất hiện sau khi được xử lý bằng đào ngả mái tới hệ số 1/2 (ví dụ tại Km127+200, Km178+100, Km249+500, Km261...).

Theo số liệu thống kê cho thấy, ngay trong mùa mưa năm đầu tiên thi công tuyến cao tốc Hạ Long - Vân Đồn (2016), thi công chưa tới 40% khối lượng đào nền, hơn 20 điểm sụt trượt bờ dốc nền đào qui mô từ nhỏ tới rất lớn xuất hiện trên tổng chiều dài 59 km tuyến (mật độ trung bình tương đối 3 km chiều dài tuyến đường có 1 điểm trượt, bao gồm cả nền đường đắp) (Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2020). Sau mùa mưa năm 2017, khi thi công đạt trên 80% đào nền, nhiều vị trí đã hoàn thành gia cố bảo vệ bề mặt mái đào bằng che phủ bê tông phun hoặc ốp phủ bởi tấm bê tông đúc sẵn kết hợp trồng cỏ, khi đó có trên 40 điểm sụt trượt bờ dốc mới tại phần nền đào qui mô khác nhau, trong đó có những điểm trượt đất qui mô lớn như tại Km9 - Km10, Km28, Km 30, Km31, Km34, Km51... (mật độ trung bình tương đối gần 1,2 km chiều dài tuyến đường có 1 điểm trượt). Trong mùa mưa năm 2018, năm hoàn thành thi công dự án, phần lớn công tác thi công đường đã hoàn thành các hạng mục cuối cùng (thảm BTN lớp mặt, hộ lan,...), trên 59 km tuyến đường đã xuất hiện 31 điểm mất ổn định đất đá trên bờ dốc nền đào qui mô, loại hình khác nhau (mật độ trung bình tương đối gần 12 km chiều dài tuyến đường có 1 điểm trượt). Đáng chú ý, nhiều vị trí xuất hiện lặp lại sau khi được đào giảm tải (đào ngả mái), gia cố bổ sung bằng che phủ bề mặt. Loại hình mất ổn định bờ dốc đa dạng, có đất trượt khối lớn (Km9 - Km10, Km12, Km27, Km34, Km51...), trượt nông tại hầu hết nhiều vị trí, hay đá rơi, đá lở (Km27, Km30,...). Dù đã bổ sung kinh phí lớn cho việc xử lý và chống trượt, với hầu hết các giải pháp kỹ thuật từ đơn giản (thoát nước mặt, thoát nước ngầm, trồng cỏ, tường chắn), đến các giải pháp yêu cầu kỹ thuật và công nghệ (neo trong đất, khối đắp có cốt, đinh đất), song từ khi hoàn thành và đưa vào khai thác sử dụng (12/2018) đến nay, vẫn cục bộ xuất hiện sụt trượt tại một số vị trí (Km30, Km34, Km48...). Thống kê chung của công ty BOT Biên Cương (Chủ đầu tư dự án) cho thấy, từ 2016 - 2019, tổng số 88 điểm sụt trượt (bao gồm cả những điểm lặp lại) xuất hiện trên tổng số 59 km tuyến đường ô tô cao tốc

mới xây dựng này.



(a) Km 9+300

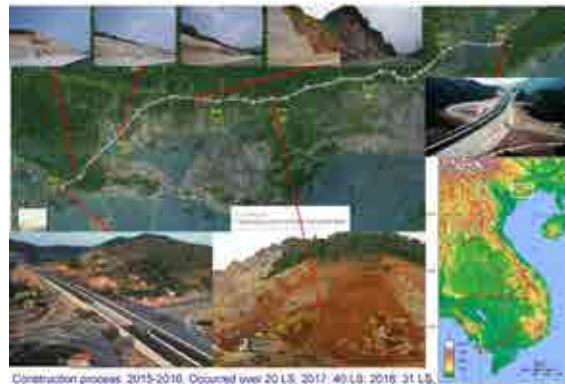


(b) Km 12+800

Hình 1. Sụt trượt khi thi công đường ô tô cao tốc Hạ Long - Vân Đồn (Nguyễn Đức Mạnh, 2018).



(a) Km 12+900



(b) Một số vị trí sụt trượt

Hình 2. Sụt trượt giai đoạn cuối khi thi công đường ô tô cao tốc Hạ Long - Vân Đồn (Nguyễn Đức Mạnh, 2018).



a) Km 48+730 (TEDI South, 8/2022)



(b) Km 30 (12/2022)

Hình 3. Sụt trượt bờ dốc nền đường đào trên cao tốc Hạ Long - Vân Đồn sau 4 năm khai thác sử dụng.

Tương tự về diễn hình thiết kế như đường ô tô cao tốc Hạ Long - Vân Đồn, và có một số điểm tương đồng về đặc điểm địa hình và địa chất, giai đoạn đầu quá trình thi công nền đào tuyến đường ô tô cao tốc Bắc Giang - Lạng Sơn (2016-2017) cũng xuất hiện sụt trượt nền đào phức tạp, qui mô và loại hình đa dạng, thậm chí nhiều vị trí qui mô trượt đất lớn (Km69+500). Trên 20 điểm sụt trượt xuất hiện trong giai đoạn này khi mà khối lượng đào nền chưa đến 30% (trung bình tương đối 3 km xuất hiện 1 điểm sụt trượt). Điểm đáng chú ý và quan trọng với tuyến đường này, việc điều chỉnh giải pháp thiết kế nền đào ngay sau giai đoạn đầu được tiến hành khá triệt để, được xem như là tuyến kiểu mẫu trong việc thực hiện giải pháp thiết kế gia cố bờ dốc

nền đào sâu linh hoạt, trực tiếp theo hiện trạng và đề cao vai trò đề phòng sụt trượt ngay từ khi đào nền đường. Giải pháp gia cố sâu (đỉnh đất lần đầu áp dụng trong dự án giao thông xây dựng mới) kết hợp khung BTCT, thoát nước bằng bậc thấm ngang, bê tông phun, trồng cỏ, rãnh đỉnh, bậc nước được thiết kế và triển khai linh hoạt theo điều kiện địa hình và địa chất cụ thể được sử dụng. Mặc dù phát sinh chi phí xây dựng ban đầu trong giai đoạn này, nhưng hiện tượng sụt trượt được giải quyết cơ bản, sau giai đoạn này (từ 2018 đến khi hoàn thành 10/2019), không xuất hiện sụt trượt tại tất cả các vị trí được thi công giải pháp đề phòng sụt trượt trên tổng số 63 km tuyến đường.



(a) Trượt khối lớn Km 69+500



(b) Gia cố sâu bằng đỉnh đất linh hoạt kết hợp khung BTCT và trồng cỏ

Hình 4. Sụt trượt đất đá phần nền đường đào khi mới thi công đường ô tô cao tốc Bắc Giang - Lạng Sơn và giải pháp gia cố linh hoạt bổ sung góp phần giảm triệt để hiện tượng mất ổn định bờ dốc (Nguyễn Đức Mạnh và Nguyễn Hải Hà, 2018).

Không chỉ tại các tuyến đường ô tô cao tốc điển hình nêu trên, hàng loạt các tuyến đường mới được xây dựng sau đó hoặc vừa mới hoàn thành gần đây, diễn biến mất ổn định nền đào nói chung (bao gồm cả đào sâu > 12 m hay thậm chí < 8 m) vẫn đang diễn ra phổ biến, đa dạng, và phức tạp, như tại hàng loạt tuyến đường mới xây dựng qua vùng đồi núi như cao tốc Bắc Nam đoạn La Sơn - Túy Loan, đoạn Cam Lộ - La Sơn, hay QL3 đoạn tránh Phủ Thông (Bắc Cạn), đường nối cao tốc Nội Bài - Lào Cai với QL32 (Yên Bái)...

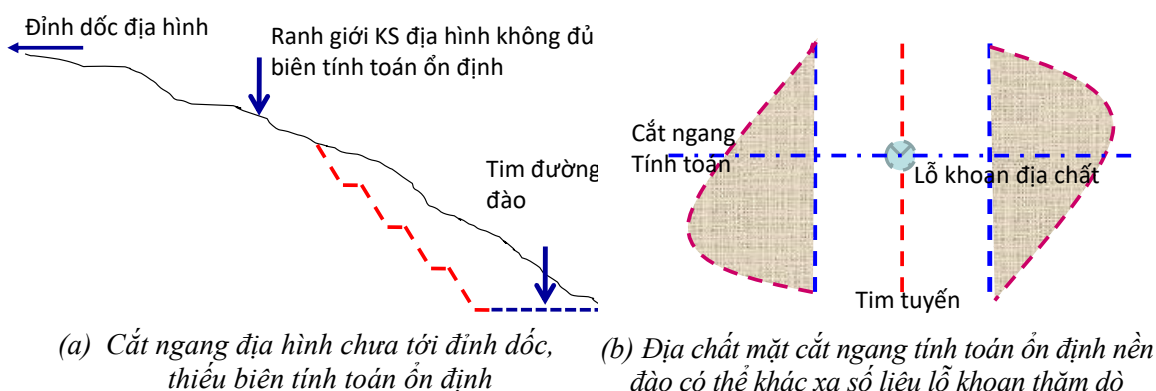
3. Một số tồn tại trong khảo sát và thiết kế tuyến đường xây dựng mới qua vùng đồi núi hiện nay

Trong nghiên cứu này, không đề cập các vấn đề liên quan kinh nghiệm và năng lực cá nhân hay đơn vị trong hệ thống khảo sát - thiết kế - thi công - quản lý nói chung mà có liên quan sụt trượt nền đường đào được xây dựng mới qua vùng đồi núi, mà sẽ tập trung phân tích các tồn tại liên quan hệ thống tiêu chuẩn kỹ thuật luôn được coi là cơ sở pháp lý, khoa học và thực tế.

Về khảo sát địa hình, phổ biến tiến hành nhằm đạt các tiêu chí đường cong, độ dốc dọc hay dốc ngang tương ứng cấp đường thiết kế. Theo đó, sẽ xác định các đường dẫn hướng tuyến trên từng đoạn giữa các điểm khống chế hoặc các điểm tựa tùy theo quan điểm thiết kế và địa hình cụ thể. Việc thiết kế bình đồ sẽ tiến hành định tuyến sao cho sát nhất với đường dẫn hướng tuyến, nhưng vẫn phải đảm bảo được các tiêu chuẩn kỹ thuật khác đối với các yếu tố bình đồ đó, và đảm bảo tốt các yêu cầu phối hợp các yếu tố bình đồ, trắc dọc, trắc ngang, yêu cầu phối hợp không gian. Hơn nữa, khi tuyến đi trên sườn núi, mà độ dốc và mức độ ổn định của sườn núi có ảnh hưởng đến vị trí đặt tuyến thì cần nghiên cứu tổng hợp các điều kiện địa hình, địa chất và thủy văn để chọn tuyến thích hợp. Và, “nếu tồn tại những đoạn sườn dốc bất lợi về địa chất, thủy văn như sụt lở, trượt, nước ngầm,... cần cho tuyến đi tránh hoặc cắt qua phía trên”. Nhưng, điểm nhấn mạnh này lại bị khống chế bởi phạm vi theo chiều vuông góc hướng tuyến khi khảo sát, nghĩa là, thường qui định giới hạn đo vẽ bình đồ bám dọc tuyến với khoảng cách về mỗi bên tim tuyến (20 - 100) m, nên thực tế nhiều trường hợp giới hạn đo chưa tới đỉnh dốc địa hình. Trong khi đó, tác động phạm vi sụt trượt khi đào nền đường nhiều trường hợp thực tế từ nền đường đào kéo tới đỉnh, thậm chí qua đỉnh dốc địa hình (Nguyễn Đức Mạnh, Nguyễn Hải Hà, 2018; Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2020; Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2021).

Các qui định liên quan khảo sát thủy văn TCCS 31:2020/TCĐBVN, chủ yếu phục vụ thiết kế hệ thống công trình tiêu thoát nước mặt và thiết kế cao độ tuyến đường. Hầu như không đề cập các nội dung liên quan sự thay đổi chế độ dòng chảy mặt khi mưa do đào hay đắp nền đường tác động tới việc “kích hoạt” hay tích lũy yếu tố điều kiện để phát sinh sụt trượt đất đá trong quá trình khai thác sử dụng công trình. Liên quan vấn đề này, nhiều trường hợp thực tế phát sinh hiện tượng mất ổn định bờ dốc tại các vị trí nền đào sâu gần hoặc trực tiếp chịu tác động vị trí có khe tụ thủy, hay nền đắp cao qua khe tụ thủy trên tuyến đường (Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2020; Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2021).

Trong các tiêu chuẩn TCVN 4054:2005, TCVN 5729:2012 hay TCVN 13346:2021 về cơ bản chỉ đề cập các qui định chung về công tác khảo sát địa chất công trình và địa chất thủy văn. Hay thậm chí trong, chưa có những qui định đảm bảo tính thực tiễn về việc thu thập các thông tin điều kiện địa chất công trình và địa chất thủy văn mang tính đặc thù, phục vụ thiết kế nền đường đào, đặc biệt là đào sâu qua vùng đồi núi. Về cơ bản, tập trung chủ yếu việc đánh giá điều kiện địa chất công trình dọc tuyến đo địa hình, phân cấp đất đá phục vụ công tác thiết kế đào, trung bình hóa và thường bị khống chế với số lượng tối thiểu các điểm khoan thăm dò để xác định loại và đặc trưng cơ lý cơ bản đất đá, các thông số thí nghiệm đặc trưng đất đá không có qui định chuyên biệt phục vụ phân tích ổn định nền đào theo các phương pháp khác nhau. Các qui định liên quan những yếu tố đặc trưng khu vực rộng mà tuyến đường dự kiến thiết kế có thể cắt qua như địa hình, thảm thực vật, địa mạo, cấu trúc kiến tạo, cấu trúc địa chất, thủy văn vùng hiện trạng và sau khi có tuyến đường, chế độ và động thái địa chất thủy văn, lịch sử sụt trượt, tác động các công trình xây dựng trong vùng... chưa được đề cập trong các tiêu chuẩn trên, nên thiếu cơ sở phân tích tổng quát để định hướng việc chọn tuyến thiết kế tối ưu.



Hình 5. Tồn tại ảnh hưởng trực tiếp độ tin cậy khi tính toán ổn định nền đào sâu liên quan tới khảo sát (Nguyễn Đức Mạnh, 2018).

Tồn tại cơ bản khi thiết kế theo TCVN 4054:2005, TCVN 5729:2012, TCVN 13346:2021 là việc qui định khá “cứng” về hệ số và chiều cao mái đào theo cấp đất đá, hay chiều cao tối thiểu khi đào (12 m) để yêu cầu cần tính toán ổn định, hoặc giá trị hệ số ổn định trượt. Khi thông tin và số liệu khảo sát còn bị khống chế hoặc hạn chế, mức độ chi tiết và tin cậy cấp đất đá cũng như các đặc trưng cơ lý của chúng từ kết quả khảo sát phục vụ thiết kế khó đáp ứng được việc lựa chọn giải pháp thiết kế hợp lý hoặc tối ưu. Bỏ qua việc hạn chế nguồn kinh phí đầu tư ban đầu, việc chưa có các qui định rõ ràng hoặc bắt buộc phải thiết kế giải pháp phòng, hay tránh để triệt để giảm thiểu rủi ro phát sinh sụt trượt, nên “lỗi mòn” trong việc chọn hướng thiết kế “chống trượt sau khi đã xảy ra” vẫn phổ biến được lựa chọn hiện nay. Hơn thế, ngoài độ tin cậy trong tính toán khi thiết kế nền đường đào sâu, giải pháp thiết kế theo hướng “đào, đào và đào” như hiện nay, cùng với đó là việc thiếu giải pháp thiết kế linh hoạt theo hiện trạng địa chất và áp dụng giải pháp công nghệ gia cố thích hợp, trực tiếp góp phần phát sinh sụt trượt đất đá trở nên phổ biến trên nhiều tuyến đường xây dựng mới như vài năm qua tại nước ta là khó tránh khỏi.

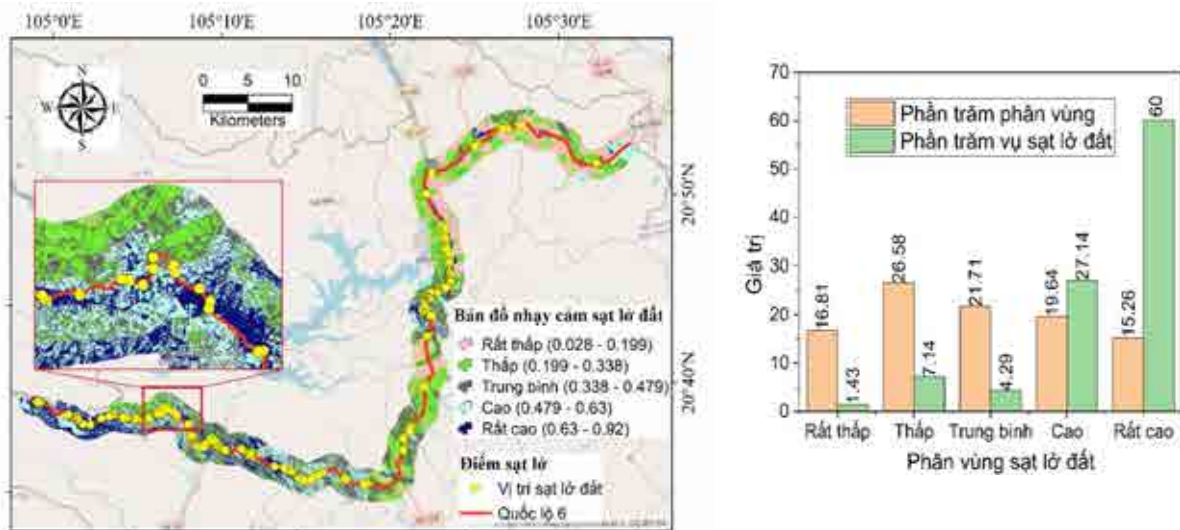
4. Định hướng tiếp cận mới giảm thiểu sụt trượt nền đường đào trên các tuyến giao thông xây dựng mới qua vùng đồi núi

Các bờ dốc nền đường đào không dễ tự nhiên xảy ra sụt trượt, ngoài yếu tố nội tại, các tác động bên ngoài đóng vai trò quan trọng làm phát sinh chúng. Về cơ bản, thường thừa nhận rằng, yếu tố bất lợi là khí tượng thủy văn, mà ở đây chủ yếu mưa lũ đóng vai trò “kích hoạt” sụt trượt đất đá. Tuy nhiên, sẽ là hợp lý hơn, khi mà bờ dốc đã hội tụ đủ các yếu tố điều kiện (điều kiện cần), mưa lũ mới “có cơ hội” kích hoạt sụt trượt đất đá. Như các phân tích nêu trên, việc đào sườn dốc quá mức như hiện nay để xây dựng đường không chỉ trực tiếp làm phát sinh sụt trượt, mà quan trọng hơn là “tạo điều kiện” hoàn thiện và gia tăng thêm các yếu tố thuộc nhóm điều kiện cần để phát sinh trượt đất. Bởi, quá trình trượt đất đá về bản chất nhằm hướng tới trạng thái cân bằng ứng suất mới, thay thế trạng thái ứng suất cân bằng mà chúng được tạo lập bởi nhiều tác động theo không gian và thời gian, lịch sử hình thành và phát triển cấu trúc địa chất - kiến tạo, độ bền của đất đá, địa hình, địa mạo, khí tượng, thủy văn,... (Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2021).

Đường giao thông là công trình dạng tuyến kéo dài đặc thù, thường cắt qua nhiều loại địa hình, địa mạo, thủy văn và địa chất khác nhau. Thậm chí trên một tuyến đường không quá dài qua vùng đồi núi, nhưng cấp độ nguy cơ cũng như đặc điểm và qui mô sụt trượt đất đá có thể xảy ra rất khác nhau. Một cách tiếp cận trực tiếp nhằm giảm thiểu nguy cơ sụt trượt với các tuyến giao thông xây dựng mới qua vùng đồi núi bằng cách phân chia mức độ ưu tiên theo mức độ nguy cơ trượt đất để thực hiện giải pháp cụ thể có thể tham khảo (Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2021).

Trong nghiên cứu này, các tác giả không đề cập cụ thể giải pháp công trình hay phi công trình trong phòng hay chống sụt trượt đất đá, mà hướng tới cách tiếp cận mới - tiếp cận tổng quát và đa ngành, nhằm nâng cao độ tin cậy các thông số hay chính là dữ liệu đầu vào phục vụ thiết kế nói chung, và áp dụng ngay từ bước khi lập dự án chuẩn bị đầu tư xây dựng tuyến đường giao thông qua vùng đồi núi. Theo đó, trên nền tảng cơ sở dữ liệu được nghiên cứu về phân vùng sụt trượt như các nền tảng nghiên cứu, cần thiết và quan trọng khai thác công cụ sẵn có, mà ở đây hướng tới việc sử dụng công cụ gồm các thuật toán máy học, hay trí tuệ nhân tạo để kết hợp với các dữ liệu, số liệu, qui định hay tiêu chuẩn, phục vụ trực tiếp cho việc tối ưu lựa chọn tuyến đường thiết kế, tối ưu các giải pháp thiết kế hình học cho phần nền đường, đặc biệt với nền đường đào (Abellaand, E. A. C and Van Westen, C. J. 2008).

Sự phát triển gần đây trong các kỹ thuật phân tích dữ liệu đã chứng minh rằng hiệu quả của các phương pháp học máy có thể phân tích mối liên hệ giữa các yếu tố nguyên nhân và quá trình xảy ra sụt trượt trong quá khứ, từ đó sẽ tự học và xác định các trọng số để đánh giá nguy cơ xảy ra sụt trượt khu vực nghiên cứu. Có nhiều các thuật toán trong học máy đã được áp dụng cho độ chính xác và tin cậy cao như mạng thần kinh nhân tạo (ANN), hồi quy logistic (LR), máy hỗ trợ vector (SVM), cây quyết định (DT), rừng ngẫu nhiên (RF) (Abellaand, E. A. C and Van Westen, C. J. 2008; Ercanoglu, M and et al. 2008; Ghosh, S and et al. 2009; Pham. B. T and et al. 2016; Bui, D. T and et al. 2012). Ngoài ra, các mô hình trí tuệ nhân tạo lai, các mô hình kết hợp giữa các kỹ thuật tối ưu hóa và kỹ thuật phân loại học sâu cũng đã được phát triển và thể hiện tính ưu việt hơn so với các mô hình đơn trong phân vùng sụt trượt. Cụ thể, nhóm tác giả đã nghiên cứu phát triển mô hình trí tuệ nhân tạo lai kết hợp DC-CSFT để dự báo không gian sạt lở đất dọc theo tuyến đường quốc lộ 6, tỉnh Hòa Bình, Việt Nam (Phạm Thái Bình và nnk, 2022). Trong đó, mô hình DC-CSFT là mô hình kết hợp giữa hai kỹ thuật CSFT và DC là các kỹ thuật trí tuệ nhân tạo tiên tiến. Kết quả nghiên cứu khẳng định rằng, mô hình trí tuệ nhân tạo trong đó có mô hình DC-CSFT là các công cụ hữu ích có độ chính xác cao trong việc xác định phân vùng sụt trượt (hình 6).



Hình 6. Bản đồ dự báo không gian sạt lở đất khu vực nghiên cứu sử dụng mô hình kết hợp DC-CSFT (Phạm Thái Bình và nnk, 2022).

Bằng cách tiếp cận này, nhằm nâng cao chất lượng và độ tin cậy cho công tác thiết kế, giảm thiểu sụt trượt đất đá trên các tuyến đường giao thông dự kiến xây mới qua vùng đồi núi, cần xem xét và tiến hành theo các nội dung và trình tự như: (1) Sử dụng mô hình trí tuệ nhân tạo phù hợp phân tích, phân vùng nguy cơ và đánh giá mức độ nhạy cảm chung về sụt trượt đất đá, cung cấp thông tin khái quát tương ứng ngay từ bước chuẩn bị đầu tư dự án vùng có thể có các phương án tuyến đường cắt qua; (2) Sử dụng cơ sở dữ liệu hiện trạng trượt, các điều kiện tự nhiên vốn có, các kịch bản thiết kế theo qui định hiện hành, kết hợp các thuật toán trí tuệ nhân tạo để thiết lập các yếu tố hướng tuyến và mặt cắt hình học tối ưu theo hướng ưu tiên tối đa ở mức độ nguy cơ sụt trượt thấp nhất; (3) trên cơ sở hướng tuyến được chọn, thiết lập các kịch bản tương ứng các yếu tố hình học khác nhau, các cơ sở dữ liệu theo qui định hiện hành, sử dụng các mô hình trí tuệ nhân tạo thích hợp để phân tích lựa chọn giải pháp thiết kế công trình, biện pháp gia cố đề phòng sụt trượt phù hợp; (4) xây dựng kịch bản và phương án tối ưu cho thi công phù hợp các dạng thiết kế được thiết lập, phù hợp với nghiên cứu (Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2020); (5) Thiết lập hệ thống quan trắc với các nội dung, thiết bị, phương pháp, tần suất cũng như tiêu chuẩn đánh giá hợp lý nhằm giám sát quá trình thi công hoặc sau khi thi công, đặc biệt với các vị trí có nền đào sâu.

5. Kết luận

Sự xuất hiện sụt trượt đất đá phổ biến ở bờ dốc nền đào tại các tuyến đường giao thông xây dựng mới qua vùng đồi núi gần đây liên quan mật thiết tới những hạn chế hoặc thiếu qui định trong hệ thống các tiêu chuẩn khảo sát và thiết kế liên quan hiện hành, thường gắn liền với giải pháp hay triết lý thiết kế chưa phù hợp, biện pháp thi công, hay giải pháp gia cố thiếu hợp lý hoặc không có biện pháp gia cố cần thiết.

Ngoài những giải pháp công trình hợp lý lấy tư duy “phòng” thay cho “chống” trượt, giải pháp kết cấu tối ưu linh hoạt cũng như công nghệ xây dựng ít làm thay đổi điều kiện tự nhiên hoặc hạn chế tối đa việc phải đào đất đá qui mô lớn, cách tiếp cận hệ thống khi áp dụng kỹ thuật trí tuệ nhân tạo làm cơ sở phân tích lựa chọn hướng tuyến tối ưu, thiết kế giải pháp công trình và biện pháp gia cố thích hợp là hướng mới cần tiếp cận mới, có tính khả thi để xây dựng các tuyến đường giao thông mới có chi phí hợp lý và an toàn ở vùng núi nước ta trong thời gian tới.

Tài liệu tham khảo

- Abellaand, E. A. C and Van Westen, C. J. 2008. Qualitative landslide susceptibility assessment by multicriteria analysis: a case study from San Antonio del Sur, Guantánamo, Cuba. *Geomorphology*, 94(3-4), 453-466.
- Bui, D. T and et al. 2012. Spatial prediction of landslide hazards in Hoa Binh province (Vietnam): a comparative assessment of the efficacy of evidential belief functions and fuzzy logic models. *Catena*, 96, 28-40.
- TCVN 13346-2021 Công trình phòng chống đất sụt trên đường ô tô - Yêu cầu về khảo sát và thiết kế.
- TCCS 31:2020/TCĐBVN Đường ô tô - Tiêu chuẩn khảo sát, Hà Nội, 2020.
- TCVN 4054:2005 Đường ô tô - Yêu cầu thiết kế, Hà Nội, 2005.
- TCVN 5729-2012 Đường ô tô cao tốc - Yêu cầu thiết kế.
- Ercanoglu, M and et al. 2008. Adaptation and comparison of expert opinion to analytical hierarchy process for landslide susceptibility mapping. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 67(4), 565-578.
- Ghosh, S and et al. 2009. A quantitative approach for improving the BIS (Indian) method of medium-scale landslide susceptibility. *Journal of the Geological Society of India*, 74(5), 625.
- Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2020. Nghiên cứu ảnh hưởng của biện pháp thi công tới độ ổn định bờ dốc nền đường đào sâu trong xây dựng đường giao thông. *Tạp chí khoa học Giao thông Vận tải*, số tháng 11/2020, ISSN 2354-0818, e-ISSN 2615-9751, trang 62-66.
- Nguyen Duc Manh, 2016. Features, generation mechanism and urgent treatment solution to the large landslide at Chi Luong resettlement area, Muong Lay Town, Dien Bien Province. *The 3rd International Conference VIETGEO 2016*, ISBN: 978-604-62-6726-3, pp.244-251.
- Nguyễn Đức Mạnh và Nguyễn Hải Hà, 2018. Giải pháp giảm thiểu sụt trượt trên các tuyến đường giao thông xây dựng mới và nâng cấp mở rộng ở vùng núi. *Tạp chí KH&CN, Bộ KH và Công nghệ*.
- Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2021. Sụt trượt trên các tuyến giao thông vùng núi khu vực miền Trung và giải pháp giảm thiểu. *Tuyển tập Hội nghị Khoa học Toàn Quốc “Cơ học Đá - Những vấn đề đương đại”- VIETROCK2021*, Bà Rịa - Vũng Tàu.
- Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2020. Nghiên cứu giải pháp giảm thiểu sụt trượt bờ dốc nền đường đào khi xây dựng mới ở vùng núi - Áp dụng với tuyến đường cao tốc Hạ Long - Vân Đồn. *Báo cáo tổng kết đề tài KHCN cấp Cơ sở*, mã số: T2020-CT-005, Trường ĐH GTVT.
- Nguyễn Đức Mạnh, 2018. Thực trạng sụt trượt nền đường đào trên các tuyến đường cao tốc thi công gần đây. *Hội thảo chuyên đề “phòng - chống sụt trượt bờ dốc nền đường đào sâu để phát triển bền vững”*.
- Nguyễn Sỹ Ngọc, 2006. Các yếu tố ảnh hưởng tới độ ổn định bờ dốc ở Việt Nam, Tuyển tập công trình Hội nghị khoa học cơ học đá - môi trường rời toàn quốc lần thứ 5. *Hội Cơ học đá Việt Nam*, Hà Nội.
- Pham, B. T and et al. 2016. A novel ensemble classifier of rotation forest and Naïve Bayer for landslide susceptibility assessment at the Luc Yen district, Yen Bai Province (Viet Nam) using GIS. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 1-23.
- Phạm Thái Bình và nnk, 2022. Phát triển mô hình trí tuệ nhân tạo kết hợp DC-CSFT trong thành lập bản đồ dự báo không gian sụt lở đất tại Quốc lộ 6, tỉnh Hòa Bình, Việt Nam. *Tạp chí khoa học Giao thông Vận tải*, số tháng 7/2022, ISSN 2354-0818, e-ISSN 2615-9791.
- Varnes, D. J. 1978. Slope movements: types and processes”, Landslide analysis and control, National Academy of Sciences. *Transportation Research Board Special Report*, 176, pp.36-75.

Some problems related to selection of optimal route directions in road design cross the mountains areas and propose a novel approach

Nguyen Duc Dam^{1,*}, Nguyen Duc Manh², Pham Thai Binh¹

¹University of Transport Technology; ²University of Transport and Communications

*Corresponding author: damnd@utt.edu.vn

Abstract

In recent years, many large-scale road and expressway projects have been newly invested and constructed through hilly and mountainous areas. However, the current technical standards related to the technical requirements for surveying and designing roads, such as TCCS 31:2020/TCDBVN, TCVN 5729:2012, TCVN 4054:2005, or TCVN 13346:2021, have not addressed comprehensively the necessary tasks of evaluating and analyzing landslide risks in the context of the area. These standards do not thoroughly consider the aspects required for making decisions regarding the selection of the direction for constructing these routes. In addition to these existing issues, the prioritization of large-scale earth excavation and the lack of emphasis on measures to prevent landslides, aimed at reducing initial investment costs, is a significant reason for the common, complex, and varied occurrence of landslides during the construction of many recent new road routes. Examples include Noi Bai - Lao Cai, Ha Long - Van Don, La Son - Tuy Loan, Cam Lo - La Son, Van Don - Mong Cai, Bac Giang - Lang Son, as well as several national highways bypassing towns and urban areas. Stemming from these mentioned problems, the actual situation of slope instability resulting from excavation in newly constructed road routes is initially analyzed in the article. The article proposes an novel approach - combining artificial intelligence in choosing the optimal route directions, in designing suitable slope stabilization solutions, aiming to minimize the risk of slope instability due to excavation during the construction of roads through hilly and mountainous regions.

Keywords: *New construction route, landslides, excavated roadbed, hilly and mountainous regions.*

XÁC ĐỊNH TỐC ĐỘ NGÂM TRONG ĐỐI KHÔNG BẢO HÒA CỦA CÁC THÀNH TẠO BỎ RỜI PHỤC VỤ NGHIÊN CỨU MỘT SỐ THÔNG SỐ DỊCH CHUYỂN KIM LOẠI NẶNG VÀO TẦNG CHỨA NƯỚC

Trần Quang Tuấn^{1,*}, Đào Đức Bằng¹, Trần Vũ Long¹, Nguyễn Văn Lâm¹, Kiều Thị Vân Anh¹, Vũ Thu Hiền¹, Dương Thị Thanh Thủy¹, Nguyễn Bách Thảo¹, Nguyễn Thanh Minh².

¹Trường Đại học Mở - Địa chất; ²Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước miền Trung

*Tác giả chịu trách nhiệm: tranquangtuan@humg.edu.vn

Tóm tắt

Để đánh giá sự dịch chuyển một số kim loại nặng từ nguồn ô nhiễm vào các tầng chứa nước trong các thành tạo bỏ rời cần phải xác định các thông số dịch chuyển đặc trưng như hệ số trễ, độ ẩm của đất đá, tốc độ ngấm và sự biến đổi nồng độ của các chất gây ô nhiễm trong đối không bão hòa. Trong nghiên cứu này, tốc độ ngấm của nước trong đối không bão hòa nước đã được xác định bởi sử dụng kết hợp hai phương pháp đổ nước khác nhau: đổ nước hố đào theo N.X. Netxtêrôp và áp lực âm Minidisk (MDI). Các phương pháp này đã được áp dụng cho các tỉnh đồng bằng Bắc Bộ và khu vực ven biển miền Trung. Kết quả thí nghiệm đổ nước bằng vòng kẹp cho thấy, các khu vực thí nghiệm ở bãi rác Bình Tú - Tiến Thành, TP. Phan Thiết và bãi rác Phước Tiến, TX. La Gi, Bình Thuận có tốc độ ngấm lớn hơn rất nhiều lần (khoảng 6.10^{-5} - 2.10^{-4} m/s) so với khu vực ở vùng Châu Khê, Bắc Ninh (khoảng 10^{-7} - 10^{-8} m/s). Phương pháp áp lực âm cũng cho kết quả có xu hướng tương tự, với tốc độ ngấm ở vùng Bình Thuận (5 ml/phút) lớn hơn nhiều so với vùng Bắc Ninh (khoảng 1 ml/2-5 phút). Từ các kết quả này, các tác giả sử dụng để phục vụ tính toán các thông số đặc trưng cho quá trình dịch chuyển vật chất trong đối không bão hòa để dự báo xâm nhập một số kim loại nặng từ các bãi chôn lấp, bãi đổ thải của các khu công nghiệp, các làng nghề vào các tầng chứa nước.

Từ khóa: thí nghiệm đổ nước vòng kẹp; Minidisk; không bão hòa nước; tốc độ ngấm nước.

1. Đặt vấn đề

Ô nhiễm đất và nước ngầm đã trở thành một vấn đề toàn cầu kể từ khi công nghiệp hóa và nông nghiệp cơ giới hóa ra đời. Một số chất gây ô nhiễm như các kim loại nặng từ các nguồn ô nhiễm khác nhau như các khu công nghiệp, các bãi đổ thải, các bãi chôn lấp ở khu vực nông thôn và thành thị, chất thải sinh hoạt, phân bón, có thể tồn tại trên mặt đất và dưới bề mặt đất trong nhiều thập kỷ, thậm chí là thế kỷ (Nguyễn Văn Lâm và nnk., 2020; Vũ Ngọc Kỳ và nnk., 2001). Hầu hết, các chất gây ô nhiễm xảy ra trong tự nhiên dưới dạng nguồn điểm hoặc nguồn phân tán. Ví dụ về ô nhiễm nguồn điểm là các bãi rác đô thị (bãi chôn lấp), chất thải công nghiệp, rò rỉ và tràn, rò rỉ từ bể chứa ngầm chứa dung môi, tràn đổ hóa chất trong quá trình vận chuyển đường bộ, đường sắt và kho dự trữ xảy ra do nước thải từ nhà vệ sinh và hố ga, rò rỉ cống rãnh và bể tự hoại.

Quá trình phát triển kinh tế và gia tăng dân số ở các nước trên thế giới cũng như tại Việt Nam khiến cho nhiều chất thải xả thải ra môi trường (Nguyễn Văn Lâm và nnk., 2020). Trong số các chất đó thì các loại gây ô nhiễm làm hạn chế khả năng sử dụng tài nguyên nước nói chung và tài nguyên nước dưới đất nói riêng cần đặc biệt chú ý đến các kim loại nặng có trong chất thải. Kim loại nặng là vật chất có khối lượng riêng lớn hơn 5 g/cm^3 , ví dụ như Ag, Cd, Cu, Fe, Mn và Zn, bản thân các nguyên tố kim loại nặng và hợp chất của chúng tương đối ổn định, khó bị phân giải và khó di chuyển. Điều kiện di chuyển của chúng phụ thuộc vào đặc điểm địa hóa của môi trường, phụ thuộc vào hành vi địa hóa của mỗi nguyên tố. Để có thể đánh giá được nguồn nước dưới đất ở một khu vực nào đó có nguy cơ ô nhiễm do kim loại nặng nói riêng và các chất ô nhiễm khác nói chung cũng cần thiết phải xem xét tổng hòa mối liên quan giữa địa tầng địa chất, đặc điểm thạch học và đặc điểm địa hóa của khu vực nghiên cứu.

Trên cơ sở đó, để giải quyết những vấn đề này và định hướng phát triển kinh tế theo hướng công nghiệp hóa gắn liền với bảo vệ môi trường, giúp môi trường được cải thiện và nâng cao hiểu biết của con người về chất lượng môi trường, đặc biệt là môi trường nước dưới đất và nước mặt, nghiên cứu này đã tiến hành nhiều công việc hiện trường. Một trong những công việc đó là, nghiên cứu đã tiến hành điều tra khảo sát hiện trường và đã lựa chọn các khu vực đặc trưng, khảo sát các nguồn thải, các bãi thải, các bãi chôn lấp chất thải, bãi tập kết rác có khả năng gây ô nhiễm lớn từ các làng nghề, từ các khu, cụm công nghiệp, dân sinh và các nguồn khác có nguy cơ ô nhiễm kim loại nặng đến các tầng chứa nước dưới đất tại các vùng Bắc Ninh và ven biển Bình Thuận.

Để giải quyết những vấn đề này, các nghiên cứu về việc ngấm của các chất ô nhiễm từ trên mặt đất xuống các địa tầng và nước dưới đất là cần thiết. Tốc độ ngấm của các chất hòa tan trong môi trường nước lại phụ thuộc lớn vào tốc độ ngấm của nước trong môi trường. Tuy nhiên, tốc độ ngấm của nước và các chất qua đới thông khí phụ thuộc lớn vào độ ẩm của đất đá (William A. et al., 2004; Jacob H. et al., 2002; Lichner et al., 2007; Ankeny M.D. et al., 1991). Từ trên mặt đất xuống thì đới không bão hòa là đới đất đá gặp đầu tiên. Vì vậy, việc xác định tốc độ ngấm của nước từ trên mặt đất xuống là thông số rất cần thiết cho việc tính toán các thông số dịch chuyển. Do nước ngấm trong đới không bão hòa sẽ lan truyền theo điều kiện không bão hòa và khác biệt so với tốc độ ngấm trong điều kiện bão hòa. Chính vì vấn đề này nên cần phải thực hiện các thí nghiệm xác định tốc độ ngấm không bão hòa này.

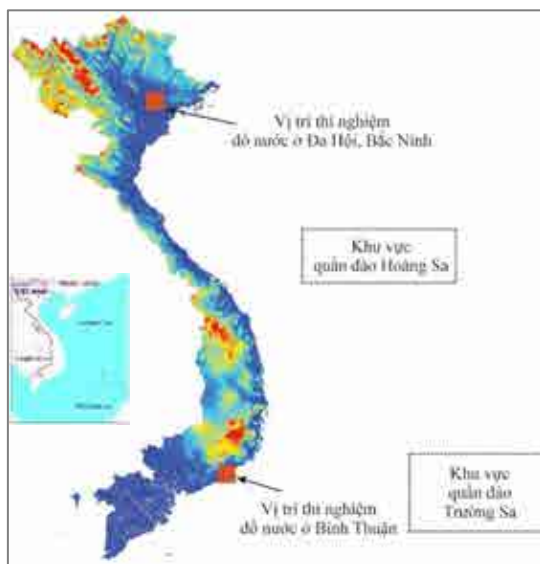
Nghiên cứu này đã được thực hiện với mục đích trình bày thí nghiệm ngoài trời xác định tốc độ ngấm không bão hòa của nước trong đới không bão hòa nước các lớp đất đá gần trên mặt đất phục vụ cho các tính toán về di chuyển của nước và các chất ô nhiễm, nhằm để phục vụ tính toán các thông số dịch chuyển của một số kim loại nặng trong đới không bão hòa và giải bài toán dự báo quá trình di chuyển chất bẩn từ nguồn gây bẩn vào tầng chứa nước.

2. Vùng nghiên cứu

Dựa vào kết quả của các quá trình khảo sát thực địa, chúng tôi nhận thấy rằng có nhiều khu vực nguồn nước dưới đất và nước mặt có thể bị ảnh hưởng ô nhiễm từ các nguồn ô nhiễm khác nhau, đặc biệt là tại 2 khu vực đồng bằng Bắc Bộ (ví dụ các làng nghề tỉnh Bắc Ninh) và khu vực ven biển miền Trung (ví dụ các vùng cát ven biển tỉnh Bình Thuận) (Hình 1). Bắc Ninh là một trong những tỉnh thuộc vùng kinh tế trọng điểm vùng Bắc Bộ và là tỉnh phát triển các ngành công nghiệp hàng đầu của cả nước. Trong vùng có rất nhiều làng nghề và nhiều làng nghề có lịch sử tồn tại hàng trăm năm, được phân bố rộng khắp trên địa bàn các huyện trong tỉnh. Tuy nhiên, các làng nghề có quy mô sản xuất nhỏ lẻ, dây chuyền công nghệ mang tính thủ công, lạc hậu, tiêu tốn nhiều nhiên liệu, nguyên liệu, phần chất thải thừa đổ ra môi trường nhiều. Mặt khác, không có hệ thống xử lý chất thải, nước thải, khí thải đồng bộ và đảm bảo vệ sinh môi trường. Trong số 6 làng nghề sản xuất gây ô nhiễm nhất có làng nghề tái chế thép ở Đa Hội. Nó gây ô nhiễm nghiêm trọng cả môi trường không khí, nước và đất, đặc biệt là ô nhiễm các kim loại nặng như Pb, Cu và Zn. Theo đánh giá của chúng tôi, các vùng trọng điểm có nguy cơ gây ô nhiễm kim loại nặng nhất trong tỉnh Bắc Ninh là vùng Mẫn Xá và Đa Hội. Ở khu vực Mẫn Xá, lớp đất sét tương đối dày. Ngược lại, ở Đa Hội (Châu Khê) lớp sét mỏng hơn. Vì vậy, vị trí thí nghiệm đặc trưng nhất cho thí nghiệm đổ nước là vùng Đa Hội.

Vùng cát ven biển Bình Thuận mang đặc điểm chung là khả năng tự bảo vệ kém, các chất ô nhiễm dễ dàng di chuyển vào tầng chứa nước và gây nhiễm bẩn nước dưới đất. Tại Bình Thuận, có 2 khu vực bãi rác có nguy cơ rất lớn gây ô nhiễm tới nước dưới đất, đó là khu vực bãi rác Bình Tú - Tiến Thành, TP. Phan Thiết, với thành phần rác thải đổ vào bãi rác là tất cả rác thải ra từ TP. Phan Thiết. Theo quy định các rác thải đổ tại Bình Tú là rác thải sinh hoạt. Tuy nhiên, theo khảo sát của chúng tôi, ngoài rác thải sinh hoạt còn một lượng rất lớn rác công nghiệp như các rác thải sắt thép từ hàn tiện, bóng đèn, vật liệu thừa từ tái chế nhựa và mỗi ngày bãi rác tiếp nhận khoảng 75000 tấn rác chưa qua sơ chế. Rác tại bãi rác được đổ trực tiếp lên đất cát của tầng chứa nước Holocen. Với lượng rác lớn nhưng tại bãi rác không có công nghệ xử lý mà chỉ đốt và chôn lấp nên bãi rác gây ô nhiễm môi trường không khí, đất và nước nghiêm trọng. Khu vực bãi

rác Phước Tiến, xã Tân Phước, TX. La Gi, huyện Hàm Tân rộng 5 ha, là nơi chứa toàn bộ lượng rác thải của TX. La Gi. Khi còn hoạt động, bãi rác hàng ngày tiếp nhận hàng nghìn tấn một ngày. Lượng rác thải này bao gồm cả rác thải sinh hoạt và rác thải từ sản xuất nông lâm thủy sản và công nghiệp. Rác thải các loại không qua sơ chế và đổ lộ thiên. Rác đổ trực tiếp lên lớp cát của trầm tích Pleistocen, đáy bãi rác không được gia cố bằng vật liệu chống thấm, rác chỉ được đốt và chôn lấp không có công nghệ xử lý nên gây ô nhiễm môi trường nghiêm trọng về mùi, ruồi muỗi, đặc biệt làm ô nhiễm nguồn nước tầng chứa nước Pleistocene và tầng chứa nước nứt nẻ có nguồn gốc magma.



Hình 1. Vị trí các khu vực thí nghiệm đồ nước

Chính vì vậy, vấn đề nghiên cứu quá trình dịch chuyển chất ô nhiễm ở khu vực này rất cần được quan tâm. Cụ thể 2 địa điểm đó là:

- Làng nghề Đa Hội, phường Châu Khê, TP. Từ Sơn, tỉnh Bắc Ninh;
- Bãi rác Bình Tú - Tiến Thành, xã Tiến Thành, TP. Phan Thiết và bãi rác Phước Tiến, xã Tân Phước, TX. La Gi, huyện Hàm Tân, tỉnh Bình Thuận.

3. Phương pháp nghiên cứu và quá trình thí nghiệm

Để tiến hành nghiên cứu này, nhóm tác giả đã sử dụng nhiều phương pháp nghiên cứu. Trước tiên, nhóm tác giả đã tiến hành nhiều đợt khảo sát thực địa tại tất cả các khu vực thuộc đồng bằng Bắc Bộ và các tỉnh ven biển Việt Nam. Sau đó, các đợt thực địa chi tiết để tìm các nguồn có khả năng gây ô nhiễm tới nước dưới đất đã được thực hiện tại 2 khu vực, đó là làng nghề Đa Hội, phường Châu Khê, TP. Từ Sơn, tỉnh Bắc Ninh và khu vực bãi rác Bình Tú - Tiến Thành, xã Tiến Thành, TP. Phan Thiết và khu vực bãi rác Phước Tiến, xã Tân Phước, huyện Hàm Tân, tỉnh Bình Thuận. Tiếp theo, các thí nghiệm đồ nước để giải quyết các mục đích đặt ra được tiến hành bằng các phương pháp khác nhau tại các khu vực đã kể trên. Các phương pháp đồ nước thí nghiệm vòng kép của N.X. Netxtêrôp (Hình 2) và thí nghiệm áp lực âm (Hình 3) được thực hiện đồng thời ngoài thực địa trong thời gian tháng 3 năm 2023. Do điều kiện thời tiết, các trang thiết bị và các nguyên nhân khác nhau, khu vực Đa Hội, phường Châu Khê, TP. Từ Sơn, tỉnh Bắc Ninh được tiến hành thí nghiệm trước; sau đó, các thí nghiệm đồ nước tại các khu vực Bình Thuận được thực hiện sau.

Trong các vùng thí nghiệm, đối với thí nghiệm đồ nước vòng kép: Phương pháp này sử dụng hai vòng chắn đặt đồng tâm, với vòng to (vòng ngoài) có đường kính trong 50 cm, vòng nhỏ (vòng trong) có đường kính trong 25 cm; không chế cột nước áp lực không đổi ở vòng trong và vòng ngoài đều bằng 10 cm. Đo lượng nước tiêu tốn do thấm qua đáy vòng nhỏ cho đến khi đạt lưu lượng ổn định thì dừng. Áp dụng định luật Darcy và có xét tới lực mao dẫn để tính hệ số thấm của đất.

Khi đó, hệ số thấm của đất được tính theo công thức sau:

$$K_{th} = \frac{Q_c \times H}{F(H_0 + H_k + H)} \quad (1)$$

Trong đó:

K_{th} : hệ số thấm của đất, cm/s;

Q_c : lưu lượng thấm ổn định, cm³/s;

F : diện tích tiết diện thấm, $F = \frac{3,14 \times D^2}{4}$, cm²; với D là đường kính trong của vòng chắn nhỏ, cm.

H_0 : chiều cao cột nước thí nghiệm ở trong vòng chắn, luôn không đổi và bằng 10 cm;

H : chiều sâu nước thấm vào đất sau khi kết thúc thí nghiệm, cm;

H_k : áp lực mao dẫn, tùy thuộc vào loại đất được xác định hệ số thấm, được lấy gần đúng theo (Đoàn Văn Cánh và nnk., 2002; Tiêu chuẩn Quốc gia TCVN 8731, 2012).

Thêm vào đó, để xác định tốc độ ngấm (u) không bão hòa của nước trong đới không bão hòa nước, nghiên cứu này đã sử dụng thiết bị đo tốc độ ngấm sử dụng đĩa căng (Tension disk infiltrometer). Khi đó, tốc độ ngấm không bão hòa được xác định thông qua lượng nước mất đi đo được bằng dụng cụ ngấm đĩa căng. Tốc độ này được tính toán như sau:

$$u = ((V_{bd} - V_{kt})/t)/S \quad (2)$$

Trong đó:

u : vận tốc ngấm không bão hòa (cm/ngày hoặc cm/s);

V_{bd} , V_{kt} : thể tích nước trong khoang thí nghiệm khi bắt đầu và kết thúc thí nghiệm (cm³);

t : thời gian thực hiện thí nghiệm (phút);

S : diện tích đĩa thấm (cm²).



Hình 2. Thí nghiệm đổ nước hố đào trong vùng nghiên cứu.



Hình 3. Thí nghiệm đo tốc độ ngấm sử dụng đĩa sức căng trong vùng nghiên cứu.

4. Kết quả

4.1. Thí nghiệm thấm vòng kép N.X. Nexterôp

Tại các vị trí thí nghiệm đã lựa chọn khu vực làng nghề Đa Hội, phường Châu Khê, TP. Từ Sơn, tỉnh Bắc Ninh, nghiên cứu này đã tiến hành thí nghiệm đổ nước vòng kép tại 15 điểm nghiên cứu. Các kết quả thí nghiệm được đưa ra trong Bảng 1.

Các kết quả đổ nước thí nghiệm tại khu vực bãi rác Bình Tú - Tiên Thành (11 vị trí) và khu vực bãi rác Phước Tiến (4 vị trí). Các kết quả xác định tốc độ ngấm bão hòa và hệ số thấm K_{th} trong đới không bão hòa được đưa ra trong Bảng 2.

Bảng 1. Tính toán hệ số thấm theo phương pháp đồ nước thí nghiệm của Nertxerôp tại Bắc Ninh

STT	Đường kính vòng trong	Tiết diện vòng trong	Chiều cao cột nước vòng trong	Chiều cao dâng mao dẫn (áp lực mao dẫn)	Chiều sâu nước thấm vào đất sau khi kết thúc thí nghiệm	Diện tích đáy ống cấp nước, d = 110 mm	Cột nước tiêu hao	Lưu lượng nước thấm ổn định	Hệ số thấm	Hệ số thấm	Loại đất (xác định sơ bộ ngoài thực địa)
	D (cm)	$F = (3,14 \times D^2)/4$ (cm ²)	H ₀ (cm)	H _k (cm)	H (cm)	$F_{\text{đáy}} = (3,14 \times d^2)/4$ (cm ²)	h (cm/s)	$Q_c = F_{\text{đáy}} \times h$ (cm ³ /s)	K _{th} (cm/s)	K _{th} (m/ngày)	
1	25	490,63	10	100	1,5	94,985	0,001	0,094985	2,60448E-06	0,002250274	Sét bột
2	25	490,63	10	100	0,5	94,985	4,38596E-05	0,004166009	3,84218E-08	3,31965E-05	Sét
3	25	490,63	10	100	0,5	94,985	8,33333E-05	0,007915417	0,000000073	0,000063073	Sét
4	25	490,63	10	80	7,0	94,985	0,02	1,8997	0,000279423	0,241421196	Bột
5	25	490,63	10	80	15,0	94,985	5,55556E-05	0,005276944	0,000001537	0,001327543	Bột
6	25	490,63	10	100	1,0	94,985	9,80392E-05	0,009312255	0,000000171	0,000147739	Sét
7	25	490,63	10	100	1,0	94,985	0,000183333	0,017413917	0,000000320	0,000376272	Bột sét
8	25	490,63	10	80	2,0	94,985	0,000155556	0,014775444	0,000000655	0,000165649	Sét
9	25	490,63	10	80	1,0	94,985	8,88889E-05	0,008443111	0,000000189	0,000363390	Sét bột
10	25	490,63	10	100	1,5	94,985	0,000105263	0,009998421	0,000000274	0,000136871	Sét
11	25	490,63	10	100	2,0	94,985	6,66667E-05	0,006332333	0,000000230	0,00399131	Sét bột
12	25	490,63	10	100	0,5	94,985	9,25926E-05	0,008794907	0,000000081	0,000070081	Sét
13	25	490,63	10	100	2,0	94,985	0,000233333	0,022163167	0,000000807	0,000696960	Sét bột
14	25	490,63	10	100	4,5	94,985	0,000166667	0,015830833	0,000001268	0,001095658	Bột
15	25	490,63	10	100	1,0	94,985	0,000176471	0,016762059	0,000000308	0,000265931	Bột sét

□

Bảng 2. Kết quả thí nghiệm xác định tốc độ ngấm bão hòa và hệ số thấm các khu vực tỉnh Bình Thuận

STT	Số hiệu điểm	Vị trí	Tọa độ X		Tọa độ Y		Q _e	H	F	H ₀	H _k	Hệ số thấm	Hệ số thấm	Tốc độ ngấm bão hòa
			m	m	m	m		cm	cm ²	cm	cm cột nước	cm/s	m/ngày	cm/s
1	TT-01	Tiến Thành	1207169	833428	7,18	250	490,625	10	20	0,0131	11,29	0,01463		
2	TT-02	Tiến Thành	1207131	833409	6,14	250	490,625	10	20	0,0112	9,65	0,01251		
3	TT-03	Tiến Thành	1207229	833369	13,64	250	490,625	10	20	0,0248	21,45	0,02780		
4	TT-04	Tiến Thành	1206082	833728	4,18	250	490,625	10	20	0,0076	6,57	0,00852		
5	TT-05	Tiến Thành	1206704	833754	4,45	250	490,625	10	20	0,0081	7,00	0,00907		
6	TT-06	Tiến Thành	1206839	834012	4,50	250	490,625	10	20	0,0082	7,08	0,00917		
7	TT-07	Tiến Thành	1206942	833667	3,86	250	490,625	10	20	0,0070	6,07	0,00787		
8	TT-08	Tiến Thành	1207036	833743	3,91	250	490,625	10	20	0,0071	6,15	0,00797		
9	TT-09	Tiến Thành	1207327	833337	6,48	250	490,625	10	20	0,0118	10,19	0,01321		
10	TT-10	Tiến Thành	1206996	833071	4,11	250	490,625	10	20	0,0075	6,46	0,00838		
11	TT-11	Tiến Thành	1206513	833148	4,30	250	490,625	10	20	0,0078	6,76	0,00876		
12	PT-01	Phước Tiến	1181506	797824	1,26	80	490,625	10	30	0,0017	1,48	0,00257		
13	PT-02	Phước Tiến	1181382	797962	2,41	100	490,625	10	30	0,0035	3,03	0,00491		
14	PT-03	Phước Tiến	1181500	797965	1,57	100	490,625	10	30	0,0023	1,97	0,00320		
15	PT-04	Phước Tiến	1181760	798014	0,90	80	490,625	10	30	0,0012	1,06	0,00183		

4.2. Thí nghiệm thấm áp lực âm Minidisk

Thí nghiệm ngoài trời xác định tốc độ ngấm (u) không bão hòa của nước trong đới không bão hòa nước được tiến hành tại Bắc Ninh và Bình Thuận với khối lượng như sau:

- Làng nghề Đa Hội, phường Châu Khê, TP. Từ Sơn, tỉnh Bắc Ninh: 40 điểm thí nghiệm.
- Bãi rác Bình Tú - Tiến Thành, TP. Phan Thiết, tỉnh Bình Thuận: 40 điểm thí nghiệm.
- Bãi rác Phước Tiến, TX. La Gi, huyện Hàm Tân, tỉnh Bình Thuận: 20 điểm thí nghiệm.

Tổng số điểm thực hiện thí nghiệm ngoài trời xác định tốc độ ngấm không bão hòa của nước trong đới không bão hòa nước tại các vùng là 100 điểm.

Từ các kết quả thí nghiệm hiện trường, các tác giả đã tính toán để xác định tốc độ ngấm (u) trong đới không bão hòa cho các vùng nghiên cứu. Kết quả được tổng hợp trong các Bảng 3 và Bảng 4.

Bảng 3. Kết quả xác định tốc độ ngấm không bão hòa tại khu vực Bắc Ninh

Số lượng vị trí thí nghiệm	Tốc độ ngấm, u (cm/ngày)				Hệ số biến thiên (CV), %	Áp lực âm (chiều cao hút), cm
	Max	Min	Trung bình	Độ lệch chuẩn (SD)		
40	14,87	1,88	8,59	4,12	0,48	0,5

Bảng 4. Kết quả xác định tốc độ ngấm không bão hòa tại khu vực Bình Thuận

Số lượng vị trí thí nghiệm	Tốc độ ngấm, u (cm/ngày)				Hệ số biến thiên (CV), %	Áp lực âm (chiều cao hút), cm
	Max	Min	Trung bình	Độ lệch chuẩn (SD)		
60	14,65	1,71	8,52	3,99	0,47	5,0

5. Thảo luận

5.1. Tại khu vực tỉnh Bắc Ninh

Qua các kết quả nhiều lần khảo sát thực địa, chúng tôi thấy rằng khu vực có nguy cơ ô nhiễm cao từ các nguồn gây ô nhiễm trong toàn tỉnh Bắc Ninh là tại khu vực chế biến thép Đa Hội, phường Châu Khê, TP. Từ Sơn, tỉnh Bắc Ninh. Tại khu vực này, hệ số thấm (K_{th}) của lớp đất gần bề mặt có giá trị tương đối nhỏ (Bảng 1). Trong tổng số 15 vị trí khảo sát và tiến hành đổ nước thí nghiệm bằng vòng kép, chỉ có 1 điểm duy nhất có chiều sâu ngấm của nước theo chiều thẳng đứng lên đến 15 cm. Ngược lại, hầu hết các điểm khác đều có chiều sâu ngấm nhỏ. Các kết quả thí nghiệm này phản ánh và phù hợp với các đặc điểm địa chất trong khu vực nghiên cứu. Trong đó, một đặc điểm địa chất đáng lưu ý là tại khu vực này, các lớp đất đá gần bề mặt có thành phần thạch học hầu hết là sét, sét bột có màu nâu vàng, vàng đỏ (Hình 4) và bao phủ một diện tích rất rộng; chiều sâu của các lớp sét tương đối lớn (có thể đạt tới 10 m tùy từng vị trí nghiên cứu). Các nghiên cứu trước đã đưa ra các kết quả là: đối với đất sét thì hệ số thấm (K_{th}) nằm trong khoảng từ 10^{-6} đến 10^{-8} cm/s. Các phân tích mẫu đất cho biết hệ số lỗ rỗng tự nhiên của lớp đất gần bề mặt là 72,4%. Như vậy, các kết quả đổ nước thí nghiệm được tiến hành bằng vòng kép là phù hợp với các nghiên cứu về hệ số thấm đối với đất loại sét nói chung và đất sét nói riêng. Mặt khác, qua các kết quả khảo sát thực địa và các kết quả thí nghiệm đổ nước có thể nhận định rằng nước trên mặt nếu chứa các kim loại nặng từ nguồn ô nhiễm từ các bãi đổ thải, sẽ bị hạn chế xâm nhập vào các tầng chứa nước có thành tạo bờ rời trong vùng nghiên cứu. Như vậy, thông qua các kết quả đổ nước thí nghiệm tại các điểm nghiên cứu, các kết quả thu được cho thấy các giá trị hệ số thấm của các lớp đất đá gần bề mặt thấp và kết quả này là phù hợp với các đặc điểm địa chất trong vùng.

Đối với thí nghiệm thấm áp lực âm cho thấy vùng gần UBND xã Châu Khê trong khu vực bãi thải xỉ quặng có tốc độ ngấm không bão hòa khá thấp. Trung bình chỉ khoảng 0,5-1 ml/3-5 phút với chiều cao hút 0,5 cm. Đây là nơi đất bề mặt chủ yếu là sét với hàm lượng hạt mịn lớn và

được đầm chặt. Ở khu vực đồng ruộng về phía Tây UBND nơi vẫn có đất trồng cây cho thấy tốc độ ngấm không bão hòa có cao hơn song không lớn hơn. Trung bình tốc độ ngấm khoảng 0,5-1 ml/1-2 phút với chiều cao hút là 0,5 cm. Đây là khu vực đất canh tác được cày xới và còn xốp. Do đó, tốc độ ngấm không bão hòa có giá trị cao hơn so với khu vực bãi xỉ. Ở khu vực ruộng lúa gần đường vào khu làng nghề cho thấy tốc độ ngấm không bão hòa có cao hơn. Trung bình tốc độ ngấm vào khoảng 1 ml/phút với chiều cao hút là 0,5 cm. Đây vẫn là khu vực ruộng lúa nên được cày xới quanh năm, tuy hàm lượng sét cao nhưng đất tơi xốp nên tốc độ ngấm cũng nhanh hơn. Việc so sánh kết quả thí nghiệm thấm giữa 2 phương pháp sẽ được thực hiện trong các giai đoạn tiếp theo của đề tài nghiên cứu này.



Hình 4. Quan sát đặc điểm địa chất và cột địa tầng địa chất tại khu vực đổ nước thí nghiệm ở Bắc Ninh.

5.2. Tại vùng cát ven biển Bình Thuận

Các kết quả đổ nước thí nghiệm tại 2 địa điểm có nguồn gây ô nhiễm là các bãi chôn lấp chất thải lớn của tỉnh Bình Thuận như đã nêu ở trên cho thấy: Đối với thí nghiệm đổ nước bằng vòng kép, khu vực bãi rác Bình Tú - Tiến Thành có hệ số thấm tương đối cao, biến đổi từ 6,46 đến 21,45 m/ngày và khu vực bãi rác Phước Tiến có hệ số thấm nhỏ hơn, dao động từ 1,06 đến 3,03 m/ngày.

Đối với thí nghiệm áp lực âm, 2 khu vực bãi rác thực hiện thí nghiệm đều nằm trên đồi cát với thành phần cỡ hạt khá thô, chủ yếu là cát trung thô nên tốc độ ngấm không bão hòa khá lớn. Cả 2 khu vực có tốc độ ngấm (u) trung bình khoảng 5 ml/phút với chiều cao hút tới 5,0 cm. Đối với thí nghiệm này, sau khi có các số liệu tốc độ ngấm sẽ tính toán các giá trị hệ số thấm. Cuối cùng, các kết quả của nghiên cứu này để phục vụ nghiên cứu một số thông số dịch chuyển kim loại nặng vào tầng chứa nước. Khi đó, sẽ tiến hành so sánh kết quả thí nghiệm của 2 phương pháp trong vùng nghiên cứu này.

6. Kết luận

Nghiên cứu này đã thực hiện thí nghiệm ngoài trời xác định tốc độ ngấm không bão hòa của nước trong đới không bão hòa nước đã được thực hiện tại 2 khu vực nghiên cứu chính là Bắc Ninh và Bình Thuận. Nghiên cứu đã sử dụng các phương pháp thí nghiệm đổ nước khác nhau tại cụ thể 2 vùng có nguy cơ ô nhiễm cao tới nước dưới đất là khu vực Châu Khê ở Bắc Ninh và các bãi rác Bình Tú - Tiến Thành và Phước Tiến ở Bình Thuận. Tại khu vực Châu Khê, Từ Sơn, Bắc Ninh, tốc độ ngấm nhỏ hơn nhiều lần so với khu vực thí nghiệm ở bãi rác Bình Tú - Tiến Thành, Phan Thiết và bãi rác Phước Tiến, TX. La Gi, Bình Thuận.

Trong quá trình thí nghiệm đổ nước trong các thành tạo ở 2 khu vực khác nhau là Bắc Ninh (sét, sét pha và cát pha) và Bình Thuận (cát ven biển) cho thấy: khi đổ nước thí nghiệm ở khu vực với thành phần là sét, sét pha, cát pha, mức độ thấm ít thì có thể sử dụng các bình nước có thể tích nhỏ (ống đường kính 110 mm), đối với những khu vực cát, mức độ thấm mạnh hơn, cần sử dụng các bình đựng nước có thể tích lớn (ống có đường kính từ 130 mm) và chuẩn bị các bình nước dự phòng với tổng thể tích cho mỗi điểm đổ nước khoảng 1 m³.

Do sự biến đổi về điều kiện địa chất, địa hình, điều kiện dân cư và thảm thực vật nên khả năng thấm nước tại các vị trí trong đới không bão hòa sẽ khác nhau. Trong khuôn khổ nghiên cứu này, số lượng điểm thí nghiệm còn chưa phủ khắp được ở nhiều địa điểm khác nhau. Chính vì vậy, khi nghiên cứu tại các địa điểm khác, có thể tham khảo các kết quả của các thí nghiệm này với điều kiện tương tự và nếu có điều kiện cần thí nghiệm bổ sung để đạt độ tin cậy cao nhất và các phương pháp thí nghiệm khác cũng nên được xem xét áp dụng. Các kết quả của nghiên cứu này sẽ làm cơ sở để phục vụ nghiên cứu xác định một số thông số đặc trưng cho quá trình dịch chuyển vật chất trong đới không bão hòa nước để dự báo xâm nhập của một số kim loại nặng từ nguồn ô nhiễm và các tầng chứa nước trong thời gian tới.

Lời cảm ơn

Bài báo này được thực hiện trong khuôn khổ của đề tài nghiên cứu ứng dụng và phát triển công nghệ cấp Quốc gia: *Nghiên cứu xác định một số thông số đặc trưng cho quá trình dịch chuyển vật chất trong đới bão hòa và không bão hòa nước để dự báo xâm nhập của một số kim loại nặng từ nguồn ô nhiễm vào các tầng chứa nước có thành tạo bờ rời*, mã số: ĐTĐLCN.86/21. Các tác giả gửi lời cảm ơn Trường Đại học Mỏ - Địa chất, ban chủ nhiệm đề tài, chính quyền và người dân địa phương trong vùng nghiên cứu đã hỗ trợ và tạo các điều kiện thuận lợi cho các tác giả hoàn thành nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- Ankeny, M.D., M. Ahmed, T.C. Kaspar, and R. Horton., 1991. Simple field method determining unsaturated hydraulic conductivity. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 55:467-470.
- Dane, Jacob H. and G. Clarke Topp, editors., 2002. Methods of Soil Analysis Part 4-Physical Methods. Madison (WI): *Soil Science Society of America*.
- Đoàn Văn Cánh, Bùi Học, Hoàng Văn Hưng, Nguyễn Kim Ngọc, 2002. *Các phương pháp điều tra Địa chất thủy văn*. Nhà xuất bản Giao thông vận tải. Hà Nội 2002.
- Jury, William A., and Robert Horton, 2004. Soil physics. John Wiley & Sons, 2004.
- Lichner, Lubomir, et al., 2007. "Field measurement of soil water repellency and its impact on water flow under different vegetation." *Biologia* 62, no. 5:537-541.
- Nguyễn Văn Lâm, Nguyễn Thị Thanh Thủy, Đặng Hữu Ôn, Trần Vũ Long, 2020. *Địa chất thủy văn nhiễm bẩn*. Nhà xuất bản Giao thông vận tải. Hà Nội 2020.
- Tiêu chuẩn quốc gia TCVN 8731:2012. Đất xây dựng công trình thủy lợi - phương pháp xác định độ thấm nước của đất bằng thí nghiệm đổ nước trong hố đào và trong hố khoan tại hiện trường.
- Vũ Ngọc Kỳ, Nguyễn Thượng Hùng, Tôn Sĩ Kinh, Nguyễn Kim Ngọc, 2001. *Giáo trình Địa chất thủy văn đại cương*. Nhà xuất bản Giao thông vận tải, 2001.

Determination of infiltration rate in the unsaturated zone of loose formations to study some heavy metals displacement parameters into aquifers

Tran Quang Tuan^{1,*}, Dao Duc Bang¹, Tran Vu Long¹, Nguyen Van Lam¹, Kieu Thi Van Anh¹,
Vu Thu Hien¹, Duong Thi Thanh Thuy¹, Nguyen Bach Thao¹, Nguyen Thanh Minh²

¹University of Mining and Geology;

²Central Vietnam Division of Water Resources Planning and Investigation.

*Corresponding author: tranquangtuan@hmg.edu.vn

Abstract

To evaluate the displacement of some heavy metals from polluted sources into quaternary aquifers, it is necessary to determine the characteristic displacement parameters, such as hysteresis coefficient, soil moisture, infiltrating speed, and concentration changes of pollutants in the unsaturated zone. In this study, the water infiltration rate in the unsaturated zone was determined using a combination of two different experimental infiltration methods: the double ring infiltrometer experiment (N.X. Netsterov) and the Mini disk infiltrometer (MDI) testing technique. These methods have been applied to the northern delta provinces and the central coastal areas. The results of the double-ring infiltration experiment show that the infiltration rates (approx. 6.10^{-5} to 2.10^{-4} m/s) obtained at Binh Tu-Tien Thanh landfill, Phan Thiet city, and at Phuoc Tien landfill, La Gi town, Binh Thuan province, are much higher compared to the Chau Khe, Bac Ninh area, with infiltration rates of 10^{-7} to 10^{-8} m/s. The negative pressure method also gave similar results, with the infiltration rate of 5 ml/min in Binh Thuan being much higher than that in Bac Ninh (about 1 ml per 2-5 min). Afterward, the authors use these results to calculate the specific parameters for the material movement process in the unsaturated zone to predict the infiltration of some heavy metals from landfills, dumping yards from industrial parks, and craft villages into aquifers.

Keywords: double-ring infiltration experiment, Minidisk, water unsaturation, infiltration rate.

VỀ CÔNG TÁC ĐÁNH GIÁ CHỈ TIÊU CHẤT LƯỢNG KHỐI ĐÁ RQD BẰNG MÁY GHI HÌNH LỖ KHOAN KHẢO SÁT

Đào Việt Đoàn

Trường Đại học Mở - Địa chất

Tác giả chịu trách nhiệm: daovietdoan@gmail.com

Tóm tắt

Cùng với sự phát triển của khoa học kỹ thuật, hiện nay có nhiều phương pháp quan sát lỗ khoan khảo sát bao gồm: phương pháp quan sát lỗ khoan bằng sợi quang dẫn, phương pháp chụp ảnh lỗ khoan, phương pháp ghi hình ảnh lỗ khoan. Kết quả nhận được của các phương pháp này mang tính trực quan, quan sát nhanh được trạng thái bề mặt lỗ khoan, các khe nứt, thể nằm của các khe nứt, khoảng cách giữa các khe nứt trong khối đá. Bài viết giới thiệu thiết bị ghi hình lỗ khoan khảo sát loại GD3Q-GA-4D, ứng dụng của máy trong công tác khảo sát địa chất, cách ghi hình tại hiện trường và một số kết quả ứng dụng loại thiết bị này để đánh giá chỉ tiêu chất lượng khối đá RQD tại Công ty than Hòn Gai, Công ty than Núi Béo và Công ty than Hà Lâm vùng than Quảng Ninh.

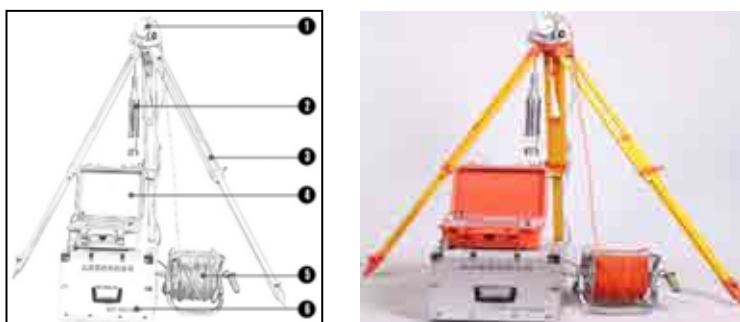
Từ khóa: khảo sát địa chất; máy ghi hình ảnh; đánh giá khối đá RQD.

1. Đặt vấn đề

Đánh giá chỉ tiêu chất lượng khối đá phục vụ cho công tác thiết kế, thi công xây dựng các công trình trên bề mặt khối đá, trong lòng khối đá và gia cố khối đá là nội dung cơ bản trong công tác khảo sát địa chất. Phương pháp đánh giá chỉ tiêu chất lượng khối đá theo RQD đã và đang được áp dụng khá phổ biến trong các dự án xây dựng các công trình bên trong lòng khối đá, nhưng trong quá trình thực hiện công tác khoan lấy mẫu cũng gặp không ít khó khăn do thiết bị thi công lấy mẫu công kênh, khó di chuyển lắp đặt máy khi thực hiện công tác khoan lấy mẫu trong một số điều kiện địa hình phức tạp như khoan ngang trên sườn dốc đứng, khoan thẳng đứng tại vị trí nóc đường hầm, v.v... Cùng với sự phát triển của khoa học kỹ thuật, hiện nay có nhiều phương pháp quan sát lỗ khoan khảo sát bao gồm: phương pháp quan sát lỗ khoan bằng sợi quang dẫn, phương pháp chụp ảnh lỗ khoan, phương pháp ghi hình ảnh lỗ khoan. Kết quả nhận được của các phương pháp này mang tính trực quan, quan sát nhanh được trạng thái bề mặt lỗ khoan, các khe nứt, thể nằm của các khe nứt, khoảng cách giữa các khe nứt trong khối đá.

2. Giới thiệu về máy ghi hình lỗ khoan GD3Q-GA-4D

Máy ghi hình lỗ khoan GD3Q-GA-4D là loại máy được sử dụng rộng rãi trong lĩnh vực khảo sát đánh giá các chỉ tiêu địa chất phục vụ cho việc xây dựng công trình trên nền đất đá, máy sử dụng đầu ghi 360⁰ và có độ phân giải cao. Trong ứng dụng quan sát thành lỗ khoan máy có thể quan sát các lỗ khoan thẳng đứng hướng lên trên hoặc xuống dưới, lỗ khoan ngang và lỗ khoan nghiêng. Cấu tạo của máy bao gồm 6 bộ phận: 1 - bộ đo chiều sâu, 2 - đầu dò, 3 - chân chống, 4 - máy chủ, 5 - dây cáp tín hiệu và 6 - hòm vỏ máy cấu tạo thành thể hiện trên hình 1. Ngoài ra trong máy chủ còn có phần mềm chuyên dụng mô phỏng trụ lỗ khoan và xử lý hình ảnh để làm các báo cáo liên quan.



Hình 1. Cấu tạo của máy ghi hình lỗ khoan loại GD3Q-GA-4D.

Phạm vi ứng dụng của máy ghi hình lỗ khoan GD3Q-GA-4D:

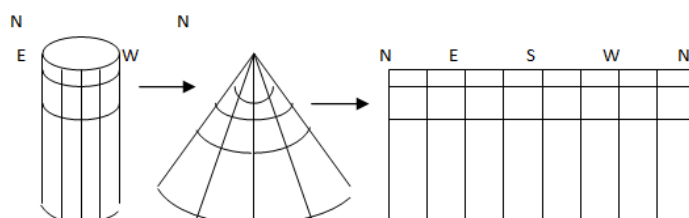
- Trong lĩnh vực thăm dò khảo sát địa chất: quan sát đặc trưng của khối đá như tính chất địa tầng, cấu tạo khối đá, đứt gãy, nứt nẻ, phân lớp, lớp kẹp...;
- Trong lĩnh vực địa chất mỏ: tính chất địa tầng, cấu tạo khối đá, đứt gãy, nứt nẻ, phân lớp, lớp kẹp ngoài ra còn quan sát chiều dày, góc dốc, đường phương của vỉa khoáng sản;
- Trong lĩnh vực bê tông: quan sát mức độ lỗ rỗng, khe nứt, khuyết tật trong khối bê tông đã đổ;
- Trong lĩnh vực cọc: quan sát các dị thường, khuyết tật, phân tích định lượng mức độ nứt nẻ, phá hủy tại những vị trí đầu nối;
- Trong lĩnh vực đường ống ngầm: quan sát vật bên trong ống, định lượng phân tích mức độ phá hủy, nứt nẻ thành ống;
- Trong lĩnh vực giếng khoan lấy nước: quan sát mức độ nứt nẻ thành giếng, sai lệch vị trí, vật dơ vào trong giếng, tắc đường ống và vị trí cát chảy, v.v....;

Các tham số chính của máy ghi hình lỗ khoan loại GD3Q-GA-4D thể hiện trên bảng 1.

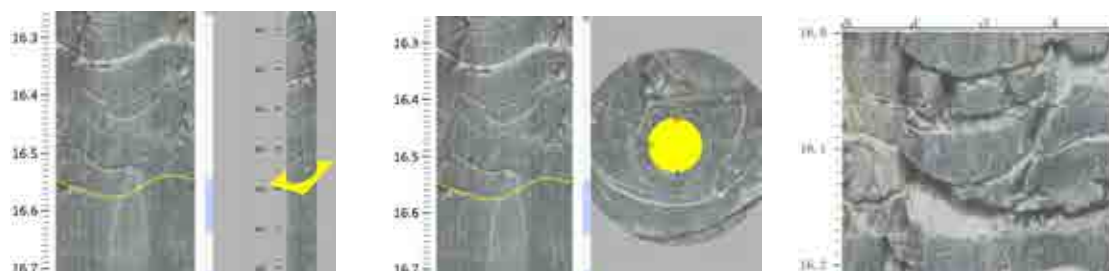
Bảng 1. Bảng tham số kỹ thuật của máy GD3Q-GA-4D

STT	Tính năng	Tham số	STT	Tính năng	Tham số
1	Bộ phận điều khiển chính của máy	Máy tính xử lý tốc độ cao	6	Đường kính lỗ khoan	25 ÷ 500 mm
2	Màn hình hiển thị	Màn hình hiển thị cảm biến	7	Độ sâu quan sát	0 ÷ 1500 m
3	Hệ điều hành	Windows	8	Tốc độ quan sát	5 ÷ 15 m/s
4	Đầu dò chịu được áp lực	10 MPa	9	Điện áp công tác	12,6 V ±5% DC; 220 V ±5% AC
5	Đầu dò	Góc quay 360 ⁰ , độ phân giải cao	10	Nhiệt độ công tác	- 40 ⁰ ÷ + 60 ⁰

Nguyên lý làm việc của máy GD3Q-GA-4D là ghi hình trong lỗ khoan ở trạng thái 360⁰ sau đó kết hợp sử dụng phần mềm chuyên dụng để mô phỏng cột địa tầng lỗ khoan và ghi lại hình ảnh trong lỗ khoan lưu lại dạng video. Hình ảnh trong lỗ khoan dạng mô phỏng trụ lỗ khoan và video được tự động ghi lại trong ổ nhớ của máy, với dạng dữ liệu video sẽ sử dụng các phần mềm xem hình ảnh để quan sát trạng thái thực của thành lỗ khoan, với dạng dữ liệu mô phỏng sẽ thông qua phần mềm mô phỏng chuyên dụng theo máy hiển thị dạng 2D và 3D. Trên hình ảnh mô phỏng có hiển thị 4 phương gồm Đông, Tây, Nam và Bắc thể hiện như trên hình 2 và hình 3, từ đó ta có thể biết được phương chiều thế nằm cấu trúc khối đá và các bề mặt phân cách trong khối đá.



Hình 2. Hình ảnh mô phỏng cột địa tầng lỗ khoan 3D và 2D.



Hình 3. Hình ảnh mô phỏng trụ lỗ khoan.

3. Ứng dụng máy ghi hình lỗ khoan GD3Q-GA-4D trong khảo sát địa chất

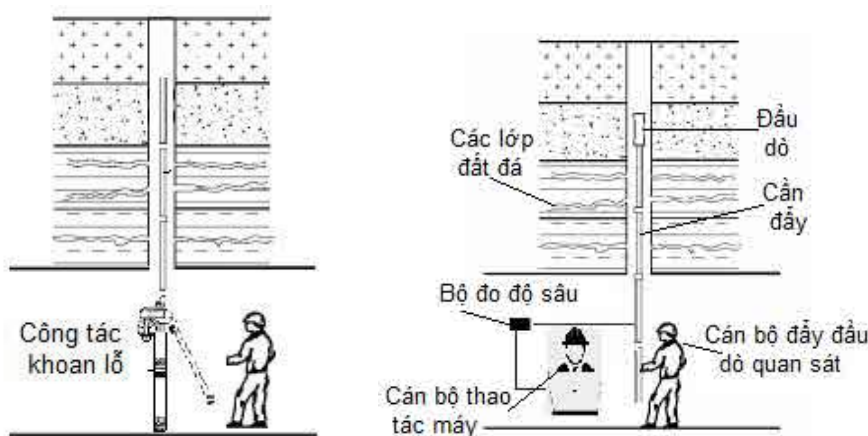
Máy ghi hình lỗ khoan GD3Q-GA-4D sử dụng thiết bị ghi hình có độ phân giải cao để quan sát tình trạng bề mặt thành lỗ khoan như: nứt hay gồ ghề, có bị vỡ thành lỗ khoan hay không, sự phân bố của các mặt phân cách, khe nứt trên thành lỗ khoan. Từ kết quả quan sát được có thể phân tích tình trạng bề mặt lỗ khoan, các tham số của khe nứt, các phân lớp trong khối đá, độ mở khe nứt, chất lấp nhét trong khe nứt, khoảng cách giữa các khe nứt, phương vị hướng dốc, góc dốc khe nứt, v.v... Phương pháp này thực hiện đơn giản, thiết bị nhỏ gọn, giá thành thấp, trực quan, đặc biệt hiệu quả khi áp dụng trong điều kiện địa hình phức tạp không thể hoặc khó triển khai máy móc thiết bị khoan lấy mẫu. Kết quả mô phỏng trụ lỗ khoan ít phụ thuộc vào kỹ thuật khoan lấy mẫu, thiết bị khoan như trong phương pháp khoan lấy lõi thông thường, v.v...

- Ứng dụng đánh giá chất lượng khối đá theo RQD, RMR. Sau khi có kết quả ghi hình lỗ khoan các tham số của kết quả ghi hình mô phỏng trụ lỗ khoan có thể sử dụng để đánh giá chất lượng khối đá phục vụ việc lựa chọn giải pháp gia cố cho công trình nền đường, mái dốc, đường hầm, đường lò trong mỏ...

- Ứng dụng xác định vòm phá hủy của khối đá xung quanh đường hầm, đường lò. Thông thường khi thi công đường hầm, đường lò qua khối than đá mềm yếu thì tùy thuộc vào kích thước của công trình, điều kiện địa chất, phương pháp đào phá vỡ khối than đá thì xung quanh công trình sẽ hình thành vùng phá hủy có kích thước khác nhau. Khi xác định được phạm vi, kích thước vùng phá hủy xung quanh đường hầm đường lò sẽ dự tính được áp lực khối đá tác dụng lên kết cấu chống, biết được đặc trưng áp lực, quy luật áp lực của khối đá xung quanh công trình để từ đó có thể tính toán thiết kế các tham số chống giữ của kết cấu chống neo và các loại hình kết cấu chống khác...

- Ứng dụng cho khảo sát địa chất thủy văn. Nếu lỗ khoan có nước, sau khi khoan lỗ xong sử dụng máy ghi hình lỗ khoan có thể quan sát được vị trí nước ngầm hoặc vị trí nước xuất ra trong lỗ khoan, từ đó đưa ra các giải pháp ngăn ngừa nước chảy vào công trình hoặc thiết kế các giải pháp tháo nước, hạ mực nước ngầm...

Các bước quan sát thành lỗ khoan bằng máy ghi hình lỗ khoan GD3Q-GA-4D thể hiện trên hình 4.



a - Công tác khoan lỗ; b - Công tác quan sát thành lỗ khoan
Hình 4. Công tác khoan và quan sát thành lỗ khoan.

4. Kết quả và thảo luận

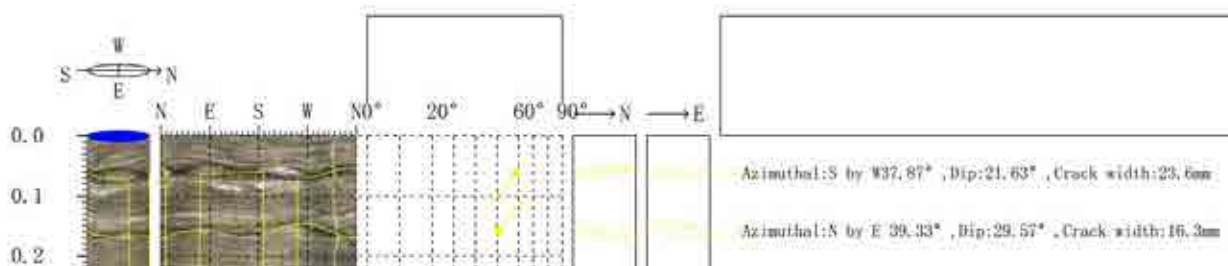
4.1. Kết quả tại Công ty than Hòn Gai - TKV

Tại đường lò dọc vỉa đá mức -160 Khu Cái Đá Công ty than Hòn Gai - TKV, lỗ khoan được khoan giữa nóc đường lò và khoan vuông góc theo phương thẳng đứng, đường kính lỗ khoan 50 mm, chiều sâu lỗ khoan bằng 3 m, kết quả mô phỏng trụ lỗ khoan thể hiện trên hình 5 (đơn vị thể hiện trên hình 5 bằng mét) (Công ty than Hòn Gai - TKV).



Hình 5. Kết quả mô phỏng trụ lỗ khoan đường lò dọc vỉa đá mức -160 Khu Cái Đá.

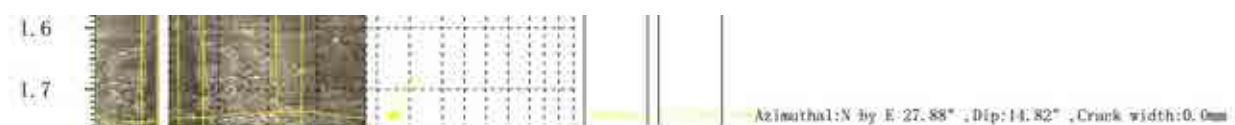
Từ kết quả trên hình 5 cho thấy khối đá trên nóc đường lò là loại đá bột kết màu xám vàng, trên dọc thành lỗ khoan xuất hiện 4 khe nứt tại các vị trí cách miệng lỗ khoan 5 cm, 17 cm, 110 cm và 173 cm (các đơn vị này đã được quy đổi từ mét sang xăng-ti-mét), các tham số của khe nứt thể hiện trên hình 6. Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 5 cm là khe nứt mở, độ mở khe nứt bằng 23,6 mm phương vị hướng cắm bằng 37.87° , góc dốc khe nứt bằng 21.63° . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 17 cm là khe nứt mở, độ mở khe nứt bằng 16,3 mm, phương vị hướng cắm bằng 39.33° , góc dốc khe nứt bằng 29.57° . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 110 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 37.19° , góc dốc khe nứt bằng 42.02° . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 173 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 27.88° , góc dốc khe nứt bằng 14.82° .



a) Khe nứt cách miệng lỗ khoan 5 cm và 17 cm.



b) Khe nứt cách miệng lỗ khoan 110 cm.



c) Khe nứt cách miệng lỗ khoan 173 cm.

Hình 6. Vị trí xuất hiện khe nứt trong lỗ khoan tại đường lò dọc vỉa đá mức -160 Khu Cái Đá.

Điểm số chất lượng khối đá theo RQD được tính theo công thức sau (Nguyễn Quang Phích):

$$RQD = \frac{L_p}{L_t} 100 \% \quad (1)$$

Trong đó: L_p - Tổng chiều dài các thỏi khoan có chiều dài không nhỏ hơn hai lần đường kính lỗ khoan tại đoạn lỗ khoan khảo sát, ($l > 10$ cm); L_t - Chiều dài đoạn lỗ khoan khảo sát.

Theo như kết quả hình ảnh thành lỗ khoan trên hình 5 và hình 6, tổng chiều dài đoạn lỗ

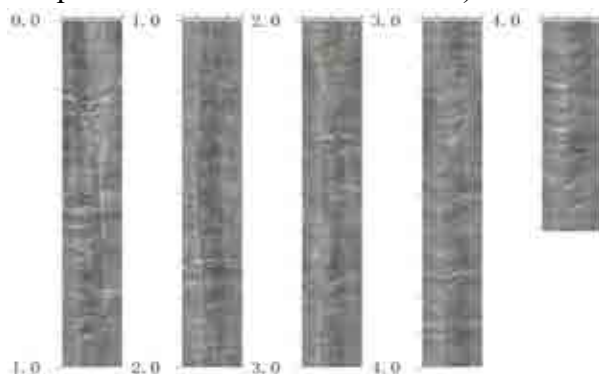
khoan khảo sát bằng $L_t = 300$ cm, trong đó các đoạn có chiều dài > 10 cm là (12 cm; 93 cm; 63 cm và 127 cm). Thay vào công thức (1) có:

$$RQD = \frac{12+93+63+127}{300} 100 \% = 98 \%$$

Như vậy $RQD = 98\%$, theo phương pháp đánh giá này thì khối đá xung quanh đường lò dọc vỉa đá mức -160 thuộc loại khối đá rất tốt.

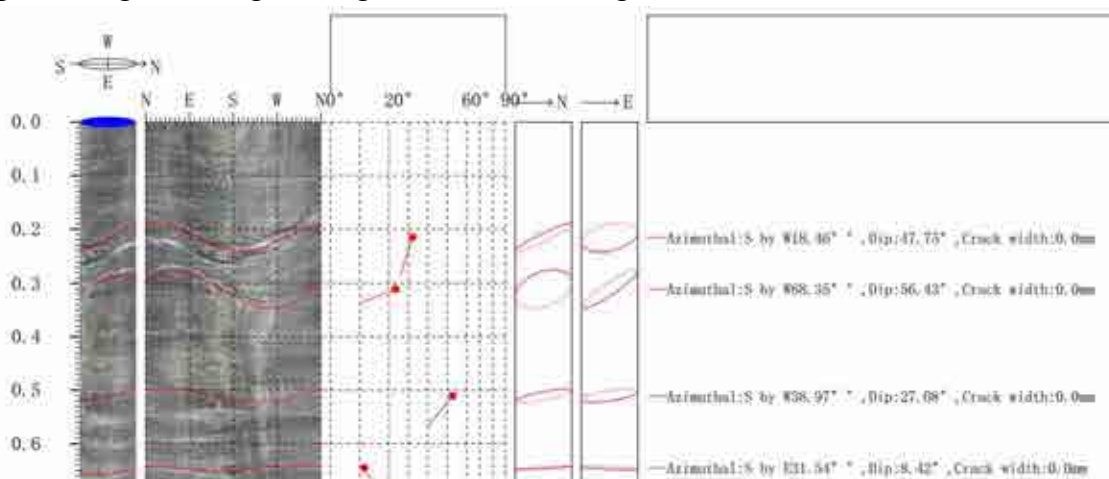
4.2. Kết quả tại Công ty Cổ phân than Hà Lâm - Vinacomin

Tại đường lò Công ty Cổ phân than Hà Lâm - Vinacomin, lỗ khoan được khoan giữa nóc đường lò và khoan vuông góc theo phương thẳng đứng, đường kính lỗ khoan 50 mm, chiều sâu lỗ khoan bằng 4,6 m. Kết quả mô phỏng trụ lỗ khoan thể hiện trên hình 7 (đơn vị thể hiện trên hình 7 bằng mét) (Công ty Cổ phân than Hà Lâm - Vinacomin).

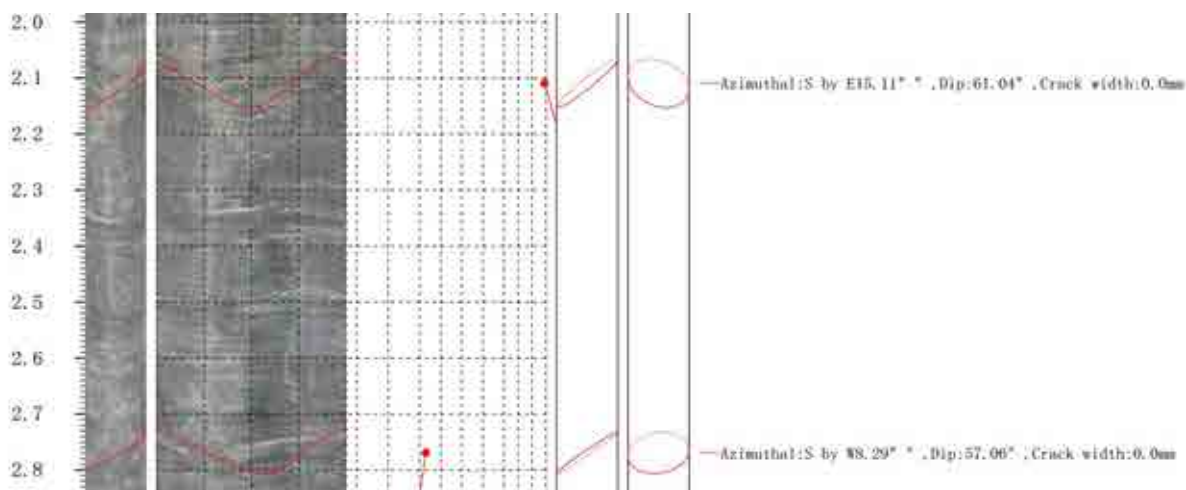


Hình 7. Kết quả mô phỏng trụ lỗ khoan tại đường lò Công ty than Hà Lâm.

Từ kết quả trên hình 7 cho thấy khối đá trên nóc đường lò là loại đá bột kết màu xám ghi, trên dọc thành lỗ khoan xuất hiện 6 khe nứt tại các vị trí cách miệng lỗ khoan 22 cm, 30 cm, 52 cm, 65 cm, 210 cm và 280 cm (các đơn vị này đã được quy đổi từ mét sang xăng-ti-mét), các tham số của khe nứt thể hiện trên hình 8. Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 22 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 18.46° , góc dốc khe nứt bằng 47.75° . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 30 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 68.35° , góc dốc khe nứt bằng 56.43° . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 52 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 38.97° , góc dốc khe nứt bằng 27.08° . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 65 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 31.54° , góc dốc khe nứt bằng 8.42° . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 210 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 15.11° , góc dốc khe nứt bằng 61.04° . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 280 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 8.29° , góc dốc khe nứt bằng 57.06° .



a) Khe nứt cách miệng lỗ khoan 22 cm, 30 cm, 52 cm và 65 cm



b) Khe nứt cách miệng lỗ khoan 210 cm và 280 cm

Hình 8. Vị trí xuất hiện khe nứt trong lỗ khoan đường lò Công ty than Hà Lâm.

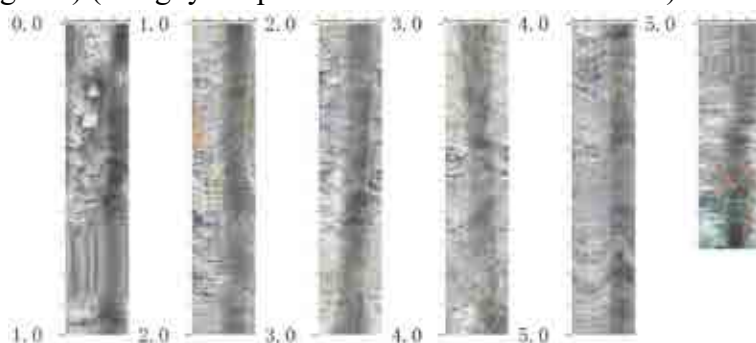
Theo như kết quả hình ảnh thành lỗ khoan trên hình 7 và hình 8, tổng chiều dài đoạn lỗ khoan khảo sát bằng $L_t = 500$ cm, trong đó các đoạn có chiều dài > 10 cm là (22 cm; 22 cm; 13 cm; 145 cm 70 cm, và 220 cm). Thay vào công thức (1) có:

$$RQD = \frac{22+22+13+145+70+220}{500} 100 \% = 98,4 \%$$

Như vậy $RQD = 98,4\%$, theo phương pháp đánh giá này thì khối đá xung quanh đường lò thuộc loại khối đá rất tốt.

4.3. Kết quả tại Công ty Cổ phần than Núi Béo - Vinacomin

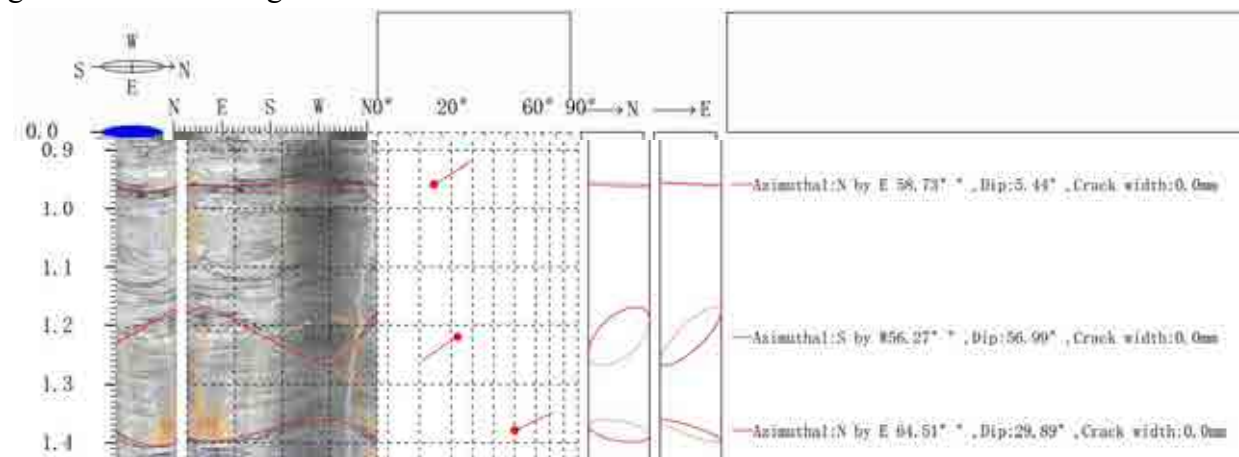
Tại đường lò Công ty than Núi Béo - TKV lỗ khoan được khoan giữa nóc đường lò xuyên vỉa đá mức -140 và khoan vuông góc theo phương thẳng đứng, đường kính lỗ khoan 50 mm, chiều sâu lỗ khoan bằng 5,7 m. Kết quả mô phỏng trụ lỗ khoan thể hiện trên hình 9 (đơn vị thể hiện trên hình 9 bằng mét) (Công ty Cổ phần than Núi Béo - Vinacomin).



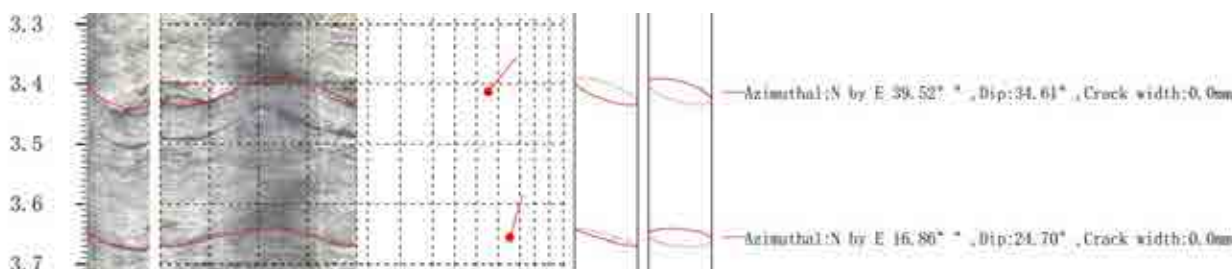
Hình 9. Kết quả mô phỏng trụ lỗ khoan tại đường lò xuyên vỉa đá mức -140 Công ty than Núi Béo.

Từ kết quả trên hình 10 cho thấy khối đá trên nóc đường lò là loại đá bột kết màu xám ghi, trên dọc thành lỗ khoan xuất hiện 7 khe nứt tại các vị trí cách miệng lỗ khoan 95 cm, 128 cm, 138 cm, 340 cm, 365 cm, 440 cm và 470 cm (các đơn vị này đã được quy đổi từ mét sang xăng-ti-mét) các tham số của khe nứt thể hiện trên hình 10. Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 95 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 58.73^0 , góc dốc khe nứt bằng 5.44^0 . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 128 cm là khe kín, phương vị hướng cắm bằng 56.27^0 , góc dốc khe nứt bằng 56.99^0 . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 138 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 64.51^0 , góc dốc khe nứt bằng 29.89^0 . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 340 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 39.52^0 , góc dốc khe nứt bằng 34.61^0 . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 365 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 16.86^0 , góc dốc khe nứt bằng 24.7^0 . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng

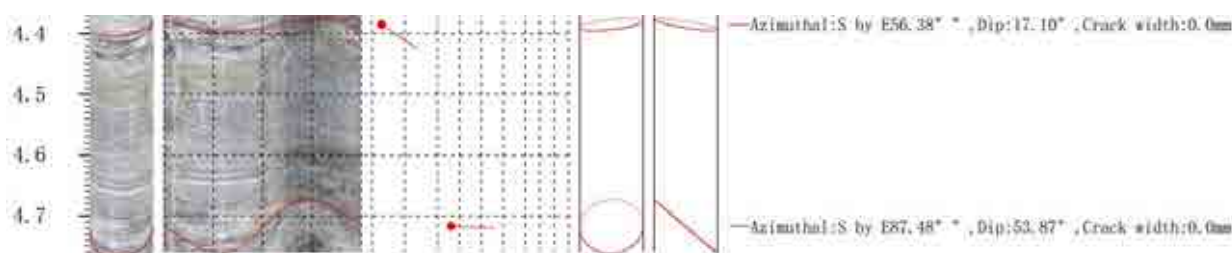
440 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 56.38^0 , góc dốc khe nứt bằng 17.10^0 . Tại vị trí khe nứt cách miệng lỗ khoan bằng 470 cm là khe nứt kín, phương vị hướng cắm bằng 78.48^0 , góc dốc khe nứt bằng 53.87^0 .



a) Khe nứt cách miệng lỗ khoan 95 cm, 128 cm và 138 cm.



b) Khe nứt cách miệng lỗ khoan 340 cm và 365 cm.



c) Khe nứt cách miệng lỗ khoan 440 cm và 470 cm

Hình 10. Vị trí xuất hiện khe nứt trong lỗ khoan đường lò xuyên vỉa đá mức -140 Công ty than Núi Béo.

Theo như kết quả hình ảnh thành lỗ khoan trên hình 9 và 10, tổng chiều dài đoạn lỗ khoan khảo sát bằng $L_t = 570$ cm, trong đó các đoạn có chiều dài > 10 cm là (95 cm; 33 cm; 202 cm; 25 cm 75 cm, 30 cm và 100 cm). Thay vào công thức (1) có:

$$RQD = \frac{95+33+202+25+75+30+100}{570} 100 \% = 98,2 \%$$

Như vậy $RQD = 98,2\%$, theo phương pháp đánh giá này thì khối đá xung quanh đường lò xuyên vỉa đá mức - 140 thuộc loại khối đá rất tốt.

5. Kết luận và kiến nghị

- Kỹ thuật quan sát địa tầng bằng máy ghi hình lỗ khoan đã được áp dụng trong nhiều lĩnh vực như mỏ, giao thông, thủy lợi, xây dựng, địa chất, địa chất thủy văn. Đối với lĩnh vực khảo sát địa chất phục vụ cho xây dựng các công trình thì đây là một phương pháp khảo sát đánh giá mang tính trực quan thiết bị gọn nhẹ và cho kết quả nhanh về cấu trúc của khối đá xung quanh đường lò như chiều dày các lớp đất đá, mức độ liên khối, độ nứt nẻ, tính phân lớp.

- Từ kết quả sử dụng máy ghi hình lỗ khoan GD3Q-GA-4D tính được chỉ tiêu chất lượng khối đá theo RQD tại lỗ khoan -160K23 Khu Cái Đá mỏ than Hòn Gai bằng 98%, tại đường lò Mỏ than Hà Lâm bằng 98,4% và tại đường lò xuyên vỉa đá mức -140 mỏ than Núi Béo bằng 98,2% cho thấy khối đá xung quanh các đường lò này đều thuộc loại rất tốt.

- Khi sử dụng kết quả máy ghi hình lỗ khoan GD3Q-GA-4D tính chỉ tiêu RQD cần phải có kinh nghiệm chuyên môn để phân tích lựa chọn các khe nứt và khoảng cách khe nứt tính chỉ tiêu điểm số RQD.

Tài liệu tham khảo

- Công ty than Hòn Gai – TKV, 2019. Kết quả khảo sát điều kiện địa chất lỗ khoan -160K23 Khu Cái Đá.
- Công ty Cổ phần than Hà Lâm – Vinacomin, 2019. Kết quả khảo sát địa chất tại một số đường lò đá bằng máy GD3Q-GA-4D.
- Công ty Cổ phần than Núi Béo – Vinacomin, 2017. Thiết kế thi công kết cấu chống neo cho đường lò xuyên vỉa đá mức -140.
- Nguyễn Quang Phích, 2007. Cơ học đá, Nhà xuất bản Xây dựng.
- 武汉固德超前高新技术研发有限公司, 2016. GD3Q-GA 钻孔电视说明书.

About the evaluation of the rock quality designation (RQD) index by survey borehole recorder

Dao Viet Doan

Hanoi University of Mining and Geology

Corresponding author: daovietdoan@gmail.com

Abstract

Along with the development of science and technology, there are now many methods of surveying borehole observation, including: optical fiber-guided hole observation method, borehole imaging method, and hole image recording method. The results obtained by these methods are intuitive, quickly observing the surface state of the borehole, the cracks, the position of the cracks, the distance between the cracks in the rock mass. This paper introduces the GD3Q-GA-4D survey drilling hole recording equipment, its application in geological survey, how to record in the field and some results of application of this machine of device to assess the rock quality designation (RQD) index at Hon Gai coal mine, Nui Beo coal mine and Ha Lam coal mine in Quang Ninh.

Keywords: *Geological survey, image recorder, the rock quality designation (RQD) index.*

NUMERICAL INVESTIGATION OF LOAD TRANSFER OF DEEP CEMENT MIXING COLUMNS

Pham Minh Tuan*, Vo Thanh Long, Nguyen Huy Hoang

Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT)

*Corresponding author: pmtuan@hcmut.edu.vn

Abstract

This paper outlines a numerical investigation into the load transfer mechanism of a deeply monitored embankment supported by DCM (Deep Cement Mixing) columns. The study compares field measurements, such as excess pore water pressure, lateral movement, load distribution between the soil and DCM columns, and settlement, against the numerical analysis results. The model accurately simulated the performance of the DCM column-supported embankment when compared to the observed data. Additionally, a parametric study was conducted to analyze the impact of critical factors on the performance of the DCM column-supported embankment.

Keywords: DCM columns; FEM, load transfer; soil arching; soil improvement.

1. Introduction

Geotechnical engineering is essential for various civil engineering projects like bridge design, embankment dam construction, and addressing slope instability in geological structures (Jamsawang et al., 2015). Geotechnical engineers conduct thorough investigations into the geological conditions at a site to assess the soil conditions and identify potential issues. Safe and cost-effective solutions for the design, construction, and operation of structures are being developed and completed. Soft clays are a widely recognized type of problematic soil commonly found in deposited layers along coastal regions. Highway embankments constructed on these soils frequently experience significant lateral pressures, movement, excessive settlements, and failures in slopes and bearing capacity. These issues often lead to extensive construction delays and require expensive remedial measures (Abusharar et al., 2009; Jamsawang et al., 2015). Civil and/or geotechnical engineers have faced major challenges in designing highway embankments on this soft clay.

In order to address these potential issues, the implementation of deep cement mixing (DCM) columns as a ground improvement technique has been introduced (Chai et al., 2002; Han and Gabr, 2002; Han et al., 2007). These columns provide support for embankments and have gained popularity due to their ability to enhance bearing capacity and minimize settlements (Jiang et al., 2014). The technical method is commonly employed to transfer loads from embankments and traffic to more stable layers within soft soil formations [Han et al., 2007; Okyay and Dias, 2010; Liu et al., 2012; Horpibulsuk et al., 2012). Square or triangular patterns are often used, with area replacement ratios ranging from 0.1 to 0.5, effectively reducing settlements (Terashi et al., 2009; Topolnicki, 2013). DCM piles can be classified into two types: fixed columns and floating columns, depending on their placement relative to the stronger clay layer (Kitazume and Terashi, 2013). Fixed columns are utilized to improve stability, reduce settlements, and limit lateral movement while floating columns are preferred for thick layers of soft clay (Kitazume and Terashi, 2013).

This paper presents a numerical analysis of a case study involving a DCM column-supported embankment. The numerical study involved performing stress distribution, excess pore water pressure, and settlement during the construction of the embankment within the consolidation process. The numerical analysis was carried out using 2D implemented in the commercial software PLAXIS 2D, which was well-documented in numerous relevant studies, including those

by Pham et al. (2022) and Vo et al. (2022). The analysis simulated the consolidation behavior using a coupled mechanical and hydraulic model. Additionally, five testing conditions have been considered in order to investigate the influences on the DCM column-supported embankment model.

2. Reference case

The study focused on a highway embankment located in Thailand, specifically in an area primarily composed of marine deposits (Jamsawang et al., 2016). The soil profile at the site consisted of different layers, starting with a 3-meter-thick fill material, followed by an 11-meter-thick layer of soft clay, a 9-meter-thick layer of medium stiff clay, and finally, a 5-meter-thick layer of stiff clay. Soil properties, including water content, liquid limits, and plastic limits, were determined using laboratory data obtained from soil samples collected on-site. The coefficients of permeability of the soil were calculated based on consolidation test data, while compression indices, recompression indices, and over-consolidation ratio (OCR) values were determined through odometer tests. The undrained shear strength of the soils was determined by conducting unconfined compression tests on collected specimens. The groundwater table was situated close to the ground surface, and the undrained shear strengths of the soils exhibited a linear increase with depth. In accordance with the Unified Soil Classification System (USCS) according to ASTM D2487-06 (2006), the soft clay found at the project site was classified as high plasticity clay (CH).

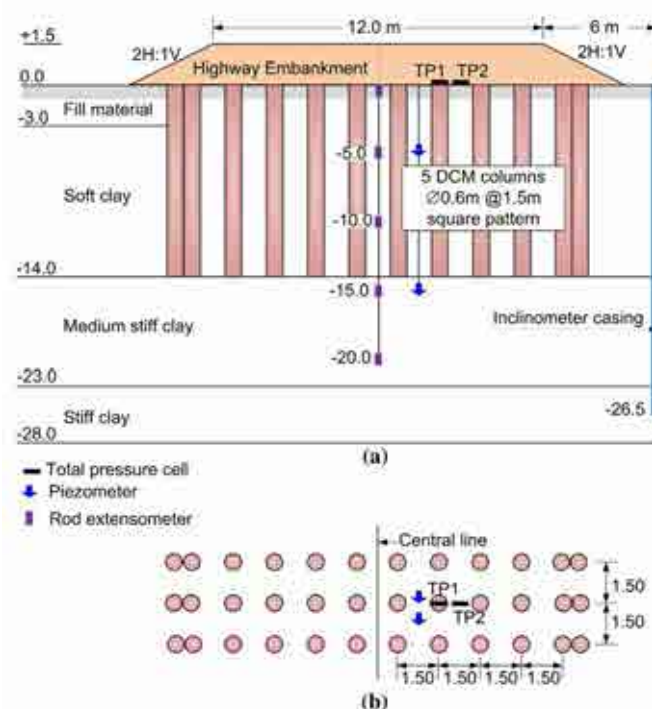


Figure 1. Cross-sectional and plan views of the DCM column-supported embankment and locations of instrumentations: (a) cross-sectional view and (b) plan view of the instrumented embankment (Jamsawang et al., 2016).

Figure 1 depicts the cross-sectional and plan views of the DCM column-supported highway embankment. The embankment has specific dimensions, including a height of 1.5 meters, a crest width of 12 meters, and side slopes with a 1V:2H ratio. The elastic modulus and shear strength of the embankment fill were established through laboratory tests. The DCM columns were installed beneath the embankment in a square pattern with a spacing of 1.5 meters, utilizing a mechanical mixing method. The slurry employed for the DCM columns had a water-to-cement ratio of 1.5, while the soil had a cement content of 150 kg/m³. To enhance rigidity and resist

lateral movement of the subsoil foundation, an additional tangential DCM column was implemented at the toe of the embankment. All DCM columns had a diameter of 0.6 meters and were installed to a depth of approximately 14.00 meters. The column tips were positioned on the stronger medium stiff clay layer beneath the upper soft clay layer, characterizing a "fixed type" improvement approach. Core samples were randomly collected from the DCM columns at various depths throughout the construction area. These samples underwent unconfined compression tests in the laboratory to determine the unconfined compressive strength (q_u) and the secant modulus of elasticity corresponding to 50% of the unconfined compressive strength (EDCM).

3. Numerical modeling

The Plaxis program is used to model the behavior of DCM columns-supported embankment considering a plain-strain configuration. 15-node triangular elements are used to refine the numerical model. Half of the embankment was simulated for the FEM mesh due to the symmetrical condition (Fig. 2). The depth and the horizontal length of the model are extended to 28 m and 50 m, respectively, in order to limit the boundary effect. The water table is assumed to be at a depth of 1.5 m below the ground level.

The calculation of the numerical model consists of seven stages, including a phase to install DCM columns, construct the embankment, and conduct the consolidation process. For the initial phase, the K0 procedure mode has been selected as the calculation type, meanwhile, elastoplastic analysis is used to calculate for the DCM columns phase. From the embankment begins to be built, until the consolidation process, the calculation type is used as consolidation.

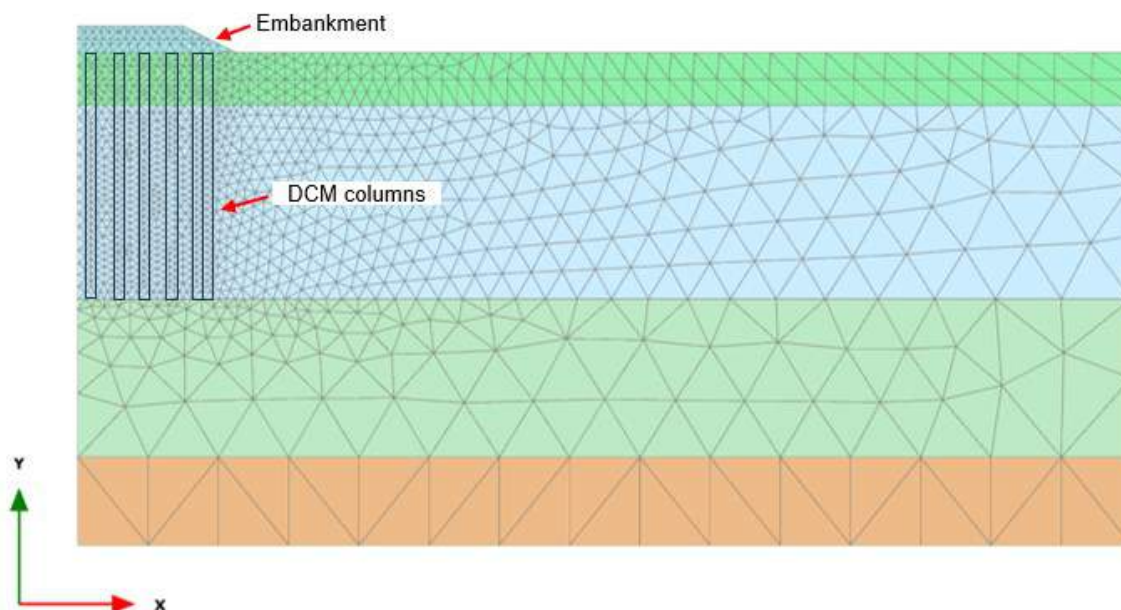


Figure 2. Finite element mesh of the numerical study.

In the numerical model, 0.6-m-diameter DCM columns are used to support a 1.5 m-high embankment, the column's spacing is 1.5 m. The embankment is constructed within 110 days in 4 stages to achieve a height of 0.5, 0.8, 1.2, and 1.5 meters, respectively. The considered period for consolidation calculation is 125 days after the embankment construction is completed.

The embankment, fill material, and DCM columns are modeled as the Mohr-Coulomb material model. The soft soil model is used for medium stiff clay and soft clay, meanwhile, the stiff clay is modeled by the Hardening soil model. It can be noted that for material behavior of DCM columns, the drainage type Undrained B is selected in order to consider the behavior using effective parameters for stiffness and undrained strength parameters. The input parameters are

selected following data reported in the reference case (Jamsawang et al., 2016) and summarized in Table 1.

Table 1. Parameters used in the numerical model

Parameters	Embankment	Fill	DCM columns	Soft clay	Medium clay	Stiff clay
	MCM	MCM	MCM	SSM	SSM	HSM
Unit weight, g (kN/m ³)	20	20	15	14	16	20
Elastic modulus, E' (MPa)	20	20	80	-	-	
Secant stiffness, E_{50}^{ref} (MPa)	-	-	-	-	-	50
Tangential stiffness, E_{oed}^{ref} (MPa)	-	-	-	-	-	50
Unloading and reloading stiffness, E_{ur}^{ref} (MPa)	-	-	-	-	-	150
Power of the stress-level dependency of the stiffness, m	-	-	-	-	-	1
Modified compression index, λ^*	-	-	-	0.18	0.12	-
Modified swelling index, κ^*	-	-	-	0.04	0.06	-
Initial void ratio, e_0	0.5	0.5	0.5	2.72	1.9	0.59
Poisson's ratio, ν'	0.33	0.33	0.33	0.35	0.15	0.2
Cohesion, c (kPa)	1	1	450	1	10	18
Friction angle, f (degree)	30	30	0	23	25	25
Over consolidation ratio (OCR)	-	-	-	1.5	2.0	2.5
Permeability coefficient, k (m/d)	-	-	5×10^{-4}	2×10^{-3}	1.3×10^{-3}	2.5×10^{-4}
Material behavior	Drained	Drained	Undrained type B	Undrained	Undrained	Undrained

4. Results and discussion

4.1. Considered cases for numerical analysis

Table 2 presents five cases of numerical models. The configuration of the reference study is mentioned in case 1, meanwhile, some model characteristics are considered as presented in Table 2. The changes are mainly related to drainage conditions, and the permeability coefficient of soil layers below the ground.

Table 2. Description of considered cases for numerical analysis

Case 1	The model conditions are similar to those presented in the study of Jamsawang et al. (2016).
Case 2	The input parameters used in the model are redefined according to the permeability coefficient and initial void ratio which are reported in the soil profile (Jamsawang et al., 2016).
Case 3	The lower vertical boundary of groundwater flow is set at level -14 m to limit the upper flow.
Case 4	The lower horizontal boundary of groundwater flow is opened.
Case 5	Similar to case 1 but DCM columns are not set as dry from above ground water level.

4.2. Stress distribution

Figures 3 and 4 present the stress distribution acting on the DCM columns and the ground, respectively. It can be noted that the numerical results are in good agreement with the observation results for estimating the stress applied to the columns. Thus, using FEM simulation may well simulate the performance of DCM columns. Moreover, there is no significant difference between the five cases as the variation in the estimation is minor. This is reasonable due to the fact that the assumptions for cases are mainly considered soil characteristics. Regarding the ground area, even though the numerical calculation overestimated the stress applied on the ground, the evolution of stress distribution has been well simulated as the observation. The influence of model conditions on soft soils can be considered as the estimated values of stress are different between five cases. In case 4, the lower horizontal boundary is opened, thus the groundwater flow is horizontally limited. For cases 4 and 5, the stress is lower than the others as the drainage line is more open.

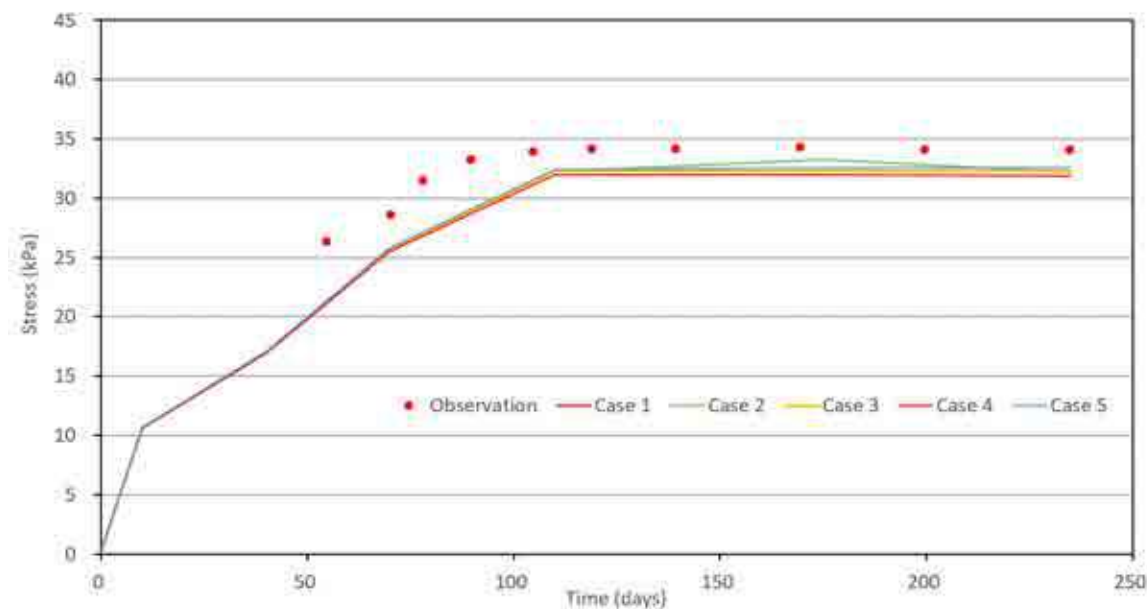


Figure 3. Stress distribution acting on the DCM columns with time.

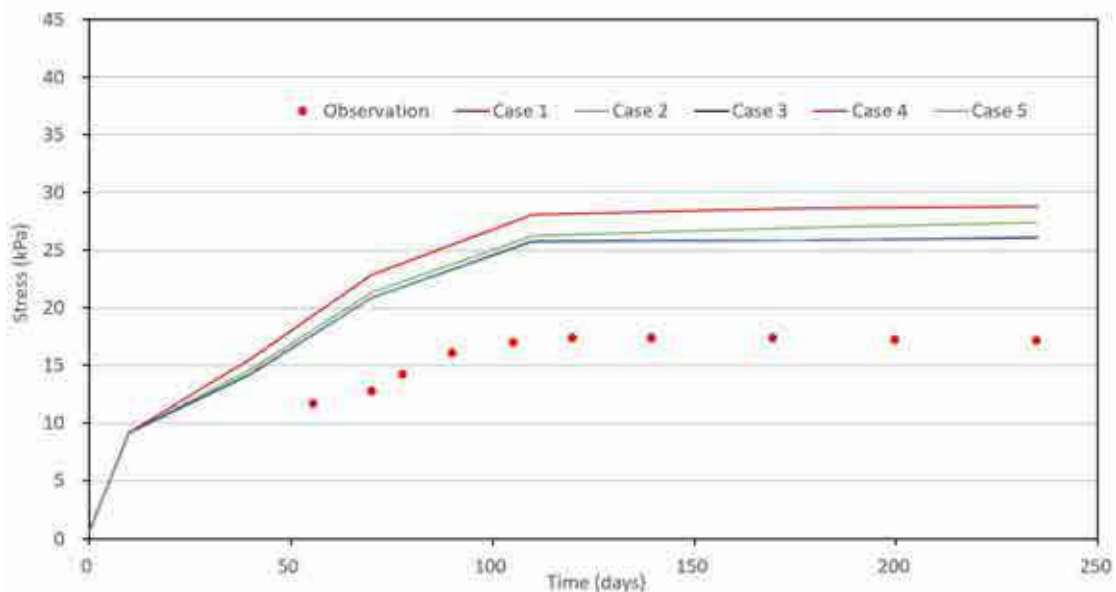


Figure 4. Stress distribution acting on the ground with time.

4.3. Excess pore pressure

The evolution of excess pore water pressures at levels -5 m and -15 m are presented in Figures 5 and 6, respectively. It can be noted that the selected levels are selected based on the location of the monitoring equipment mentioned in the referenced study. Through cases, the trend of excess pore water pressures illustrated in case 2 seems to be similar to the observation. In fact, the pore water pressure increases through the embankment construction before it reduces in the consolidation process. However, the calculated values are overestimated according to the observation for the consolidation process. This can be explained as the groundwater flow simulated in the numerical model needs to be improved.

Regarding the level -15 m, the numerical model of all cases underestimated the excess pore pressures. However, the evolution of pore water pressure is in good agreement with the observation as it increases within the embankment fill and then reduces through the consolidation phases with the remaining embankment height. In case 4, the pore water pressure is estimated to be the smallest of the cases. This induces the effect of horizontal boundary on the drainage path at the depth level.

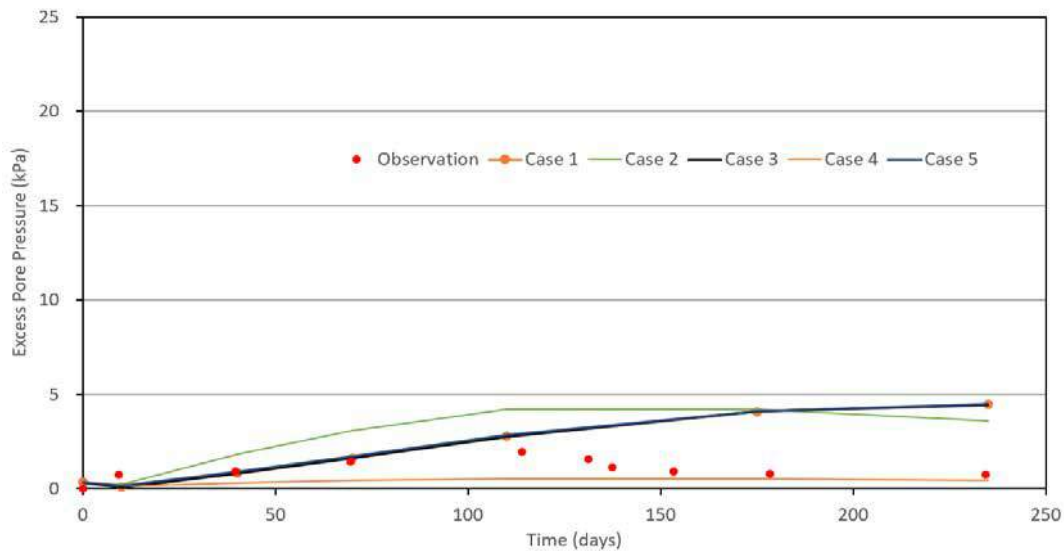


Figure 5. Evolution of excess pore water pressures at level -5 m.

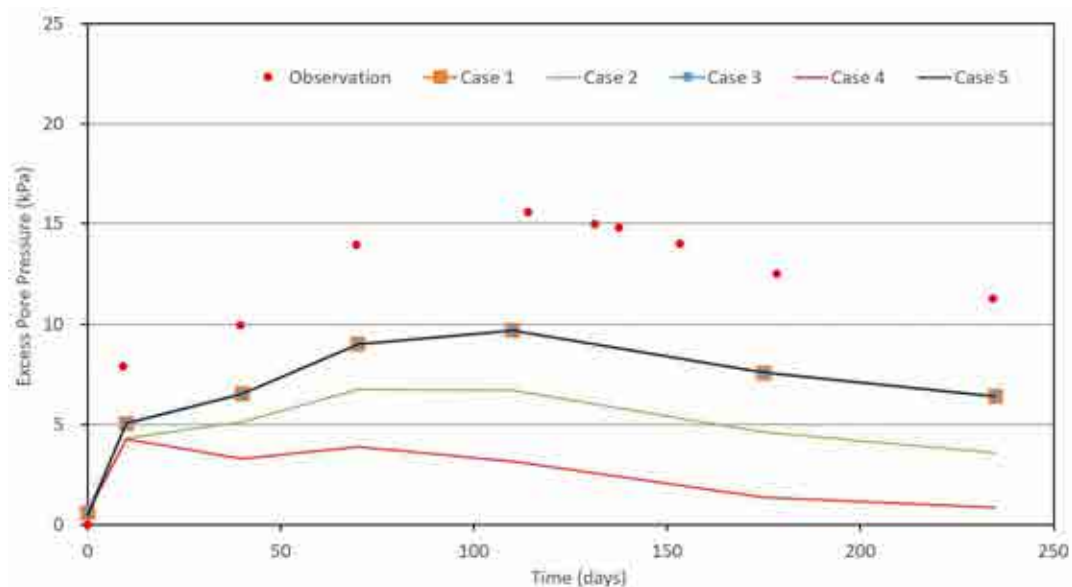


Figure 6. Evolution of excess pore water pressures at level -15 m.

4.4. Settlement

Figure 7 presents the evolution of soft soil settlement with time. There is a significant difference between the estimated settlement and observation. The use of 2D finite element models (FEM) may have limitations in accurately capturing the complexity of soil behavior, particularly when it occurs at a multidimensional scale. Nevertheless, the tendency of settlement of soft ground has been well simulated as it increases significantly within the phases of embankment construction and a slight increment is obtained during the consolidation process. The boundary of groundwater flow affects the settlement estimation, as when the minimum boundary level is opened, the settlement is predicted to be larger than the remaining cases.

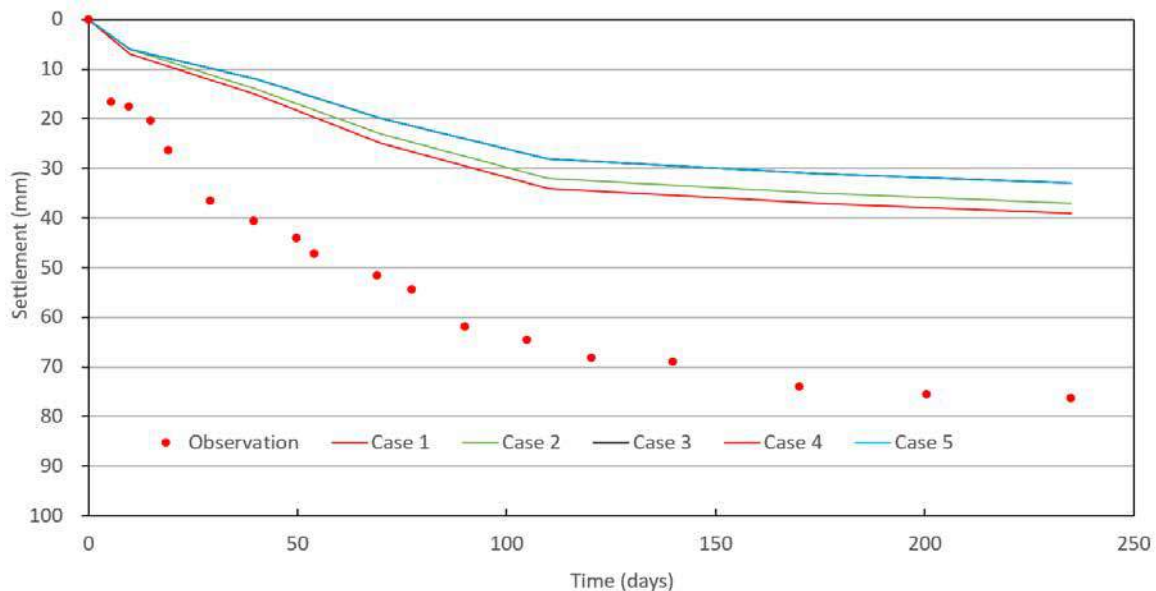


Figure 7. Evolution of soft soil settlement.

5. Conclusions

In this study, 2D FEM has been used to investigate the load transfer of deep cement mixing columns. The stress distribution on DCM columns and soft ground has been analyzed with the evolution of excess pore pressure and settlement with time. The performance of DCM columns has been well simulated as the total load transferred onto them is larger than soft soil. Furthermore, the evolution of soil behavior and load distribution have been well reproduced due to the considerable variation between the filling construction and consolidation process. The effects of model configuration including the horizontal boundary and drainage behavior of DCM columns have been clarified, especially for the settlement of soft ground and excess pore water pressures.

However, the difference in subsoil settlement between numerical results and field data is remarkable. The limitation of this numerical model is due to the lack and inconsistency of the material parameters. Further validations can be applied to improve the numerical results as well as 3D models can be used to consider the complex multidimensional behavior of materials.

References

- Abusharar SW, Zheng JJ, Chen BG, 2009. Finite element modeling of the consolidation behavior of multi-column supported road embankment. *Comput Geotech* 2009;36(4):676-85.
- ASTM D2487-06. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA, ASTM - American Society for Testing and Materials, 2006.
- Chai JC, Liu SY, Du YJ, 2002. Field properties and settlement calculation of soil cement improved soft ground - a case study. *Lowland Technol Int* 2002;4(2):51-8.
- Han J, Gabr MA, 2002. Numerical analysis of geosynthetic reinforced and pile supported earth platforms over soft soil. *J Geotech Geoenviron Eng* 2002;128 (1):44-53.
- Han J, Oztoprak S, Parsons RL, Huang J, 2007. Numerical analysis of foundation columns to support widening of embankments. *Comput Geotech* 2007;34 (6):435-48.
- Horpibulsuk S, Chinkulkijniwat A, Cholphatsorn A, Suebsuk J, Liu MD, 2012. Consolidation behavior of soil cement column improved ground. *Comput Geotech* 2012; 43:37-50.
- Jamsawang P, Voottipruex P, Boathong P, Mairaing W, Horpibulsuk S, 2015. Three-dimensional numerical investigation on lateral movement and factor of safety of slopes stabilized with deep cement mixing column rows. *Eng Geol* 2015; 188:159-67.
- Jiang Y, Han J, Zheng G, 2014. Numerical analysis of a pile-slab-supported railway embankment. *Acta Geotech* 2014; 9:499-511.
- Kitazume M, Terashi M, 2013. *The deep mixing method*. London, UK: Taylor & Francis Group; 2013. 297-298.
- Liu SY, Du YJ, Yi YL, Puppala AJ, 2012. Field investigations on performance of T- shaped deep mixed soil cement column-supported embankments over soft ground. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 2012;138(6):718-27.
- Okyay US, Dias D, 2010. Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform. *Eng Geol* 2010; 114:34-44.
- Pham MT, Vo DN., Nguyen DT, Do NA, 2022. Numerical Analysis of Load Transfer Mechanisms Within Embankment Reinforced by Geosynthetic Above Cavity. *Transp. Infrastruct. Geotech.* 10, 311-328, 2022.
- Terashi M, Ooya T, Fujita T, Okami T, Yokoi K, Shinkawa N, 2009. Specifications of Japanese dry methods of deep mixing deduced from 4300 projects on land. In: *Proceedings of international symposium on deep mixing & admixture stabilization*, May 19-21, 2009. Okinawa, Japan; 2009. p. 647-52.
- Topolnicki M, 2013. In situ soil mixing. In: Kirsch K, Bell A, editors. *Ground improvement*. London, UK: CRC Press Taylor & Francis Group; 2013. p. 377-8.
- Vo, DN, Pham, MT, Le, VA, To, VN, 2022. Load Transfer Acting in Basal Reinforced Piled Embankments: a numerical approach. *Transp. Infrastruct. Geotech*, 2022.

ĐÁNH GIÁ ỔN ĐỊNH LÚN CỦA TUYẾN ĐÊ CHẮN SÓNG PHÍA NAM TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG VÀ VẬN HÀNH CÔNG TRÌNH TẠI LUỒNG TÀU SÔNG HẬU, TỈNH TRÀ VINH

Đoàn Khắc Phú, Nguyễn Hữu Sơn*

Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh

**Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenuhuuson@hcmut.edu.vn*

Tóm tắt

Đê chắn sóng phía Nam (dài 2.400 m) thuộc dự án Luồng cho tàu biển trọng tải lớn vào sông Hậu được xây dựng với mục tiêu mở rộng luồng tàu, thông quan hàng hóa, ổn định lâu dài cho tàu biển ra vào, kết hợp bảo vệ khu nước khu vực cảng chung của Trung tâm Điện lực Duyên Hải. Quá trình lún của tuyến đê diễn ra liên tục, từ khi bắt đầu thi công đến khi hoàn thành và tiếp diễn trong quá trình vận hành về sau. Có nhiều nguyên nhân gây lún của tuyến đê, trong đó tải trọng của công trình và tính chất cốt kết của nền đất là hai nguyên nhân chính. Bài báo này tập trung nghiên cứu, đánh giá nguồn cát thay thế cho hồ móng và phân tích ổn định, dự báo lún bằng phương pháp mô hình phần tử hữu hạn. Kết quả thử nghiệm nguồn cát biển lấy tại khu vực Định An, huyện Duyên Hải, tỉnh Trà Vinh đạt theo yêu cầu kỹ thuật của dự án về chất lượng cát thay thế nền với góc ma sát trong $\geq 30^\circ$, dung trọng tự nhiên $\geq 18 \text{ kN/m}^3$, hàm lượng lọt qua sàng $0,075 \text{ mm} < 15\%$. Kết quả phân tích ổn định bằng mô hình phần tử hữu hạn Plaxis, độ lún trong thi công là 0,56 m, sau 25 năm khai thác là 0,43 m và sau 50 năm giảm còn 0,026 m. Những phân tích, đánh giá, kiểm toán bằng mô hình một lần nữa chứng minh thiết kế kỹ thuật của dự án là phù hợp với số liệu quan trắc thực tế và việc sử dụng cát biển làm vật liệu thay thế cho hồ móng là hiệu quả và đảm bảo ổn định.

Từ khoá: đê biển; đê chắn sóng; cát biển; luồng tàu sông Hậu; dự báo lún.

1. Mở đầu

Việt Nam được Tổ chức Giáo dục, Khoa học và Văn hoá Liên hợp quốc (UNESCO) xếp vào top 10 Quốc gia có mạng lưới giao thông - vận tải đường thủy dày đặc nhất thế giới. Cụ thể, Việt Nam có một hệ thống sông, kênh, hồ và đường ven biển dài với khoảng 2.360 con sông, kênh, hồ có tổng chiều dài trên 41.000 km; 3.200 km bờ biển, 112 cửa sông và nhiều vịnh kín [16]. Đê chắn sóng phía Nam dài 2.400 m thể hiện ở hình 1, thuộc dự án Luồng cho tàu biển trọng tải lớn vào sông Hậu được xây dựng với mục tiêu mở rộng luồng tàu, thông quan hàng hóa, ổn định lâu dài cho tàu biển có trọng tải 10.000 tấn đầy tải, tàu 20.000 tấn giảm tải ra vào, kết hợp bảo vệ khu nước bề cảng chung của Trung tâm Điện lực Duyên Hải tại khu vực cửa kênh Tắt, tỉnh Trà Vinh là công trình giao thông cấp đặc biệt [4].



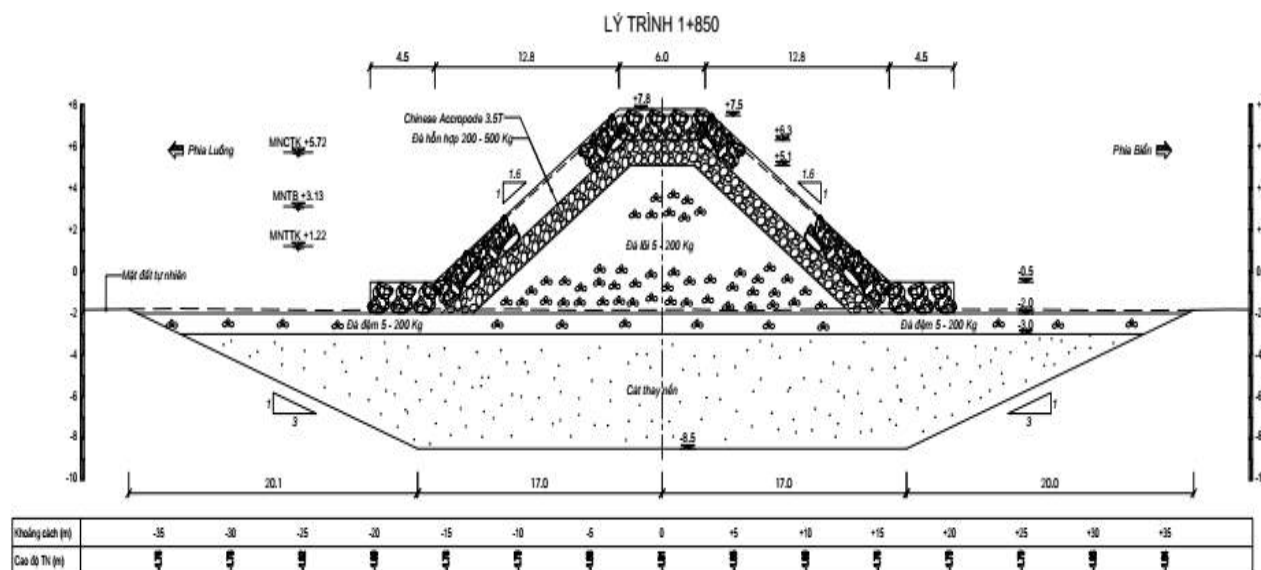
Hình 1. Vị trí đê biển phía Nam.

Để giải quyết vấn đề khan hiếm nguồn cát sông và giá thành, nguồn cát biển san lấp hố móng đã được nghiên cứu làm cơ sở để sử dụng cho dự án. Tuy nhiên, cần tiến hành phân tích, đánh giá kỹ lưỡng trước khi thi công đại trà. Cơ sở đánh giá chất lượng nguồn vật liệu cát dùng trong san lấp hố móng phải đáp ứng yêu cầu kỹ thuật của dự án nhằm đảm bảo chất lượng cát và ổn định công trình. Quá trình lún của tuyến đê là một yếu tố quan trọng đánh giá chất lượng thi công công trình, đảm bảo tuyến đê hoạt động hiệu quả trong quá trình vận hành, bảo trì, bảo dưỡng về sau. Bài báo tập trung phân tích, đánh giá nguồn cát biển thay thế cho hố móng, phân tích ổn định, dự báo lún bằng phương pháp mô hình phần tử hữu hạn Plaxis và so sánh với kết quả quan trắc lún của tuyến đê nhằm đưa ra các luận điểm góp phần kiểm chứng kết quả đã được thiết kế. Theo yêu cầu thiết kế tính toán ổn định của dự án, nguồn vật liệu cát thay thế vào hố móng phải đạt dung trọng tự nhiên $\geq 18 \text{ kN/m}^3$, hàm lượng lọt qua sàng $0,075 \text{ mm} < 15\%$ và góc ma sát trong $\geq 30^\circ$ [4]. Nhóm tác giả đã thực hiện các thí nghiệm phân tích tính chất cơ lý cát biển về hàm lượng hạt mịn, dung trọng tự nhiên, xuyên CPTu xác định góc nội ma sát trong của nguồn cát lấy tại khu vực Định An, huyện Duyên Hải, tỉnh Trà Vinh. Đánh giá kết quả thí nghiệm với yêu cầu kỹ thuật của dự án để có cơ sở sử dụng nguồn cát biển thay thế thi công đại trà. Ứng dụng mô hình phần tử hữu hạn Plaxis theo các thông số điều kiện địa chất khu vực nghiên cứu để tính toán lún, hệ số ổn định của tuyến đê trong quá trình thi công và vận hành, đồng thời so sánh kết quả với số liệu quan trắc lún thực tế về độ lún nhằm kiểm chứng lại kết quả tính toán. Kết quả cho thấy, chất lượng vật liệu cát biển, hệ số ổn định, độ lún tính toán và quan trắc phù hợp với các tiêu chí kỹ thuật tính toán của dự án và có thể sử dụng nguồn vật liệu này cho các dự án có quy mô tương tự. Từ đó, đề xuất các biện pháp ngăn ngừa, giảm thiểu nguy cơ lún đảm bảo ổn định công trình về sau.

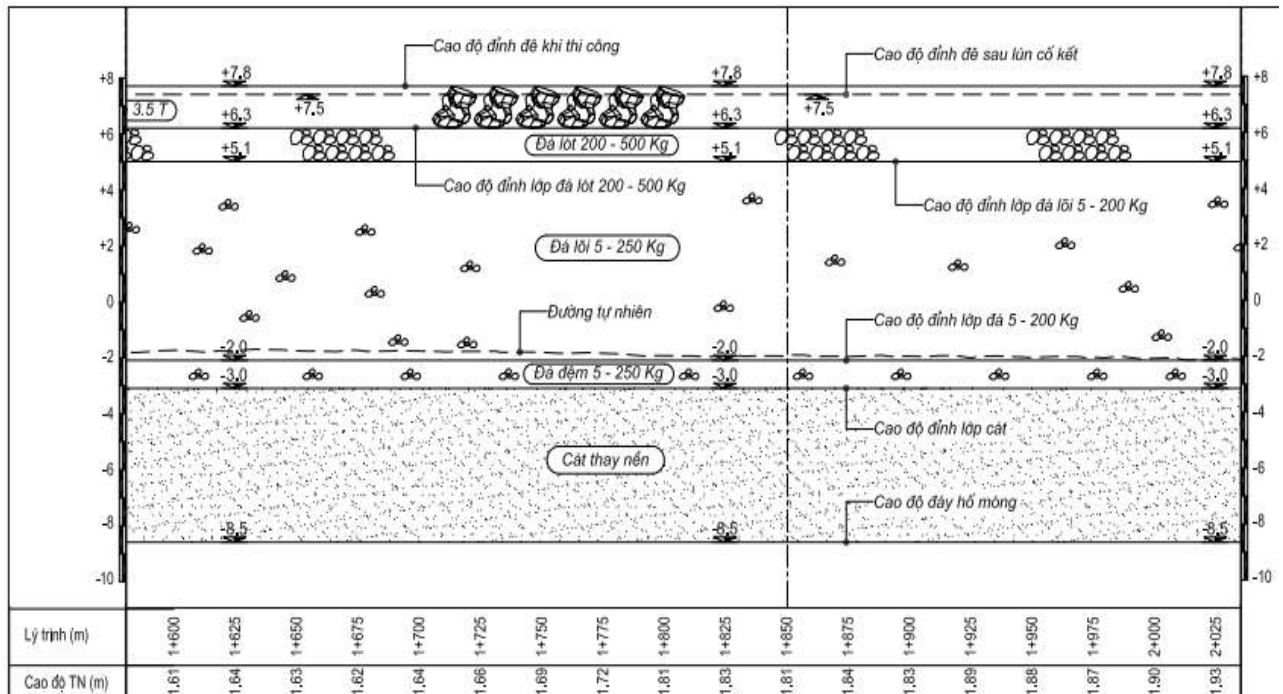
2. Nội dung nghiên cứu

2.1. Điều kiện địa chất công trình

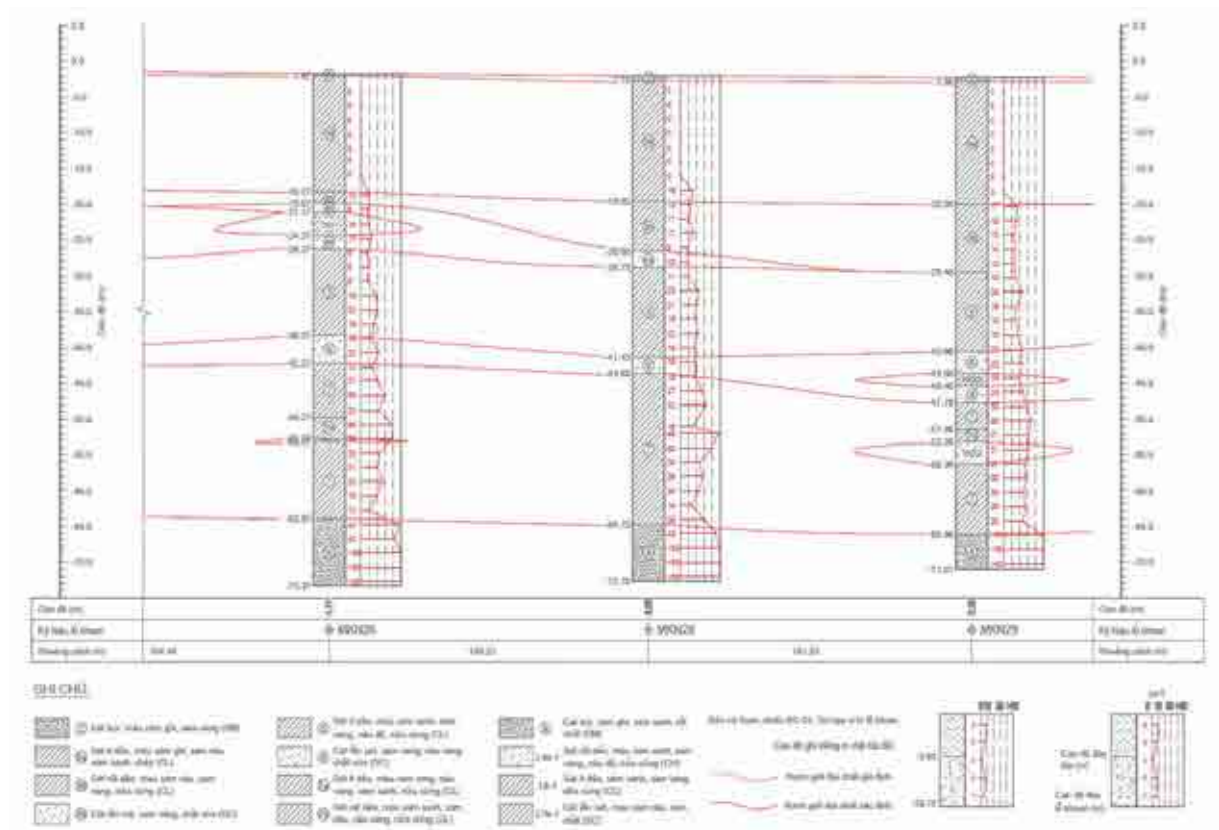
Tuyến đê chắn sóng phía Nam có quy mô và kết cấu với tổng chiều dài 2.400 m (từ lý trình Km0+000 đến Km2+400); bề rộng đỉnh đê: Bđ = 6,0 m; hệ số mái dốc: m = 1,6 (phía biển và phía bê cảng); bề rộng chân khối bảo vệ: Bc = 4,5 m [4]. Mặt cắt ngang của tuyến đê biển điển hình tại lý trình Km1+850 thể hiện ở hình 2 và mặt cắt lỗ khoan tham chiếu được thể hiện trên hình 3 và hình 4.



Hình 2. Mặt cắt ngang điển hình của đê chắn sóng.



Hình 3. Mặt cắt dọc điển hình của đê chắn sóng.



Hình 4. Hồ khoan tham chiếu MKN28.

Bảng 1 thể hiện các thông số kỹ thuật cấu tạo của các lớp vật liệu, cao độ của tuyến đê chắn sóng phía Nam.

Bảng 1. Chi tiết kết cấu điển hình đê biển tại lý trình Km1+850

STT	Hạng mục	Thông số hình học	Đơn vị	Giá trị	
				Chưa dự phòng lún	Dự phòng lún 0,3 m
1.	Nạo vét thay nền (mái dốc nạo vét m=3)	Đáy nạo vét	m	-8,5	-
		Chiều rộng đáy nạo vét	m	34	-
2.	Cát thay nền	Thay cát đến cao độ	m	-2,5	-3,0
3.	Đổ đá lớp đệm chống xói	Đổ đá đến cao độ	m	-1,5	-2,0
4.	Đổ đá lõi đê	Cao độ đỉnh lõi	m	+4,8	+5,1
		Chiều rộng đỉnh lõi	m	4,4	4,4
5.	Đổ đá lớp lót	Cao độ đỉnh lớp lót	m	+6,0	+6,3
		Chiều rộng đỉnh lớp lót	m	5,1	5,1
6.	Xếp khối Chinese Accropode 3,5T	Cao độ đỉnh đê	m	+7,5	+7,8
		Chiều rộng đỉnh đê	m	6,0 (xếp 4 khối)	6,0 (xếp 4 khối)
		Chiều rộng chân khối xếp	m	4,5 (xếp 3 khối)	4,5 (xếp 3 khối)
		Số khối xếp trên mái dốc		10 khối	10 khối

2.2. Phân tích nguồn cát san lấp hố móng

Thử nghiệm thành phần hạt được thực hiện theo tiêu chuẩn BS 1377: Mẫu cát được lấy ngẫu nhiên 5 vị trí khác nhau trên sà lan lấy từ mỏ cát biển. Các mẫu ban đầu sau khi lấy được gộp lại, trộn kỹ và rút gọn theo phương pháp chia tư. Đổ cốt liệu nhỏ lên một mặt phẳng khô sạch, không thấm nước. San phẳng mặt mẫu và kẻ hai đường thẳng vuông góc để chia mẫu thành bốn phần đều nhau. Lấy hai phần bất kỳ đối đỉnh nhau, gộp lại làm một. Sau đó lại trộn kỹ và rút gọn phần mẫu gộp như trên cho tới khi đạt được khối lượng cần thiết khoảng 2 kg. Cân khoảng 500 g cốt liệu đã sàng qua sàng 5 mm sau đó đổ cốt liệu đã cân vào sàng 0,075 mm và tiến hành sàng. Thời điểm dừng sàng là khi sàng trong vòng 1 phút mà lượng lọt qua mỗi sàng không lớn hơn 0,1% khối lượng mẫu thử.

Xác định dung trọng tự nhiên được thực hiện theo tiêu chuẩn BS 1377: Lấp dao đai (đã bôi trơn bên trong) vào với nắp, dùng tay ấn hoặc dùng búa 0,5 kg đóng nhẹ xuống miếng gỗ đệm đặt trên nắp dao, cho dao ngấp sâu xuống cát, không được để xuống nghiêng lệch. Khi dao đã ngấp hết, đào đất quanh dao lấy nguyên cả dao đai đẩy đất lên, gạt nhẹ bằng hai đầu. Nếu trong thao tác, mẫu cát bị vỡ phải làm lại thí nghiệm.

Thử nghiệm xác định góc ma sát trong ϕ' của cát tại hố móng bằng xuyên CPTu được thực hiện theo tiêu chuẩn BS 5930: Góc ma sát trong ϕ' của cát được tính từ công thức thực nghiệm của Roberson và Cabal theo chỉ dẫn của quy phạm BS 5930-1999 [3]:

$$\operatorname{tg} \phi' = 0.1 + 0.38 \lg \frac{q_c}{\sigma_{ov,z'}} \quad (1)$$

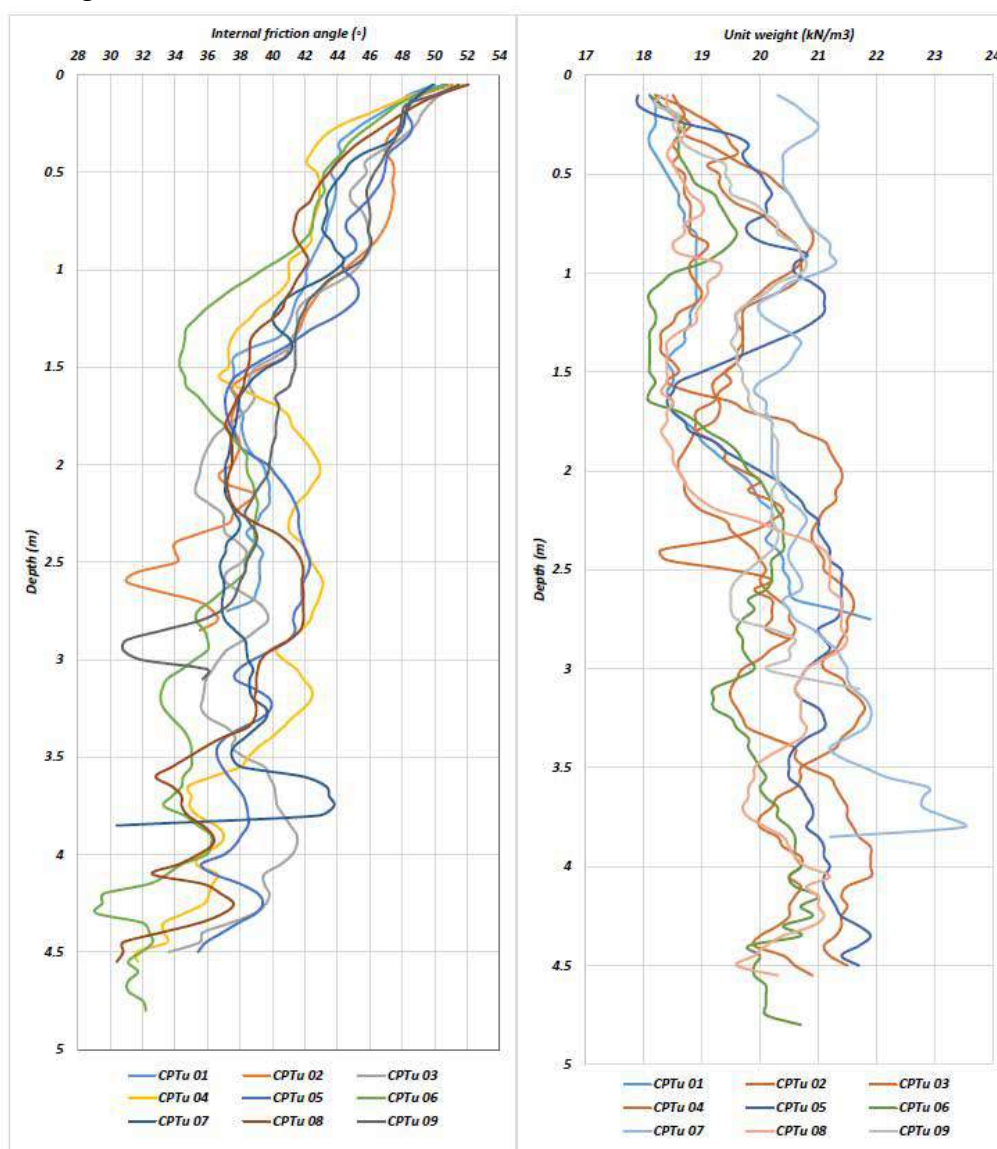
Trong đó: q_c : Sức kháng xuyên đơn vị mũi côn; $\sigma_{ov,z'}$: Ứng suất hiệu quả thẳng đứng.

Kết quả phân tích tính chất cơ lý nguồn cát được thể hiện ở bảng 2, hình 5 và bảng 3.

Bảng 2. Kết quả thí nghiệm dung trọng

STT	Vị trí thí nghiệm	Thể tích dao vòng	Khối lượng mẫu từ dao vòng	Dung trọng ướt tự nhiên	Hàm lượng lọt qua sàng 0,075 mm
		(cm ³)	(g)	(kN/m ³)	(%)
1	Vị trí 1	200,12	391,21	19,16	5,16
2	Vị trí 2	200,12	379,32	18,58	6,72
3	Vị trí 3	200,12	368,98	18,07	5,58
4	Vị trí 4	200,12	382,12	18,71	5,40
5	Vị trí 5	200,12	384,65	18,84	3,11

Kết quả thử nghiệm cho thấy, dung trọng tự nhiên của cát biển trong khoảng 18,07 - 19,16 kN/m³ lớn hơn ≥ 18 kN/m³, hàm lượng lọt qua sàng 0,075 mm dao động 3,11 - 6,72% nhỏ hơn $< 15\%$ so với yêu cầu kỹ thuật thiết kế của dự án, đảm bảo nguồn vật liệu cát biển đầu vào san lấp hố móng.



Hình 5. Biểu đồ quan hệ độ sâu - góc ma sát - dung trọng.

Bảng 3. Bảng tổng hợp kết quả phân tích cát thay thế

Khoảng độ sâu (m)	Sức kháng mũi côn, qc (MPa)			Góc ma sát trong, ϕ' (độ)			Đánh giá
	Số lượng điểm đo	Giá trị Max - Min	Giá trị trung bình	Số lượng điểm đo	Giá trị Max - Min	Giá trị trung bình	
0-1	180	2,56-0,46	1,12	200	52,1-39,4	45,3	Đạt
1-2	180	2,79-0,43	1,14	200	45,3-34,3	39,4	Đạt
2-3	142	3,71-0,49	1,66	192	43,1-30,8	38,4	Đạt
3-4	108	5,31-0,57	1,93	130	43,8	37,4	Đạt
4-5	90	3,54-0,79	1,65	55	40,5-30,4	35	Đạt
4,15-4,3	2	0,64-0,61	0,63	3	29,6-29,1	29,4	Không đạt

Tổng số hồ xuyên thử nghiệm cát biển thay thế hồ móng được thực hiện ở 9 vị trí CPTu tại hiện trường, kết quả được đánh giá so với yêu cầu thiết kế của dự án, góc ma sát trong của cát được tính từ kết quả thí nghiệm CPTu theo công thức thực nghiệm của Roberson và Cabal [3] có xét đến ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng và tải trọng hiệu quả của lớp phủ là phương pháp thích hợp để kiểm tra chỉ tiêu góc ma sát trong ϕ' của cát sau khi thi công san lấp, trong đó tổng khối lượng xuyên đã thực hiện được là 48,15 m, tổng khối lượng xuyên trong lớp cát thay thế là 35,1 m. Tổng số điểm xuyên là 702 điểm, trong đó số lượng điểm đạt yêu cầu là 700 điểm (chiếm 99,72%), số lượng điểm đo không đạt yêu cầu là 2 điểm (chiếm 0,28%). Về khối lượng chiều dài xuyên thử nghiệm trong lớp cát là 35,1 m, trong đó khối lượng chiều dài xuyên đạt yêu cầu là 34,83 m (chiếm 99,23%) khối lượng chiều dài xuyên không đạt yêu cầu là 0,27 m (chiếm 0,77%) [10]. Nguyên nhân là do hạt bụi và sét từ phù sa của sông hoặc từ nguồn cát san lấp lắng đọng và tích tụ một cách ngẫu nhiên trong quá trình thi công.

2.3. Ứng dụng mô hình phần tử hữu hạn Plaxis

Mô hình vật liệu sử dụng là Mohr-Coulomb & Soft Soil được ứng dụng phần tử hữu hạn Plaxis để phân tích độ lún dựa trên các số liệu thu thập được. Các thông số đầu vào của mô hình được trình bày ở bảng 4 và bảng 5:

Bảng 4. Thông số các lớp đất phân tích ổn định ngắn hạn

Lớp đất	Model	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (o)	Su	Ghi chú
Lớp 2	MC	18,3	0,36	28,4	-	Cắt nhanh
Lớp 3a	Datum	16,1	-	-	Su=-1,24z+13,04	FVT, CPTu
Lớp 3b	Undrained	18,8	-	-	72,4	CU, UU
Lớp 4	MC	18,7	27,18	8,6	-	Cắt nhanh

Bảng 5: Thông số các lớp đất phân tích ổn định dài hạn

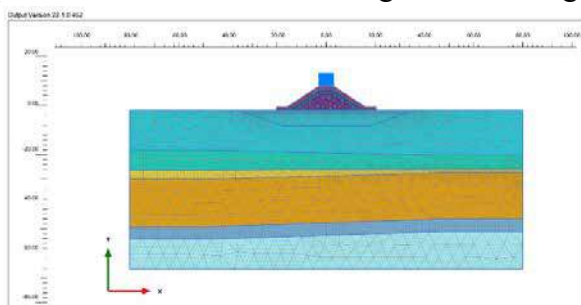
Lớp đất	Model	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Ghi chú
Lớp 2	MC	18,3	0,36	28,4	Cắt nhanh
Lớp 3a	MC	16,1	9,69	26,01	CU
Lớp 3b	MC	18,8	51,15	23,2	CU
Lớp 4	MC	18,7	1,30	30,9	Cắt nhanh

Quá trình thi công và vận hành tuyến đê được chia thành 8 giai đoạn được trình bày ở bảng 6, tương ứng với thời gian hoàn thành mỗi công tác theo quy trình thi công xây dựng tuyến đê. Bắt đầu từ bước 1 đắp phần đệm đáy của chân đê đến quá trình cố kết của nền đất sau 50 năm khai thác.

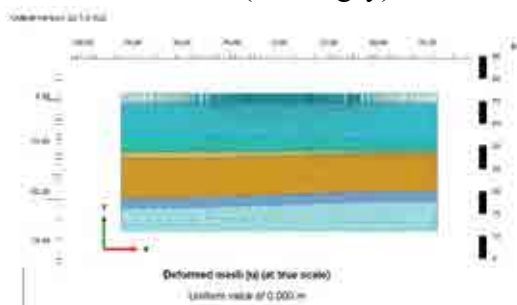
Bảng 6. Các giai đoạn thi công, vận hành và thời gian thực hiện tuyến đề

Identification	Phasenno	Start from	Calculation	Loading Input	Time (days)	Note
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0	
Phase 1	1	0	Consolidation	Staged Construction	30	Đắp đệm đáy
Phase 2	2	1	Consolidation	Staged Construction	30	Đắp lõi đến 2 m
Phase 3	3	2	Consolidation	Staged Construction	30	Đắp xong lõi
Phase 4	4	3	Consolidation	Staged Construction	180	Thi công lớp lót
Phase 5	5	4	Consolidation	Staged Construction	210	Thi công lớp phủ
Phase 6	6	5	Consolidation	Staged Construction	150	Cố kết
Phase 7	7	6	Consolidation	Staged Construction	9125	Cố kết
Phase 8	8	7	Consolidation	Staged Construction	9125	Cố kết

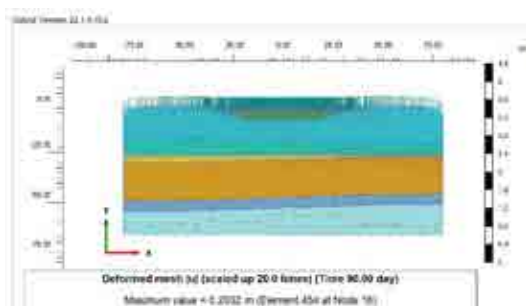
Quá trình lún trong thời gian thi công sau khi kết thúc giai đoạn 6 kéo dài 21 tháng (630 ngày) và quá trình vận hành chia làm hai giai đoạn, mỗi giai đoạn kéo dài 25 năm (9125 ngày).



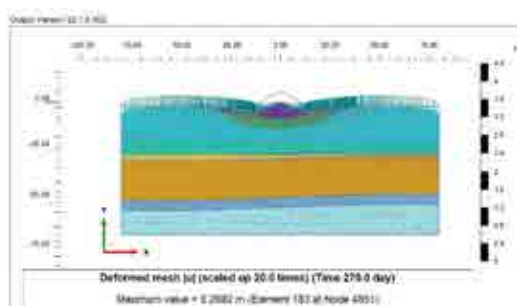
Hình 6. Biểu đồ lưới phần tử hữu hạn.



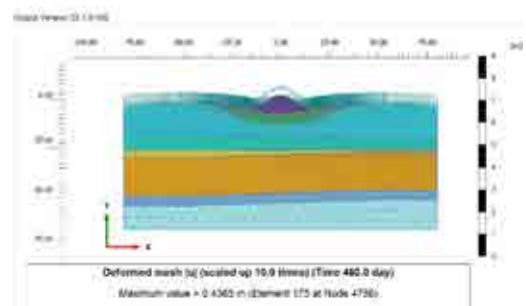
Hình 7. Mô hình sau khi khai báo.



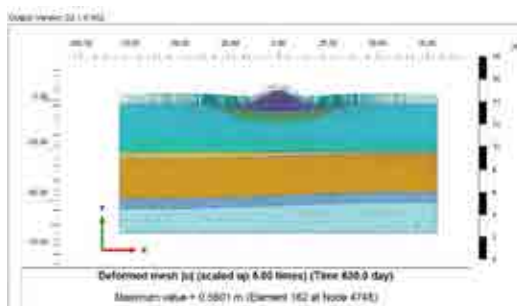
Hình 8. Kết quả phân tích lún sau 90 ngày.



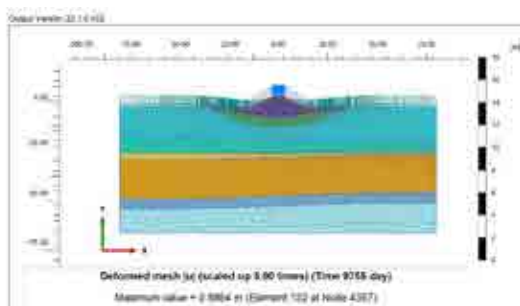
Hình 9. Kết quả phân tích lún sau 270 ngày.



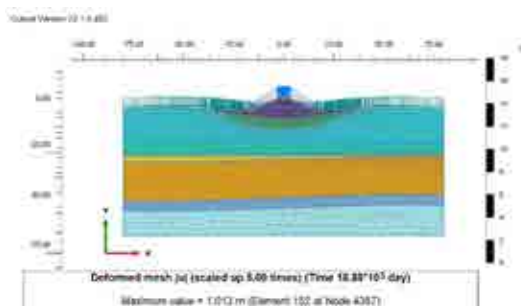
Hình 10. Kết quả phân tích lún sau 480 ngày.



Hình 11. Kết quả phân tích lún sau thi công.



Hình 12. Kết quả phân tích lún sau 25 năm.



Hình 13. Kết quả phân tích lún sau 50 năm.

Phân tích dự báo lún tuyến đề cho các điểm tại giữa đáy lớp cát thay thế (Uy) và tại mép lớp cát (Ux) trong các giai đoạn thi công và vận hành sau 25 năm, 50 năm được trình bày ở bảng 7.

Bảng 7. Kết quả phân tích lún bằng mô hình phần tử hữu hạn Plaxis

Mặt cắt	Sau thi công	Độ lún 25 năm	Độ lún 50 năm	Tổng độ lún
	Uy (m)	Uy (m)	Uy (m)	Uy (m)
1+850	0,560	0,426	0,026	1,012

Qua kết quả phân tích dự báo lún theo mô hình cho thấy, lún thân đề và lớp cát thay thế hầu như chỉ xảy ra trong quá trình thi công (dự kiến khoảng 20 ÷ 30 tháng) vì vậy sẽ được bù lún ngay trong quá trình thi công. Tổng độ lún cố kết của đất nền sau 25 năm đưa vào vận hành là khoảng 0,43 m. Tổng độ lún cố kết sau 50 năm khai thác là không đáng kể. Theo kết quả dự báo lún, cao trình đỉnh đề khi kết thúc thi công được dự kiến dự phòng lún cố kết sau 25 năm là khoảng 0,5 m. Tuy nhiên cần đặc biệt lưu ý, trong quá trình thi công cần quan trắc lún thường xuyên, theo dõi độ lún thực tế so với dự báo để có biện pháp và dự phòng bù lún phù hợp.

Công tác quan trắc lún cung cấp các số liệu để đánh giá mức độ lún của nền đất và kết cấu công trình trong từng giai đoạn chất tải, đồng thời là cơ sở giúp đơn vị thiết kế tính toán khối lượng bù lún. Yêu cầu kỹ thuật về quan trắc lún của dự án (tiêu chuẩn 14 TCN102-2002) thể hiện ở bảng 8.

Bảng 8. Yêu cầu kỹ thuật quan trắc lún cho công trình thủy lợi

STT	Nội dung	Yêu cầu
1	Lưới thủy chuẩn	Hạng IV
2	Sai số cho phép khi đo (mm)	$\leq \pm 20\sqrt{L}$
3	Sai số về góc của thiết bị đo	$\leq 3''$
4	Sai số về cạnh của thiết bị đo	$\leq 1/100.000$

Để đảm bảo yêu cầu kỹ thuật, thu nhận đầy đủ và chính xác số liệu đo lún, công tác quan trắc lún tại dự án được thực hiện theo hai phương pháp là phương pháp đo cao hình học và phương pháp đo cao lượng giác. Đo cao hình học là dựa trên nguyên tắc tia ngắm nằm ngang của máy thủy chuẩn. Được sử dụng cho những đoạn trên bộ, giá trị chênh cao của hai điểm đo là hiệu số đọc mia trước và mia sau. Trong điều kiện không thuận lợi, các đoạn bị chia cách bởi nước biển và không thể đo cao hình học thì phương pháp đo cao lượng giác được sử dụng. Đo cao lượng giác là đo khoảng chênh cao giữa trục nằm ngang của ống kính với tia ngắm.

Theo báo cáo quan trắc lún của đơn vị khảo sát QTA tính đến 30/12/2015 đã tiến hành 880 chu kỳ quan trắc lún tại 25 mốc từ lý trình Km0+000 đến Km2+400, trong đó có 37 chu kỳ quan trắc lún tại mốc MG-1+800 và 38 chu kỳ tại mốc MG-1+900 [9]. Kết quả quan trắc lún được trình bày theo bảng sau:

Bảng 9. Kết quả quan trắc lún thực tế

STT	Tên mốc	Thời gian quan trắc			Độ lún tổng (m)
		Giai đoạn thi công		Giai đoạn vận hành	
1	MG-1+800	30/08/2015	15/12/2015	Từ năm 2016 đến ngày 15/12/2022	-0,541
2	MG-1+900	08/09/2015	27/12/2015	Từ năm 2016 đến ngày 15/12/2022	-0,420

Như vậy, độ lún lớn nhất quan trắc được là -0,541 mm tại mốc quan trắc MG-1+800, giá trị độ lún này tương đối phù hợp với độ lún tính toán theo mô hình Plaxis là -0,560 mm.

3. Kết luận

Kết quả thí nghiệm phân tích tính chất cơ lý của nguồn cát lấy tại khu vực Định An, huyện Duyên Hải, tỉnh Trà Vinh đạt các yêu cầu kỹ thuật về chất lượng cát thay thế hồ móng với yêu cầu kỹ thuật của dự án là hàm lượng lọt qua sàng 0,075 mm < 15%, dung trọng tự nhiên ≥ 18 kN/m³, góc ma sát trong $\geq 30^\circ$. Trong đó, dung trọng tự nhiên đạt từ 18,07-19,16 kN/m³, hàm lượng lọt qua sàng 0,075 mm đạt từ 3,11 - 6,72%, góc ma sát trong đạt 99% so với yêu cầu. Vì vậy, có thể sử dụng nguồn cát lấy tại khu vực Định An làm nguồn cát thay thế cho hồ móng để thi công đại trà cho dự án.

Nghiên cứu đã phân tích, đánh giá theo mô hình phần tử hữu hạn Plaxis với các lỗ khoan tham chiếu trong từng giai đoạn thi công đến kết thúc quá trình thi công có độ lún tổng cộng là 0,560 m, độ lún sau 25 năm đưa vào vận hành là 0,43 m, và sau 50 năm khai thác là 0,026 m. Kết quả quan trắc độ lún quan trắc thực tế tại hai mốc quan trắc MG-1+800 và MG-1+900 lần lượt là 0,541 m và 0,420 m, giá trị này nhỏ hơn so với kết quả dự báo bằng mô hình lý thuyết và tương đối phù hợp theo điều kiện thực tế. Nguyên nhân chủ yếu là do tải trọng của công trình, sự sắp xếp lại các lớp kết cấu vật liệu và cổ kết của đất nền.

Những phân tích, đánh giá trên mô hình thực nghiệm hiện trường đã khẳng định được chất lượng nguồn vật liệu cát thay thế vào trong hồ móng, đủ cơ sở cho thi công đại trà. Kết quả phân tích ổn định và dự báo lún bằng mô hình phần tử hữu hạn là chính xác và cần thiết nhằm góp phần đưa ra giải pháp xử lý lún cũng như phương án xây dựng tuyến đê an toàn, hiệu quả.

Lời cảm ơn

Chúng tôi xin cảm ơn Trường Đại học Bách khoa - ĐHQG TP HCM đã hỗ trợ cho nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- ASTM D 5778 - Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of soils.
- Babloo Chaudhary et al, 2016. "Effects of reinforcement on the performance of breakwater foundation subjected to earthquake loadings", *International Journal of Geotechnical Engineering*.
- BS 5930: 1999 - Code of practice for soil investigations.
- Công ty Cổ phần Tư vấn Thiết kế Cảng - Kỹ thuật Biển Portcoast, 2006 "Thiết kế kỹ thuật dự án đầu tư xây dựng công trình Luồng cho tàu biển trọng tải lớn vào sông Hậu tập 1"
- Jaykumar Shukla et al, 2015. "Analysis and Design of Breakwater for Sea Water Intake Facility On South East Coast of India" *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*.
- Jianhong Ye et al, 2020. "Subsidence prediction of a rubble mound breakwater at Yantai port: A application of FSSI-CAS 2D", *University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049 China*.
- Liên danh Portcoast - Nippon Koei - DHI, 2009. Báo cáo chính thức biện pháp thi công chủ đạo và tiến độ thi công hạng mục Đê biển và Luồng biển.

- Liên danh Portcoast - Nippon Koei - DHI, 2016. Đề cương quan trắc, báo cáo kết quả quan trắc lún bề mặt công trình Đê chắn sóng phía Nam.
- Nguyễn Hữu Sơn, 2019. “Đánh giá ổn định mô hình thực nghiệm đê chắn sóng luồng tàu trọng tải lớn vào sông Hậu”, *Luận văn Thạc sĩ, Trường Đại học Bách Khoa - ĐHQG TP.HCM*
- Peng Qin and Chunmei Cheng, 2017. “Prediction of Seawall Settlement Based on a Combined LS-ARIMA Model”, *Institute of Geomatics and Municipal Engineering, Zhejiang University of Water Resources and Electric Power, Hangzhou 310018 China*.
- Portcoast Consultant Corporation, Dự án “Luồng cho Tàu biển trọng tải lớn vào Sông Hậu”, *truy cập 02/2023 từ: <https://www.portcoast.com.vn/vi/du-an/luong-tau-bien-trong-tai-lon-vao-song-hau>*.
- Phạm Thu Thảo, 2012. “Nghiên cứu biến động trầm tích và địa hình trong Holocen muộn khu vực đới bờ biển từ cửa Cung Hầu đến cửa Định An”, *Luận văn Thạc sĩ, Trường Đại học Khoa học Tự Nhiên - ĐHQG Tp.HCM*.
- TCVN 8305: 2009 - Công trình thủy lợi - Kênh đất - Yêu cầu kỹ thuật trong thi công và nghiệm thu.
- Trần Đình Hòa và cộng sự, 2011. Báo cáo chuyên đề, đề tài cấp Nhà nước “Nghiên cứu kết cấu công trình và giải pháp xây dựng Tuyến đê biển Vũng Tàu - Gò Công”, *Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam*.
- Trần Văn Tư và cộng sự, 2011. "Geological engineering characteristic of Red River dyke basement in Hanoi and concerning geological hazards", *Viện địa chất - Viện khoa học và công nghệ Việt Nam*.
- Wikipedia (2023), “Tổng quan tỉnh Trà Vinh”, *truy cập 02/2023 từ: <https://vi.wikipedia.org/wiki/TraVinh>*.

Assessment of the stable stability of the dyke line southern during the construction and operation of the works at the hau river channel, Tra Vinh province

Doan Khac Phu, Nguyen Huu Son*

Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT) - Vietnam National University Ho Chi Minh City

**Corresponding author: nguyenhuuson@hcmut.edu.vn*

Abstract

The Southern breakwater (2,400 m long) of the Channel project for large ships entering the Hau River was built with the goal of expanding the channel, clearing goods, stabilizing the seagoing vessels to enter and exit, and connect them to the river to protect the water area of the common port area of Duyen Hai Power Center. The settlement process of the dike route takes place continuously, from the beginning of construction to completion and continues in the later operation. There are many causes of settlement of the dike, in which the load of the structure and the consolidation nature of the ground are the two main causes. This paper focuses on researching and evaluating alternative sand sources for foundation pits and analyzing stability and settlement prediction by finite element model method. The research results show that the sand source taken in Dinh An area, Duyen Hai district, Tra Vinh province meets the technical requirements for sand quality to replace the foundation with internal friction angle $\geq 30^\circ$, natural density $\geq 18 \text{ kN/m}^3$, content passing 0,075 mm sieve $< 15\%$. The results of stability analysis using the Plaxis finite element model show that the settlement of the dike route in the first stage of construction is 0,56 m, after 25 years of operation it is 0,43 m and after the next 25 years is just 0,026 m. The analysis, evaluation and audit by model once again prove that the technical design of the project is consistent with the actual monitoring data and that the use of sea sand as an alternative material for the foundation pit is effective. and ensure stability.

Keywords: *sea dyke, breakwater, seasand, Hau river channel, settlement forecast.*

NGHIÊN CỨU CÔNG THỨC THỰC NGHIỆM MỚI ƯỚC LƯỢNG SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CHO CỌC KHOAN NHỒI DỰA TRÊN DỮ LIỆU THÍ NGHIỆM O-CELL VÀ CHỈ SỐ SPT

Huỳnh Văn Hiệp¹, Phạm Hoàng Lâm², Từ Hồng Nhung^{1*}, Huỳnh Hồng³

¹Trường Đại học Trà Vinh; ²Học viên cao học ngành Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông, Trường Đại học Trà Vinh; ³Công ty cổ phần Tư vấn Xây dựng và Môi trường Duy Thành tỉnh Trà Vinh

*Corresponding author: thnhung@tvu.edu.vn

Tóm tắt

Hiện nay, có nhiều công thức và tiêu chuẩn khác nhau để tính toán sức chịu tải của cọc khoan nhồi theo điều kiện đất nền. Những công thức đó khi áp dụng tính toán thường cho ra các kết quả không giống nhau về sức chịu tải của cọc khoan nhồi. Mục tiêu của bài báo là ứng dụng giải thuật di truyền để giải bài toán tối ưu hóa phát triển công thức thực nghiệm mới. Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả thu thập dữ liệu địa chất 20 hố khoan để tính toán sức chịu tải cọc khoan nhồi theo công thức TCVN 10304:2014; TCXD 205:1998 của Việt Nam và công thức của Shioi và Fukui của Nhật Bản dựa trên thí nghiệm o-cell và chỉ số SPT. Phương pháp xác định sức chịu tải cực hạn của cọc khoan nhồi mới được đề xuất, sử dụng thuật toán di truyền để tối ưu hóa các tham số, so sánh giá trị tính toán với giá trị thí nghiệm cho thấy được mối tương quan là cao nhất ($R^2 = 0,706$) so với các phương pháp cũ (0,599, 0,222 và 0,181). Từ kết quả tính toán của công thức thực nghiệm mới này, giúp ích cho việc tính toán sức chịu tải nền dọc trục của cọc khoan nhồi cho các công trình với điều kiện địa chất tương tự.

Từ khóa: cọc khoan nhồi; giải thuật di truyền; sức chịu tải dọc trục; o-cell và chỉ số SPT.

1. Đặt vấn đề

Ở Việt Nam, trong hơn hai thập kỷ qua, cùng với sự phát triển kết cấu hạ tầng có quy mô lớn trong các công trình giao thông như móng, mố trụ cầu, đường cao tốc, metro,... móng cọc khoan nhồi đã và đang trở thành một trong những giải pháp móng cọc thường được lựa chọn nhất do móng cọc khoan nhồi có những ưu điểm về khả năng chịu tải tương đối lớn, độ bền độ ổn định cao.

Trong suốt lịch sử của kỹ thuật móng cọc có nhiều phương pháp đã được phát triển để rút ra các công thức thực nghiệm ước tính sức chịu tải dọc trục của cọc. Dựa trên các thông số của đất và các loại thí nghiệm tương ứng được triển khai trong các phương pháp đó, chúng có thể được phân loại thành hai nhóm. Nhóm thứ nhất bao gồm các phương pháp sử dụng các thông số đất kết hợp với các thí nghiệm xác định lực dính và góc ma sát trong. Trong nhóm này, các phương pháp phổ biến nhất trong ứng dụng thực tế đó là phương pháp ước lượng sức chịu tải của cọc trong cả đất dính và đất rời (Burland, 1973; Meyerhof, 1976) và phương pháp được đề xuất bởi Vijayvergiya và Focht (Vijayvergiya et al., 1972). Nhóm thứ hai bao gồm các phương pháp sử dụng tham số liên quan đến các thí nghiệm đất tại chỗ như CPT, CPTu và SPT. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) (Bazaraa et al., 1986; Briaudi et al., 1988; Decourt, 1995; Meyerhof, 1976; Shioi et al., 1982) và thí nghiệm CPTu (Eslami et al., 1997; Schmertmann, 1978) thường được sử dụng trong thiết kế thực tế. Trong hai nhóm trên thì nhóm thứ hai thường được ưu tiên sử dụng hơn trong thực tế vì có thể tránh được lỗi gây ra bởi sự xáo trộn mẫu. Hơn nữa các phương pháp này đơn giản, dễ áp dụng.

Tuy nhiên, các công thức thực nghiệm này được thiết lập dựa trên dữ liệu thử tải tĩnh cọc để dự tính sức chịu tải này vẫn còn hạn chế do độ chính xác chưa cao, các công thức theo thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT khi tính toán cho ra các kết quả khác nhau, so sánh kết quả của một số công thức như Meyerhof, 1976; Shioi et al., 1982; công thức theo TCVN 10304: 2014 và TCXD 205:1998 cho thấy có độ chênh lệch rõ rệt giữa các kết quả của các công thức tính toán.

2. Phương pháp nghiên cứu

2.1. Thu thập và tổng hợp số liệu

Hồ sơ địa chất là chỉ tiêu cơ lí của đất, trong đó thì chỉ số SPT là bắt buộc, kết quả thử tĩnh của 20 công trình đã được thu thập và được đặt tên DS. Bảng 1 được thu thập và tổng hợp về dữ liệu các cọc như: chiều dài cọc (m), đường kính cọc (m), chu vi (m), diện tích mặt cắt ngang cọc (m^2), N_{spt} trung bình thân cọc và N_{spt} mũi cọc.

Bảng 1. Bảng dữ liệu các cọc

STT	Tên cọc	Chiều dài cọc (m)	Đường kính cọc (m)	Chu vi cọc (m)	Diện tích mặt cắt ngang cọc (m^2)	N_{spt} trung bình thân cọc	N_{spt} mũi cọc
1	DS-01	18,2	1,20	3,77	1,13	42	87,5
2	DS-02	16,5	0,91	2,87	0,66	13,5	12
3	DS-03	23,2	1,68	5,27	2,21	28,6	49
4	DS-04	7,2	0,76	2,39	0,46	12,5	22
5	DS-05	15,2	1,37	4,31	1,48	17,6	35
6	DS-06	22,3	1,22	3,83	1,17	10	75
7	DS-07	37,5	1,22	3,83	1,17	20,2	75
8	DS-08	42,1	1,22	3,83	1,17	27,5	35
9	DS-09	29,6	1,22	3,83	1,17	25,5	71
10	DS-10	25,0	1,22	3,83	1,17	26,6	16
11	DS-11	19,5	1,22	3,83	1,17	20,5	80
12	DS-12	25,0	1,21	3,80	1,15	20,7	11
13	DS-13	27,4	1,21	3,80	1,15	21,6	13
14	DS-14	55	1,5	4,71	1,77	33	78
15	DS-15	73,5	2	6,28	3,14	21,1	47
16	DS-16	19,5	0,76	2,39	0,46	13	23
17	DS-17	22,91	1,52	4,78	1,81	8,7	11
18	DS-18	22,86	1,52	4,78	1,81	11	13
19	DS-19	44	1,2	3,77	1,13	26,23	21
20	DS-20	15,8	0,45	1,41	0,16	21,6	46,2

Để có dữ liệu chính xác trong nghiên cứu, nhóm tác giả thu thập về sức chịu tải cực hạn được trình bày trong bảng 2.

Bảng 2. Bảng tổng hợp sức chịu tải cực hạn của các cọc theo dữ liệu thí nghiệm o-cell

STT	Tên cọc	Sức chịu tải cực hạn (kN)
1	DS-01	24.200
2	DS-02	3.440
3	DS-03	15.600
4	DS-04	8.880
5	DS-05	12.300

STT	Tên cọc	Sức chịu tải cực hạn (kN)
6	DS-06	10200
7	DS-07	15.150
8	DS-08	14.130
9	DS-09	11.090
10	DS-10	8.750
11	DS-11	4.450
12	DS-12	25.800
13	DS-13	15.124
14	DS-14	28.000
15	DS-15	68.000
16	DS-16	3.402
17	DS-17	8.589
18	DS-18	14.056
19	DS-19	6.979
20	DS-20	3.250

2.2. Công thức tính toán

2.2.1. Công thức TCVN 10301:2014

Sức chịu tải cực hạn của cọc theo công thức TCVN 10304:2014

$$Q_u = q_b \times A_b + u \times \sum_{i=1}^n (f_{c,i} \times l_{c,i} + f_{s,i} \times l_{s,i}) \quad (1)$$

Trong đó:

q_b : cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc xác định như sau:

+ Khi mũi cọc nằm trong đất rời. Đối với cọc khoan nhồi: $q_b = 150 \times N_p$, với cọc đóng hoặc ép: $q_b = 300 \times N_p$

+ Khi mũi cọc nằm trong đất dính. Đối với cọc khoan nhồi: $q_b = 6 \times c_u$, với cọc đóng hoặc ép: $q_b = 9 \times c_u$

N_p : chỉ số SPT trung bình trong khoảng 4d phía trên và 1d phía dưới mũi cọc đối với đất cát, nếu $N_p > 50$ thì lấy $N_p = 50$, nếu $N_{s,i} > 50$ thì lấy $N_{s,i} = 50$ với cọc nhồi có mũi cọc tựa vào lớp cuội sỏi có $N_p > 100$, nếu có biện pháp tin cậy làm sạch mũi cọc và bơm vữa xi măng gia cường đất dưới mũi cọc thì lấy $q_b = 20 \text{ Mpa}$;

A_b : diện tích tiết diện mũi cọc (m^2);

u : chu vi thân cọc (m);

$f_{s,i}$: cường độ sức kháng trung bình trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ i

$$f_{s,i} = \frac{10 \times N_{s,i}}{3} \quad (2)$$

$N_{s,i}$: chỉ số SPT trong phạm vi lớp đất rời thứ i ;

$f_{c,i}$: cường độ sức kháng trung bình trên đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ i ;

$$f_{c,i} = \alpha_p \times f_L \times c_{u,i} \quad (3)$$

α_p : hệ số điều chỉnh cho cọc, phụ thuộc vào tỉ lệ sức kháng cát không thoát nước và trị số trung bình của ứng suất hiệu quả thẳng đứng;

f_L : hệ số hiệu chỉnh độ mảnh của cọc, phụ thuộc tỉ số L/d (chiều sâu cọc/đường kính cọc);

$c_{u,i}$: cường độ kháng cắt không thoát nước của đất dính. Trong trường hợp không có số liệu sức kháng cắt không thoát nước c_u lấy $c_{u,i} = 6,25 \times N_{c,i}$;

$N_{c,i}$: chỉ số SPT trong phạm vi lớp đất dính thứ i ;

Đối với cọc khoan nhồi, cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ i tính theo công thức (2), còn cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ i tính theo công thức (3) với $f_L = 1$;

+ $l_{s,i}$: chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ i ;

+ $l_{c,i}$: chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ i ;

Đối với nền đá và nền ít bị nén như sỏi cuội ở trạng thái chặt, khi trị số $NP > 100$ có thể lấy $q_b = 20$ MPa cho trường hợp cọc đóng. Riêng đối với cọc khoan nhồi và barrette thì sức kháng mũi phụ thuộc chủ yếu vào chất lượng thi công cọc, nếu có biện pháp tin cậy làm sạch mũi cọc và bơm vữa xi măng gia cường đất dưới mũi cọc thì có thể lấy giá trị q_b như trường hợp cọc đóng.

2.2.2 Công thức TCXD 205:1998

$$Q_u = \frac{10}{3} \left\{ \alpha \times N_a \times A_b + (0,2 \times \overline{N_s} \times L_s + \overline{N_c} \times L_c) \times u \right\} \quad (4)$$

Trong đó:

N_a : chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc;

N_s : chỉ số SPT của lớp cát bên thân cọc;

N_c : chỉ số SPT của lớp sét bên thân cọc;

L_s : chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát, m;

L_c : chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất sét, m;

u : chu vi thân cọc, m;

α : Hệ số phụ thuộc vào phương pháp thi công cọc:

+ Cọc bê tông cốt thép thi công bằng phương pháp đóng $\alpha = 30$.

+ Cọc khoan nhồi $\alpha = 15$.

2.2.3. Công thức Shioi và Fukui

Công thức Shioi và Fukui (1982):

$$Q_u = Q_b + Q_s = f_b \times A_b + u \times \sum_{i=1}^n f_i \times L_i \quad (5)$$

Trong đó:

Q_b : sức kháng mũi cực hạn (kN);

f_b : cường độ sức kháng mũi cọc

$$f_b = K \times N \quad (6)$$

K : hệ số lấy bằng 0,1 đối với lớp cát, $K = 0,15$ đối với lớp sét;

A_b : diện tích tiết diện ngang mũi cọc, m^2 ;

Q_s : sức chịu tải cực hạn do ma sát bên, kN;

u : chu vi tiết diện ngang cọc, m;

f_i : cường độ sức kháng trung bình (ma sát đơn vị) của lớp đất thứ “ i ” trên thân cọc.

$$f_i = \alpha + \beta \times N \quad (7)$$

- + $\alpha = 0, \beta = 1$ đối với lớp cát; $\alpha = 0, \beta = 5$ đối với lớp sét;
 + L_i là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ i .

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Sức chịu tải cọc khoan nhồi theo các công thức và thí nghiệm o-cell

Sau khi thực hiện tổng hợp dữ liệu các cọc khoan nhồi, số liệu địa chất từng cọc khoan nhồi, áp dụng các công thức tính toán, khi đó tính được sức chịu tải của các công thức theo các cọc khoan nhồi được thể hiện trong bảng 3.

Bảng 3. Bảng tổng hợp sức chịu tải cọc khoan nhồi của các công thức và sức chịu tải cực hạn theo phương pháp thí nghiệm o-cell

STT	Tên cọc	Sức chịu tải cực hạn (kN)	TCVN 10304:2014 (kN)	TCXD 205:1998 (kN)	Shioi & Fukui (kN)
1	DS-01	24.200	20.131	43.661	29.253
2	DS-02	3.440	4.292	7.577	4.379
3	DS-03	15.600	25.892	51.161	33.692
4	DS-04	8.880	1.722	3.657	2.581
5	DS-05	12.300	9.148	19.292	13.525
6	DS-06	10.200	7.523	21.668	17.401
7	DS-07	15.150	20.318	42.140	27.637
8	DS-08	14.130	29.243	50.466	28.298
9	DS-09	11.090	20.256	41.340	26.887
10	DS-10	8.750	16.616	28.266	15.534
11	DS-11	4.450	11.762	29.326	21.668
12	DS-12	25.800	12.750	21.538	11.718
13	DS-13	15.124	14.622	24.740	13.491
14	DS-14	28.000	56.770	37.782	63.441
15	DS-15	68.000	54.629	41.637	24.510
16	DS-16	3.402	3.596	2.787	1.656
17	DS-17	8.589	6.167	4.898	2.948
18	DS-18	14.056	7.541	5.940	3.560
19	DS-19	6.979	18.066	12.264	6.726
20	DS-20	3.250	2.710	2.067	1.217

3.2. Ứng dụng giải thuật di truyền để giải bài toán tối ưu hóa

3.2.1. Giới thiệu về thuật toán di truyền

Thuật toán di truyền là một loại thuật toán tối ưu hóa, có nghĩa là chúng được sử dụng để tìm cực đại hoặc cực tiểu của một hàm (Gen et al., 1999).

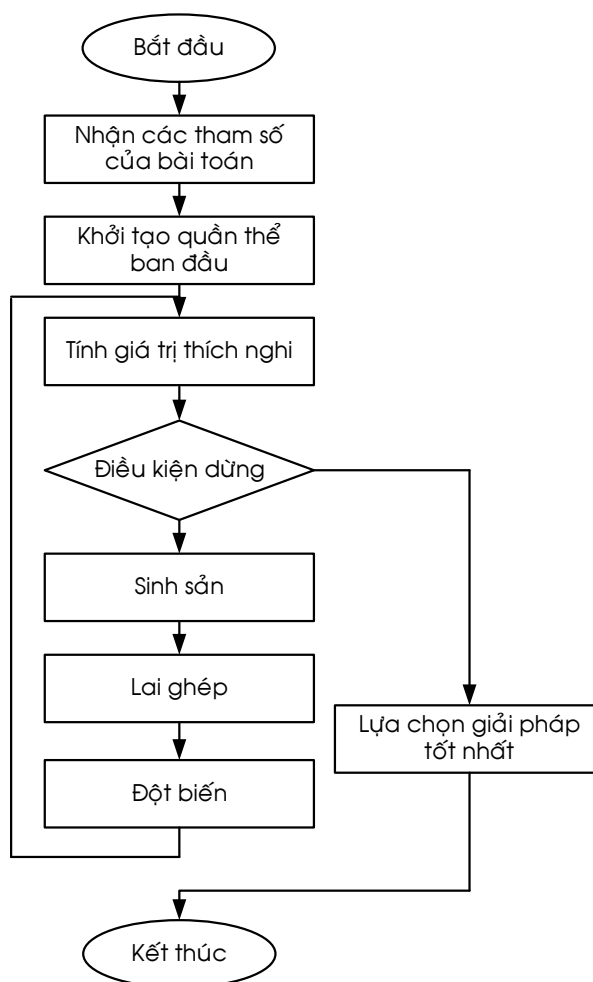
GAs (Genetic Algorithms) là một kỹ thuật của khoa học máy tính nhằm tìm kiếm giải pháp thích hợp cho các bài toán tối ưu tổ hợp (combinatorial optimization), là một phân ngành của giải thuật tiến hóa, vận dụng các nguyên lý của tiến hóa như: di truyền, đột biến, chọn lọc tự nhiên, và trao đổi chéo. Nó sử dụng ngôn ngữ máy tính để mô phỏng quá trình tiến hoá của một tập hợp

những đại diện trừu tượng (gọi là những nhiễm sắc thể), của các giải pháp có thể (gọi là những cá thể) cho bài toán tối ưu hóa vấn đề. Tập hợp này sẽ tiến triển theo hướng chọn lọc những giải pháp tốt hơn. GAs cũng như các thuật toán tiến hoá, đều được hình thành dựa trên một quan niệm được coi là một tiên đề phù hợp với thực tế khách quan. Đó là quan niệm "Quá trình tiến hoá tự nhiên là quá trình hoàn hảo nhất, hợp lý nhất và tự nó đã mang tính tối ưu". Quá trình tiến hoá thể hiện tính tối ưu ở chỗ thế hệ sau bao giờ cũng tốt hơn thế hệ trước.

Ngày nay, GAs càng trở nên quan trọng, đặc biệt là trong lĩnh vực tối ưu hóa, một lĩnh vực có nhiều bài toán hấp dẫn, được ứng dụng nhiều trong thực tiễn nhưng thường khó và chưa có.

3.2.2. Các tính chất của giải thuật di truyền

GAs là kỹ thuật chung, giúp giải quyết vấn đề bằng cách mô phỏng sự tiến hóa của con người hay của sinh vật nói chung (dựa trên thuyết tiến hóa muôn loài của Darwin), trong điều kiện qui định sẵn của môi trường. Mục tiêu của GAs không nhằm đưa ra lời giải chính xác tối ưu mà là đưa ra lời giải tương đối tối ưu. Một cá thể trong GAs sẽ biểu diễn một giải pháp của bài toán. Tuy nhiên, không giống với trong tự nhiên là một cá thể có nhiều nhiễm sắc thể (NST) mà để giới hạn trong GAs, ta quan niệm một cá thể có một NST. Do đó, khái niệm cá thể và NST trong GAs coi như là tương đương. Một NST được tạo thành từ nhiều gen, mỗi gen có thể có các giá trị khác nhau để quy định một tình trạng nào đó. Trong GAs, một gen được coi như một phần tử trong chuỗi NST. Một tập hợp các cá thể có cùng một số đặc điểm nào đấy được gọi là quần thể. Trong thuật giải di truyền, ta quan niệm quần thể là một tập các lời giải của một bài toán.



Hình 1. Sơ đồ thực hiện giải thuật di truyền đơn giản

Trong hình 1, ta thấy giải thuật di truyền đơn giản được thực hiện qua 4 bước cơ bản sau:

1. [Bắt đầu] Nhận các tham số cho thuật toán.
2. [Khởi tạo] Sinh ngẫu nhiên một quần thể gồm n cá thể (là n lời giải cho bài toán).
3. [Quần thể mới] Tạo quần thể mới bằng cách lặp lại các bước sau cho đến khi quần thể mới hoàn thành.

[Thích nghi] Ước lượng độ thích nghi $eval(x)$ của mỗi cá thể.

[Kiểm tra] Kiểm tra điều kiện kết thúc giải thuật.

[Chọn lọc] Chọn hai cá thể bố mẹ từ quần thể cũ theo độ thích nghi của chúng (cá thể có độ thích nghi càng cao thì càng có nhiều khả năng được chọn).

[Lai ghép] Với một xác suất lai ghép được chọn, lai ghép hai cá thể bố mẹ để tạo ra một cá thể mới.

[Đột biến] Với một xác suất đột biến được chọn, biến đổi cá thể mới.

4. [Chọn kết quả] Nếu điều kiện dừng được thỏa mãn thì thuật toán kết thúc và trả về lời giải tốt nhất trong quần thể hiện tại.

GAs có hai loại điều kiện dừng cơ bản (1) dựa trên cấu trúc nhiễm sắc thể, kiểm soát số gen được hội tụ, nếu số gen hội tụ vượt quá số phần trăm nào đó của tổng số gen, việc tìm kiếm sẽ kết thúc; (2) dựa trên ý nghĩa đặc biệt của một nhiễm sắc thể, đo tiến bộ của giải thuật trong một số thế hệ cho trước, nếu tiến bộ này nhỏ hơn một hằng số ε xác định, kết thúc tìm kiếm.

3.3. Thực hiện giải thuật di truyền để phát triển công thức thực nghiệm mới

Một phương pháp mới được đề xuất. Để tối ưu hóa công thức của phương pháp ta sử dụng thuật toán di truyền Matlab để tối ưu hóa các hàm được sử dụng (Huynh et al., 2022).

Trong hàm số tối ưu này các tham số của nghiệm khả năng chịu lực $\alpha, \beta, \gamma, \xi$ là các biến của hàm số tối ưu.

Công thức thực nghiệm để dự đoán sức chịu tải cực hạn được định nghĩa như sau:

$$Q_{ult} = \alpha \times A + \beta \times B + \gamma \times C + \xi \times D \quad (8)$$

Trong đó: $\alpha, \beta, \gamma, \xi$ là các biến để tối ưu hóa, biến số này là các giá trị không cố định, được giới hạn trong một khoảng cố định được trình bày trong bảng 4.

Bảng 4. Tóm tắt về biến số

Biến	Nhỏ nhất	Lớn nhất
α	35	150
β	200	300
γ	40	80
ξ	10	100

A, B, C, D : hằng số cố định được trình bày như sau:

$$Q_u = q_b \times A_b + u \times \sum_{i=1}^n (f_{c,i} \times l_{c,i} + f_{s,i} \times l_{s,i})$$

$$Q_u = q_b \times A_p + \sum_{i=1}^n u \times \frac{10}{3} \times N_{s,i} \times l_{c,i} + \sum_{i=1}^n u \times \alpha_p \times f_L \times 6,25 \times N_{c,i} \times l_{c,i}$$

$$Q_u = \alpha \times A + \beta \times B + \gamma \times C + \xi \times D$$

$$\text{Với: } A = N_{p,c} \times A_p; B = N_{p,s} \times A_p; C = \sum_{i=1}^n u \times N_{s,i} \times l_{s,i}; D = \sum_{i=1}^n u \times N_{c,i} \times l_{c,i}$$

Trong đó:

$N_{p,c}$, $N_{p,s}$: chỉ số SPT của đất tại mũi cọc trong đất dính và đất rời;

A_p : diện tích mặt cắt ngang mũi cọc, m^2 ;

U : chu vi cọc, m ;

N_s , N_c : lần lượt là chỉ số SPT của đất rời và đất dính xung quanh thân cọc;

l : chiều dài cọc, m .

Bảng 5. Các hằng số được chọn

Cọc	A	B	C	D	Q_{ult}
1	0,00	98,96	158,34	0,00	24.200
2	0,00	7,88	38,78	0,00	3.440
3	108,15	0,00	150,62	0,00	15.600
4	0,00	10,03	29,92	0,00	8.880
5	0,00	51,71	0,00	75,84	12.300
6	0,00	87,56	38,30	0,00	10.200
7	0,00	87,56	77,37	0,00	15.150
8	0,00	40,86	105,33	0,00	14.130
9	0,00	82,89	97,67	0,00	11.090
10	0,00	18,68	0,00	101,88	8.750
11	93,40	0,00	78,52	0,00	4.450
12	0,00	12,65	78,69	0,00	25.800
13	0,00	14,95	82,11	0,00	15.124
14	137,84	0,00	155,51	0,00	28.000
15	0,00	147,65	0,00	132,58	68.000
16	10,49	0,00	31,12	0,00	3.402
17	0,00	19,96	0,00	41,54	8.589
18	0,00	23,59	0,00	52,53	14.056
19	0,00	23,75	0,00	98,88	6.979
20	7,35	0,00	0,00	30,54	3.250

Bảng 6. Kết quả về tối ưu các hằng số

Biến	Nhỏ nhất	Lớn nhất	Kết quả
α	35	150	115
β	200	300	296
γ	40	80	53
ξ	10	100	81

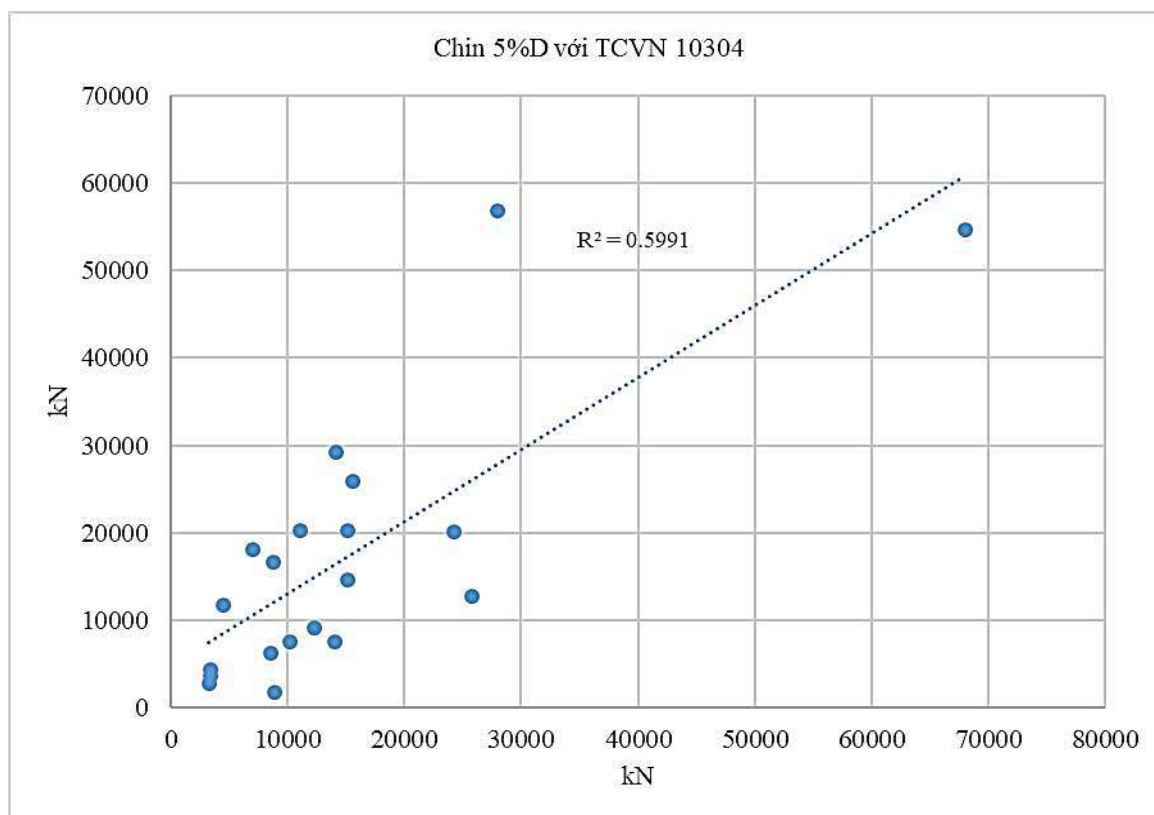
Từ công thức thực nghiệm mới được đề xuất, ta được kết quả dự tính sức chịu tải cọc khoan nhồi như bảng 7.

Bảng 7. Sức chịu tải cọc khoan nhồi của các công thức và của nhóm tác giả đề xuất

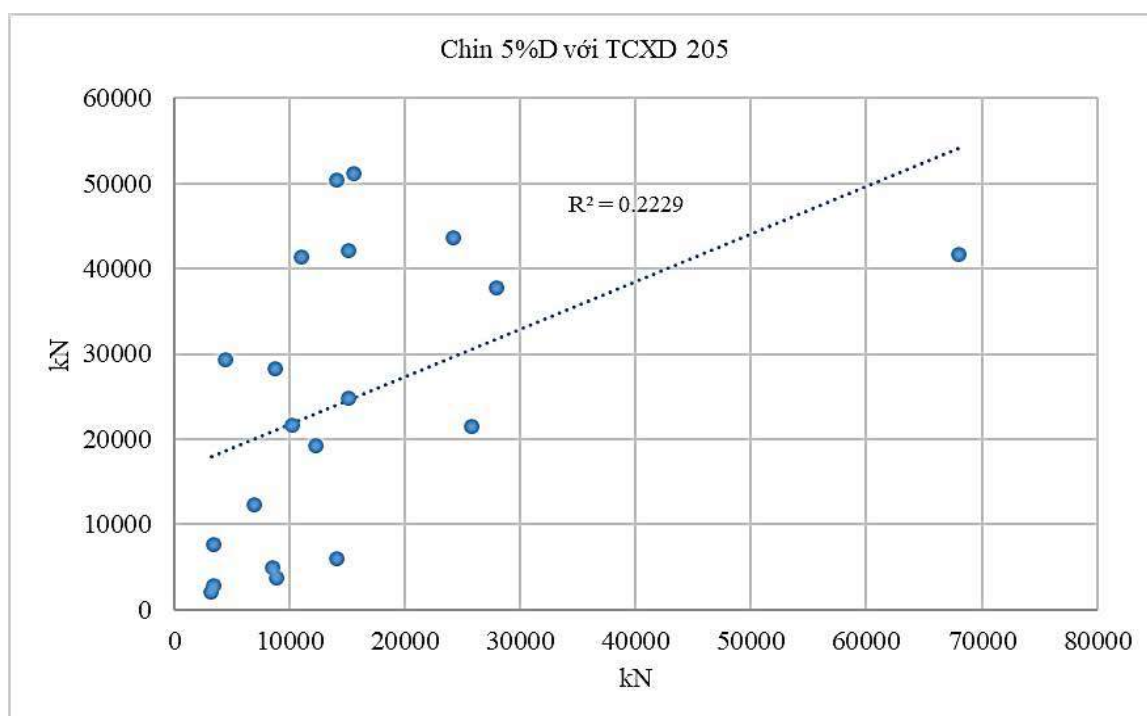
STT	Tên cọc	Sức chịu tải cực hạn (kN)	TCVN 10304:2014 (kN)	TCXD 205:1998 (kN)	Shioi & Fukui (kN)	Nhóm tác giả (kN)
1	DS-01	24.200	20.131	43.661	29.253	25.209
2	DS-02	3.440	4.292	7.577	4.379	4.414
3	DS-03	15.600	25.892	51.161	33.692	20.427
4	DS-04	8.880	1.722	3.657	2.581	4.571
5	DS-05	12.300	9.148	19.292	13.525	21.452
6	DS-06	10.200	7.523	21.668	17.401	19.275
7	DS-07	15.150	20.318	42.140	27.637	21.381
8	DS-08	14.130	29.243	50.466	28.298	17.726
9	DS-09	11.090	20.256	41.340	26.887	22.476
10	DS-10	8.750	16.616	28.266	15.534	13.843
11	DS-11	4.450	11.762	29.326	21.668	10.875
12	DS-12	25.800	12.750	21.538	11.718	7.972
13	DS-13	15.124	14.622	24.740	13.491	8.834
14	DS-14	28.000	56.770	37.782	63.441	18.438
15	DS-15	68.000	54.629	41.637	24.510	54.379
16	DS-16	3.402	3.596	2.787	1.656	2.871
17	DS-17	8.589	6.167	4.898	2.948	9.284
18	DS-18	14.056	7.541	5.940	3.560	11.252
19	DS-19	6.979	18.066	12.264	6.726	15.092
20	DS-20	3.250	2.710	2.067	1.217	3.334

3.4. So sánh kết quả tính toán sức chịu tải cọc khoan nhồi của các công thức theo chỉ số SPT và sức chịu tải cực hạn của thí nghiệm o-cell

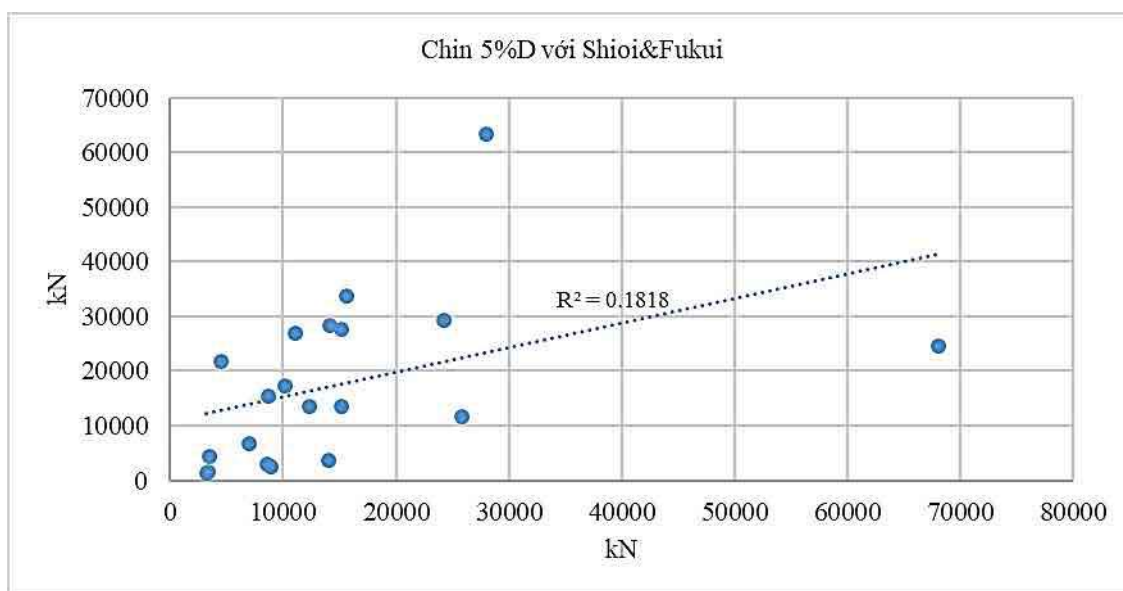
Từ các kết quả tính toán ta đem so sánh các số liệu của các phương pháp theo hệ số tương quan (R) (Andy Field, 2009) giữa đầu ra của các kết quả được tối ưu hóa và khả năng chịu lực được lấy từ thí nghiệm Osterbeg và sử dụng phương pháp Chin 5% đường kính cọc làm hàm mục tiêu, hiệu suất của các phương pháp SPT được đánh giá bằng cách so sánh với vòng bi cuối cùng được đo năng lực được xác định bằng phương pháp của Chin kết hợp với tổng dịch chuyển 5% đường kính cọc. Theo dữ liệu thí nghiệm Ocell và áp dụng theo phương pháp ngoại suy Chin ta có sức chịu tải cực hạn theo 5% đường kính cọc trực của cọc (Chin et al., 1970).



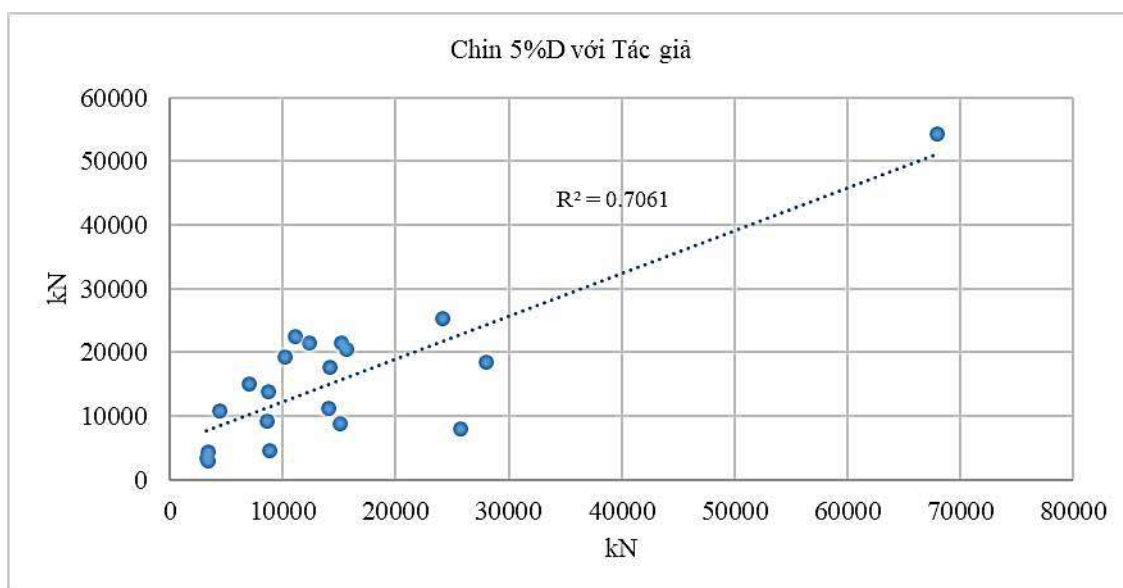
Hình 2. So sánh giữa phương pháp TCVN 10304:2014 và phương pháp thí nghiệm o-cell



Hình 3. So sánh giữa phương pháp TCXD 205:1998 và phương pháp thí nghiệm o-cell



Hình 4. So sánh giữa phương pháp Shioi & Fukui và phương pháp thí nghiệm o-cell



Hình 5. So sánh giữa phương pháp ứng dụng giải thuật di truyền của nhóm tác giả và phương pháp thí nghiệm o-cell

Hiệu suất của các phương pháp SPT được đánh giá bằng cách so sánh với vòng bi cuối cùng được đo năng lực được xác định bằng phương pháp thí nghiệm o-cell. Các kết quả so sánh được thể hiện trong từ hình 2 tới hình 5 hệ số tương quan R là thước đo thống kê được sử dụng để chỉ ra hiệu suất của mỗi phương pháp.

Hình 3 và 4 so sánh giữa phương pháp thí nghiệm o-cell với hai phương pháp TCXD 205:1998 và Shioi và Fukui cho thấy sự chênh lệch giữa các giá trị đo được và các giá trị được dự đoán bởi hai TCXD 205:1998 và phương pháp Shioi và Fukui. Các điểm dữ liệu là tỷ lệ giữa các giá trị dự đoán và giá trị đo được. Hầu hết các điểm nằm quá chênh lệch so với đường dự đoán hoàn hảo (chỉ ra tỷ lệ 1) cho thấy rằng hai công thức trên đều dự đoán chưa chính xác về khả năng chịu tải dọc trục của cọc cho ra độ tin cậy thấp.

So với phương pháp TCXD 205:1998 và Shioi và Fukui thì Hình 2 cho thấy phương pháp TCVN 10304:2014 có độ chính xác cao hơn với hệ số tương quan $R^2 = 0,5991$ cao hơn so với phương pháp TCXD 205:1998 ($R^2 = 0,222$) và phương pháp Shioi và Fukui ($R^2=0,181$).

Tuy nhiên, để tăng độ chính xác để dự đoán khả năng chịu tải dọc trục của cọc ta cần phải phát triển phương pháp mới hiệu quả hơn. Hình 5 cho thấy Phương pháp xác định sức chịu tải cực hạn của cọc khoan nhồi mới được đề xuất, sử dụng thuật toán di truyền để tối ưu hóa các tham số, so sánh giá trị tính toán với giá trị thí nghiệm cho thấy được mối tương quan là cao nhất ($R^2 = 0,706$) so với các phương pháp cũ (0,599, 0,222 và 0,181).

4. Kết luận

- Kết quả đạt được đối với công thức theo TCVN 10304:2014 có hệ số tương quan $R = 0,599$, kết quả này có độ chính xác cao nhất trong 3 phương pháp trên. Do đó công thức mới được đề xuất có hệ số tương quan tương đối cao như hình 5 có $R = 0,706$ các thông số đã được tối ưu hóa nhờ thuật toán di truyền đã tính toán và giảm bớt những sai lệch và giúp nâng cao độ tin cậy trong việc tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc khoan nhồi so với sức chịu tải cực hạn từ thí nghiệm o-cell.

- Nghiên cứu này đã áp dụng phép tính ngược bằng thuật toán di truyền để suy ra phương pháp SPT, do đó phương pháp luận thuộc về tính toán mềm. Mặc dù công thức mới đã được xác định, nhưng phương pháp điện toán mềm lại không đủ để khám phá ý nghĩa vật lý bằng cách tiến hành một số phân tích cơ học chuyên sâu. Ví dụ, định lượng ảnh hưởng đến một số thông số như là đặc tính của cọc, đặc tính cơ học đất ảnh hưởng đến kết quả sức chịu tải của cọc.

- Từ kết quả tính toán trên ta thấy tùy thực tế về tải trọng, địa chất và phương pháp tính mà ta phải chọn cho phù hợp với thực tế khi đó kết quả tính toán sẽ chính xác hơn. Kết quả nghiên cứu này giúp cho các nhà thiết kế có cái nhìn chung về phương pháp tính sức chịu tải trọng cực hạn của các phương pháp, từ đó chọn phương pháp tính toán tối ưu nhất.

- Hướng nghiên cứu tiếp theo sẽ áp dụng cho tập dữ liệu nhiều hơn cho ra kết quả khả quan hơn. Và kết hợp áp dụng mạng trí tuệ nhân tạo ANN để dự tính sức chịu tải cọc khoan nhồi.

Tài liệu tham khảo

- Burland J.F, 1973. Shaft friction of piles in clay. Ground Engineering, Volume 6, issue number 3, pp 30-38.
- Bazaraa A.R, Kurkur A.R, 1986. N-Values use to predict settlements of piles in Egypt. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, 462-474.
- Briaud J.L, Tucker L.M, 1988. Measured and predicted axial response of 98 piles. Journal of Geotechnical engineering, Volume 114, issue 9, 984-1001.
- Chin, F.K., 1970. Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. In: Proceeding 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, The Southeast Asia Society of Soil Engineering.
- Decourt, L., 1995. Prediction of load settlement relationships for foundations on the basis of the SPT-T. In: Ciclo de Conferencias Inter. “Leonardo Zeevaert”. UNAM, Mexico, 85-104.
- Eslami.A, Fellenius.B.H., 1997. Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. Canadian Geotechnical Journal, volume 34, issue 6, 886-904.
- Field, A., 2009. Discovering Statistics Using SPSS. 3rd Edition, Sage Publications Ltd., London.
- Gen, M. and Cheng, R., 1999. Genetic algorithms and engineering optimization (Vol. 7). John Wiley & Sons.
- Huynh, V.H, Nguyen, T, D.P, Nguyen, T.S, Huynh, T.M.D, Nguyen, T.C., 2022. A novel direct SPT method to accurately estimate ultimate axial bearing capacity of bored PHC nodular piles with 81 case studies in Vietnam. Soils and Foundations, 62(4), p.101163.
- Meyerhof. G. G, 1976. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. Journal Geotechnical Engineering Division, volume 102, issue 3, 197-228.
- Schmertmann, John.H., 1978. Guidelines for cone penetration test: performance and design. FHWA-TS-78-209, Final Report.

- Shioi Yukitake, Fukui Jiro, 1982. Application of N-value to design of foundations in Japan. In: Proceeding of the second European symposium on penetration testing, 159-116.
- TCVN 10304:2014- Móng cọc, tiêu chuẩn thiết kế. Tiêu chuẩn Quốc gia, Hà Nội.
- TCXD 205:1998- Móng cọc, tiêu chuẩn thiết kế. Tiêu chuẩn Xây dựng.
- Vijayvergiya V.N, Focht John.A, 1972. A new way to predict capacity of piles in clays. In: Proceedings of the 4th offshore technology conference, Houston, 865-874.

Research new experimental formula for ultimate axial load-bearing capacity of bored pile based on o-cell test and spt index

Huynh Van Hiep¹, Pham Hoang Lam², Tu Hong Nhung^{1*}

¹Travinh University.

²Master student of Transportation engineering, Travinh University.

*Corresponding author: thnhung@tvu.edu.vn

Abstract

Currently, there are many different formulas and standards to calculate the bearing capacity of bored piles according to soil conditions. Those formulas when applied to the calculation often give different results about the bearing capacity of bored piles. The objective of the paper is to apply genetic algorithms to solve optimization problems and develop new experimental formulas. In this study, the authors collected geological data of 20 boreholes to calculate the bearing capacity of bored piles according to the formula TCVN 10304:2014; TCXD 205:1998 of Vietnam and the formula of Shioi and Fukui of Japan based on o-cell test and SPT index. The newly proposed method of determining the extreme load capacity of bored piles, using genetic algorithms to optimize the parameters, comparing the calculated values with the experimental values shows that the correlation is highest ($R^2 = 0.706$) compared to the old methods (0.599, 0.222 and 0.181). From the calculation results of this new experimental formula, it is helpful to calculate the axial load-bearing capacity of bored piles for works with similar geological conditions.

Keywords: bored pile, genetic algorithm, axial load-bearing capacity, o-cell test, SPT index.

NGHIÊN CỨU PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH GẦN ĐÚNG ĐỂ DỰ BÁO LÚN CỦA NỀN ĐẤT XUNG QUANH CHO HỒ ĐÀO SÂU

Lê Giang Sơn¹, Nguyễn Ngọc Lượng¹, Phạm Ngọc Tân¹, Đặng Bảo Lợi¹, Võ Thanh Toàn¹,
Lê Thanh Phong², Nguyễn Thành Sơn^{1,*}

¹Trường Đại học Xây dựng Miền Trung

²Trường Đại học Bách Khoa Thành phố Hồ Chí Minh

* Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenthanson@muce.edu.vn

Tóm tắt

Phân tích biến dạng của nền đất là cực kỳ quan trọng trong công tác thiết kế và thi công các công trình xây dựng như móng cầu, các công trình cao tầng có nhiều tầng hầm cũng như xây dựng các ga tàu điện ngầm,... Ngày nay, phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) đã được sử dụng rộng rãi cho phân tích lún của nền đất. Tuy nhiên, chất lượng của phương pháp phần tử hữu hạn phụ thuộc rất nhiều vào các mô hình đất khác nhau, các thông số đầu vào và khả năng hiểu biết sâu rộng của các kỹ sư trong lĩnh vực Địa kỹ thuật. Do đó, nghiên cứu này sử dụng phương pháp giải tích gần đúng để dự báo lún của đất nền xung quanh cho công trình hố đào sâu dựa trên chuyển vị ngang thực tế của tường chắn. Điểm nổi bật của phương pháp này là không cần nhiều thông số đầu vào của các mô hình đất và thời gian hội tụ để đạt được kết quả nhanh hơn phương pháp phần tử hữu hạn. Thêm vào đó, để kiểm chứng tính đúng đắn của phương pháp giải tích gần đúng, một công trình cụ thể được đưa ra tính toán và so sánh với phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả xác định rằng phương pháp giải tích gần đúng có thể áp dụng một cách hiệu quả cho các công trình hố đào sâu khác nhau.

Từ khóa: phương pháp giải tích gần đúng; hố đào sâu; phương pháp phần tử hữu hạn; lún của nền đất xung quanh hố đào sâu.

1. Tổng quan

Hiện nay trên thế giới có nhiều phương pháp dự báo để xác định lún của nền đất xung quanh cho hố đào của các tác giả như: Phương pháp kinh nghiệm của Peck (1969) đã đưa ra giản đồ xác định độ lún bề mặt đất xung quanh hố đào gồm 3 vùng, trong đó vùng I - đất loại sét dẻo cứng đến cứng; vùng II - đất loại sét dẻo mềm đến chảy; vùng III - đất loại sét dẻo mềm đến dẻo chảy ở độ sâu dưới đáy hố móng. Clough and O'Rourke (1990) đã đề nghị một phương pháp bán kinh nghiệm để ước tính chuyển vị của hố đào trong đất sét, trong đó chuyển vị ngang tường vây lớn nhất δ_{hm} được đánh giá theo hệ số an toàn chống đẩy trời và độ cứng tổng thể của hệ chống. Hsieh P.G. and Ou C.Y. (1998) xây dựng một phương pháp thực nghiệm từ các phương pháp Peck (1969), Clough và O'Rourke's (1990) để ước lượng chính xác hơn độ lún bề mặt nếu xác định được chuyển vị ngang tường về phía bên trong hố đào. Thông qua phân tích ngược các nghiên cứu điển hình, Hsieh và Ou xác định phương pháp của họ là chính xác cho cả đất sét mềm và cứng.

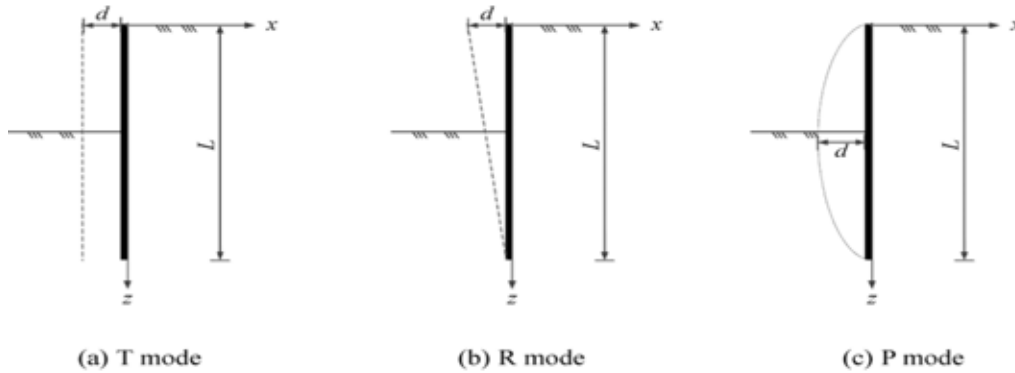
Phân tích biến dạng của các công trình được xây dựng từ trước bên cạnh một hố đào sâu cần xét đến các yếu tố ảnh hưởng độ lún mặt nền đất như chiều cao công trình, chiều sâu hố đào, khoảng cách từ hố đào đến công trình, đặc tính đất nền,... Từ việc phân tích này có thể tìm ra các nguyên nhân ảnh hưởng chính và các biện pháp xử lý hiệu quả để tăng mức độ an toàn cho các công trình cũng như giảm thiểu thiệt hại. Gần đây, việc sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) để giải quyết các bài toán Địa kỹ thuật thông qua hỗ trợ phần mềm Plaxis đã được áp dụng rộng rãi. Tuy nhiên, chất lượng của phương pháp phần tử hữu hạn phụ thuộc rất nhiều vào mô hình đất và các thông số đầu vào, cũng như khả năng hiểu biết sâu rộng của các kỹ sư trong lĩnh vực Địa kỹ thuật. Trước xu thế phát triển của khoa học và công nghệ, sự cạnh tranh chất lượng công việc thì việc nâng cao chất lượng các giải pháp tính toán luôn luôn diễn ra và chưa bao giờ có điểm dừng. Việc tối ưu hóa giữa các phương pháp được lựa chọn để tiết kiệm thời

gian, công sức và tiền bạc luôn luôn là một thách thức. Do đó, một phương pháp giải tích gần đúng để dự báo lún của đất nền xung quanh cho hố đào sâu được đề xuất bởi Qian và cộng sự (2020) và được thực hiện cho nghiên cứu này. Điểm nổi bật của phương pháp giải tích gần đúng là không cần nhiều thông số đầu vào cũng như sự hiểu biết sâu rộng của mô hình đất và thời gian hội tụ để đạt được kết quả nhanh hơn phương pháp phần tử hữu hạn (FEM). Thêm vào đó để kiểm chứng phương pháp giải tích gần đúng trong nghiên cứu này, kết quả phân tích biến dạng của nền đất sử dụng phương pháp giải tích gần đúng cho các công trình cụ thể được so sánh với phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng phần mềm Plaxis. Tổng quan về vấn đề cần nghiên cứu, những tồn tại chưa được giải quyết, tóm tắt những công việc chủ yếu đã thực hiện trong nghiên cứu, các kết quả chính đạt được.

2. Cơ sở lý thuyết phương pháp giải tích gần đúng

2.1. Giải pháp cơ bản cho T mode

Trong phần này, giải pháp lún nền đất do đào dựa trên chuyển vị tường cơ bản theo mô hình T mode (Hình 1 (a)) được phát triển bởi Qian và cộng sự (2020) có thể được thể hiện bởi phương trình (1).



Hình 1. Các mô hình chuyển vị tường cơ bản.

$$\left. \begin{aligned} (\lambda + 2G) \frac{\partial^2 \delta_h}{\partial x^2} + G \frac{\partial^2 \delta_h}{\partial z^2} + (\lambda + G) \frac{\partial^2 \delta_v}{\partial x \partial z} &= 0 \\ (\lambda + 2G) \frac{\partial^2 \delta_v}{\partial x^2} + G \frac{\partial^2 \delta_v}{\partial z^2} + (\lambda + G) \frac{\partial^2 \delta_h}{\partial x \partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Trong đó: δ_v và δ_h biểu thị độ lún của đất nền sau tường và chuyển vị ngang của tường; λ , G là các hằng số của Lamé và Bolton (2011) và được xác định bởi:

$$\lambda = \frac{Ev}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2)$$

Trong đó: E là Modul biến dạng và ν là hệ số Poisson.

Giải pháp phân tích của phương trình (1) trong điều kiện biên tịnh tiến cứng của tường chắn được chia thành hai bước sau:

Bước thứ nhất: Giải pháp tổng quát về chuyển vị ngang và dọc của đất sau tường chắn bằng cách giả định các biến trung gian của biến dạng thể tích và chuyển động quay của vật cứng:

$$\left. \begin{aligned} \delta_h &= \int_0^{+\infty} \frac{1}{\alpha} [K_1 \cos(\alpha z) + K_2 \sin(\alpha z)] (A + \alpha x) e^{-\alpha x} d\alpha \\ \delta_v &= \int_0^{+\infty} \frac{1}{\alpha} [-K_2 \cos(\alpha z) + K_1 \sin(\alpha z)] \left(A - \frac{\lambda + 3G}{\lambda + G} + \alpha x \right) e^{-\alpha x} d\alpha \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Trong đó: K_1 , K_2 và A là hệ số chưa xác định; α là một biến số trung gian sẽ bị loại bỏ trong phép tính vi phân.

Từ điều kiện biên $\tau_{xz}|_{x=0} = 0$, có thể nhận được $K_2 = 0$. Giá trị $K_3 = K_1 A$, phương trình chuyển vị có thể được xác định như sau:

$$\left. \begin{aligned} \delta_h &= \int_0^{+\infty} \frac{1}{\alpha} \cos(\alpha z) (K_3 + K_1 \alpha x) e^{-\alpha x} d\alpha \\ \delta_v &= \int_0^{+\infty} \frac{1}{\alpha} \sin(\alpha z) \left(K_3 - K_1 \frac{\lambda + 3G}{\lambda + G} + K_1 \alpha x \right) e^{-\alpha x} d\alpha \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Từ giả thiết cơ bản về bề mặt tương tác giữa tường và đất là nhẵn, tức là $\tau_{xz}|_{x=0} = 0$, mối quan hệ giữa K_1 và K_3 có thể nhận được:

$$K_3 = \frac{\lambda + 2G}{\lambda + G} K_1 \quad (5)$$

Thay thế phương trình (5) vào phương trình (4) ta được:

$$\left. \begin{aligned} \delta_h &= \int_0^{+\infty} \frac{1}{\alpha} \cos(\alpha z) \left(1 + \frac{\lambda + G}{\lambda + 2G} \alpha x \right) K_3 e^{-\alpha x} d\alpha \\ \delta_v &= \int_0^{+\infty} \frac{1}{\alpha} \sin(\alpha z) \left(-\frac{G}{\lambda + 2G} + \frac{\lambda + G}{\lambda + 2G} \alpha x \right) K_3 e^{-\alpha x} d\alpha \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Bước thứ 2: Dựa vào điều kiện biên $u(0, z) = d$ ($0 \leq z \leq H$) như trong hình 1, nghiệm đặc biệt có thể được xác định:

$$\delta_h = \int \frac{1}{\alpha} K_3 \cos(\alpha z) d\alpha = -d \quad (7)$$

Lấy biến đổi tích phân cosin Fourier của d , ta có thể nhận được:

$$-d = -\frac{2d}{\pi} \int_0^{+\infty} \frac{\sin(L\alpha)}{\alpha} \cos(\alpha z) d\alpha \quad (8)$$

Thay thế phương trình (8) vào phương trình (7) ta xác định được:

$$K_3 = -\frac{2d}{\pi} \sin(L\alpha) \quad (9)$$

Thay thế phương trình (9) vào phương trình (6) để xác định:

$$\left. \begin{aligned} \delta_h &= -\frac{2d}{\pi} \int_0^{+\infty} \frac{1}{\alpha} \cos(\alpha z) \left(1 + \frac{\lambda + G}{\lambda + 2G} \alpha x \right) \sin(L\alpha) e^{-\alpha x} d\alpha \\ \delta_v &= -\frac{2d}{\pi} \int_0^{+\infty} \frac{1}{\alpha} \sin(\alpha z) \left(-\frac{G}{\lambda + 2G} + \frac{\lambda + G}{\lambda + 2G} \alpha x \right) \sin(L\alpha) e^{-\alpha x} d\alpha \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Từ phương trình (10), có thể xác định được giá trị δ_v tại các vị trí khác nhau trên mặt đất ($z = 0$) có:

$$\delta_v|_{z=0} = 0 \quad (11)$$

$$\delta_{zd}|_{z=0} = \frac{dL(L^2 - x^2)}{\beta\pi(x^2 + L^2)^2} \quad (12)$$

Với:

$$\beta = \frac{1-v^2}{E} \quad (13)$$

Trên thực tế, bề mặt đất là một biên tự do, trong đó $\sigma_z|_{z=0} = 0$. Để đáp ứng điều kiện biên này, nên đặt σ lên bề mặt đất. Bằng cách giả sử $\delta_{v,x=x_{ref}} = 0$, sử dụng bài toán Boussinesq-Flamant trong điều kiện biên dạng mặt phẳng, độ lún mặt đất gây ra bởi $-\sigma$ có thể được xác định như sau:

$$\delta_v = \frac{2dL^2}{\pi} \left(\frac{1}{x^2 + L^2} - \frac{1}{x_{ref}^2 + L^2} \right) \quad (14)$$

Trong đó: x_{ref} là phạm vi ảnh hưởng của độ lún nền, L là chiều dài tường.

2.2. Phương trình vi phân tiêu chuẩn cho phương pháp giải tích gần đúng

Dựa trên giải pháp cơ bản của mô hình T mode cho chuyển vị ngang của tường chắn, giải pháp cho chuyển vị phức tạp của tường sử dụng phương pháp chồng chất. Bằng cách chia các đường cong chuyển vị ngang của tường chắn thành n phần của các đoạn và xem mỗi đoạn như một mô hình tĩnh tiến cứng nhắc (hình 2), độ lún của nền đất gây ra bởi toàn bộ đường cong chuyển vị có thể được tính toán thông qua chồng chất của mỗi đoạn dựa trên cơ sở lấy chuỗi đạo hàm vi phân của phương trình (14).

Khi $i = 1$, độ lún nền gây ra bởi đoạn vi mô đầu tiên trên đỉnh tường chắn có thể được giải trực tiếp bằng phương trình (14) như sau:

$$\Delta\delta_{v1} = \frac{2d_1z_1^2}{\pi} \left(\frac{1}{x^2 + z_1^2} - \frac{1}{x_{ref}^2 + z_1^2} \right) \quad (15)$$

Trong đó d_1 là biến dạng ngang tương đương của đoạn đầu tiên trên đỉnh tường chắn.

Khi $i \geq 2$, các vết lún trên bề mặt đất nền được tạo ra bởi sự dịch chuyển của tường chắn ở độ sâu z_i và z_{i-1} như sau:

$$\delta_{vi} = \frac{2d_i z_i^2}{\pi} \left(\frac{1}{x^2 + z_i^2} - \frac{1}{x_{ref}^2 + z_i^2} \right) \quad (16)$$

$$\delta_{v_{i-1}} = \frac{2d_i z_{i-1}^2}{\pi} \left(\frac{1}{x^2 + z_{i-1}^2} - \frac{1}{x_{ref}^2 + z_{i-1}^2} \right) \quad (17)$$

Trong đó d_i là biến dạng ngang tương đương của phân đoạn thứ i của tường chắn.

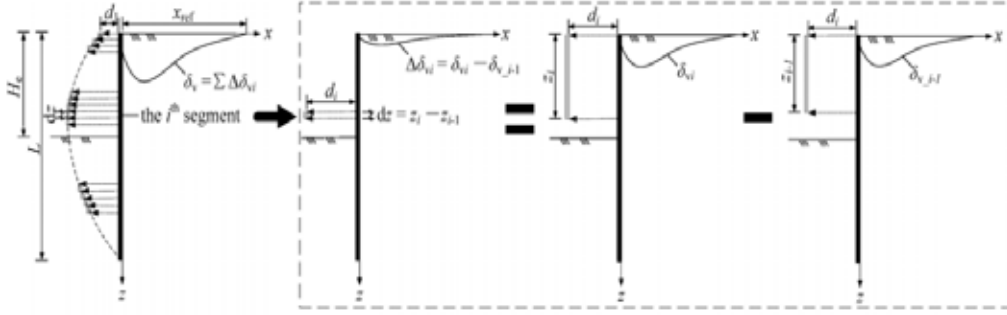
Bằng cách áp dụng phương pháp chồng chất như được trình bày trong hình 2, độ lún nền đất gây ra bởi bất kỳ đoạn nào ($i \geq 2$) của tường chắn có thể được xác định:

$$\Delta\delta_{vi} = \frac{2d_i}{\pi} \left(\frac{x^2}{(x^2 + z_i^2)(x^2 + z_{i-1}^2)} - \frac{x_{ref}^2}{(x_{ref}^2 + z_i^2)(x_{ref}^2 + z_{i-1}^2)} (z_i^2 - z_{i-1}^2) \right) \quad (18)$$

Sau khi xác định được $\Delta\delta_{vi}$, bằng cách giả sử $t = z^2$ ($0 < t < L^2$) và số đoạn $n \rightarrow +\infty$, độ lún nền δ_v có thể được tính toán thông qua tích phân xác định:

$$\delta_v = \frac{2}{\pi} \int_0^{L^2} f(t) \left(\frac{x^2}{(x^2 + t)^2} - \frac{x_{ref}^2}{(x_{ref}^2 + t)^2} \right) dt \quad (19)$$

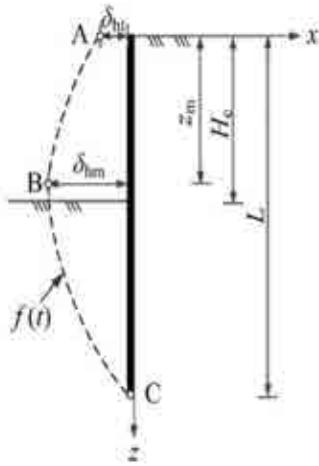
Trong đó $f(t)$ là biến dạng ngang của tường chắn ở độ sâu của $z = \sqrt{t}$



(a) Chia đường cong dịch chuyển thành các đoạn vô hạn. (b) Tính toán độ lún nền do đường cong chuyển vị ngang phức tạp bằng phương pháp chồng chất.

Hình 2. Phương pháp chồng chất đối với độ lún nền đất gây ra bởi đường cong chuyển vị ngang tùy ý của tường chắn.

Các nghiên cứu hiện có (Chheng và cộng sự, 2018; Hu và cộng sự, 2018) đã chỉ ra rằng biến dạng ngang của tường chắn gần với một parabol bậc 2. Dựa trên chế độ võng của tường thực tế, giả định rằng đường cong biến dạng đối với tường chắn mềm dẻo do đào có giếng tuân theo đa thức bậc hai. Để đưa ra một giải pháp rõ ràng dễ sử dụng, chỉ có ba điểm chính trên đường cong sẽ được sử dụng để phù hợp với đường cong chuyển vị được đề xuất, tức là đỉnh của tường chắn, điểm dịch chuyển ngang lớn nhất và chân tường, như được hiển thị bởi các điểm A, B, và C trong hình 3, thay vì thực hiện bằng cách sử dụng tất cả các điểm dữ liệu, ví dụ như sử dụng phương pháp hồi quy. Cần lưu ý rằng chuyển vị của tường ở dưới cùng của tường được giả định là 0 (tức là điểm C), đây là một sự đơn giản hóa cho các công trình thực tế, ví dụ như Kung et al. (2007) đã thu thập các độ lệch của tường cho 28 công trình đã được thi công hố đào sâu trong đất sét, trong đó 26 công trình cho thấy thể chuyển vị của chân tường có xu hướng bằng không.



Hình 3. Đường cong chuyển vị ngang của tường chắn mềm do đào có giếng.

Dựa trên kết quả nghiên cứu sẽ được thể hiện trong phần 3, ảnh hưởng độ sâu từ \$z_m^2\$ đến \$L\$ là không đáng kể. Do đó, để đơn giản đường cong dịch chuyển trong hình 3 chỉ được xác định cho độ sâu từ 0 đến \$z_m^2\$ và được thể hiện như sau:

$$f(t) = at + b\sqrt{t} + c, 0 \leq t \leq z_m^2 \quad (20)$$

Với:

$$a = \frac{\delta_{ht} - \delta_{hm}}{z_m^2}, b = \frac{2(\delta_{ht} - \delta_{hm})}{z_m}, c = \delta_{ht} \quad (21)$$

Trong đó \$\delta_{ht}\$ là chuyển vị ngang trên đỉnh tường chắn, \$\delta_{hm}\$ là biến dạng ngang lớn nhất của tường, \$z_m\$ là độ sâu tại đó \$\delta_{hm}\$ xảy ra. Thay phương trình (20) và (21) vào phương trình (19), công thức tính độ lún nền đất có thể được xác

định như sau:

$$\delta_v = \frac{2}{\pi} \left(\frac{ax^4}{x^2 + z_m^2} - \frac{c + bz_m}{x^2 + z_m^2} x^2 + ax^2 \left(\ln \frac{x^2 + z_m^2}{x^2} - 1 \right) + bx \arctan \left(\frac{z_m}{x} \right) - \frac{ax_{ref}^4}{x_{ref}^2 + z_m^2} - ax_{ref}^2 \left(\ln \frac{x_{ref}^2 + z_m^2}{x_{ref}^2} - 1 \right) + \frac{c + bz_m}{x_{ref}^2 + z_m^2} x - bx_{ref} \arctan \left(\frac{z_m}{x_{ref}} \right) \right) \quad (22)$$

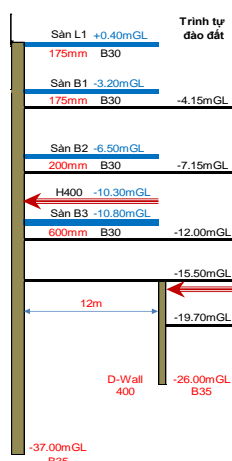
3. Xác định lún của nền đất xung quanh cho hố đào sâu của dự án Madison sử dụng phương pháp giải tích gần đúng

Dự án Madison tọa lạc tại phường Bến Nghé, Quận 1, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam. Dự án này được xây dựng trên diện tích với kích thước 65 m dài và 37 m, rộng bao gồm 3 tầng hầm được thi công theo phương pháp top-down. Tường chắn được sử dụng cho tầng hầm là tường bê tông cốt thép có chiều dày 0.8 m và thi công đến độ sâu 37 m. Dựa vào kết quả khảo sát, địa tầng khu vực bao gồm các lớp đất cát và sét. Lớp trên cùng là lớp đất đắp phân bố ở độ sâu 0 - 1,2 m, bên dưới lớp đất đắp là lớp sét pha dẻo chảy ở độ sâu từ 1,2 - 4,2 m. Lớp đất cát pha chặt vừa được phân chia thành các lớp nhỏ bởi hệ số E_{50} và được phân bố ở độ sâu từ 4,2 - 32,7 m. Bên dưới lớp cát pha chặt vừa là lớp sét pha nửa cứng ở độ sâu 50 - 54,5 m và cuối cùng là lớp cát mịn rất chặt phân bố ở độ sâu 54,5 - 90 m. Giá trị s_u của lớp sét trên cùng được xác định bởi thí nghiệm cắt cánh, trong khi đó giá trị s_u của lớp sét bên dưới được xấp xỉ bởi phương trình kinh nghiệm. Đối với các lớp cát, giá trị góc ma sát trong và lực dính hữu hiệu được xác định bởi thí nghiệm cắt trực tiếp.

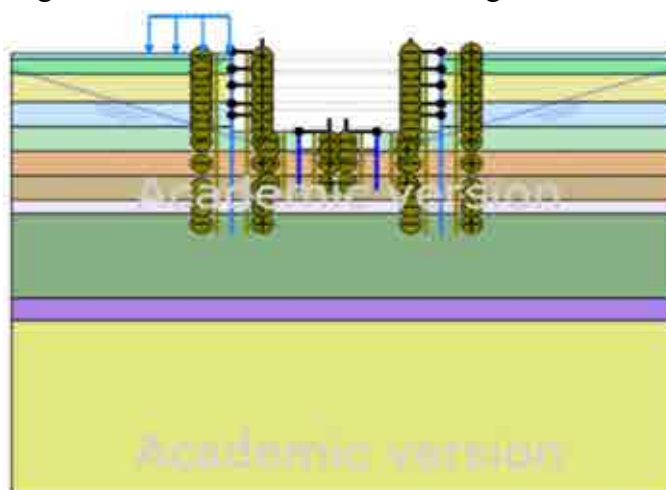
Bảng 1. Thông số đất cho mô hình Hardening Soil cho dự án Madison

Lớp đất	Đất đắp	Lớp 1: Sét pha, dẻo chảy	Lớp 2.1: Cát pha, chặt vừa	Lớp 2.2: Cát pha, chặt vừa	Lớp 2.3: Cát pha, chặt vừa	Lớp 2.4: Cát pha, chặt vừa	Lớp 2.5: Cát pha, chặt vừa	Lớp 2.6: Cát pha, chặt vừa	Lớp 3: Sét pha nửa cứng - cứng	Lớp 4: Sét pha, dẻo cứng - nửa cứng	Lớp 5: Cát mịn rất chặt
Type	HSM Drained	HSM UnDrained	HSM Drained	HSM Drained	HSM Drained	HSM Drained	HSM Drained	HSM Drained	HSM UnDrained	HSM UnDrained	HSM Drained
γ_{unsat} (kN/m ³)	18,0	15,8	19,8	19,8	19,8	19,8	19,8	19,8	20,2	19,9	20,2
γ_{sat} (kN/m ³)	19,0	16,0	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3	20,60	20,2	20,7
E_{50}^{ref} (kN/m ²)	15000	14000	18000	25000	28000	63000	70000	80000	710000	87000	105000
E_{od}^{ref} (kN/m ²)	15000	14000	18000	25000	28000	63000	70000	80000	710000	87000	105000
E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	45000	54000	54000	75000	84000	189000	210000	240000	213000	261000	315000
P_{ref} (kN/m ²)	100	100	45	75	100	125	175	200	100	100	100
m	0,5	0,9	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,75	0,75	0,5
v_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
c (kN/m ²)	5	13,8 $\Delta c=4,48$	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	142	164	4,7
ϕ (°)	25	0	30,8	30,8	30,8	30,8	30,8	30,8	0	0	32,0
ψ (°)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0
R_{inter}	0,6	0,6	0,7	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,85	0,85	0,85
Đáy lớp (m)	-1,2	-4,2	-10,0	-15,0	-20,0	-25,0	-30,0	-32,7	-50	-54,5	-90

Dựa trên hồ sơ bản vẽ và khảo sát hiện trạng công trường, thiết lập hình học hố đào và mô hình trong phần mềm Plaxis 2D. Nhóm tác giả sử dụng phần mềm Plaxis 2D CE V20 để xác định độ lún của đất nền xung quanh hố đào sâu. Trong nghiên cứu này sử dụng mô hình Hardening Soil cho các thông số đầu vào của phần mềm Plaxis như được thể hiện trong bảng 1 (Huỳnh và cộng sự, 2021). Trình tự thi công đào đất, thi công sàn hầm đều tuân thủ đúng biện pháp thi công (hình 4). Các lớp đất, tường chắn, sàn hầm được thể hiện trong Plaxis như hình 5.

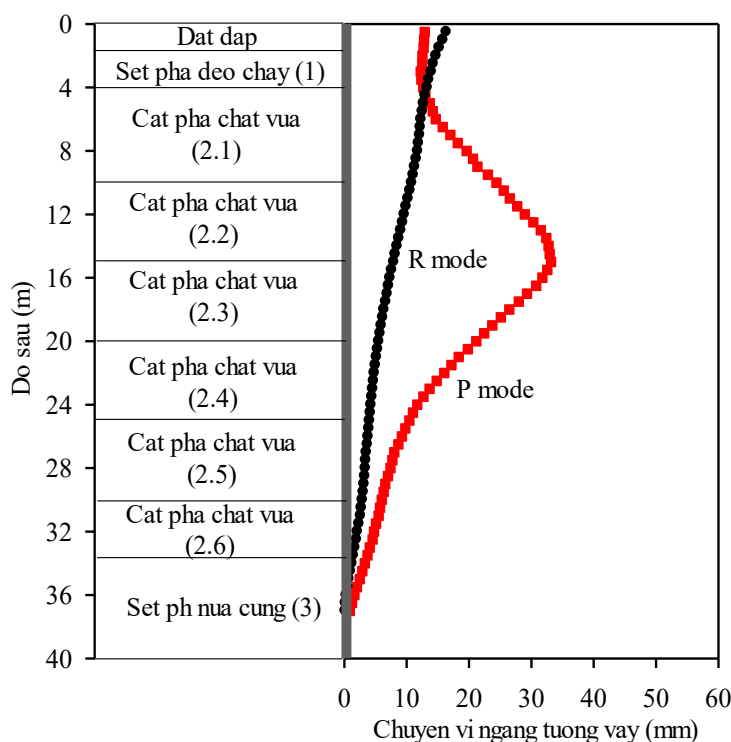


Hình 4. Trình tự thi công.



Hình 5. Mô hình Plaxis 2D cho dự án Madison.

Để dự báo lún của nền đất xung quanh cho dự án Madison, chuyển vị ngang của tường vây từ quan trắc thực tế tại độ sâu 3,5 m và 15,5 m được lựa chọn để áp dụng cho phương pháp giải tích gần đúng với mô hình R mode và P mode tương ứng. Đặc điểm về cấu trúc địa chất và chuyển vị ngang thực tế của tường vây được thể hiện như hình 6. Dựa trên kết quả được thể hiện trong hình 6, các giá trị H_e , L , δ_{ht} , δ_{hm} , và z_m hoàn toàn được xác định như được trình bày trong bảng 2.

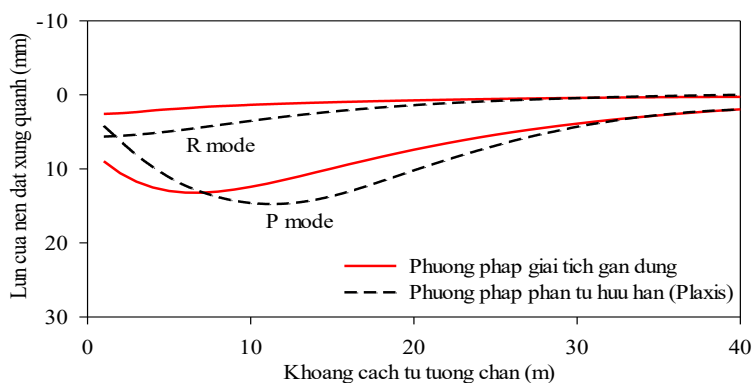


Hình 6. Cấu trúc địa chất và chuyển vị ngang thực tế của tường vây.

Bảng 2. Giá trị thông số đầu vào cho phương pháp giải tích gần đúng

H_e (m)	L (m)	δ_{ht} (mm)	δ_{hm} (mm)	z_m (m)
15.5	37	13	33	14

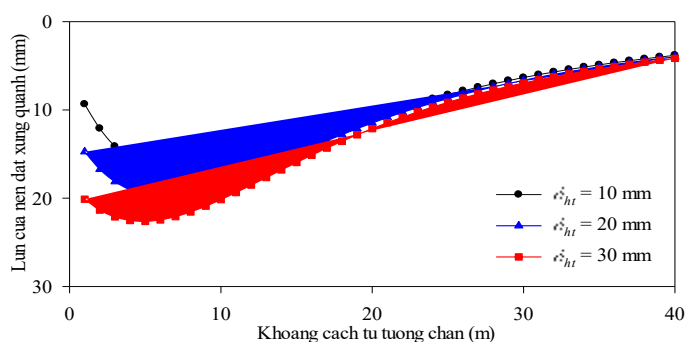
Hình 7 thể hiện kết quả dự báo độ lún của đất nền xung quanh cho cả phương pháp giải tích gần đúng và phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng phần mềm Plaxis. Đối với mô hình R mode và tại khoảng cách đến tường vây nhỏ hơn 20 m, kết quả của phương pháp giải tích gần đúng nhỏ hơn phương pháp phần tử hữu hạn. Sự khác biệt này có thể là do sự không đồng nhất về các yếu tố như độ sâu hố đào, các mô hình được thực thi cũng như sự thay đổi ranh giới giữa các lớp đất. Ngược lại, ở những độ sâu đào đất lớn hơn, phương pháp giải tích gần đúng cho kết quả lớn hơn phương pháp phần tử hữu hạn đối với những khoảng cách đến tường vây nhỏ hơn 10 m. Khi khoảng cách đến tường vây lớn hơn 10 m, kết quả dự báo lún của nền đất xung quanh sử dụng phương pháp giải tích gần đúng có xu hướng nhỏ hơn phương pháp phần tử hữu hạn. Càng xa dần tường vây, lún của nền đất xung quanh hố đào sâu giữa phương pháp giải tích gần đúng và phương pháp phần tử hữu hạn gần như không có sự khác biệt. Một cách tổng quát, từ kết quả phân tích cho thấy xu hướng đường cong biến dạng của nền đất xung quanh là hoàn toàn phù hợp với các nghiên cứu trước cũng như phù hợp với phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả phân tích cũng cho thấy mặc dù có sự khác biệt giữa 2 phương pháp tại từng vị trí khác nhau của khoảng cách đến tường vây nhưng sự khác biệt này là không lớn. Từ đó chứng minh được tính hiệu quả của phương pháp giải tích gần đúng.



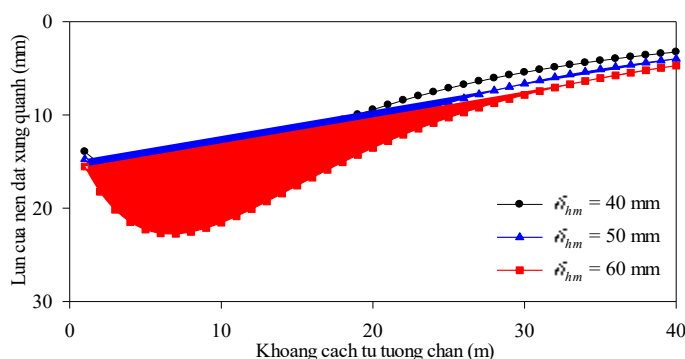
Hình 7. So sánh phương pháp giải tích gần đúng và phương pháp phần tử hữu hạn.

4. Ảnh hưởng các thông số đầu vào của phương pháp giải tích gần đúng

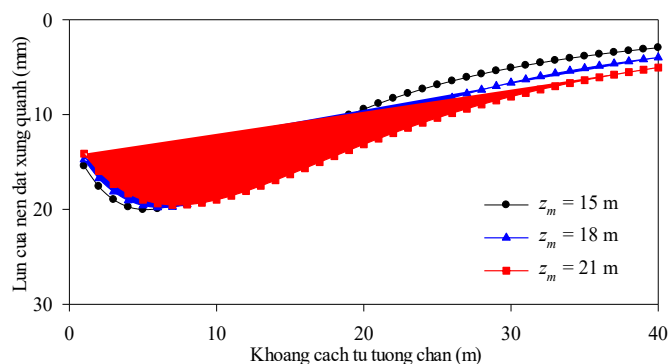
Để đánh giá hiệu quả hơn phương pháp giải tích gần đúng, ảnh hưởng các giá trị thông số đầu vào khác nhau được sử dụng để dự báo lún của đất nền xung quanh hố đào sâu. Các thông số đó là độ sâu cuối cùng của hố đào (H_e), chuyển vị của tường vây tại đỉnh tường (δ_{ht}), chuyển vị lớn nhất của tường vây (δ_{hm}) và độ sâu nơi mà chuyển vị lớn nhất của tường vây xảy ra (z_m). Kết quả dự báo lún của đất nền xung quanh cho hố đào sâu với các thông số đầu vào khác nhau của phương pháp giải tích gần đúng được thể hiện như hình 8. Với những khoảng cách từ tường chắn nhỏ hơn 10 m, các giá trị khác nhau của δ_{ht} ảnh hưởng một cách rõ rệt đến lún của đất nền. Ngược lại, khi khoảng cách từ tường chắn tăng dần, sự khác biệt về độ lún của nền đất giảm dần (hình 8a). Đối với trường hợp các giá trị khác nhau của δ_{hm} dẫn đến sự khác nhau về độ lún của nền đất cho hầu như toàn bộ khoảng cách từ tường chắn (hình 8b). Không giống như ảnh hưởng của δ_{ht} , ảnh hưởng của z_m đến lún của nền đất với các khoảng cách từ tường chắn lớn hơn 10 m (hình 8c). Trong khi đó, với độ sâu hố đào H_e đủ lớn thì không làm ảnh hưởng đến việc dự báo độ lún của nền đất (hình 8d). Một cách rõ ràng rằng việc dự báo chính xác độ lún của nền đất xung quanh cho hố đào sâu phụ thuộc rất nhiều vào kết quả quan trắc thực tế chuyển vị ngang của tường vây.



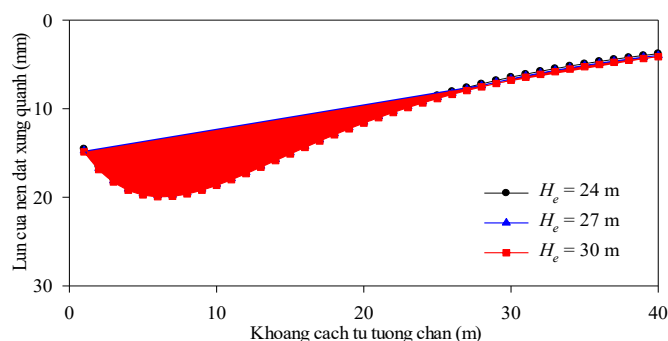
a) Ảnh hưởng của δ_{ht} ($\delta_{hm} = 50$ mm, $z_m = 18$ m, $H_e = 27$ m).



b) Ảnh hưởng của δ_{hm} ($\delta_{ht} = 20$ mm, $z_m = 18$ m, $H_e = 27$ m)



c) Ảnh hưởng của z_m ($\delta_{ht} = 20$ mm, $\delta_{hm} = 50$ mm, $H_e = 27$ m)



d) Ảnh hưởng của H_e ($\delta_{ht} = 20$ mm, $\delta_{hm} = 50$ mm, $z_m = 18$ m)

Hình 8. Ảnh hưởng thông số đầu vào của phương pháp giải tích gần đúng đến lún của nền đất xung quanh hố đào sâu.

5. Kết luận

Nghiên cứu này sử dụng phương pháp giải tích gần đúng và phương pháp phần tử hữu hạn để dự báo lún của đất nền xung quanh cho hố đào sâu. Kết quả của phương pháp giải tích gần đúng được thực hiện dựa trên kết quả quan trắc thực tế chuyển vị ngang của tường vây. Trong khi đó phương pháp phần tử hữu hạn yêu cầu sử dụng một cách thành thạo các mô hình đất khác nhau cũng như các thông số đầu vào, vấn đề này có thể gây ra sự khó khăn hoặc hiểu biết sâu rộng cho các kỹ sư Địa kỹ thuật.

Tính hiệu quả của phương pháp giải tích gần đúng được kiểm chứng bởi phương pháp phần tử hữu hạn. Một cách tổng quát, kết quả của phương pháp giải tích gần đúng không có sự khác biệt lớn về giá trị so với phương pháp phần tử hữu hạn. Trong khi đó về xu hướng đường cong lún của nền đất xung quanh hố đào sâu của phương pháp giải tích gần đúng hoàn toàn phù hợp với những nghiên cứu trước và phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả của nghiên cứu này cũng xác định việc dự báo chính xác lún của đất nền xung quanh phụ thuộc rất nhiều vào kết quả quan trắc thực tế chuyển vị ngang của tường vây.

Tài liệu tham khảo

- Chheng, C., Likitlersuang, S., 2018. Underground excavation behavior in Bangkok using three-dimensional finite element method. Computers and Geotechnics.
- Clough G. W., and O'Rourke T. D., 1990. Construction Induced movements of in situ walls. Proc. Design and Performance of Earth Retaining Structure. Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE, New York. 439-470.
- Hu, Z., Chen, J., Qiu, Y., Li, J., Zhou, X., 2018. Analytical formula for ground settlement induced by horizontal movement of retaining wall. Rock Soil Mech.

- Huynh, Q.T., Lai, V.Q., Boonyatee, T., Keawsawasvong, S., 2021. Behavior of a deep excavation and damages on adjacent buildings: a case study in Vietnam. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 8(3), 361-389.
- Hsieh P. G and Ou C. Y., 1998. Shape of ground surface settlement profile caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Kung, G.T., Juang, C.H., Hsiao, E.C., Hashash, Y.M., 2007. Simplified model for wall deflection and ground-surface settlement caused by braced excavation in clays. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*
- Lam, S.Y. and Bolton, M.D., 2011. Energy conservation as a principle underlying mobilizable strength design for deep excavations. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 137 (11): 1062-1074.
- Peck R. B., 1969. The State-of-The-Art Report on Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground. 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City.
- Qian, J., Tong, Y., Mu, L., Lu, Q., Zhao, H., 2020. A displacement-controlled method for evaluating ground settlement induced by excavation in clay. *Geomech. Eng.* 275-285.

Prediction of ground surface settlement for deep excavation using closed-form solution

Le Giang Son¹, Nguyen Ngoc Luong², Pham Ngoc Tan², Dang Bao Loi², Vo Thanh Toan²,
Le Thanh Phong², Nguyen Thanh Son^{2,*}

¹ *Mater student, Mien Trung University of Civil Engineering*

² *Mien Trung University of Civil Engineering*

**Corresponding author: nguyenthanson@muce.edu.vn*

Abstract

The analysis of soil deformation is extremely important in the design and construction of various civil engineering structures such as bridge foundations, high-rise buildings with multiple basement levels, and underground train stations. Nowadays, the Finite Element Method (FEM) has been widely used for analysing soil settlement. However, the quality of the Finite Element Method heavily depends on different soil models, input parameters, and the deep understanding of engineers in the geotechnical field. Therefore, this study employs the closed-form solution to predict the ground surface settlement for deep excavation projects based on the actual lateral wall movements. The notable feature of this method is that it requires fewer input parameters from soil models and converges faster than the Finite Element Method. Furthermore, to validate the accuracy of the closed-form solution, a case study is analysed and compared with the Finite Element Method. The results confirm that the closed-form solution can be effectively applied to various deep excavation projects.

Keywords: *approximate analytical methods, deep excavations, finite element method, settlement of ground around deep excavations*

TIÊU CHÍ LỰA CHỌN CÔNG NGHỆ KHAI THÁC CÁC NGUỒN NƯỚC Ở VÙNG NÚI CAO, KHAN HIẾM NƯỚC KHU VỰC TỈNH HÀ GIANG

Triệu Đức Huy^{1,*}, Phạm Bá Quyền¹, Hoàng Đại Phúc²

¹Trung tâm Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước Quốc gia (NAWAPI)

²Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước miền Bắc (NVWATER)

*Tác giả chịu trách nhiệm: trieuduchuy@gmail.com

Tóm tắt

Các giải pháp khai thác nước ở các vùng núi cao Bắc bộ đang được sử dụng phổ biến là thu trữ nước mưa, giếng đào, giếng khoan, mạch lộ và hồ treo,... Các giải pháp này đã cơ bản đáp ứng phần nào nhu cầu nước cho sinh hoạt của người dân. Tuy nhiên, nhiều công trình cấp nước hoạt động kém hiệu quả, vận hành thiếu linh hoạt. Trong nghiên cứu này, 19 tiêu chí thuộc 4 nhóm gồm: nhóm tiêu chí về nguồn nước, nhóm tiêu chí về kinh tế - kỹ thuật, nhóm tiêu chí về xã hội, nhóm tiêu chí về môi trường đã được xác lập để lựa chọn công nghệ khai thác các nguồn nước phù hợp với vùng núi cao, khan hiếm nước để đảm bảo công trình hoạt động hiệu quả, bền vững lâu dài. Phương pháp tiếp cận GIS đã được sử dụng và các tiêu chí được tích hợp bằng cách sử dụng phương pháp phân tích thứ bậc (Analytical Hierarchy Process - AHP) (Saaty, 1980) để lựa chọn công nghệ khai thác các nguồn nước phù hợp với vùng núi cao, khan hiếm nước. Kết quả nghiên cứu cho thấy các tiêu chí đánh giá xác định khu vực áp dụng giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước phù hợp và trọng số của các tiêu chí được xác lập đều đảm bảo tỷ lệ nhất quán ($CR < 10\%$) theo phương pháp phân tích thứ bậc.

Từ khóa: công nghệ thông tin; GIS; SCADA; quản lý cấp nước thông minh.

1. Giới thiệu

Vùng núi cao, khan hiếm nước khu vực Bắc Bộ thuộc phạm vi 15 tỉnh với diện tích tự nhiên 95.264 km², rộng nhất trong các vùng kinh tế ở nước ta, đồng thời có ý nghĩa vô cùng quan trọng trong phát triển kinh tế - xã hội và an ninh, quốc phòng. Là vùng có vị trí địa lý khá đặc biệt, dân cư sinh sống phân bố rải rác, điều kiện sinh hoạt thiếu thốn. Với đặc điểm điều kiện địa lý tự nhiên phức tạp, việc tìm kiếm các nguồn nước khai thác phục vụ sinh hoạt, sản xuất là rất khó khăn, phức tạp. Để đảm bảo công trình khai thác nước hoạt động hiệu quả, bền vững lâu dài cần phải lựa chọn công nghệ khai thác và quản lý vận hành phù hợp với từng điều kiện nguồn nước cũng như các yếu tố khác. Tuy nhiên, việc xác định công nghệ khai thác các nguồn nước phù hợp với vùng núi cao, khan hiếm nước để đảm bảo công trình hoạt động hiệu quả, bền vững lâu dài là rất khó và phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau gồm: lượng mưa, dòng chảy, chiều dày lớp phủ, chiều dày tầng chứa nước, chiều sâu tầng chứa nước, chiều sâu mực nước, hệ số thấm, lưu lượng, trữ lượng có thể khai thác, chất lượng nước, khoảng cách đến nơi sử dụng nước, khoảng cách đến đường giao thông, khoảng cách đến mạch lộ, độ dốc địa hình, sử dụng đất, địa chất, mật độ đứt gãy, phân bố dân cư/mật độ dân cư, khoảng cách đến nguồn ô nhiễm (Enke Hou và nnk, 2018; Fanao Meng và nnk, 2021; Indrani Mukherjee và nnk, 2020; Yu W và nnk, 2019).

Công nghệ không gian địa lý (GIS) đã trở thành một công cụ quan trọng trong nghiên cứu tài nguyên nước do khả năng của chúng trong việc phát triển không gian - thời gian và hiệu quả trong phân tích và dự đoán dữ liệu không gian (Ghayoumian và nnk, 2007). Nhiều nghiên cứu khác nhau đã được thực hiện để xác định khu vực áp dụng giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước bằng cách sử dụng các kỹ thuật GIS. Hầu hết các nghiên cứu đều sử dụng phương pháp tính chỉ số với việc ứng dụng công nghệ GIS để thành lập bản đồ khu vực áp dụng giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước (Ghayoumian và nnk, 2007).

2. Tổng quan các giải pháp công nghệ khai thác nguồn nước ở vùng núi cao Bắc bộ

2.1. Giải pháp công nghệ khai thác nguồn nước mưa

Nước mưa là nguồn tài nguyên thiên nhiên rất phong phú, nước mưa có chất lượng tốt, đã và đang được sử dụng cho cấp nước sinh hoạt, nó là nguồn nước rất quan trọng với các vùng núi cao, vùng khan hiếm nước, nơi có đời sống kinh tế khó khăn và hệ thống cấp nước cấp còn hạn chế (Coombes và nnk, 2007). Ở vùng miền núi, nước mưa được sử dụng phổ biến với quy mô hộ gia đình và một số công trình khai thác nước mưa tập trung. Loại hình cấp nước bằng bể chứa nước mưa được thực hiện với quy mô hộ gia đình thường được áp dụng ở những nơi khó khăn hoặc không thể khai thác được nước ngầm và nước mặt về phương diện kỹ thuật hoặc kinh tế. Nước mưa được thu từ mái nhà và tích trữ vào bể để dùng trong những thời kỳ khô hạn. Ở tỉnh Cao Bằng có khá nhiều bể chứa nước tập trung với dung tích lớn đã được xây dựng tại các cơ quan, khu công cộng như chợ hoặc các khu vực tập trung đông dân cư. Hình thức thu nước phổ biến nhất là thu hứng nước mưa từ mái nhà, tận dụng mái chợ hay mái các khu công sở. Cũng có nơi thu gom nước từ sườn núi để chứa vào bể. Các bể chứa nước mưa kiểu này thường được xây gạch hoặc bê tông với dung tích từ vài chục đến vài trăm m³, đủ để đáp ứng nhu cầu dùng nước trong cả mùa khô.

2.2. Giải pháp công nghệ khai thác nguồn nước mặt

Các giải pháp công nghệ khai thác nguồn nước mặt bao gồm các hồ chứa, hồ treo, đập dâng, đập ngầm, bơm va... Các công trình trữ nước bằng hồ được xây dựng ở những nơi có diện tích lưu vực và nguồn sinh thủy đảm bảo, trong khi đập dâng được sử dụng tại những dòng suối có nước quanh năm với mục đích dâng cao đầu nước để cấp nước tự chảy chủ yếu phục vụ sản xuất nông nghiệp, một số nơi kết hợp cấp nước sinh hoạt. Ưu điểm nổi bật của các hồ chứa là trữ lượng nước lớn, tưới tự chảy không tiêu tốn điện năng. Hạn chế của hình thức này là vốn đầu tư lớn, không xây dựng được ở vùng núi đá vôi có nhiều hang động karst, thậm chí một số vùng núi đất nếu không xử lý nền tốt cũng không giữ được nước, ví dụ như hồ Khòn Tạng, hồ Rọ Hin ở Văn Quan, Lạng Sơn.

Hồ treo là hình thức được đầu tư xây dựng khá phổ biến ở các vùng khan hiếm nước, đặc biệt là các vùng núi đá ở tỉnh Hà Giang, Cao Bằng. Các hồ treo thường được xây dựng trên sườn núi nơi có nền địa chất ổn định và có nguồn sinh thủy đảm bảo. Có ba hình thức hồ treo chủ yếu phân theo vật liệu xây dựng là hồ xây bằng đá hoặc gạch đóng bằng bột đá, hồ bằng bê tông và hồ lót vải địa kỹ thuật (HDPE) chống thấm. Đập dâng nước được áp dụng tại một số khu vực như Nhà máy nước thành phố Sơn La đã xây đập dâng cao 1 mét để trữ nước trong hang, cấp cho thành phố. Đập ngầm là biện pháp chặn dòng và dâng cao mực nước ngầm trong đới karst nứt nẻ nhằm nâng cao mực nước ngầm để dễ khai thác. Điều kiện để áp dụng kỹ thuật đập hồ ngầm là có dòng ngầm, có lớp đáy và biên hai bên dòng ngầm ít thấm nước. Giải pháp này có thể áp dụng ở Hà Giang, Cao Bằng, Lạng Sơn, Bắc Kạn. Bơm thủy luân, bơm va được áp dụng tại dòng suối có nguồn nước dồi dào (cả trong mùa khô) như ở Lạng Sơn, Lào Cai, Hòa Bình. Nguyên lý hoạt động của hệ thống cấp nước bằng bơm va là lợi dụng sức nước để đẩy nước từ các sông suối lên một bể điều tiết ở cao trình cao hơn nguồn nước từ 20 - 80 m.

2.3. Giải pháp công nghệ khai thác nguồn nước dưới đất

Khai thác nước dưới đất (NDĐ) bằng giếng khoan là giải pháp khai thác, sử dụng nước dưới đất phổ biến nhất. Các giếng thường được lắp đặt bơm chìm trong giếng để khai thác nước. Các giếng khoan này thường có lưu lượng lớn và được cung cấp cho một khu vực rộng lớn với nhiều mục đích khác nhau. Các giếng khoan khai thác nước dưới đất khu vực núi cao Bắc bộ thường phân chia thành hai loại gồm: các giếng khoan có đường kính nhỏ, chiều sâu không lớn, dưới 50 m, thường là các giếng khoan hộ gia đình, khai thác trong tầng chứa nước bờ rời hoặc đá cứng nứt nẻ. Các giếng khoan có đường kính lớn, chiều sâu lớn trên 100 m. Các giếng này phù hợp với vùng núi cao bởi các hang động karst phát triển theo chiều sâu. Khai thác nước tập trung bằng

các giếng khoan lớn đã được áp dụng ở nhiều vùng núi cao như Đồng Văn, Mèo Vạc, Yên Minh, Quản Bạ tỉnh Hà Giang và ở nhiều tỉnh khu vực Bắc bộ.

Khai thác bằng mạch lộ là hình thức tự phát, người dân tự lấy nước từ các khe, mớ nước tự nhiên có lưu lượng nhỏ dẫn về bằng các máng hoặc ống tio. Phương thức khai thác rất đa dạng, người dân sử dụng các đập dâng, dẫn nước về bằng ống nhựa, tre nứa phục vụ sản xuất nông nghiệp, sinh hoạt. Đặc điểm của các mạch lộ là thường phân bố xa khu dân cư. Kết quả nghiên cứu tại 4 huyện vùng cao nguyên đá Đồng Văn là các khu vực điển hình về khó khăn trong việc khai thác nước trên toàn vùng núi cao Bắc bộ cho thấy ưu điểm của hình thức khai thác nước bằng mạch lộ là xây dựng đơn giản. Tuy nhiên, hạn chế là phụ thuộc hoàn toàn vào nguồn nước tự nhiên, đa số các công trình đều không có tác dụng trữ nước, dễ bị hư hỏng.

Khai thác bằng giếng đào là biện pháp khai thác nước ngầm một cách thủ công và phổ dụng. Đối tượng khai thác thường là nước ngầm nằm nông trong các đới karst bề mặt bị phủ bởi các trầm tích phong hóa một phần hoặc toàn bộ. Các bề mặt này thường rộng và nằm ở phần thấp của địa hình hoặc thung lũng karst. Mực nước ngầm thường ở độ sâu 3 - 5 m tới 20 m. Giếng thường được đào thủ công, có hình tròn hoặc hình vuông và có độ sâu từ 1 m tới 5 - 10 m. Tuy nhiên, do xây dựng không đảm bảo, bảo quản sơ sài trong quá trình sử dụng nên nhiều giếng có chất lượng kém.

Khai thác nước từ hang động phổ biến ở các vùng núi đá vôi bằng hình thức bơm trực tiếp trong hang. Tuỳ vào chênh lệch mực nước trong hang và địa hình bề mặt mà sử dụng bơm hút hoặc bơm đẩy. Lưu lượng bơm hút phụ thuộc vào lưu lượng khai thác cho phép và công suất máy bơm. Ở vùng núi cao Bắc bộ, hầu hết các địa phương có hang động chứa nước đều sử dụng bơm hút để khai thác. Phần lớn nguồn nước cấp cho thành phố Sơn La được bơm hút từ hang động. Tại cao nguyên đá Đồng Văn đã sử dụng bơm để hút nước trong các hang động nằm ở độ cao 1.400 - 1.500 m. Bơm hút nước có ưu điểm dễ thi công và vốn đầu tư ban đầu nhỏ. Hạn chế là chi phí khai thác vận hành cao.

3. Tiêu chí đánh giá lựa chọn công nghệ khai thác các nguồn nước ở vùng núi cao, vùng khan hiếm nước khu vực Bắc bộ

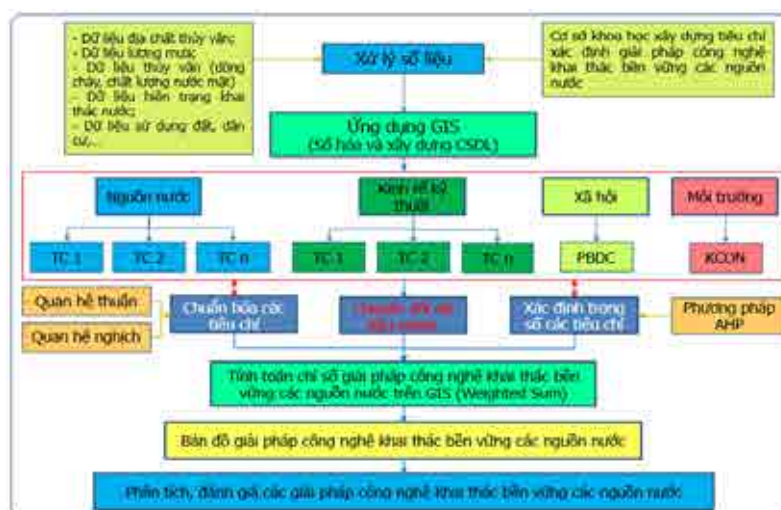
Việc xác định giải pháp công nghệ khai thác các nguồn nước phù hợp ở vùng núi cao, khan hiếm nước để đảm bảo công trình hoạt động hiệu quả, bền vững lâu dài là rất khó và phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau. Các tiêu chí lựa chọn công nghệ khai thác các nguồn nước cho từng vùng, từng khu vực đã được xác lập và phân loại thành 19 tiêu chí thuộc 4 nhóm gồm: nhóm tiêu chí về nguồn nước, nhóm tiêu chí về kinh tế - kỹ thuật, nhóm tiêu chí về xã hội, nhóm tiêu chí về môi trường để nghiên cứu xác định các giải pháp công nghệ khai thác các nguồn nước (Bảng 1).

Bảng 1. Bộ tiêu chí đánh giá lựa chọn công nghệ khai thác các nguồn nước ở vùng núi cao, vùng khan hiếm nước khu vực Bắc bộ

STT	Nhóm tiêu chí	Tiêu chí cụ thể	Giải pháp công nghệ khai thác nguồn nước								
			Nước mưa	Nước mặt			Nước dưới đất				
				Sông, suối	Hồ chứa	Hồ treo	Giếng khoan	Giếng đào	Mạch lộ	Hang động	Đập ngầm
1	Nguồn nước	Lượng mưa	X		X	X					X
		Dòng chảy		X	X						
		Chiều dày lớp phủ						X			X
		Chiều dày tầng chứa nước					X				

STT	Nhóm tiêu chí	Tiêu chí cụ thể	Giải pháp công nghệ khai thác nguồn nước								
			Nước mưa	Nước mặt			Nước dưới đất				
				Sông, suối	Hồ chứa	Hồ treo	Giếng khoan	Giếng đào	Mạch lộ	Hang động	Đập ngầm
		Chiều sâu tầng chứa nước					X	X			
		Chiều sâu mực nước					X	X		X	
		Hệ số thấm					X	X			
		Lưu lượng							X	X	X
		Trữ lượng có thể khai thác					X				
		Chất lượng nước (NM/NDĐ)		X	X		X	X	X	X	
		2	Kinh tế - kỹ thuật	Khoảng cách đến nơi sử dụng nước	X	X	X	X	X	X	X
Khoảng cách đến đường giao thông	X			X	X	X	X	X	X	X	X
Khoảng cách đến mạch lộ											X
Độ dốc địa hình	X			X	X	X	X	X	X	X	X
Sử dụng đất	X					X	X	X			
Địa chất					X	X					
Mật độ đứt gãy						X					
3	Xã hội	Phân bố dân cư/ Mật độ dân cư	X	X	X	X	X	X	X	X	
4	Môi trường	Khoảng cách đến nguồn ô nhiễm	X	X	X	X	X	X	X	X	
	Tổng cộng: 19 tiêu chí		7	7	9	9	12	11	7	8	9

Các kỹ thuật GIS đã được sử dụng trong nghiên cứu này để xác định khu vực áp dụng giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước ở các vùng núi cao, vùng khan hiếm nước khu vực Bắc bộ. Phương pháp nghiên cứu được áp dụng theo phương pháp phân tích thứ bậc với việc áp dụng công cụ GIS bằng phần mềm Arcgis. Quy trình thực hiện theo 6 bước như sau: (1) Thiết lập các tiêu chí đánh giá; (2) Chuẩn hóa các tiêu chí; (3) Xác định trọng số của các tiêu chí; (4) Tính toán chỉ số giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước trên GIS; (5) Xây dựng bản đồ giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước; (6) Phân tích, đánh giá các khu vực áp dụng giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước và được minh họa trong Hình 1.



Hình 1. Sơ đồ phương pháp luận nghiên cứu xác định khu vực áp dụng giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước.

Trên cơ sở các dữ liệu ở vùng núi cao, vùng khan hiếm nước khu vực Bắc bộ, sau khi thiết lập, tính toán và chuẩn hóa xác định được giá trị và trọng số của từng tiêu chí đánh giá xác định các khu vực áp dụng giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước. Hình 2 dưới đây minh họa trọng số của từng tiêu chí áp dụng đối với mỗi giải pháp công nghệ khai thác nguồn nước và tỷ lệ nhất quán đã được xác định.



Khai thác nguồn nước mưa, CR = 2,06%



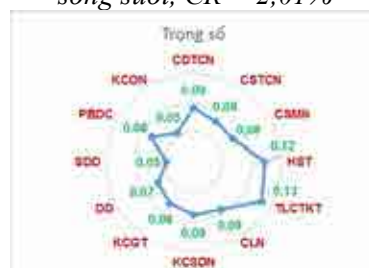
Khai thác nguồn nước mặt từ sông suối, CR = 2,01%



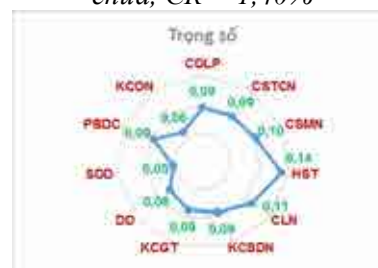
Khai thác nguồn nước mặt từ hồ chứa, CR = 1,40%



Khai thác nguồn nước mặt từ hồ treo, CR = 0,65%



Khai thác nguồn NĐĐ bằng giếng khoan, CR = 0,73%



Khai thác nguồn NĐĐ bằng giếng đào, CR = 0,73%



Khai thác nguồn NĐĐ bằng mạch lộ, CR = 0,96%



Khai thác nguồn NĐĐ từ hang động, CR = 0,62%



Khai thác nguồn NĐĐ bằng đập ngầm, CR = 1,16%

Hình 2. Sơ đồ trọng số các tiêu chí áp dụng đối với mỗi giải pháp công nghệ khai thác nguồn nước khu vực Bắc bộ và tỷ lệ nhất quán (CR).

4. Kết luận

Việc xác định khu vực áp dụng giải pháp công nghệ khai thác bền vững các nguồn nước ở các vùng núi cao, vùng khan hiếm nước khu vực Bắc bộ đã được sử dụng các kỹ thuật GIS cung cấp một giải pháp hiệu quả về quản lý khai thác các nguồn nước bền vững. Kết quả nghiên cứu cho thấy các tiêu chí đánh giá phù hợp với điều kiện thực tế vùng núi cao, khan hiếm nước và trọng số của các tiêu chí được xác lập đảm bảo tỷ lệ nhất quán ($CR < 10\%$) theo phương pháp phân tích thứ bậc.

Lời cảm ơn

Nội dung bài báo là một phần kết quả nghiên cứu của đề tài: “Nghiên cứu đề xuất công nghệ khai thác và quản lý vận hành thông minh các nguồn nước phục vụ cấp nước sinh hoạt bền vững cho vùng núi cao, vùng khan hiếm nước. Thử nghiệm tại huyện Mèo Vạc, tỉnh Hà Giang”, Mã số: ĐTĐL.CN-64/21. Nhóm thực hiện đề tài chân thành cảm ơn Bộ Khoa học và Công nghệ, Trung tâm Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước Quốc gia đã tạo điều kiện giúp đỡ.

Tài liệu tham khảo

- Coombes, P.J. Energy and economic impacts of rainwater tanks on the operation of regional water systems. *Australas. J. Water Res.* 2007, 11, 177-191. [CrossRef].
- Enke Hou, Jiale Wang, Wei Chen. A comparative study on groundwater spring potential analysis based on statistical index, index of entropy and certainty factors models. *Geocarto International*. Volume 33, 2018 - Issue 7.
- Fanao Meng, Xiujuan Liang, Changlai Xiao, Ge Wang. Integration of GIS, improved entropy and improved catastrophe methods for evaluating suitable locations for well drilling in arid and semi-arid plains. *Ecological Indicators*. Volume 131, November 2021, 108124.
- Ghayoumian, J., Saravi, M.M., Feiznia, S., Nouri, B., Malekian, A., 2007. Application of GIS techniques to determine areas most suitable for artificial groundwater recharge in a coastal aquifer in southern Iran. *Journal of Asian Earth Sciences* 30, 364e374.
- Indrani Mukherjee, Umesh Kumar Singh. Delineation of groundwater potential zones in a drought-prone semi-arid region of east India using GIS and analytical hierarchical process techniques. *CATENA*. Volume 194, November 2020, 104681.
- Saaty, T.L. 1980. *The Analytic Hierarchy Process*. McGraw-Hill, New York.
- Suman Patra, Pulak Mishra, Subhash Chandra Mahapatra. Delineation of groundwater potential zone for sustainable development: A case study from Ganga Alluvial Plain covering Hooghly district of India using remote sensing, geographic information system and analytic hierarchy process. *Journal of Cleaner Production*. Volume 172, 20 January 2018, Pages 2485-2502.
- Yu W, Wardrop NA, Bain RES, Alegana V, Graham LJ, Wright JA. Mapping access to domestic water supplies from incomplete data in developing countries: An illustrative assessment for Kenya. *PLoS One*. 2019 May 17;14(5):e0216923. doi: 10.1371/journal.pone.0216923. PMID: 31100084; PMCID: PMC6524943.

Criteria selection for exploitation technology of water resources in high mountain and water-scarce areas of the Ha Giang Province

Trieu Duc Huy^{1,*}, Pham Ba Quyen¹, Hoang Dai Phuc²

¹National Center for Water Resources Planning and Investigation (NAWAPI)

²Division of Water Resources Planning and Investigation for the North of Vietnam (DWRPIN)

*Corresponding author: trieuduchuy@gmail.com

Abstract

The solutions for water resources exploitation in the high mountains of the Northern region commonly included rainwater storage, dug wells, tube wells, springs and hanging reservoirs, etc. These solutions have, to some extent, satisfied the water demand for domestic activities of local people. However, many water supply schemes are being operated inefficiently and inflexibly. In this study, 19 criteria were defined and classified in four groups: criteria on water sources, economic and technical criteria, social criteria, and environmental criteria in order to identify suitable technological solutions for water resources exploitation in the high mountains and water-scarce areas as well as improve efficiency of the solution. Then, an integration of GIS and analytical hierarchy process (AHP) method were applied in this study. The results of AHP method shown that consistency ratio (CR) of all 19 criteria are equal to 10%, so the inconsistency is acceptable. This proves that the proposed criteria and methods can be applied to identify technology solutions for water resources exploitation in the high mountains and water-scarce areas in the Northern region.

Keywords: water resources exploitation, GIS, SCADA, technology solution.

DETERMINATION OF POTENTIAL AREAS FOR FRESHWATER STORAGE OF THE UPPER-MIDDLE PLEISTOCENE AQUIFER IN MEKONG DELTA

Pham Ba Quyen^{1,*}, Trieu Duc Huy¹, Hoang Dai Phuc², Phan Thang Long³

¹National Center For Water Resources Planning And Investigation (NAWAPI)

²Division For Water Resources Investigation And Planning For The North Of Vietnam (NVWATER)

³Division For Water Resources Investigation And Planning For The South Of Vietnam (DWRPIS)

*Corresponding author: phambaquyenmda@gmail.com

Abstract

In recent years, the Mekong Delta region has been severely affected by drought, water shortage, and saltwater intrusion. Therefore, the management of available groundwater resources is crucial to meet the clean water requirements in the region. However, groundwater extraction needs to be done with managed aquifer recharge (MAR) to maintain the long-term sustainability of water resources. In this study, a GIS approach was used to delineate potential freshwater storage areas in the Upper-Middle Pleistocene aquifer (qp₂₋₃), which is the most exploited aquifer with 46% of total groundwater exploitation in the Mekong Delta. Criteria such as groundwater depth, aquifer permeability coefficient, aquifer thickness, groundwater quality, precipitation, distance to surface water source, landuse, distance to water supply area, distance to the pollutant hazard area were integrated using the Analytical Hierarchy Process (AHP) method (Saaty, 1980). The research results show that the potential for freshwater storage in the aquifer ranges from high to very high with an area of 3,922 km², accounting for about 10,1% of the aquifer distribution.

Keywords: GIS; AHP; Managed aquifer recharge; Groundwater; Mekong Delta.

1. Introduction

In recent years, the Mekong Delta has been severely affected by drought, water shortage and saltwater intrusion. This is an area where there is often an excess of water in the rainy season but the scarcity of water in the dry season, especially in provinces such as Ben Tre, Soc Trang, Kien Giang, Ca Mau and Tien Giang. The main reason is that the water with salinity exceeds the allowable threshold and cannot be used for daily life. It can be seen that the problem of drought, water shortage, and saltwater intrusion has profoundly affected people even in concentrated clean water supply areas and single residential areas that have not been supplied with clean water.

Managed aquifer recharge is a series of activities carried out by human intervention through which surface water is placed and stored in aquifer systems to increase extraction capacity or prevent the decline of groundwater levels and promote sustainable groundwater use. However, identifying potential areas for freshwater storage in aquifers is difficult and depends on various factors including groundwater depth, aquifer permeability coefficient, aquifer thickness, groundwater quality, precipitation, distance to surface water source, landuse, distance to water supply area, distance to the pollutant hazard area.

Groundwater level depth (H) plays an important role in direct storage models, replenishing water in the form of gravity flows, so areas with deep static water levels will be eligible to apply and vice versa. The permeability coefficient of the aquifer (K) indicates the permeability and storage capacity of the aquifer as well as the efficiency of additional water recovery (Singh, A. et al., 2013). The thickness of the aquifer (M) plays an important role in determining the water storage space. Groundwater quality (TDS) plays an important role in determining the efficiency of water recovery for reuse in water storage in aquifers. Precipitation (X) is one of the main influencing factors on water retention in aquifers because large amounts of rainwater will be

stored and replenished during the rainy season (Singh et al. 2017). The distance to the surface water source (IZ) is one of the priorities for choosing the right area to build a water storage system in the aquifer. When the distance between the water storage site and the surface water source exceeds 5 km, the construction cost and the risk of additional water pollution will increase greatly (Brema, J et al., 2012). Land use (SDD) is one of the main control factors in water retention in aquifers through trenching methods. The distance to the concentrated water supply area (IZ) is often where there is a large water demand, the exploitation of groundwater has the risk of depleting groundwater (Brema, J et al., 2012). The distance to the pollutant hazard area (KCON) reflects the advantages and disadvantages of water storage in aquifers concerning environmental conditions. The distance between the water storage area and the areas at risk of pollution such as waste landfills, landfills, and cemeteries needs to be greater than 500 m to ensure no or little impact by pollution risk sources (Li et al., 2013).

Geographic Information System (GIS) has become an important tool in groundwater research thanks to its ability to evolve space-time and its efficiency in analyzing and predicting spatial data (Ghayoumian et al., 2007). Various studies have been carried out to identify potential areas for freshwater storage in aquifers using GIS techniques (Riad et al., 2011b). Most of the studies use the index calculation method with the application of GIS technology to map the potential for freshwater storage in the aquifer.

2. Study area

The study area is the Mekong River Delta located in the Southwest region, the southernmost point of Vietnam and in the Mekong Delta region, bordering Cambodia to the North, the Gulf of Thailand to the Southwest and the East Sea to the South. (Figure 1). This delta includes 13 provinces/cities: Long An, Tien Giang, Ben Tre, Dong Thap, Vinh Long, Tra Vinh, Can Tho, Hau Giang, Soc Trang, Bac Lieu, Ca Mau and Kien Giang, with an area of 39,945 square kilometers.



Figure 1. Map of the Mekong Delta region.

3. Methodology

GIS techniques were used in this study to identify the potential area for freshwater storage in the qp₂₋₃ aquifer. The determination of suitable areas to store water in aquifers is done through analysis of the following criteria: groundwater depth, aquifer permeability coefficient, aquifer thickness, groundwater quality, precipitation, distance to surface water source, land use, distance to water supply area, distance to the pollutant hazard area. The research method to determine the freshwater storage area in the qp₂₋₃ aquifer is applied according to the method of hierarchical analysis with the application of GIS tools using ArcGIS 10.8 software. The process of implementing the method to determine the potential area for storing fresh water in the qp₂₋₃ aquifer is carried out in 6 steps as follows: (1) Establishment of criteria; (2) Standardization of criteria; (3) Determination of the weights; (4) Calculation of potential index of freshwater storage in aquifers; (5) Mapping out the potential for freshwater storage in aquifers; (6) Analysis and evaluation of potential areas for freshwater storage in aquifers (Figure 2).

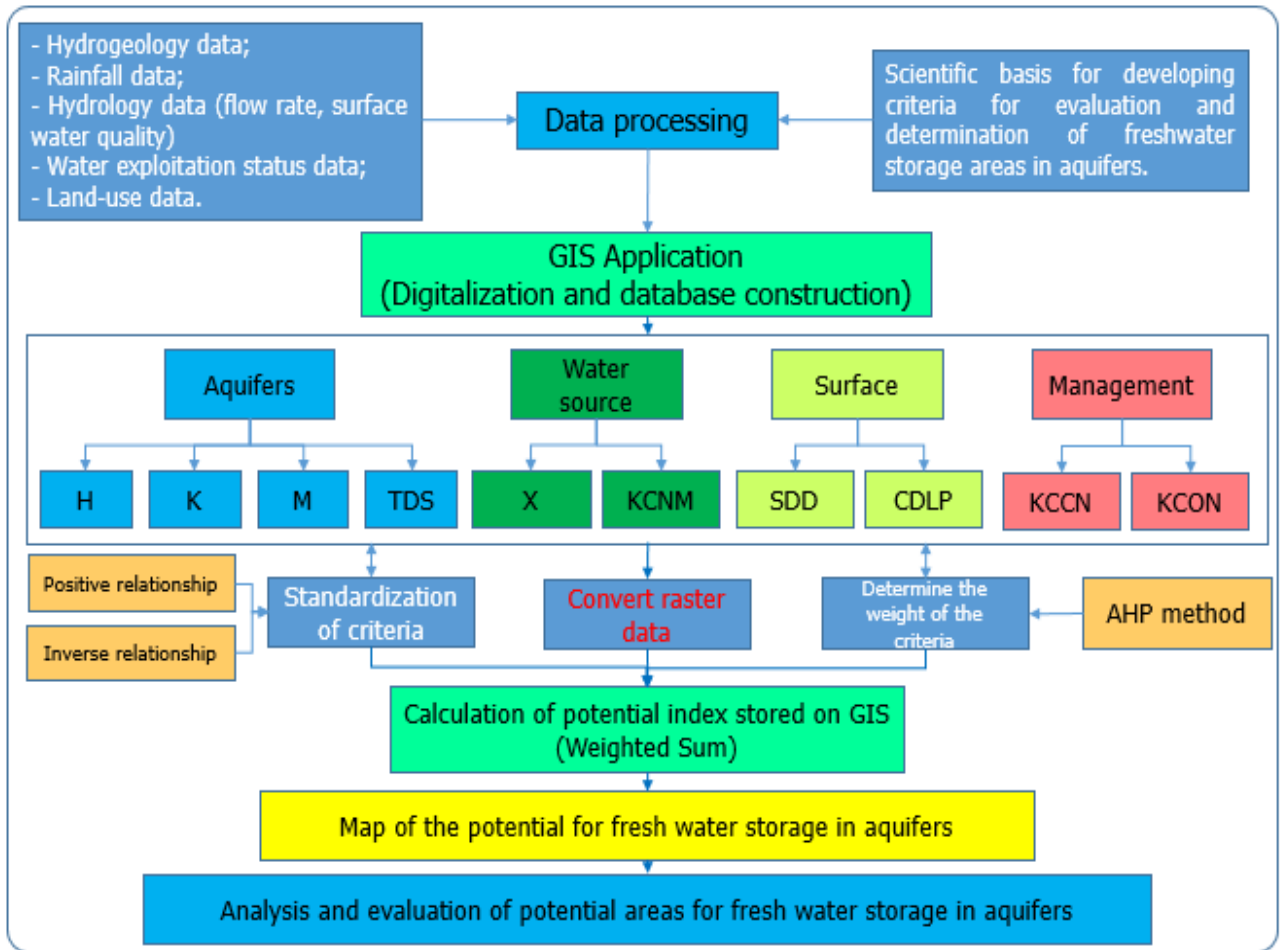


Figure 2. Diagram of methodology for determining freshwater storage area in qp_{2-3} aquifer in the Mekong Delta.

The index of potential for storing fresh water in aquifers is expressed by the method of hierarchical analysis with the following calculation formula:

$$P_s = w_H X_H + w_K X_K + w_M X_M + w_{TDS} X_{TDS} + w_X X_X + w_{KCNM} X_{KCNM} + w_{SDD} X_{SDD} + w_{KCCN} X_{KCCN} + w_{KCON} X_{KCON} \quad (3.1)$$

In which: P_s is the potential index of freshwater storage in aquifers; w is the weight of the criteria (the sum of the weights is 1); X is the score of the criteria; Symbols: H is the groundwater depth criterion; K is the criterion of permeability coefficient of aquifers; M is the criterion for the thickness of the aquifer; TDS is groundwater quality criterion; X is the precipitation criterion; $KCNM$ is the criterion of distance to surface water source; SDD is the land use criterion; IZ is the criterion of distance to the water supply area; $KCON$ is the criterion of distance to pollution risk area.

The normalized value maps of each obtained criterion range from 0 to 1 and are illustrated in the following figures:

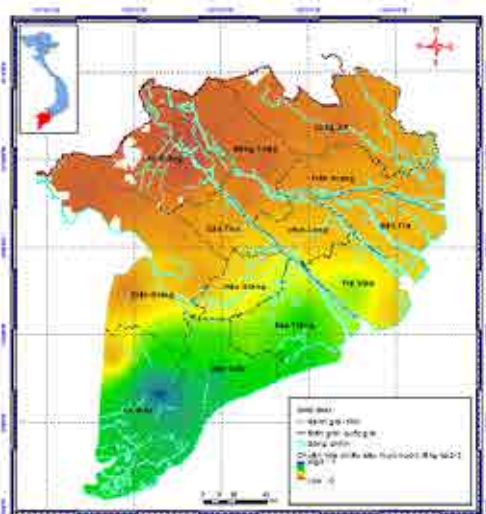


Figure 3. Normalized value map of groundwater depth.

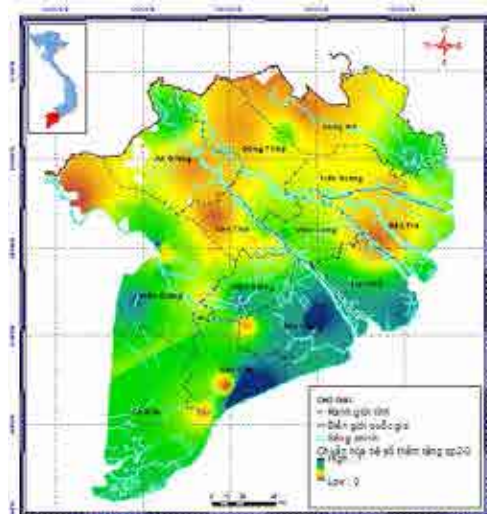


Figure 4. Normalized value map of permeability coefficient of aquifers.

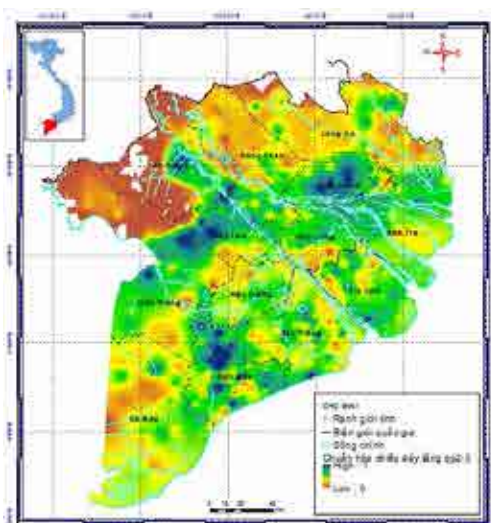


Figure 5. Normalized value map of aquifer thickness.

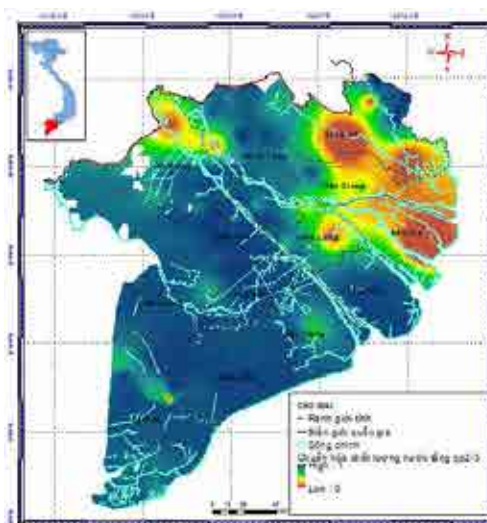


Figure 6. Normalized value map of groundwater quality (TDS).

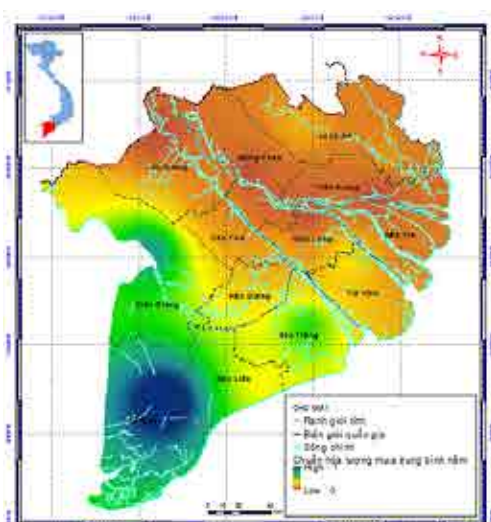


Figure 7. Normalized value map of average annual precipitation.

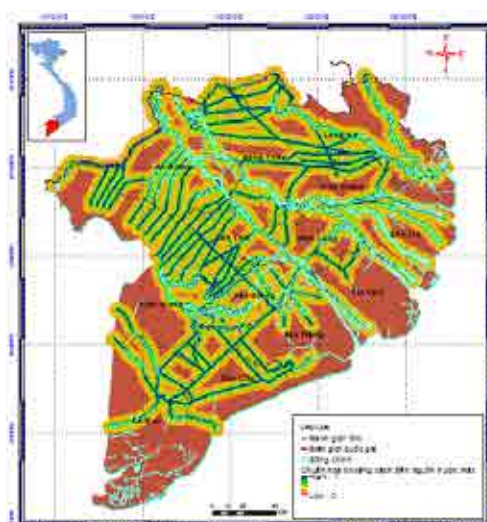


Figure 8. Normalized value map of distance to surface water source criterion.



Figure 9. Normalized value map of land use criterion.

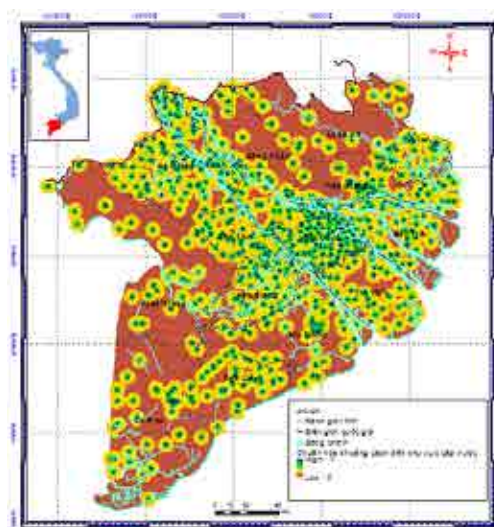


Figure 10. Normalized value map of distance to the water supply area criterion.

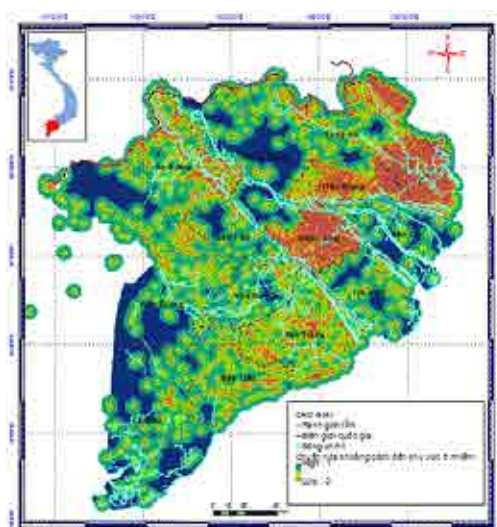


Figure 11. Normalized value map of distance to pollution risk area criterion.

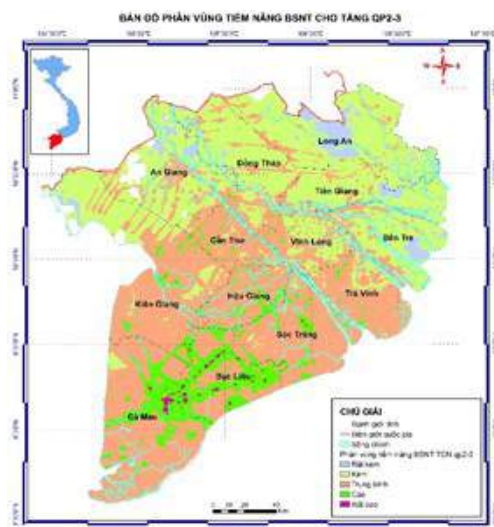


Figure 12. Map of potential areas for freshwater storage in qp_{2-3} aquifer.

Based on data in the Mekong Delta, after setting up, calculating and normalizing, the value and weight of each criterion can be determined, in which the weight to delineate the area for storing fresh water in the qp_{2-3} aquifer can be determined as: $w_H = 0.16$; $w_K = 0.14$; $w_M = 0.16$; $w_{TDS} = 0.16$; $w_X = 0.08$; $w_{KCNM} = 0.10$; $w_{SDD} = 0.04$; $w_{KCCN} = 0.13$; $w_{KCON} = 0.03$ with an AHP consistency ratio of $CR = 2,52\%$.

4. Results and Discussion

The map of freshwater storage potential in qp_{2-3} aquifer in the Mekong Delta is classified into 5 levels very poor; poor; medium; high; very high and illustrated in Figure 12. The area with high to very high qp_{2-3} aquifer storage potential has an area of $3,922 \text{ km}^2$ (10.1% of the distribution area of the aquifer). These areas are concentrated in Ca Mau city, Thoi Binh, U Minh, Tran Van Thoi and Dam Doi districts of Ca Mau province, passing through Gia Rai, Phuoc Long to Vinh Loi, Bac Lieu province; scattered in Can Tho city and the provinces of Soc Trang, Hau Giang, Vinh Long, Tra Vinh, Kien Giang. Areas with high to very high potential for freshwater storage in aquifers can be implemented using groundwater storage techniques using aquifer injection wells (ASR and ASTR). These areas, in addition to the best hydrogeological conditions, are also close to surface water sources that ensure the quality of exploitation for domestic use,

near water plants, surface water supply stations or both surface water and groundwater. with a potential exploitation volume of more than 500 m³/day, far away from areas with risk of pollution such as landfills and cemeteries.

5. Conclusions

The identification of potential areas for freshwater storage in the Upper-Middle Pleistocene aquifer in Mekong Delta using GIS techniques provides an effective solution for sustainable groundwater management. The results of this study reveal a significant amount of freshwater storage capacity in the qp₂₋₃ aquifer. About 10.1% of the distribution area of the aquifer was found to have a high to very high level of freshwater storage capacity. This resulting map and research methods will be a guideline for future water resource management projects and programs. This method can be applied in other parts of the world as well as in Vietnam with water stress conditions with appropriate adjustments to ensure sustainable groundwater use.

Acknowledgments

The content of the article is part of the research results of the topic: "Research on constructing fresh water storage technology in the Mekong Delta's aquifers. Pilot application in Ca Mau peninsula", Code: TNMT.2022.02.12. The project team sincerely thanks the Ministry of Natural Resources and Environment, the National Center for Planning and Investigation of Water Resources for creating favorable conditions.

References

- Brema, J.; Arulraj, G, 2012. Identification of sites suitable for artificial recharging and groundwater flow modeling in Noyyal river basin, Tamilnadu, India. OIDA Int. J. Sustain.
- Ghayoumian, J., Saravi, M.M., Feiznia, S., Nouri, B., Malekian, A., 2007. Application of GIS techniques to determine areas most suitable for artificial groundwater recharge in a coastal aquifer in southern Iran. Journal of Asian Earth Sciences 30, 364e374.
- Li, H. Establishment and Application. Research on Suitability Evaluation System of Reclaimed Water Surface Infiltration Site. Master's Thesis, China University of Geosciences, Beijing, China, 2013. (In Chinese).
- Riad, P.H., Billib, M., Hassan, A.A., Salam, M.A., El Din, M.N., 2011b. Application of the overlay weighted model and Boolean logic to determine the best locations for artificial recharge of groundwater. Journal of Urban and Environmental Engineering 5 (2), 57e66.
- Saaty, T.L. 1980. The Analytic Hierarchy Process. McGraw-Hill, New York.
- Singh, A.; Panda, S.N.; Kumar, K.S.; Sharma, C.S. Artificial groundwater recharge zones mapping using remote sensing and GIS: A case study in Indian Punjab. Environ. Manag. 2013, 52, 61-71. [CrossRef].
- Singh, L.K., Jha, M.K., and Chowdary, V.M. 2017. Multi-criteria analysis and GIS modeling for identifying prospective water harvesting and artificial recharge sites for sustainable water supply. J. Clean. Prod. 142, Part 4: 1436-1456. doi:10.1016/j.jclepro.2016.11.163.
- Wada, Y., van Beek, L.P., van Kempen, C.M., Reckman, J.W., Vasak, S., Bierkens, M.F., 2010. Global depletion of groundwater resources. Geophysical Research Letters 37 (20), L20402.

XÁC ĐỊNH LƯỢNG CUNG CẤP CỦA NƯỚC MƯA CHO NƯỚC DƯỚI ĐẤT TRONG BAZAN VÙNG BUÔN MÊ THUỘT VÀ QUAN HỆ GIỮA LƯỢNG CUNG CẤP VỚI LƯỢNG MƯA VÀ BỐC HƠI

Đặng Đình Phúc^{1,*}, Đặng Hữu Nghị², Bùi Thị Vân Anh²

¹Hội Địa chất Thủy văn Việt Nam; ²Trường Đại học Mở - Địa chất

*Tác giả chịu trách nhiệm: dangdinhphuc@gmail.com

Tóm tắt

Báo cáo trình bày phương pháp xác định lượng cung cấp thấm theo tài liệu quan trắc mực nước từ một giếng bằng phương pháp kết hợp phương pháp Bindeman và phương trình hạ thấp mực nước do tác giả đề xuất trong luận án phó tiến sĩ của mình. Báo cáo cũng trình bày kết quả tính toán lượng cung cấp theo tài liệu quan trắc mực nước từ giếng LK72 được đặt tại xã Ea Ktur huyện Cư Kuin tỉnh Đắk Lắk. Trong báo cáo cũng sử dụng phương pháp hồi quy bội và trí tuệ nhân tạo để nghiên cứu quan hệ giữa lượng cung cấp thấm với lượng mưa và bốc hơi. Kết quả tính toán đã xác định được sự biến đổi của lượng cung cấp cho nước dưới đất và lượng bốc hơi từ nước dưới đất và lượng thấm hiệu quả cho nước dưới đất. Lượng thấm hiệu quả trung bình trong giai đoạn từ 2006 tới 2014 bằng 310,9 mm/năm. Quan hệ giữa lượng cung cấp tính toán với lượng mưa và bốc hơi có hệ số tương quan R^2 bằng 0.828 xác định theo phương pháp hồi quy bội và bằng 0.82 xác định theo phương pháp trí tuệ nhân tạo.

Từ khóa: biến thiên mực nước dưới đất; cung cấp của nước ngầm; mưa; bốc hơi.

1. Giới thiệu

Nước ngầm là tài nguyên tái tạo vô cùng quý giá và thiết yếu không chỉ cho con người mà còn để duy trì và phát triển hệ sinh thái. Song trữ lượng nước ngầm không phải vô tận mà hữu hạn. Để khai thác vững bền nguồn tài nguyên này cần biết được đặc điểm của chúng trong đó có nguồn và lượng cung cấp của chúng, lượng nước khai thác không được vượt quá trữ lượng có thể khai thác hay ngưỡng khai thác. Trữ lượng có thể khai thác không được vượt quá lượng cung cấp cho nước ngầm. Xác định lượng cung cấp của nước ngầm là một nhiệm vụ quan trọng của ngành địa chất thủy văn.

Các phương pháp xác định lượng cung cấp được phân chia làm 2 nhóm chính là: xác định lưu lượng dòng ngầm và xác định lượng cung cấp thấm của nước mưa cho nước ngầm.

Xác định lượng cung cấp của nước mưa cho nước ngầm có nhiều phương pháp, như phương pháp cân bằng, phương pháp đồng vị, phương pháp dựa theo tài liệu quan trắc mực nước trên sân cân bằng hay từ một giếng quan trắc...

Ở nước ta, hầu như từ trước tới nay việc xác định lượng cung cấp thấm cho các tầng chứa nước còn rất hạn chế. Ở nhiều vùng thường chỉ xác định lượng cung cấp lấy theo tài liệu kinh nghiệm về tỷ lệ cung cấp năm của nước mưa cho nước ngầm từ các sách báo nước ngoài, vì vậy độ chính xác của đánh giá rất thấp, đồng thời không thấy được biến đổi của lượng cung cấp theo thời gian.

Trong bài báo này, chúng tôi tiến hành phân tích tài liệu quan trắc mực nước và xác định lượng cung cấp thấm theo tài liệu quan trắc mực nước từ một giếng bằng phương pháp kết hợp phương pháp Bindeman và phương trình hạ thấp mực nước do chúng tôi đề xuất trong luận án phó tiến sĩ của mình. Trong bài báo này cũng sử dụng phương pháp hồi quy bội và trí tuệ nhân tạo để nghiên cứu quan hệ giữa lượng cung cấp thấm với các yếu tố khí tượng.

2. Tổng quan khu vực nghiên cứu

2.1. Vị trí địa lý

Giếng quan trắc LK72 được đặt tại xã Ea Ktur, huyện Cư Kuin, tỉnh Đắk Lắk thuộc thành phố Buôn Ma Thuột.



Hình 1. Vị trí khu vực nghiên cứu.

Khu vực nghiên cứu nằm ở phần phía Đông của dãy Trường Sơn, kẹp giữa cao nguyên Buôn Ma Thuột và cao nguyên Đắk Nông, Vùng nghiên cứu chịu sự chia cắt của hệ thống sông suối lớn như: sông Sêrêpôk, sông Krông Ana, sông Krông Nô.

2.2. Địa hình

Địa hình trong vùng phức tạp, đa dạng, vừa có cấu hình đồi núi cao, đồi thoải lượn sóng và vùng trũng đồng bằng.

- *Dạng địa hình đồi thoải lượn sóng*: Tập trung phần lớn ở phía Bắc của huyện và một phần nhỏ ở phía Nam, dạng địa hình này chiếm gần 1/2 diện tích tự nhiên toàn huyện, độ cao trung bình từ 450 - 500 m.

- *Dạng địa hình trũng thấp*: Tập trung ở phía Nam nơi có các sông lớn như: Krông Ana, Krông Nô và sông Sêrêpôk tạo nên những vùng đồng bằng bằng phẳng.

2.3. Đặc điểm khí tượng

Theo số liệu của Trung tâm Dự báo Khí tượng thủy văn Đắk Lắk, khí hậu huyện Cư Kuin chịu ảnh hưởng chung của chế độ khí hậu nhiệt đới, khí hậu gió mùa, mang tính chất khí hậu cao nguyên nhiệt đới ẩm, ít biến động trong năm, phân bố nhiệt theo thời gian khá đồng đều giảm theo độ cao địa hình.

Ngoài ra, khí hậu huyện Cư Kuin hình thành một vùng tiểu khí hậu có nét đặc thù của vùng trũng với hai mùa rõ rệt, mùa mưa từ tháng 5 - 10 và mùa khô từ tháng 11 - 4.

Nhiệt độ không khí:

Trung bình năm: 23,0 - 24,0 °C; Cao nhất năm: 31,8 °C; Thấp nhất năm: 8,0 °C

Trung bình giờ chiếu sáng năm: 1.700 - 2.400 giờ.

Độ ẩm: Trung bình năm: 81 - 83%; Trung bình tháng: 70 - 89%

Lượng bốc hơi mùa khô: 14,0 - 16,2 mm/ngày.

Lượng mưa:

Lượng mưa phân bố không đồng đều trong năm. Mùa mưa tập trung từ tháng 5 đến tháng 10, chiếm khoảng 94% lượng mưa hàng năm; mùa khô từ tháng 11 đến tháng 4 năm sau, chiếm 6% năm.

Lượng mưa năm trung bình: 1,859.3 mm.

2.4. Đặc điểm địa chất thủy văn

Theo kết quả thăm dò sơ bộ nước dưới đất vùng Buôn Ma Thuột, Giếng LK72: được khoan vào phức hệ chứa nước khe nứt - lỗ hổng trong phun trào bazan Pleistocen giữa - Holocen ($\beta Q_2-Q_1^2$);

Các đá phun trào bazan Pleistocen giữa - Holocen phủ gần kín diện tích khu vực thăm dò, chỉ trừ dãy đồi trầm tích Jura kéo dài theo hướng Tây Bắc - Đông Nam ở phía Đông Nam thành phố Buôn Ma Thuột và một vài chỏm đồi nhỏ với diện tích khoảng 12 km².

Qua tài liệu hút nước thí nghiệm tại các lỗ khoan cho thấy mức độ chứa nước khác nhau ở các chiều sâu khác nhau, kết quả hút nước trong đoạn bazan từ 0 - 41,3 m cho thấy tỷ lưu lượng trung bình khoảng $q = 1,06$ l/sm; đoạn từ 43 - 70 m cho tỷ lưu lượng trung bình khoảng $q = 0,07$ l/sm. Như vậy có thể nhận thấy mức độ chứa nước của tầng giảm dần theo chiều sâu.

Chiều dày của lớp bazan thay đổi theo phương dòng chảy của dòng dung nham núi lửa, từ trên > 100 m tại miệng núi lửa, tới 65 m tại khu vực xa miệng núi lửa.

Chiều sâu mực nước dưới đất phụ thuộc vào địa hình, những nơi địa hình cao có mực nước tĩnh thường nằm sâu (Ht khoảng 21,34 - 28,6 m). Ngược lại, ở những nơi địa hình trũng, thấp, mực nước tĩnh thường nằm sát mặt đất hoặc cao hơn mặt đất (Ht khoảng 1,66 - 3,42 m, cá biệt tại LK.351 mực nước tĩnh cao hơn mặt đất).

3. Phương pháp nghiên cứu và kết quả nghiên cứu

3.1. Xác định lượng cung cấp thấm

3.1.1. Phương pháp

Bindeman đã đề xuất phương pháp xác định lượng cung cấp thấm theo tài liệu quan trắc mực nước từ một giếng. Lượng cung cấp thấm được xác định bằng đồ thị và được tính toán bởi công thức:

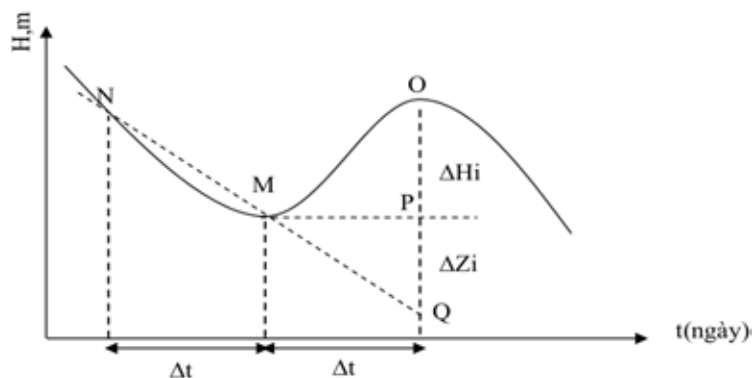
$$W = S \cdot \frac{\sum_{i=1}^n (\Delta H_i + \Delta Z_i)}{365} \quad (1)$$

Trong đó:

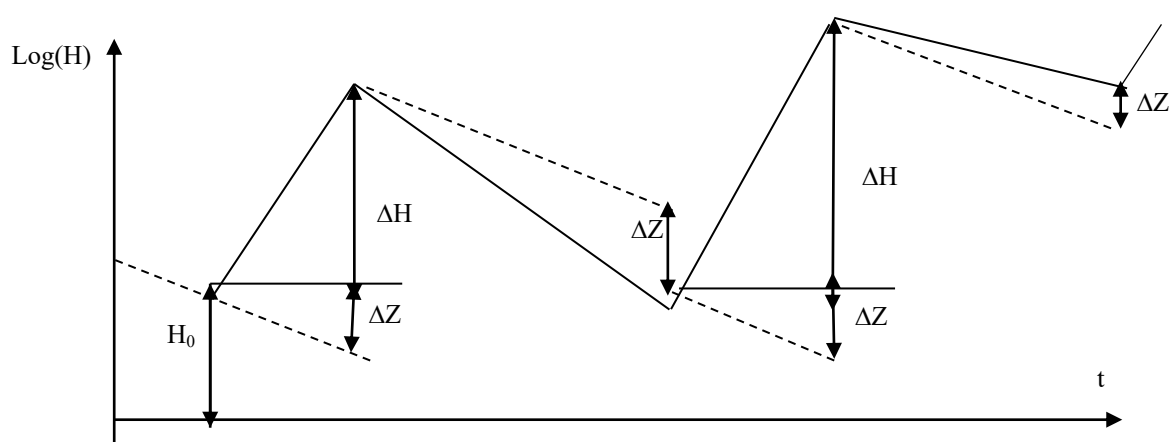
n : số chu kỳ dao động mực nước trong năm;

S : hệ số nhả nước trọng lực;

w : lượng cung cấp thấm (mm/năm).



Hình 2. Đồ thị tính toán cung cấp thấm theo phương pháp Bindenman.



Hình 3. Đồ thị tính toán trị số cung cấp thấm theo phương pháp của tác giả (sử dụng đường cong rút nước).

- Mức nước
- Đường cong rút nước

Để xác định trị số cung cấp thấm phải xây dựng biểu đồ dao động mực nước dưới đất theo thời gian. Phương pháp đồ thị để xác định trị số cung cấp thấm được chỉ ra ở hình 3.

Trong phương pháp Bindenman giả thiết rằng trong kỳ hạ thấp mực nước sau khi mực nước đạt cực đại, trị số thấm cũng như bốc hơi từ nước ngầm là bằng không, đồng thời trong phương pháp này cũng giả thiết rằng dòng bên tức là dòng đến và đi là bằng không, vì vậy chỉ áp dụng với vùng phân thủy.

Trong phương pháp Bindeman trị số ΔZ được kéo dài theo xu thế. Tuy nhiên, trong nhiều trường hợp trị số ΔZ xác định theo xu thế thường không chính xác, nhất là trong trường hợp mưa kéo dài hoặc có bốc hơi, vì vậy nên sử dụng phương trình đường cong rút nước để xác định trị số ΔZ (Đặng Đình Phúc, 1984).

Phương trình đường cong rút nước có dạng:

$$H = H_0 \cdot e^{-\alpha t} \quad (2)$$

Trong đó:

H_0 : mực nước tại thời điểm ban đầu;

t : thời gian;

α : hệ số rút nước.

Để xác định trị số cung cấp theo phương trình đường cong rút nước cũng như phương pháp

Bindeman ta tiến hành các bước sau:

Xây dựng đồ thị $\log(H) = F(t)$.

Từ đồ thị trên ta chọn thời kỳ rút nước mà trong đó lượng mưa hầu như bằng không, đồng thời trong thời kỳ này mực nước ngầm nằm sâu trị số bốc hơi nhỏ để xác định trị số α (hệ số thoát nước).

Xác định hệ số thoát nước theo phương trình (2).

Chia đồ thị dao động mực nước ra các thời kỳ tính toán khác nhau ứng với các thời kỳ nâng và hạ thấp mực nước.

Tính toán mực nước cho thời điểm cuối của mỗi thời kỳ theo công thức:

$$H_{db} = H_d e^{-\alpha \Delta t} \quad (3)$$

Ở đây:

H_{db} : mực nước tính toán dự báo ở cuối thời kỳ, H_d là mực nước thực tế ở đầu thời kỳ;

Δt : khoảng thời gian giữa thời điểm đầu và cuối của thời kỳ.

Xác định lượng cung cấp thấm hoặc bốc hơi theo công thức.

$$w = \frac{H_{qs} - H_{tt}}{\Delta t} S = \frac{\Delta H}{\Delta t} S \quad (4)$$

Ở đây:

H_{qs} : mực nước thực tế ở cuối thời kỳ;

H_{tt} : mực nước tính toán ở cuối thời kỳ và được xác định theo công thức

$$H_{tt} = H_d - \alpha \cdot \Delta t$$

Trong đó:

H_d : mực nước thực đo ở đầu thời kỳ;

S : hệ số trữ;

Δt : khoảng thời gian tính toán (ngày);

ΔH : hiệu số giữa mực nước tính toán và mực nước thực tế ở thời điểm cuối của thời kỳ tính toán (m);

W : tốc độ thấm hay bốc hơi (khi $W < 0$) trung bình trong thời kỳ tính toán (mm).

Tổng lượng cung cấp thấm trong năm được xác định theo công thức:

$$WT = \sum_1^n W_i \Delta t_i \quad (5)$$

Ở đây:

W_i : tốc độ thấm trung bình ở mỗi thời kỳ (mm);

WT : tổng lượng cung cấp năm (mm);

Δt_i : khoảng thời gian của mỗi thời kỳ (ngày);

n : số thời kỳ tính toán (Thời kỳ nâng và hạ mực nước).

Phương pháp này được sử dụng khi dao động mực nước tại vị trí thoát nước (mạch, sông) là không lớn, điểm quan sát mực nước nằm xa vị trí thoát và có biên độ dao động mực nước lớn.

3.1.2. Kết quả tính toán lượng cung cấp thấm tại giếng LK72.

Kết quả tính toán được chỉ ra trong bảng 1.

Bảng 1. Kết quả tính lượng cung cấp thấm tại giếng LK72

Thời điểm	Cao độ mực nước tương đối)	LN (H)	Δt	$\alpha \Delta t$ (m)	LN (H_{T1})- $\alpha \Delta t$	$H_{t2\text{tính}}$ (m)	$H_{t2\text{do}} - H_{t2\text{tính}}$ (m)	Thấm (mm)
9/6/2006	19.93	2.99						
10/27/2006	21.68	3.08	51	0.03	2.96	19.51	2.17	216.64
5/3/2007	19.5	2.947 7	188	0.11	2.96	19.55	-0.05	-5.20
5/21/2007	20.11	3.00	18	0.01	2.96	19.47	0.64	63.58
5/27/2007	20.06	3.00	6	0.00	3.00	20.23	-0.17	-17.10
6/18/2007	19.83	2.99	22	0.01	2.99	19.99	-0.16	-15.71
6/30/2007	20.05	3.00	12	0.01	2.98	19.88	0.17	17.35
7/27/2007	19.59	2.98	27	0.02	2.98	19.92	-0.33	-32.71
8/6/2007	22.24	3.10	10	0.01	2.97	19.66	2.58	258.12
8/30/2007	21.19	3.05	24	0.01	3.09	22.14	-0.95	-94.98
9/18/2007	21.48	3.07	19	0.01	3.04	21.15	0.33	32.51
11/6/2007	22.81	3.13	49	0.03	3.04	21.06	1.75	174.84
								380.69
2/18/2008	20.77	3.03	104	0.06	3.06	21.64	-0.87	-87.15
2/24/2008	20.99	3.04	6	0.00	3.03	20.90	0.09	9.29
5/6/2008	20.32	3.01	72	0.04	3.00	20.30	0.02	2.34
6/12/2008	20.9	3.04	37	0.02	2.99	20.07	0.83	83.50
7/6/2008	20.53	3.02	24	0.01	3.03	20.80	-0.27	-27.17
8/3/2008	20.18	3.00	28	0.02	3.01	20.38	-0.20	-20.32
8/15/2008	20.46	3.02	12	0.01	3.00	20.23	0.23	23.15
9/9/2008	20.27	3.01	25	0.02	3.00	20.35	-0.08	-8.02
11/30/2008	21.39	3.06	82	0.05	2.96	19.48	1.91	190.94
								166.56
4/12/2009	19.93	2.99	133	0.08	2.98	19.94	-0.01	-0.90
4/30/2009	20.29	3.01	18	0.01	2.98	19.91	0.38	38.50
5/21/2009	19.93	2.99	21	0.01	3.00	20.23	-0.30	-29.92
5/30/2009	20.2	3.01	9	0.01	2.99	20.01	0.19	18.68
6/18/2009	19.7	2.98	19	0.01	2.99	20.16	-0.46	-46.34
6/30/2009	19.86	2.99	12	0.01	2.97	19.75	0.11	11.42
9/30/2009	23.24	3.15	92	0.06	2.93	18.97	4.27	426.92
10/15/2009	23.08	3.14	15	0.01	3.14	23.26	-0.18	-18.43
10/27/2009	23.06	3.14	12	0.01	3.13	23.15	-0.09	-8.54
								391.40
6/15/2010	19.41	2.97	231	0.14	3.00	20.27	-0.86	-85.92
6/24/2010	19.51	2.97	9	0.01	2.96	19.49	0.02	2.07
7/6/2010	19.35	2.96	12	0.01	2.96	19.55	-0.20	-20.47
7/12/2010	19.4	2.97	6	0.00	2.96	19.46	-0.06	-6.40
7/30/2010	19.27	2.96	18	0.01	2.95	19.37	-0.10	-10.40
8/3/2010	19.28	2.96	4	0.00	2.96	19.41	-0.13	-12.66
9/15/2010	19.07	2.95	43	0.03	2.93	18.97	0.10	10.38
9/30/2010	19.4	2.97	15	0.01	2.94	19.08	0.32	32.22
10/15/2010	19.23	2.96	15	0.01	2.96	19.41	-0.18	-17.90

Thời điểm	Cao độ mực nước tương đối)	LN (H)	Δt	$\alpha \Delta t$ (m)	LN (H_{T1})- $\alpha \Delta t$	$H_{t2\text{tính}}$ (m)	$H_{t2\text{do}} - H_{t2\text{tính}}$ (m)	Thấm (mm)
11/30/2010	21	3.04	46	0.03	2.93	18.88	2.12	211.72
								102.61
1/6/2012	21.46	3.07	251	0.15	2.82	16.85	4.61	461.25
4/6/2012	20.01	3.00	91	0.05	3.01	20.52	-0.51	-50.66
4/30/2012	20.1	3.00	24	0.01	2.98	19.91	0.19	18.69
5/9/2012	20.02	3.00	9	0.01	3.00	20.18	-0.16	-16.44
8/15/2012	19.41	2.97	98	0.06	2.94	19.06	0.35	35.48
8/30/2012	19.32	2.96	15	0.01	2.96	19.42	-0.10	-9.91
10/15/2012	19.7	2.98	46	0.03	2.93	18.97	0.73	72.86
11/6/2012	19.52	2.97	22	0.01	2.97	19.63	-0.11	-10.73
11/12/2012	19.45	2.97	6	0.00	2.97	19.64	-0.19	-18.56
								481.98
3/1/2013	19.01	2.94	109	0.07	2.90	18.39	0.62	62.12
3/30/2013	18.48	2.92	29	0.02	2.93	18.86	-0.38	-37.80
5/9/2013	18.92	2.94	40	0.02	2.89	18.21	0.71	71.03
10/15/2013	21.61	3.07	159	0.10	2.84	17.36	4.25	425.42
10/27/2013	21.53	3.07	12	0.01	3.07	21.67	-0.14	-13.66
10/30/2013	21.65	3.08	3	0.00	3.07	21.70	-0.05	-5.34
11/12/2013	21.55	3.07	13	0.01	3.07	21.69	-0.14	-14.38
								487.38
4/12/2014	18.5	2.92	151	0.09	2.98	19.87	-1.37	-137.21
4/30/2014	19	2.94	18	0.01	2.91	18.47	0.53	52.76
9/15/2014	21.97	3.09	138	0.08	2.86	17.65	4.32	431.88
12/6/2014	19.75	2.98	82	0.05	3.04	21.12	-1.37	-136.99
								210.44

Ghi chú: Cao độ mực nước tương đối (H) bằng 30 m - chiều sâu mực nước (giả thiết cao độ tương đối miệng bằng 30 m).

Lượng thấm hiệu quả trung bình là 0.6517 mm/ngày hay 310.9 mm /năm bằng 16,5% lượng mưa.

3.2. Xác định quan hệ giữa lượng thấm hiệu quả với các yếu tố khí tượng

Để xác định quan hệ giữa lượng thấm hiệu quả được xác định ở trên với các yếu tố khí tượng chúng tôi đã sử dụng phương pháp hồi quy đa biến và trí tuệ nhân tạo.

3.2.1. Theo phương pháp hồi quy đa biến

Bảng 2 chỉ ra tổng giá trị của lượng thấm hiệu quả, tổng mưa, tổng bốc hơi khu vực nghiên cứu trong các thời kỳ khác nhau.

Bảng 2. Trị số thấm hiệu quả, bốc hơi và mưa các thời kỳ

Thời đoạn		Tổng lượng bốc hơi từ không khí (mm)	Tổng lượng mưa	Thấm (mm)	Bốc hơi nước ngầm (mm)	Thấm hiệu quả (mm)
Năm	Tháng					
2007	4					
2007	5	628.5	431	63.58	-5.20	58.37
	6	69.5	239.7	17.35	-32.81	-15.46
	9	174.5	900	290.63	-127.69	162.94

Thời đoạn		Tổng lượng bốc hơi từ không khí (mm)	Tổng lượng mưa	Thấm (mm)	Bốc hơi nước ngầm (mm)	Thấm hiệu quả (mm)
Năm	Tháng					
	11	125.2	631.8	174.84	0.00	174.84
2008	2	358.3	44.8	9.29	-87.15	-77.86
	6	404.5	873.3	85.83	0.00	85.83
	7	66.6	106.1	0.00	-47.49	-47.49
	8	70.6	345	23.15	0.00	23.15
	9	35	319.6	0.00	-8.02	-8.02
	11	147.6	764.8	190.94	0.00	190.94
2009	4	783.4	378	38.50	0.00	38.50
	5	149.1	181.9	18.68	0.00	18.68
	6	84.4	283.8	11.42	-46.34	-34.92
	9	205.2	1155.7	426.92	0.00	426.92
2010	6	842.1	611.1	2.07	0.00	2.07
	9	141.6	561.8	42.59	0.00	42.59
	11	115	1112.3	213.79	0.00	213.79
2012	1	722.1	2067	461.25	0.00	461.25
	4	325.3	359.4	18.69	-50.66	-31.97
	8	306.7	457	35.48	-16.44	19.04
	10	110.5	475.8	72.86	-9.91	62.95
	11	78.4	23.3	0.00	-29.29	-29.29
2013	2	350.3	11.9	62.12	0.00	62.12
	3	139	23	0.00	-37.80	-37.80
	4	109.1	156.4	52.76	0.00	52.76
	5	74.3	211.5	71.03	0.00	71.03
	9	199.6	1116.8	425.42	0.00	425.42
2014	3	649.1	85.5	0.00	-170.60	-170.60
	4	94.1	151.6	52.76	0.00	52.76
	9	261.4	1740.5	431.88	0.00	431.88

Từ bảng 2 sử dụng phần mềm LINEST đã xác định được phương trình tương quan giữa lượng thấm hiệu quả với mưa và bốc hơi.

Phương trình tương quan giữa lượng thấm hiệu quả y với mưa, x_1 và bốc hơi x_2 , có dạng $y = 0.297 x_1 - 0.130 x_2 - 35.5$, hệ số tương quan R^2 là 0.8.

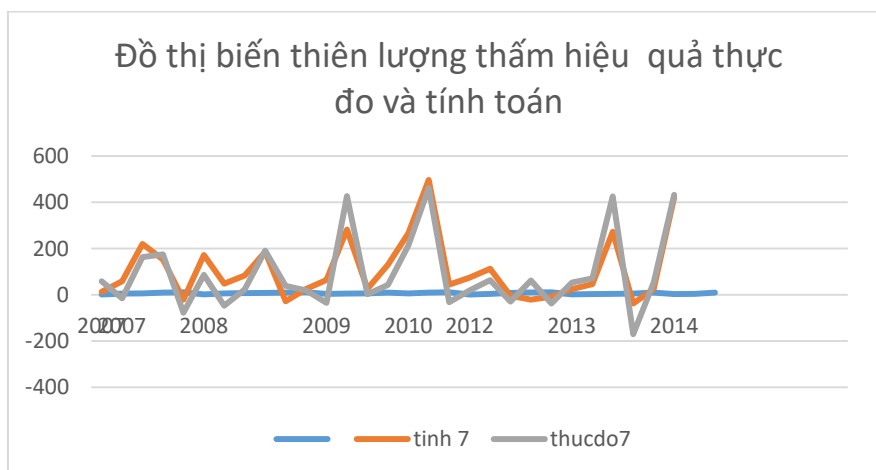
Lượng thấm hiệu quả bằng hiệu lượng thấm và lượng bốc hơi từ nước ngầm.

3.2.2. Sử dụng mạng trí tuệ nhân tạo để xác định quan hệ giữa lượng thấm hiệu quả với mưa và bốc hơi

Cấu trúc của mạng bao gồm:

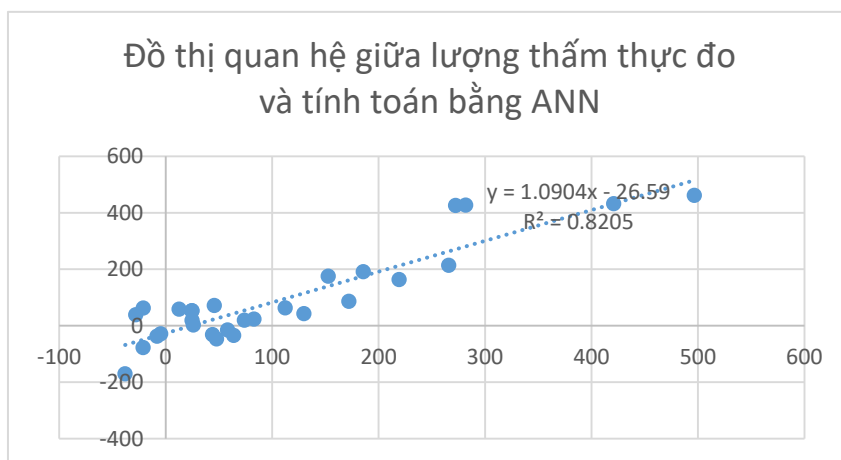
Tài liệu đầu vào để luyện mô hình được chỉ ra trong bảng 2 bao gồm lượng thấm hiệu quả lượng mưa và bốc hơi trong các thời kỳ từ năm 2010 tới 2017 (gồm 31 khoảng thời gian). Do chuỗi số liệu ngắn nên tài liệu để kiểm tra mô hình (test) cũng là tài liệu được sử dụng trong quá trình luyện mô hình. Khi chạy mô hình chúng tôi lần lượt thay đổi số lớp ẩn, số neural (nút) của lớp đầu vào, lớp ẩn, và thay đổi hàm truyền.

Đồ thị biến thiên lượng thấm hiệu quả thực đo (xác định theo tài liệu mực nước) và lượng thấm hiệu quả tính toán bằng ANN được chỉ ra trên hình 2. Đồ thị tương quan giữa lượng thấm hiệu quả thực đo và tính toán được chỉ ra trên hình 3.



Hình 4. Đồ thị biến thiên lượng thấm hiệu quả thực đo và tính toán.

Ghi chú: Thấm hiệu quả thực đo là lượng thấm tính theo biểu đồ biến thiên mực nước. Thấm tính toán là theo quan hệ giữa mưa, bốc hơi và thấm thực đo bằng ANN.



Hình 5. Đồ thị quan hệ giữa lượng thấm thực đo và tính toán.

4. Kết luận

Từ kết quả tính toán cho thấy lượng cung cấp thấm hiệu quả có quan hệ khá chặt chẽ với các yếu tố khí tượng, trong đó có lượng mưa và bốc hơi.

Phương pháp hồi quy bội cũng như ANN cho phép xác định khá chính xác quan hệ giữa biến thiên mực nước ngầm, trị số cung cấp thấm hiệu quả với các yếu tố khí tượng thủy văn, dự báo mực nước ngầm và lượng cung cấp thấm theo tài liệu khí tượng thủy văn.

Kết quả tính toán có thể chấp nhận, trong dự án Kế hoạch hành động lưu vực sông Sêrêpôk đã xác định lượng cung cấp của tầng chứa nước bazan là 500 mm/năm. Một số dự án khác xác định môđun dòng ngầm trong bazan khoảng 6 tới 7 l/s.km².

Kết quả tính toán còn hạn chế do các thông số về các yếu tố khí tượng ảnh hưởng tới nước dưới đất chưa đầy đủ, chuỗi số liệu để tính toán ngắn.

Tài liệu tham khảo

- Đặng Đình Phúc, 2013. *Cơ sở thủy động lực và phương pháp đánh giá trữ lượng nước dưới đất*, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia.
- Ph M Botreve và nnk, Mascova, 1969. *Cơ sở tính toán địa chất thủy văn*, Nhà xuất bản “Lòng Đất” (Tiếng Nga)
- Báo cáo kết quả thăm dò nước dưới đất phục vụ xây dựng hệ thống cấp nước liên xã huyện Cu Kuin và bổ trợ nguồn cấp nước sinh hoạt cho thành phố Buôn Mê Thuột tỉnh Đắk Lắk công suất 20.00 m³/ngày. Trung tâm Thăm định và kiểm định Tài nguyên nước.
- Hàm LINEST trong excel - Cách sử dụng hàm và ví dụ cụ thể (tham khảo từ mạng Internet).

Determination of the supply of runwater to fresh water in bazanian market and relationship between supply with principle and evaporating

Dang Dinh Phuc^{1,*}, Dang Huu Nghi², Bui Thi Van Anh²

¹*Vietnam Association of Hydrogeology*; ²*Hanoi University of Mining and Geology*

**Corresponding author: dangdinhphuc@gmail.com*

Abstract

This report presents a method to determine the recharge of groundwater according to the data of water level monitoring from a well by combining the Bindenman method and the water-table recession equation proposed by the author in his doctoral thesis. The report also presents the results of calculating the recharge according to the water level monitoring data from the well LK72 located at EaKtu commune, CuKun district, Dak Lak province.

The report also uses multiple regression and artificial neural network to study the relationship between recharge and precipitation and evaporation.

Calculation results have determined the variation of groundwater recharge and evapotranspiration from groundwater and effective recharge of groundwater. The average effective recharge in the period from 2006 to 2014 was 310.9 mm/year.

The relationship between the calculated recharge with precipitation and evaporation has a correlation coefficient R^2 of 0.828 determined by multiple regression method and equal to 0.82 determined by artificial neural network method.

Keywords: *variation of underground water level, groundwater supply, rain, evaporation*

PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH VÀ ẢNH HƯỞNG LÊN CÔNG TRÌNH LÂN CẬN KHI THI CÔNG HỒ ĐÀO SÂU Ở THÀNH PHỐ TUY HÒA, TỈNH PHÚ YÊN

Nguyễn Văn Hải*, Ngô Trung Hiền, Nguyễn Thanh Hải

Trường Đại học Xây dựng Miền Trung

**Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenvanhai@muce.edu.vn*

Tóm tắt

Trong những năm gần đây, cùng với sự phát triển kinh tế - xã hội, đặc biệt là ngành du lịch của tỉnh Phú Yên, thì các nhà cao tầng đang được xây dựng ngày càng nhiều. Vì thế nền móng cho nhà cao tầng, cùng với đó là các công trình có tầng hầm cũng đang được xây dựng ngày càng phổ biến hơn. Các công trình mà trong điều kiện phải xây chen giữa các công trình khác cần phải đặc biệt chú ý đến ảnh hưởng của việc thi công hồ đào sâu đến các công trình lân cận. Bài báo đã phân tích ổn định và ảnh hưởng của việc thi công hồ đào sâu lên công trình lân cận tại công trình The Light Phú Yên. Kết quả cho thấy chuyển vị ngang tường vây lớn nhất là 30 mm tại vị trí cách đỉnh tường 10 m khi thi công hồ đào sâu 9,77 m. Chuyển vị ngoài thực tế ở đỉnh tường, thân tường và chân tường nhỏ hơn so với tính toán, tương ứng là 53,33%, 43,33% và 12%. Nền đất xung quanh công trình đã bị ảnh hưởng trong quá trình thi công đào đất hồ móng. Tại vị trí đế móng công trình lân cận cách tường vây 9 m, sâu 2 m so với mặt đất, cho thấy lún mặt nền tăng từ 3 mm đến 35 mm từ khi bắt đầu đến khi kết thúc thi công móng.

Từ khóa: hồ đào sâu; ổn định; biến dạng; tầng hầm.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, tại các đô thị ở Việt Nam, tốc độ đô thị hóa nhanh chóng đã làm thu hẹp diện tích đất xây dựng, không gian xanh, các công trình công cộng dẫn đến nhu cầu nhà ở, nhà làm việc, bãi đỗ xe... Để giải quyết các vấn đề trên, việc phát triển công trình ngầm, không gian ngầm là xu thế mà nhiều nước trên thế giới đã làm. Nhu cầu xây dựng những tầng hầm tại các công trình cao tầng là rất cần thiết tại các thành phố của Việt Nam nói chung và thành phố Tuy Hòa nói riêng. Bên cạnh đó, trong điều kiện công trình phải xây chen giữa các công trình khác tiềm ẩn nhiều nguy cơ gây ảnh hưởng đến các công trình lân cận. Đã có rất nhiều nghiên cứu về ảnh hưởng của hồ đào sâu đến công trình lân cận. Tuy nhiên, đối với các công trình ở thành phố Tuy Hòa, đây là một vấn đề tương đối mới và cần phải nghiên cứu thêm.

Để phân tích ổn định và biến dạng lún nền đất nói chung và công trình có hồ móng đào sâu nói riêng, phương pháp phần tử hữu hạn thường được sử dụng, đặc biệt là phần mềm Plaxis V8.2 do tính ưu việt của nó. Trong đó, việc chọn lựa một mô hình tính toán hợp lý với các thông số đầu vào, đảm bảo các điều kiện về kinh tế - kỹ thuật cho mỗi loại công trình xây dựng khác nhau là hết sức cần thiết và quan trọng. Các kết quả nghiên cứu trước đây cho thấy mô hình nền sử dụng có ảnh hưởng lớn đến kết quả bài toán phân tích chuyển vị và ổn định của tường vây hồ đào (Võ Phán và Ngô Đức Trung, 2015; Nguyễn Minh Tâm, 2014; Đào Sỹ Đán, Đào Văn Hưng, 2017; Ou và cộng sự, 2006; Trần Hồng Nguyên và Trần Thanh Danh, 2018). Ngoài ra, các thông số đầu vào của các mô hình nền cũng ảnh hưởng không nhỏ đến kết quả. Trong đó, thông số độ cứng của nền (ví dụ mô đun đàn hồi E của đất trong mô hình Mohr - Coulomb (MC), mô đun cắt tuyến E_{50}^{ref} trong mô hình Hardening Soil (HS)...) có độ ảnh hưởng nhạy nhất đối với kết quả phân tích (Kempfert và Gebreselassie, 2006). Vì vậy, việc lựa chọn mô hình nền cũng như việc xác định các thông số độ cứng nền hợp lý cho bài toán phân tích chuyển vị tường vây là rất quan trọng. Trong đó, thông số độ cứng E_{50}^{ref} được xác định trực tiếp từ thí nghiệm nén 3 trục có kết thoát nước nhưng thí nghiệm này lại đòi hỏi thời gian và chi phí lớn. Từ nhu cầu thực tế, nhóm tác giả nghiên cứu lựa chọn thông số đầu vào của bài toán phân tích chuyển vị tường vây hồ đào bằng phương pháp PTHH từ số liệu báo cáo khảo sát địa chất, trong đó mô đun độ cứng sử dụng E_{50}^{ref} lấy từ biểu đồ kết quả thí nghiệm nén có kết không nở hông (oedometer).

Vấn đề thiết kế, thi công tầng ngầm ở thành phố Tuy Hòa là tương đối mới, nhất là đi kèm với đó là vấn đề thiết kế các kết cấu để đảm bảo ổn định và an toàn khi thi công đào sâu trong nền đất. Một vấn đề đặt ra đối với việc xây dựng các công trình ngầm là ảnh hưởng của nó đối với môi trường xung quanh, các công trình lân cận trong và sau quá trình thi công, và việc tìm kiếm các giải pháp để khắc phục vấn đề này là rất phức tạp vì không ước lượng chính xác được chuyển vị ngang của tường vây. Trong khi đó, những nghiên cứu về vấn đề này lại tương đối ít trong điều kiện địa chất của thành phố Tuy Hòa. Chính vì thế, bài báo này là tương đối cần thiết đối với vấn đề thiết kế, thi công công trình ngầm ở tỉnh Phú Yên.

2. Nội dung nghiên cứu

2.1. Giới thiệu cơ sở lý thuyết

Xây dựng tầng hầm là xu hướng và ngày càng phát triển nên việc nghiên cứu lý thuyết áp lực đất, ổn định kết cấu công trình ngầm ngày càng được nhiều nhà khoa học trên thế giới quan tâm. Công trình ngầm mất ổn định là do ứng suất vượt quá cường độ ứng suất cho phép từ đó tạo ra các vùng đứt gãy liên tục. Về mặt lý thuyết, bài toán tính toán thiết kế hố đào sâu liên quan đến việc mô phỏng các hành vi đàn hồi dẻo của đất, của mặt tiếp xúc giữa đất và kết cấu chống giữ. Tính toán hố đào sâu bao gồm các tính toán liên quan đến ổn định, biến dạng và cường độ.

Tính toán ổn định bao gồm các tính toán liên quan đến hiện tượng cát sỏi (sand boiling) và ổn định chống cắt (shear failure analysis). Các bước tính toán này quyết định chiều dài cần thiết phải chèn trong đất của tường chắn và biện pháp thoát nước trong các giai đoạn thi công. Tính toán biến dạng được thực hiện nhằm tìm ra độ dịch chuyển ngang của tường chắn đất, mức độ đẩy trời của đáy hố đào (the heave of the excavation bottom), và độ lún bên ngoài hố đào. Các tính toán này quyết định độ cứng của kết cấu chống đỡ nhằm hạn chế ảnh hưởng của quá trình thi công đến các công trình lân cận. Tính toán cường độ bao gồm các tính toán liên quan đến nội lực của các kết cấu chống giữ. Các tính toán này quyết định kích thước của kết cấu chống giữ.

Trong quá trình thiết kế thi công nhà cao tầng có tầng hầm liên quan đến tường vây hố đào sâu, việc kiểm tra chuyển vị tường vây hố đào, một trong những nguyên nhân chính gây ra sạt lở, sụt lún công trình lân cận là rất quan trọng. Việc phân tích chuyển vị tường vây tầng hầm theo các giai đoạn thi công bằng phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) trở nên không thể thiếu. Trong các bài toán mô phỏng PTHH, thông số độ cứng đất nền E_{50}^{ref} ảnh hưởng lớn đến kết quả phân tích chuyển vị tường vây, tuy nhiên trong điều kiện hiện nay, các báo cáo kết quả khảo sát địa chất thường ít có kết quả thí nghiệm nén 3 trục. Vì vậy, việc nghiên cứu và phân tích chuyển vị tường vây bằng phương pháp PTHH trong điều kiện kết quả khảo sát địa chất chưa đầy đủ là cần thiết, nhất là đối với đề tài này.

2.2. Bài toán nghiên cứu

2.2.1. Giới thiệu công trình và các thông số tính toán

Công trình The Light Phú Yên được xây dựng tại số 220 đường Trần Hưng Đạo, Phường 4, thành phố Tuy Hòa, Phú Yên (Hình 1). Công trình có chiều cao là 74 m, gồm 20 tầng nổi và 02 tầng hầm. Đây là công trình có hố đào sâu sử dụng tường chắn bằng tường vây cọc barrette được nối liền với nhau qua các gioăng chống thấm để tạo thành một bức tường bê tông cốt thép trong đất. Quá trình đào đất được thi công theo phương pháp đào mở, chống đỡ tường chắn bằng thép hình giữ cho tường ổn định.

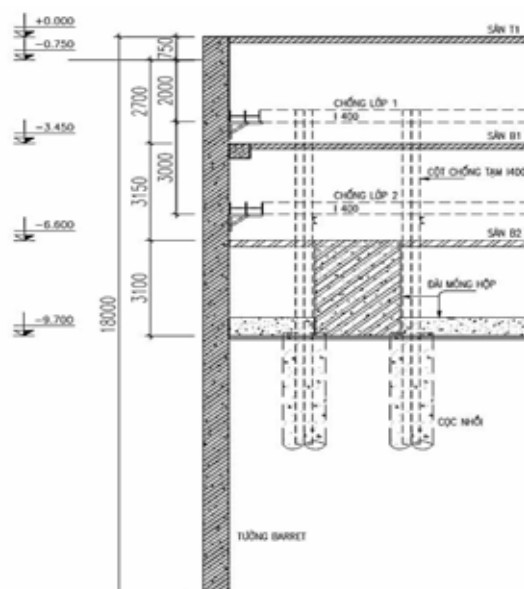


Hình 1. Công trình The Light Phú Yên.

Hố đào sâu có kích thước: $29,2 \text{ m} \times 32,8 \text{ m} \times 9,55 \text{ m}$. Tường chắn có chiều dày là $0,6 \text{ m}$, sâu $18,0 \text{ m}$. Sàn tầng hầm B2 có chiều dày là $0,5 \text{ m}$; sàn tầng hầm B1 có chiều dày là $0,3 \text{ m}$. Chiều cao của các tầng hầm: Chiều cao tầng hầm 1: $3,45 \text{ m}$ (cos -3.450); Chiều cao tầng hầm 2: $3,15 \text{ m}$ (cos -6.600); Chiều cao đài: từ $2,7 \text{ m}$ - $3,7 \text{ m}$ (cos -10.3 m) (Hình 2).

Công trình lân cận tiếp giáp gần nhất cách công trình The Light là 2 m . Tải trọng công trình lân cận nhà 02 tầng lấy bằng 20 kN/m^2 , gắn vào bên trái mô hình có bề rộng truyền tải 5 m , cách tường tầng hầm 2 m . Bên phải mô hình là đường Trần Hưng Đạo không có công trình nên lấy giá trị là tải thi công cho vật liệu, ô tô chở vật liệu hoặc thiết bị thi công, giá trị lấy 10 kN/m^2 . Mực nước ngầm nằm tại cos -3,0 m đến -3,3 m so với mặt đất tự nhiên.

Các thanh chống bằng thép hình được mô tả trong phần mềm Plaxis là thanh neo, thanh chống lớp 01 cách mặt đất $2,0 \text{ m}$; thanh chống lớp 02 cách mặt đất là $5,0 \text{ m}$.



Hình 2. Mặt cắt ngang tường vây.

Kết quả khảo sát địa chất công trình dựa vào Báo cáo khảo sát địa chất công trình The Light tại vị trí hố khoan số 01 có các lớp đất như sau: Lớp 1: dày $7,5 - 8,0 \text{ m}$: cát hạt thô xám vàng, xám trắng kết cấu chặt vừa, đất trạng thái ẩm đến bão hòa; Lớp 2: dày $18,5 - 19,5 \text{ m}$, cát sỏi màu xám vàng, xám trắng kết cấu chặt, đất ở trạng thái bão hòa; Lớp 3: dày $14,5 - 19,0 \text{ m}$, á sét màu xám vàng, xám xanh, trạng thái dẻo cứng; Lớp 4: dày $5,5 - 6,0 \text{ m}$, đá quaternary. Chiều dài tường

18 m (L) xuyên qua lớp 01 và cắm vào lớp 02 cách lớp 03 từ 6 - 8 m nên mô phỏng mô hình tính toán có chiều sâu 2L. Số liệu tính chất cơ lý của đất gắn vào mô phỏng trong phần mềm.

Bảng 1. Thông số đặc trưng của các lớp đất

Thông số	Kí hiệu	Giá trị			Đơn vị
		Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	
Mẫu vật liệu	Model	M-C	M-C	M-C	-
Loại vật liệu tác động	Type	Drained	Drained	Undrained	-
Trọng lượng đơn vị đất trên MNN	γ_{dry}	17,4	18,0	16,4	kN/m ³
Trọng lượng đơn vị đất dưới MNN	γ_{wet}	19,0	20,0	19,5	kN/m ³
Hệ số thấm theo phương ngang	k_x	0,5	0,5	0,002	m/ngày
Hệ số thấm theo phương đứng	k_y	0,5	0,5	0,002	m/ngày
Môđun đàn hồi	E_{ref}	20000	22000	25000	kN/m ²
Hệ số Poisson	ν	0,3	0,3	0,35	-
Lực dính đơn vị	c_{ref}	0,001	0,2	14,5	kN/m ²
Góc nội ma sát	ϕ	29,0	30	17,5	o
Góc trương nở	ψ	0	0	0	o
Hệ số giảm cường độ	R_{inter}	0,7	0,67	0,75	-
Chiều dày lớp đất	h	8,0	18,0	14,0	m

Bảng 2. Các đặc trưng vật liệu tường barrette, sàn hầm B2, B1

Thông số	Ký hiệu	Giá trị			Đơn vị
		Tường Barrete dày 600 M400	Sàn hầm B2 dày 500 M400	Sàn hầm B1 dày 300 M400	
Loại tác động	Material type	Elastic	Elastic	Elastic	-
Độ cứng khi nén	EA	$1,95 \times 10^7$	$1,625 \times 10^7$	$9,75 \times 10^7$	kN/m
Độ cứng khi uốn	EI	$5,85 \times 10^5$	$3,385 \times 10^5$	$7,312 \times 10^5$	kNm ² /m
Bề dày tương đương	d	0,6	0,5	0,3	m
Trọng lượng	W	3,18	12,5	7,5	kN/m/m
Hệ số Poisson	ν	0,0	0,0	0,0	-

Bảng 3. Các đặc trưng vật liệu của thanh chống/neo thép hình H350 × 350 × 10 × 19

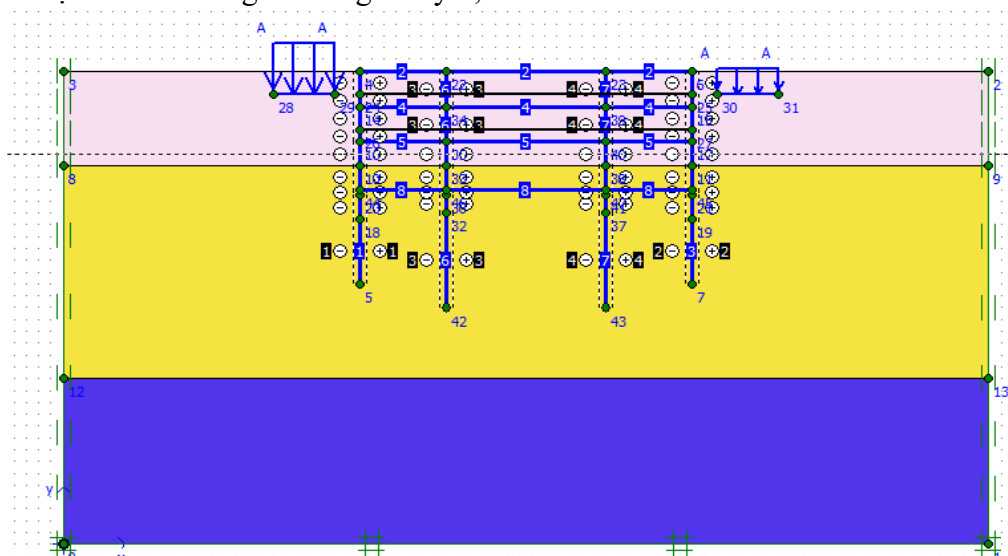
Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Loại tác động	Material type	Elastic	-
Độ cứng khi nén	EA	$3,57 \times 10^6$	kN
Khoảng cách giữa các thanh	L_s	4,7	m
Lực lớn nhất	F_{max}	1×10^{15}	kN

Trình tự thi công

Quá trình thi công hố móng gồm 14 giai đoạn:

- Giai đoạn 1: Thi công tường Barette, thi công cọc khoan nhồi và đặt Kingpost.
- Giai đoạn 2: Thi công đào đất lần 1 sâu 2,700 m (cos - 3.450);
- Giai đoạn 3: Lắp đặt hệ thanh chống lớp 1 cos -2.700;
- Giai đoạn 4: Hạ mực nước ngầm lần 1 (cos - 6.600);
- Giai đoạn 5: Thi công đào đất lần 2 sâu cos -6.600;
- Giai đoạn 6: Lắp đặt hệ thanh chống lớp 2 cos -5.750;
- Giai đoạn 7: Hạ mực nước ngầm lần 2 (cos - 9.700);
- Giai đoạn 8: Thi công đào đất lần 3 đến đáy đài cos -9.700;
- Giai đoạn 9: Thi công bê tông đáy đài;

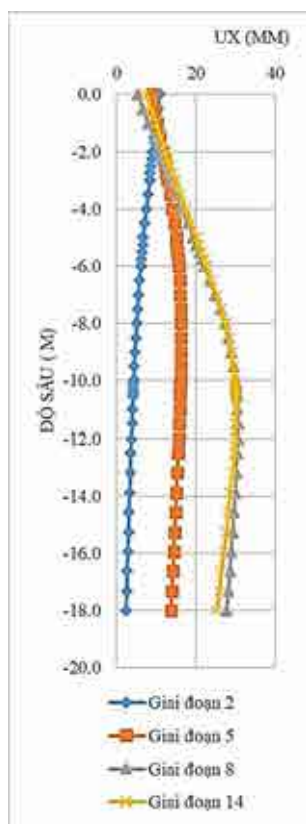
- Giai đoạn 10: Thi công sàn hầm B2 dày 0,5 m;
- Giai đoạn 11: Tháo hệ thanh chống 2;
- Giai đoạn 12: Thi công sàn hầm B1 dày 0,3 m;
- Giai đoạn 13: Tháo hệ thanh chống 1;
- Giai đoạn 14: Thi công sàn tầng 1 dày 0,3 m cos 0.000.



Hình 3. Mô hình bài toán.

3. Kết quả và thảo luận

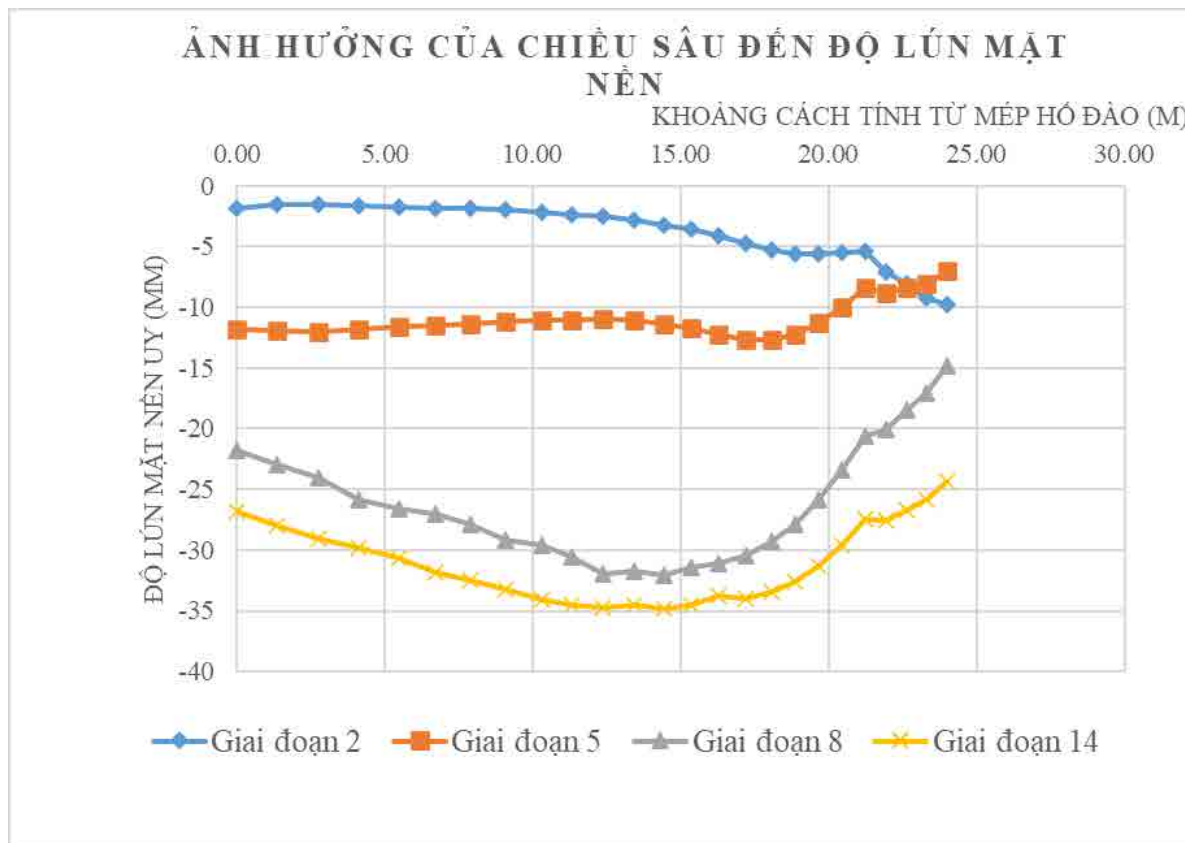
3.1. Phân tích chuyển vị



Hình 4. Biểu đồ chuyển vị tường vây theo các giai đoạn thi công.

Ở giai đoạn 14, khi thi công đến cos 0.00 m thì vị trí đỉnh tường vây có chuyển vị như ở giai đoạn 2, giai đoạn 5 và giai đoạn 14 (hình 4). Nhưng xuất hiện chuyển vị tường vây lớn nhất với giá trị $U_x = 30$ mm tại độ sâu từ 9,5 - 12,5 m và tại chân tường vây có chuyển vị $U_x = 25$ mm. Biểu đồ chuyển vị tường vây qua từng giai đoạn thi công cho thấy so với kiến nghị báo cáo của đơn vị quan trắc thì chuyển vị lớn nhất của tường vây trong từng giai đoạn thi công không vượt quá 0,2% so với chiều dài tường (tương đương 4 cm). Kết quả tính toán cho thấy chuyển vị ngang tường vây không vượt quá giới hạn cho phép theo tài liệu quan trắc thực tế tại công trường.

3.2. Phân tích độ lún mặt nền

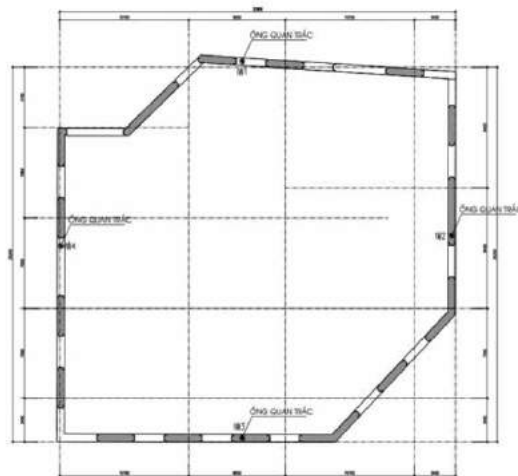


Hình 5. Biểu đồ ảnh hưởng của chiều sâu đến độ lún mặt nền theo từng giai đoạn.

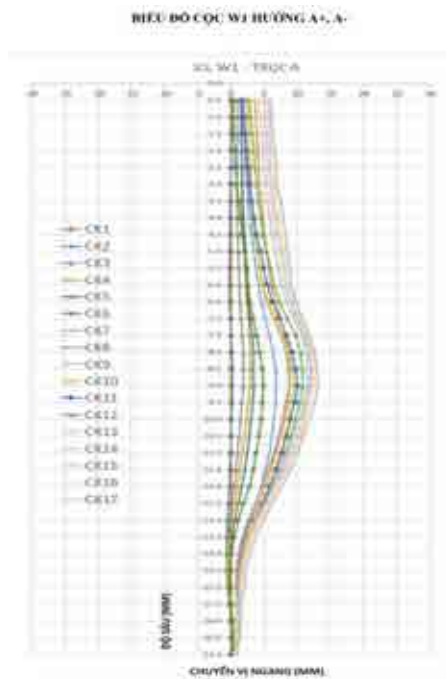
Theo hình 5, khi đào đất thì mặt đất xung quanh hồ đào sẽ bị lún và chịu ảnh hưởng khi chiều sâu hồ đào càng tăng. Vị trí mặt đất tiếp giáp với tường vây, độ lún tăng nhưng không đạt giá trị lớn nhất. Vị trí lún lớn nhất cách tường 5 - 9 m. Ở giai đoạn 14, khi đào tới độ sâu đáy móng trong quá trình thi công đài và sàn tầng hầm, độ lún xung quanh hồ đào vẫn phát triển khi chiều sâu hồ đào và tải trọng xung quanh không tăng, bên trong hồ đào đã có hệ thanh chống ổn định nhưng độ lún chuyển vị vẫn tăng. Kết quả tính toán cho thấy tại vị trí tiếp xúc tường, chuyển vị tăng so với 3 giai đoạn đầu lên 25 mm, cách tường 7 m độ lún tăng lên 35 mm, cách tường 0 - 14 m có độ lún tường từ 2 - 3 mm lên 26 mm.

3.3. Kết quả quan trắc hiện trường

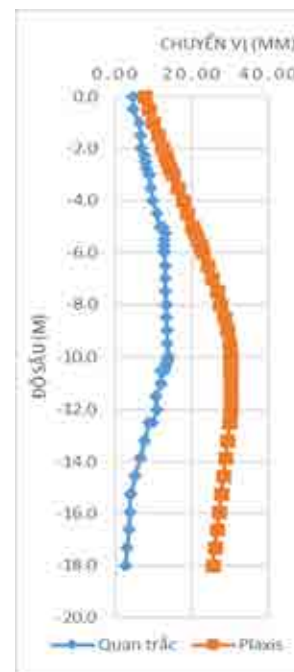
- Công tác quan trắc chuyển vị ngang của tường vây thực tế tại công trường gồm 17 chu kỳ. Một tuần tiến hành công tác kiểm tra quan trắc lún tường vây 01 lần (hình 6).



Hình 6. Vị trí quan trắc thực tế tại công trình.



Hình 7. Kết quả quan trắc thực tế điển hình tại cọc W1 hướng A+, A-.



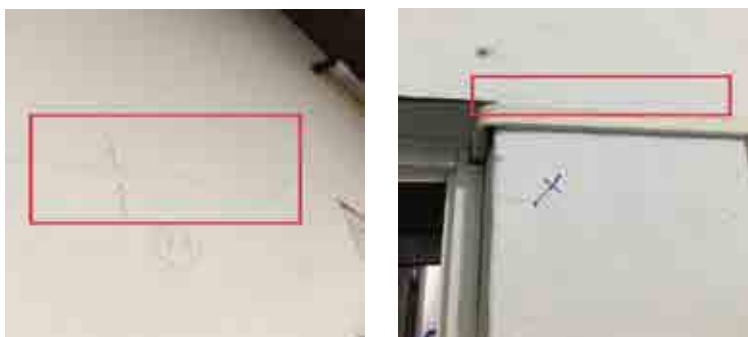
Hình 8. Biểu đồ so sánh kết quả chuyển vị giữa Plaxis và quan trắc thực tế.

- Kết quả quan trắc chu kỳ 01 (CK1) tương ứng với giai đoạn 1 thi công tường barette, thi công cọc khoan nhồi và đặt Kingpost ở chu kỳ này chưa phát sinh chuyển vị, biểu đồ chuyển vị lúc này dạng thẳng đứng (hình 7). Tại chu kỳ 12 (CK12), sau 12 tuần thi công tương ứng với giai đoạn 9 thi công đào đất đến đáy đài móng, ở chu kỳ này chuyển vị ngang thân tường tại vị trí sâu 9 m đạt giá trị 11 mm, đây là giá trị lớn nhất sau khi đào đất kết thúc (0,91 mm/tuần). Tại chu kỳ 17 (CK17) kết thúc quan trắc tương ứng với giai đoạn 14 ở chu kỳ này chuyển vị ngang đạt giá trị 13 mm, sau 5 tuần chuyển vị tăng thêm 2 mm (0,4 mm/tuần). Kết quả quan trắc cho thấy, sau khi kết thúc đào đất nhưng chuyển vị ngang của tường vẫn phát triển nhưng rất nhỏ, tăng thêm khoảng 18,1% so với khi kết thúc đào đất.

3.4. So sánh kết quả tính toán

Theo hình 8, chuyển vị ngoài thực tế ở đỉnh tường nhỏ hơn so với tính toán là 53,33%, chuyển vị ở thân tường nhỏ hơn so với tính toán là 43,33%, chuyển vị ở chân tường nhỏ hơn so với tính toán là 12%. Sự sai khác này có thể giải thích một phần do kết quả quan trắc thực tế và một phần do các thông số đầu vào trong tính toán. Điều này cũng đặt ra các nghiên cứu sâu hơn trong điều kiện địa chất và các công trình cao tầng ở thành phố Tuy Hòa trong tương lai.

3.5. Đánh giá ảnh hưởng đến công trình lân cận



Hình 9. Hình ảnh vết nứt tường nhà lân cận do quá trình thi công hố đào sâu.

- Công trình nhà lân cận cao 2 tầng, khung bê tông cốt thép, móng đơn dưới chân cột, móng đá chẻ bao quanh, tường xây gạch ống dày 100. Nhà lân cận xây dựng vào khoảng năm 2000, tính từ khi xây dựng đến nay khoảng 23 năm. Công trình sử dụng ổn định bình thường trước khi khởi công xây dựng công trình The Light Phú Yên. Sau khi thi công công trình The Light Phú Yên vào năm 2022, công trình nhà liền kề phía bắc xuất hiện các vết nứt (hình 9). Chủ nhà yêu cầu các đơn vị liên quan đánh giá và khắc phục các vết nứt trên công trình. Dựa trên kết quả tính toán chuyển vị của nền đất xung quanh hố đào và chuyển vị ngang của tường chắn khi thi công, cho thấy nền đất có chuyển vị lún và tường có chuyển vị ngang nên công trình lân cận có bị ảnh hưởng lún và chấn động. Tuy nhiên các vết nứt trên tường có bề rộng rất bé 0,1 - 2,0 mm dài 0,5 - 2,5 m. Các vết nứt này có thể xử lý bằng cách sơn phủ lên bề mặt hoặc đục lớp trát tô trám lại. Cấu kiện dầm, sàn, cột không có vết nứt chứng tỏ hệ khung kết cấu không bị ảnh hưởng do lún. Nền móng nếu có chuyển vị cũng không vượt quá quy định cho phép nên không xảy ra hiện tượng nứt trên cấu kiện bê tông. Kết quả kiểm định cho thấy công trình đủ khả năng chịu lực và ổn định.

4. Kết luận

Sự ảnh hưởng lên công trình lân cận khi thi công hố đào sâu ở thành phố Tuy Hòa, Phú Yên đã được phân tích dựa trên kết quả quan trắc thực tế, tính toán mô phỏng bằng phần mềm Plaxis V8.2, đặc điểm kỹ thuật hố móng và điều kiện địa chất công trình. Qua các phân tích, tính toán, những kết luận sau được đưa ra:

- Kết quả tính toán cho thấy chuyển vị ngang tường vây lớn nhất là 30 mm tại vị trí cách đỉnh tường 10 m khi thi công đào sâu 9,77 m. Tại chân tường cách đỉnh tường 18 m chuyển vị là 25 mm, bằng 83% giá trị lớn nhất.

- Nền đất xung quanh công trình đã bị ảnh hưởng trong quá trình thi công đào đất hố móng. Tại vị trí đế móng công trình lân cận cách tường hầm 9 m, sâu 2 m so với mặt đất, cho thấy lún mặt nền tăng từ 3 mm đến 35 mm từ khi bắt đầu đến khi kết thúc thi công móng. Độ lún này vẫn nhỏ hơn độ lún giới hạn cho phép là 80 mm.

- Chuyển vị và biến dạng nền đất có ảnh hưởng đến công trình lân cận. Tuy nhiên, chuyển vị và độ lún không lớn vượt quá quy định giới hạn cho phép nên các công trình xung quanh vẫn đảm bảo an toàn và ổn định mặc dù bị lún và xuất hiện các vết nứt ở tường nhà dựa theo các hình ảnh quan trắc.

- Kết quả quan trắc chuyển vị ngang của tường vây trong quá trình thi công cho thấy chuyển

vị cũng tăng dần theo chiều sâu đào. Giá trị chuyển vị lớn nhất 13 mm tại vị trí cách mặt đất 9,0 m bằng 43% giá trị tính toán. Tại chân tường cách mặt đất 18 m thì chuyển vị là 3 mm, bằng 12% giá trị tính toán. Sự sai khác này có thể giải thích một phần do kết quả quan trắc thực tế và một phần do các thông số đầu vào trong tính toán. Điều này cũng đặt ra các nghiên cứu sâu hơn trong điều kiện địa chất và các công trình cao tầng ở thành phố Tuy Hòa trong tương lai.

Tài liệu tham khảo

- Báo cáo khảo sát địa chất công trình The Light, 2019. *Công ty TNHH Khảo sát xây dựng Hưng Phú*.
- Đào Sỹ Đán, Đào Văn Hưng, 2017. Đánh giá mức độ phá hoại công trình do việc xây dựng những hố đào sâu ở Hà Nội. *Tạp chí Địa kỹ thuật*, số 01-2017.
- Kempfert, B. Gebreselassie, 2006. *Excavations and Foundations in Soft Soils. Springer*
- Nguyễn Minh Tâm, Nguyễn Bửu Anh Thư, 2014. Nghiên cứu phương pháp tính áp lực đất phù hợp cho tường vây hố đào sâu. *Tạp chí Xây dựng*, số 1/2014.
- Ou, C. Y., 2006. *Deep Excavation: Theory and practice. Taylor & Francis, Netherlands*.
- Trần Hồng Nguyên, Trần Thanh Danh, 2018. Phân tích lựa chọn thông số độ cứng đất nền cho bài toán mô phỏng chuyển vị tường vây hố đào công trình khu vực Quận 1 - Tp. Hồ Chí Minh. *Tạp chí Xây dựng*, số 05/2018.
- Võ Phán và Ngô Đức Trung, 2015. Phân tích chuyển vị tường chắn ổn định hố đào sâu. *Tạp chí Xây Dựng*.

Analysis of stability and effect on adjacent buildings when constructing deep excavation in tuy hoa city, phu yen province

Nguyen Van Hai*, Ngo Trung Hien, Nguyen Thanh Hai

Mientrung University of Civil Engineering

**Corresponding author: nguyenvanhai@muce.edu.vn*

Abstract

In recent years, along with socio-economic development, particularly in the tourism industry of Phu Yen province, the construction of high-rise buildings has been on the rise. The establishment of foundations and basements for these buildings have also become increasingly popular. When constructing buildings amidst the other existing buildings, it is crucial to pay special attention to the potential impact of the excavation process on adjacent buildings. In this paper, The Light Phu Yen project was explored as a case study to investigate the effect of deep excavation on stability analysis of adjacent buildings. The results indicated that the maximum horizontal displacement of the diaphragm wall is 30 mm occurring at the depth of 10 m from the top of the wall for the case of 9.77 m excavated depth. The actual displacements at the top, middle and bottom wall are 53,33%, 43,33%, 12%, respectively, smaller than the calculated one. At a location of 9 m from the diaphragm wall and 2 m below ground surface, which corresponds to the foundation of an adjacent building, the ground surface settlement increases from 3 mm to 35 mm during excavation process. The findings of this paper are highlighted by the effect of excavated construction on the ground surface settlement of adjacent buildings.

Keywords: deep excavation, stability, deformation, basement.

NGHIÊN CỨU ĐẶC TRƯNG THẨM NƯỚC CỦA CỌC ĐẤT GIA CỐ XI MĂNG TRONG PHÒNG THÍ NGHIỆM TẠI DỰ ÁN LẠCH HUYỆN, HẢI PHÒNG

Nguyễn Thị Nụ

Trường Đại học Mở - Địa chất

Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenthinu@humg.edu.vn

Tóm tắt

Cọc đất xi măng đã và đang được ứng dụng trong thực tế xử lý nền đất yếu. Khi thiết kế xử lý cọc đất xi măng và kiểm tra chất lượng nền gia cố, thí nghiệm thấm đóng vai trò quan trọng và là một chỉ tiêu để đánh giá chất lượng nền cần gia cố. Báo cáo trình bày kết quả nghiên cứu trong phòng xác định hệ số thấm của đất yếu và của cọc đất xi măng trên thiết bị thấm ba trục tại dự án Lạch Huyện, Hải Phòng. Mẫu gia cố được thí nghiệm ở 28 ngày tuổi. Thí nghiệm được thực hiện trên mẫu thử gồm ba loại xi măng khác nhau là xi măng Vicem Hải Phòng, Vissai Ninh Bình và xi măng Hoàng Thạch. Kết quả nghiên cứu cho thấy hệ số thấm của cọc đất xi măng nhỏ hơn rất nhiều so với hệ số thấm của đất yếu trước khi xử lý, biến đổi từ $2.05.10^{-7}$ đến $74.4.10^{-7}$ cm/s trong khi đó hệ số thấm của đất thay đổi từ $2.37.10^{-4}$ cm/s đến $5.28.10^{-4}$ cm/s. Kết quả cho thấy hiệu quả rõ rệt của việc xử lý nền đất yếu bằng cọc đất xi măng trong thực tế.

Từ khóa: cọc đất xi măng; thấm ba trục; đất yếu; xử lý nền.

1. Đặt vấn đề

Cọc đất xi măng có vai trò quan trọng trong việc xử lý nền đất yếu, giúp cải thiện khả năng chịu tải, giảm độ biến dạng và tính chất thấm nước của đất. Trong các tính chất của cọc đất xi măng, tính thấm là một trong những tính chất quan trọng dùng để tính toán quá trình thoát nước lỗ rỗng của nền đất yếu và đánh giá chất lượng của nền sau gia cố.

Với đặc trưng về độ bền có nhiều tác giả trong và ngoài nước nghiên cứu. Đối với đặc tính thấm cũng đã được một số tác giả khác nhau nghiên cứu như Alvares và nnk, 1982, Shuttoh và nnk, 1983, Nishigori và nnk, 1988, Matsumura và nnk, 1989, Yu và nnk, 1999. Một số tác giả đã xác định ảnh hưởng của xi măng đến vôi và tính thấm của đất gia cố như Chew và nnk, 2004; Yamadera, 1999. Kết quả cũng chỉ ra tính thấm của hỗn hợp gia cố nhỏ hơn so với đất chưa xử lý. Các kết quả nghiên cứu còn thể hiện, với hàm lượng gia cố xi măng hoặc vôi rất nhỏ, khoảng 3 - 4% thì tính thấm của đất lại cao hơn so với tính thấm của hỗn hợp gia cố (Al-Mukhtar, 2012).

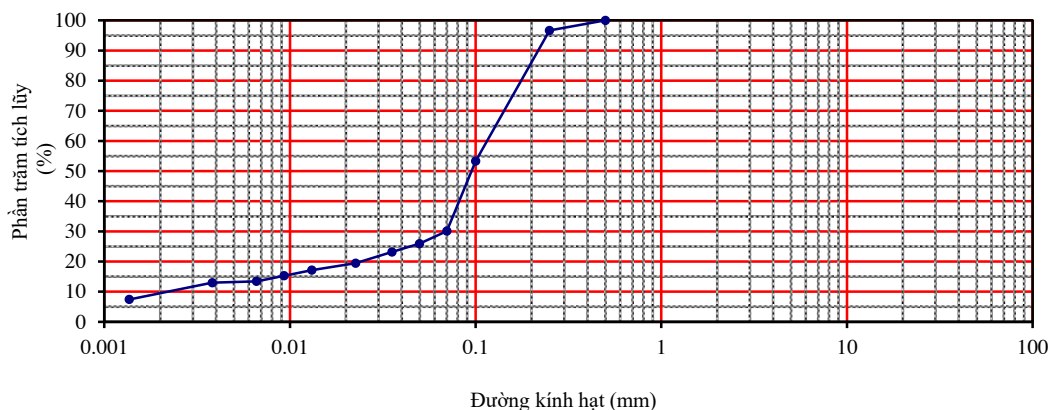
Tại Việt Nam, nghiên cứu tính chất thấm nước của cọc đất xi măng còn rất nhiều hạn chế. Mặt khác, khi xi măng được đưa vào trong đất, các khoáng vật của xi măng sẽ tác dụng với nước trong lỗ rỗng của đất hình thành nên các hợp chất có độ bền và độ ổn định đối với nước, từ đó nước trong lỗ rỗng của đất giảm, giảm kích thước lỗ rỗng, giảm độ rỗng trong đất, từ đó giảm làm tính thấm của cọc đất xi măng, tăng độ bền và độ ổn định. Do đó, để nghiên cứu mức độ giảm tính thấm của đất yếu gia cố đối với xi măng, bài báo này đã tập trung nghiên cứu xác định hệ số thấm của đất yếu tại dự án Lạch Huyện, Hải Phòng trên ba loại xi măng khác nhau bằng thí nghiệm thấm ba trục, đồng thời xác định cả hệ số thấm của đất yếu để so sánh.

2. Vật liệu và phương pháp nghiên cứu

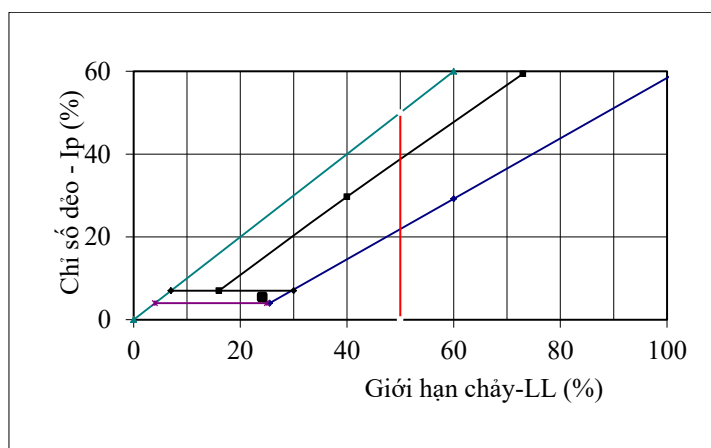
2.1. Mẫu thí nghiệm

Mẫu đất thí nghiệm được lấy tại dự án Lạch Huyện, Hải Phòng. Mẫu đất được lấy 100% lõi khoan theo hố khoan. Mẫu đất lấy về xác định độ ẩm, khối lượng thể tích. Kết quả phân tích thành phần hạt và các giới hạn Atterberg được trình bày ở hình 1 và hình 2. Từ kết quả phân tích cho thấy đất nghiên cứu là đất cát lẫn sét bụi, màu xám vàng, xám xanh, trạng thái chảy (SC-SM). Mẫu đất gia cố xi măng được gia công bằng ba tổ hợp tương ứng với ba loại xi măng khác nhau là Vicem Hải Phòng, Vissai Ninh Bình và Xi măng Hoàng Thạch. Lựa chọn hàm

lượng xi măng gia cố là 180 kg/m^3 , tỷ lệ Nước (N)/X (xi măng) bằng 1. Mẫu đất gia cố có chiều cao bằng hai lần đường kính, có các thông số của mẫu đất được trình bày ở bảng 1.



Hình 1. Kết quả phân tích thành phần hạt.



Hình 2. Kết quả phân tích các giới hạn Atterberg.

Bảng 1. Vật liệu gia cố

STT	Số lượng mẫu	Đất			Khối lượng nước, g	Xi măng	
		Độ ẩm	Khối lượng thể tích	Khối lượng đất, g		Khối lượng, g	Loại xi măng
1	6	25.8	2.00	2356.2	212.06	212.06	PCB40 Vicem Hải Phòng
2	6	25.8	2.00	2356.2	212.06	212.06	PCB40 Vissai Ninh Bình
3	6	25.8	2.00	2356.2	212.06	212.06	PCB40 Xi măng Hoàng Thạch

2.2. Phương pháp thí nghiệm

Thí nghiệm tuân theo tiêu chuẩn ASTM D5084.

Chuẩn bị mẫu vật liệu và lắp đặt mẫu thí nghiệm: Mẫu gia công có chiều cao bằng hai lần đường kính (đường kính là 37.9 mm và chiều cao là 77.9 mm). Trước khi đưa mẫu vào thiết bị, thiết bị được kiểm tra và bảo hòa hoàn toàn đường ống, đá thấm và giấy thấm. Đầy đá thấm đã bảo hòa trượt trên lớp nước ở trên bệ đế buồng áp lực của máy nén ba trục và đặt giấy thấm lên phía trên. Tiếp tục đặt mẫu, rồi cho tiếp giấy thấm và đá thấm lên đỉnh mẫu. Bọc mẫu bằng màng cao su và dùng 2 vòng cao su nịt chặt màng vào bệ đế buồng áp lực. Lắp thân buồng áp lực với

piston nén. Mở van và cho nước vào đầy buồng áp lực bằng nước đã được khử khí.



Hình 1. Mẫu gia cố đất - xi măng tỷ lệ 180 kg/m³ thí nghiệm thấm.

Làm bão hòa mẫu: Bão hòa theo phương pháp một cấp áp lực hoặc cấp áp lực tăng dần. Quá trình bão hòa thực hiện bằng cách tăng lần lượt áp lực buồng và áp lực ngược luân phiên nhau, độ chênh của áp lực buồng và áp lực ngược từ 5 - 10 kPa. Khi cho nước vào mẫu, duy trì cho đến khi áp lực nước lỗ rỗng bằng áp lực ngược. Mỗi lần tăng áp lực buồng, tính toán độ bão hòa. Quy trình bão hòa được kết thúc khi độ bão hòa của mẫu đạt 95%.

Đo độ thấm: Tạo độ chênh áp lực để tạo gradient thấm tùy theo đặc tính thấm của mẫu, chờ cho mẫu ổn định. Sau đó, tiến hành theo dõi lượng nước đi qua mẫu theo thời gian. Tùy theo đặc tính thấm mà gradient thủy lực trong thí nghiệm này thay đổi từ 10 đến 30. Gradient thủy lực được tính theo công thức (1), trong đó áp lực đầu vào thay đổi từ 10 kPa đến 20 kPa tùy thuộc loại đất. Với chiều dài mẫu đất là 77.9 mm sẽ xác định được gradient thủy lực. Do mức độ thấm của các mẫu gia cố bằng xi măng khác nhau, do đó tiến hành lựa chọn gradient thủy lực đối với mẫu gia cố bằng xi măng PCB40 Vicem Hải Phòng và PCB40 Vissai Ninh Bình lần lượt là 25.9 và 25.3, còn mẫu gia cố xi măng PCB40 Xi măng Hoàng Thạch có mức độ thấm nước lớn hơn là 13.1.



Hình 2. Thí nghiệm thấm trên mẫu ba trục.

Tính toán kết quả thí nghiệm:

- Xác định gradient thủy lực tác dụng lên mẫu (i):

$$i = \frac{102P}{L} \quad (1)$$

- Xác định lưu lượng nước thấm qua mẫu, q, ml/phút:

$$q = \frac{Q}{t} \quad (2)$$

- Xác định hệ số thấm, K, m/s:

$$K = \frac{q * L}{60 * A * 102 * P} \quad (3)$$

Trong đó:

t - thời gian nước thấm qua mẫu, phút;

Q - lượng nước thấm ra khỏi mẫu trong khoảng thời gian t, ml;

A - tiết diện mẫu thí nghiệm, mm²;

P - áp lực ngược tác dụng lên mẫu, kPa;

L - chiều dài mẫu thí nghiệm, mm.

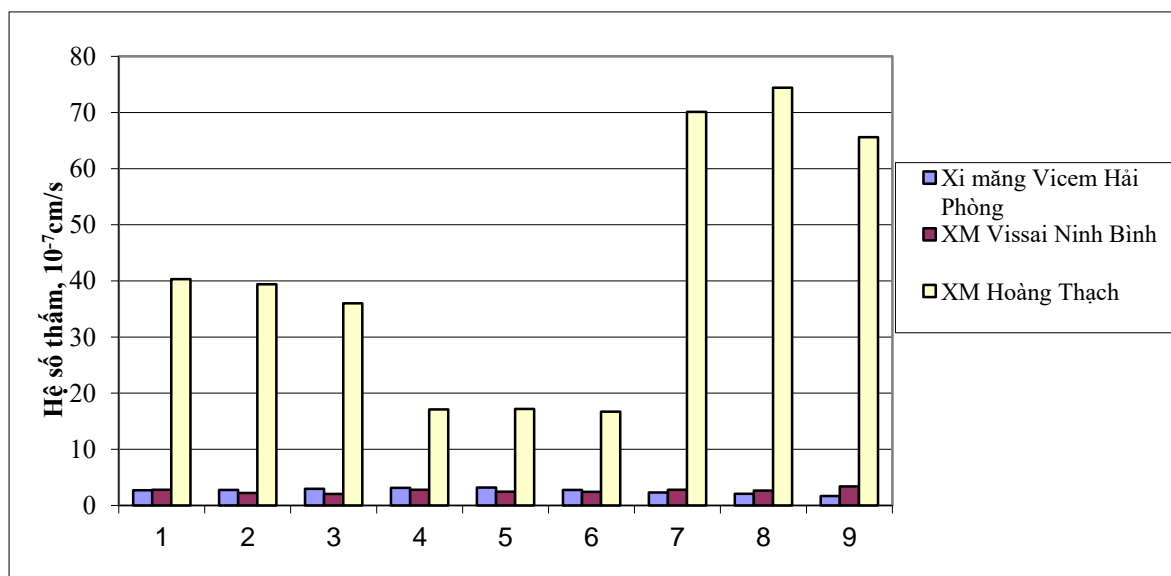
Đối với mỗi mẫu thí nghiệm, tiến hành đo độ thấm ba lần tương ứng với ba số đọc thể tích nước thoát ra tương ứng với ba khoảng thời gian. Từ độ chênh cao áp lực trung bình, lượng nước thấm qua mẫu, thời gian thí nghiệm, sẽ xác định được gradient thủy lực và hệ số thấm. Tính giá trị trung bình của ba lần thí nghiệm sẽ xác định được hệ số thấm của mẫu gia cố.

3. Kết quả và thảo luận

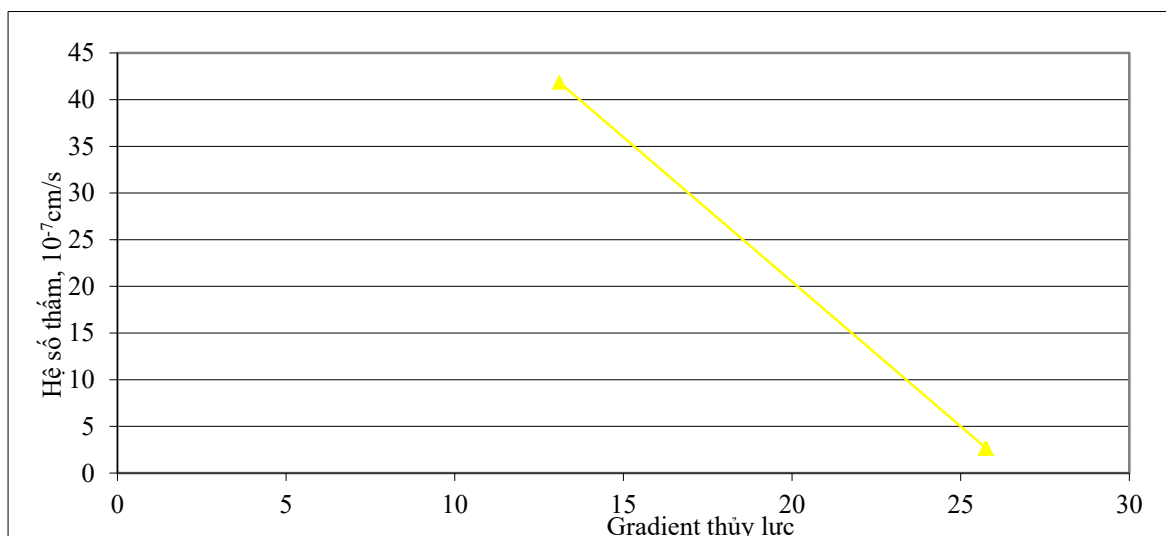
Kết quả nghiên cứu được trình bày ở bảng 1 và hình 3, hình 4.

Bảng 1. Kết quả xác định hệ số thấm của đất và đất gia cố xi măng

TT	Hệ số thấm, 10 ⁻⁴ cm/s		Hệ số thấm, 10 ⁻⁷ cm/s					
	Gradient áp lực	Đất SC-SM	Gradient áp lực	PCB40 Vicem Hải Phòng	Gradient áp lực	PCB40 Vissai N.Bình	Gradient áp lực	PCB40 Xi măng Hoàng Thạch
M1	25.7	4.08	25.9	2.72	25.3	2.78	13.1	40.3
M2	25.7	3.62	25.9	2.77	25.3	2.22	13.1	39.4
M3	25.7	5.28	25.9	2.96	25.3	2.05	13.1	36.0
M4	25.4	5.16	25.5	3.14	26.2	2.80	13.1	17.1
M5	25.4	2.83	25.5	3.18	26.2	2.44	13.1	17.2
M6	25.4	4.95	25.5	2.77	26.2	2.43	13.1	16.7
M7	25.8	3.03	25.8	2.31	25.8	2.78	13.1	70.1
M8	25.8	2.37	25.8	2.09	25.8	2.66	13.1	74.4
M9	25.8	2.20	25.8	1.67	25.8	3.39	13.1	65.6



Hình 3. Kết quả thí nghiệm xác định hệ số thấm của gia cố đất xi măng.



Hình 4. Mối quan hệ giữa gradient thủy lực và hệ số thấm.

Từ kết quả nghiên cứu rút ra một số nhận xét sau:

Hệ số thấm của xi măng nhỏ hơn rất nhiều so với đất yếu trước khi xử lý. Hệ số thấm của đất thay đổi $2.37.10^{-4}$ cm/s đến $5.28.10^{-4}$ cm/s trong khi đó, hệ số thấm của mẫu gia cố đất xi măng thay đổi từ $2.05.10^{-7}$ đến $74.4.10^{-7}$ cm/s.

Cùng một loại đất, khi gia cố bằng loại xi măng khác nhau thì hệ số thấm của hỗn hợp gia cố khác nhau. Kết quả cho thấy, xử lý nền bằng PCB40 Hoàng Thạch cho hệ số thấm lớn nhất, thay đổi từ $16.7.10^{-7}$ cm/s đến $74.4.10^{-7}$ cm/s, biến đổi trong phạm vi rộng. Khi gia cố đất với xi măng PCB40 Vicem Hải Phòng, hệ số thấm của hỗn hợp gia cố thay đổi từ $1.67.10^{-7}$ cm/s đến $3.182.10^{-7}$ cm/s, biến đổi trong phạm vi hẹp hơn. Khi gia cố đất với xi măng PCB40 Vissai Hải Phòng, hệ số thấm của hỗn hợp gia cố thay đổi từ $2.05.10^{-7}$ cm/s đến $3.39.10^{-7}$ cm/s, biến đổi trong phạm vi hẹp. Điều này cho thấy, do sự thay đổi thành phần khoáng của các loại xi măng, sau quá trình thủy hóa của xi măng đã hình thành số lượng các sản phẩm thủy phân khác nhau, làm độ rỗng của các mẫu đất gia cố với các xi măng khác nhau, từ đó ảnh hưởng đến hệ số thấm của đất.

So sánh với kết quả nghiên cứu của Yu, 1999, hệ số thấm khoảng 10^{-8} cm/s. Áp lực hông và áp lực thấm ảnh hưởng nhỏ đến sự thay đổi hệ số thấm. Hệ số thấm của đất rất nhỏ, có thể làm tường chống thấm ở cấp áp lực lớn.

Khi thay đổi gradient thấm, hệ số thấm có xu hướng biến đổi, tuy nhiên sự biến đổi này trong phạm vi hẹp (hình 4). Khi áp lực thấm tăng thì hệ số thấm giảm dần (hình 4). Điều này cũng gần với nghiên cứu của Yu, 1999, khi tăng áp lực hay gradient thủy lực, hệ số thấm tăng khi áp lực hông thấp và thay đổi nhẹ và thậm chí giảm khi áp lực hông tăng.

4. Kết luận

Từ kết quả nghiên cứu cho thấy khi gia cố bằng phương pháp cọc đất xi măng, kết quả nghiên cứu đất SC-SM tại Lạch Huyện, Hải Phòng cho thấy giảm tính thấm nước thể hiện ở hệ số thấm nhỏ hơn rất nhiều so với hệ số thấm của đất. Hệ số thấm của đất thay đổi từ $2.37.10^{-4}$ cm/s đến $5.28.10^{-4}$ cm/s. Trong khi đó hệ số thấm của đất gia cố xi măng rất thấp, trong thí nghiệm hệ số thấm dao động từ $2.05.10^{-7}$ cm/s đến $74.4.10^{-7}$ cm/s. Điều này thể hiện rõ khả năng giảm tính thấm làm tăng khả năng chống thấm của hỗn hợp gia cố đất xi măng. Mặt khác, hệ số thấm của hỗn hợp gia cố giảm khi gradient thủy lực tăng.

Tài liệu tham khảo

- Yuzhe Yu, Jialiu Pu, Keizo Ugai, Takashi Hara, 1999. A study on the permeability of soil - cement mixture. Soil and Foundations. Vol 39, No 5, 145-149.
- ASTM - D 5084. Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter.
- Al-Mukhtar, M., Khattab, S., and Alcover, J.F. 2012. Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. Engineering Geology.
- Chew, S.H., Kamruzzaman, A.H.M., and Lee, F.H. 2004. Physicochemical and Engineering behavior of cement treated clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(7): 696-706.
- Yamadara, A. 1999. Microstructural study of geotechnical characteristics of marine clays. Ph.D. dissertation, Saga University, Japan.

Research the coefficient of permeability Of soil - cement column

Nguyen Thi Nu

Hanoi University of Mining and Geology

Corresponding author: nguyenthinu@humg.edu.vn

Abstract

Soil - cement column is one of the soil stabilizing techniques that could be applied successfully in the World. In order to designing the deep mixing method and checking the quality of the reinforced foundation, the permeability test plays an important role. The report presents the results of research in the laboratory to determine the permeability coefficient of cement-soil column by the Triaxial permeability method, and samples were tested on samples processed at 28 days of age. The test is carried out on a test sample consisting of three different types of cement. Research results show that the permeability coefficient of cement soil column is much smaller than that of soft soil before treatment, varying from $2.05 \cdot 10^{-7}$ to $74.4 \cdot 10^{-7}$ cm/s. Otherwise, the permeability of soft soil changes from $2.37 \cdot 10^{-4}$ cm/s to $5.28 \cdot 10^{-4}$ cm/s. The results show the effectiveness of treating soft soil with cement-soil column. On the other hand, the permeability coefficient of the reinforcement mixture decreases as the hydraulic gradient increases.

Keywords: *soil cement column, three-axis infiltration, soft soil, ground treatment*

NGHIÊN CỨU ĐẶC ĐIỂM MỘT SỐ MỎ ĐẤT PHONG HÓA Ở KHU VỰC QUẢNG BÌNH- QUẢNG TRỊ PHỤC VỤ LÀM ĐẤT ĐÁP XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG CAO TỐC VẠN NINH - CAM LỘ

Nguyễn Thành Dương^{1,2,3*}, Nguyễn Thế Hùng⁴

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất; ²Nhóm nghiên cứu Địa chất công trình và Địa môi trường (EEG), HUMG; ³Nhóm nghiên cứu mạnh Địa kỹ thuật, Vật liệu và Phát triển bền vững (GCMS), HUMG

⁴Công ty Cổ phần Tư vấn xây dựng công trình giao thông 2

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenthanhduong@humg.edu.vn

Tóm tắt

Đoạn đường cao tốc Vạn Ninh - Cam Lộ thuộc dự án đường cao tốc Bắc - Nam đi qua địa phận 2 tỉnh Quảng Bình và Quảng Trị, có chiều dài hơn 65 km. Việc xây dựng tuyến đường này cần nhu cầu rất lớn về vật liệu đất đắp, lên tới hàng chục triệu m³. Những năm gần đây, nhiều công trình trên địa bàn tỉnh Quảng Bình, Quảng Trị bị chậm tiến độ do thiếu vật liệu đất san lấp, trong khi việc cấp phép khai thác đất làm vật liệu san lấp cần thời gian dài. Theo khảo sát, dọc tuyến đường cao tốc Vạn Ninh - Cam Lộ có nhiều mỏ đất có nguồn gốc phong hóa. Đây chính là một trong những nguồn cung cấp vật liệu đất đắp quan trọng cho dự án. Tuy nhiên, không phải mỏ đất nào cũng có chất lượng tốt và phù hợp làm vật liệu đất đắp đường. Việc lựa chọn và sử dụng vật liệu đất đắp phù hợp sẽ góp phần đảm bảo sự ổn định lâu dài cho nền đường. Bài báo này sẽ đánh giá đặc điểm của 12 mỏ đất nguồn gốc phong hóa ở khu vực Quảng Bình, Quảng Trị phục vụ làm đất đắp xây dựng tuyến đường cao tốc Vạn Ninh - Cam Lộ dựa trên các kết quả thí nghiệm trong phòng và đánh giá chất lượng dựa trên tiêu chuẩn của ASSHTO. Kết quả nghiên cứu cho thấy cả 12 mỏ đất trong phạm vi nghiên cứu đều thỏa mãn điều kiện làm vật liệu đất đắp đường. Tuy nhiên, xét về mặt chất lượng, các mỏ đất này được chia thành 3 nhóm: chất lượng tốt, chất lượng bình thường và chất lượng kém.

Từ khóa: mỏ đất phong hóa; vật liệu đất đắp; Vạn Ninh - Cam Lộ; AASHTO.

1. Mở đầu

Nhu cầu di chuyển bằng đường bộ giữa các tỉnh thành dọc Bắc - Nam ngày một tăng lên, trong khi Quốc lộ 1 hiện hữu đã quá tải dù đã mở rộng ít nhất 4 làn xe. Chính vì vậy, việc xây dựng tuyến đường cao tốc Bắc - Nam mới là rất cần thiết. Tuyến đường cao tốc Bắc - Nam từ Lạng Sơn đến Cà Mau có vai trò rất quan trọng trong việc kết nối trung tâm chính trị Thủ đô Hà Nội với trung tâm kinh tế Thành phố Hồ Chí Minh. Tuyến đường đi qua địa phận 32 tỉnh, thành phố; ảnh hưởng tác động đến 62,1% dân số và 74% các cảng biển (loại I, II), 75% các khu kinh tế của cả nước; đóng góp 65,7% tổng sản phẩm trong nước. Đặc biệt tuyến đường kết nối 4 vùng kinh tế trọng điểm (Bắc Bộ, miền Trung, miền Nam và đồng bằng sông Cửu Long), kết nối với 16/23 cảng hàng không với 91% lưu lượng hành khách. Có thể nói, đây là hành lang vận tải quan trọng nhất trong hệ thống kết cấu hạ tầng giao thông của Việt Nam.

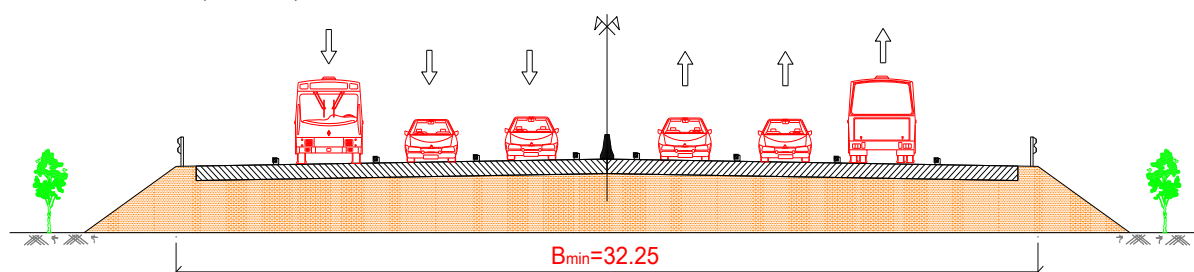
Đoạn đường Vạn Ninh - Cam Lộ là một đường cao tốc đang được xây dựng trong giai đoạn 2 của dự án đường cao tốc Bắc - Nam đi qua địa phận 2 tỉnh Quảng Bình và Quảng Trị. Tuyến đường có chiều dài toàn tuyến là 65.5 km, điểm đầu thuộc địa phận xã Vạn Ninh (huyện Quảng Bình, tỉnh Quảng Bình), điểm cuối giao với Quốc lộ 19 thuộc địa phận xã Cam Hiếu (huyện Cam Lộ, tỉnh Quảng Trị). Dự án đường bộ cao tốc Bắc - Nam phía đông đoạn Vạn Ninh - Cam Lộ có mặt cắt ngang giai đoạn phân kì đạt tiêu chuẩn đường cao tốc 4 làn xe với bề rộng nền đường 17 m, vận tốc thiết kế 80 km/h. Giai đoạn hoàn chỉnh, đường sẽ có 6 làn xe, 2 làn dừng khẩn cấp, vận tốc thiết kế 120 km/h.

Việc xây dựng tuyến đường này có nhu cầu rất lớn về vật liệu đất đắp, lên tới hàng chục triệu m^3 . Những năm gần đây, nhiều công trình trên địa bàn tỉnh Quảng Bình, Quảng Trị bị chậm tiến độ do thiếu vật liệu đất san lấp, trong khi việc cấp phép khai thác đất làm vật liệu san lấp cần thời gian dài. Theo khảo sát, dọc tuyến đường cao tốc Vạn Ninh - Cam Lộ có nhiều mỏ đất có nguồn gốc phong hóa. Đây chính là một trong những nguồn cung cấp vật liệu đất đắp quan trọng cho dự án. Trong quá trình xây dựng các tuyến đường, việc lựa chọn và sử dụng vật liệu đất đắp phù hợp, có chất lượng tốt sẽ góp phần đảm bảo sự ổn định lâu dài cho nền đường. Vì vậy, việc khảo sát, đánh giá chất lượng các mỏ đất trước khi khai thác làm vật liệu đất đắp là rất cần thiết. Bài báo này sẽ trình bày đặc điểm chất lượng của một số mỏ đất phong hóa ở khu vực Quảng Bình, Quảng Trị phục vụ làm đất đắp xây dựng tuyến đường cao tốc Vạn Ninh - Cam Lộ.

2. Đặc điểm và các thông số kỹ thuật tuyến đường cao tốc Bắc - Nam đoạn Vạn Ninh - Cam Lộ

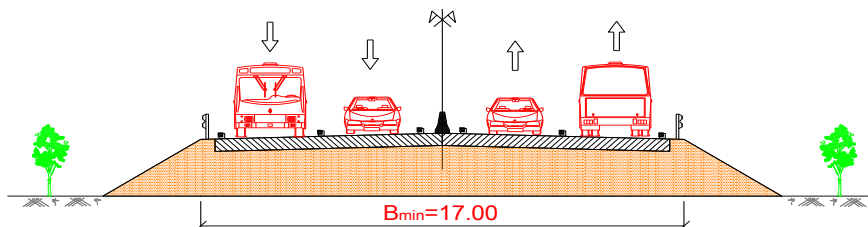
2.1. Quy mô dự án

Tuyến đường cao tốc Vạn Ninh - Cam Lộ có chiều dài toàn tuyến là 65,5 km, điểm đầu thuộc địa phận xã Vạn Ninh (huyện Quảng Ninh, tỉnh Quảng Bình), đây là điểm cuối của tuyến cao tốc Bùng - Vạn Ninh. Điểm cuối giao với Quốc lộ 9 thuộc địa phận xã Cam Hiếu (huyện Cam Lộ, tỉnh Quảng Trị) là điểm bắt đầu của tuyến cao tốc Cam Lộ - La Sơn đã xây dựng xong. Theo Quy hoạch mạng lưới đường bộ thời kỳ 2021 - 2030, tầm nhìn đến năm 2050, Dự án xây dựng tuyến cao tốc Bắc Nam đoạn Vạn Ninh - Cam Lộ có quy mô 6 làn xe, bề rộng nền đường $B_{\text{nền}} = 32.25$ m (Hình 1).



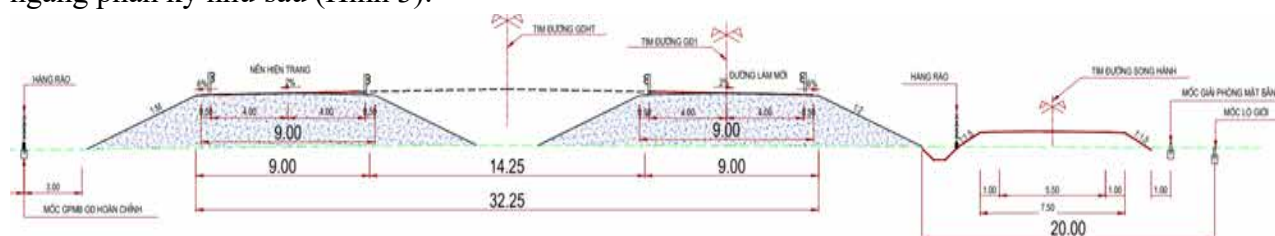
Hình 1. Quy mô mặt cắt ngang 06 làn xe.

Giai đoạn phân kỳ quy mô 4 làn xe hạn chế, bề rộng nền đường $B_{\text{nền}} = 17$ m, tốc độ khai thác 80 km/h. Quy mô cắt ngang như sau (Hình 2):



Hình 2. Quy mô mặt cắt ngang 04 làn xe.

Đoạn đi trùng đường Hồ Chí Minh hiện tại, kiến nghị mở rộng nền đường luôn cho giai đoạn hoàn chỉnh, mặt đường phân kỳ, khi đó nền đường rộng 32,25 m, mặt đường rộng 16 m. Mặt cắt ngang phân kỳ như sau (Hình 3):



Hình 3. Quy mô đoạn đường đi trùng đường HCM hiện hữu.

2.2. Hướng tuyến

Từ điểm đầu dự án, tuyến đi song song cách đường Hồ Chí Minh hiện tại khoảng 1 km đến 1,5 km để tránh thị trấn Lệ Ninh và trở lại đường cũ tại Km686+000. Từ Km686+000 đến Km693+400, tuyến đi trùng đường hiện tại, vượt sông Phú Hòa tại cầu Phú Cường, vượt sông Kiến Giang tại cầu Thác Cóc. Từ Km693+400 đến Km710+000, tuyến cơ bản bám theo đường hiện tại vòng qua phía Đông hồ An Mã, chỉ cải nắn cục bộ các đường cong bán kính nhỏ ($R < 450$ m) tại các đoạn từ Km693+400 đến Km695+600, Km697+400 đến Km699+300, Km701+800 đến Km703+300, Km704+100 đến Km705+500 và Km707+500 đến Km708+400. Từ Km710+000 đến Km714+200, tuyến bám theo đường hiện tại, tiến vào địa phận huyện Vĩnh Linh, tỉnh Quảng Trị. Đoạn từ Km714+200 đến Km717+000, tuyến tách khỏi đường hiện tại để đi tránh về phía Đông thị trấn Bến Quan, vượt sông Sa Lung tại cầu Bến Quan 2. Tuyến giao với đường tỉnh 571 tại khoảng Km715+250. Từ Km717+000 đến Km728+000, tuyến đi trùng đường hiện tại, vượt khe Rào Trường bằng cầu Rào Trường, vượt sông Bến Hải tại cầu Bến Tắt và đi qua khu vực Nghĩa trang liệt sỹ quốc gia Trường Sơn thuộc địa phận xã Vĩnh Trường, huyện Vĩnh Linh. Từ Km728+000, tuyến bám theo đường hiện tại theo hướng Đông - Nam qua các thôn Bái Hà, Xuân Hòa của xã Linh Thượng và giao với đường tỉnh 575B tại Km729+600. Đến Km730+200, tuyến rẽ về phía Tây đường hiện tại, đi men theo phía Tây thôn Xuân Hoà, xã Linh Thượng qua khu vực rừng cao su, men phía Tây khe Lớn, cắt qua các thôn 6, thôn 1B của xã Hải Thái, huyện Gio Linh, cắt đường tỉnh 577 kéo dài tại khoảng Km730+100. Tuyến cắt khe Lớn tại cầu Phú Ấn 2 (Km732+645), vòng qua phía Đông thôn 3 và nhập vào đường cũ tại Km735+400 và nhập trở lại đường cũ tại khoảng Km735+400. Tuyến bám theo đường hiện tại đến Km736+800. Từ Km736+800 tuyến cải nắn cục bộ về phía Đông, cắt QL9 tại Km740+900 và giao QL9A tại thị trấn Cam Lộ (Km743+202,97). Đây là điểm đầu của tuyến cao tốc Cam Lộ - La Sơn.

3. Khảo sát thực địa, lấy mẫu và thí nghiệm trong phòng

3.1. Công tác khảo sát thực địa và lấy mẫu

Công tác khảo sát thực địa được tiến hành ở 12 mỏ đất nguồn gốc phong hóa, trong đó có 6 mỏ thuộc tỉnh Quảng Bình và 6 mỏ thuộc tỉnh Quảng Trị (Bảng 1). Số liệu về diện tích, trữ lượng tài nguyên dự báo của các mỏ được thu thập từ các Sở Tài nguyên và Môi trường và được thống kê trong bảng 1. Tại mỗi mỏ, tiến hành đào hố đào tại 3 vị trí đại diện và lấy 3 mẫu đất (mỗi hố đào lấy 1 mẫu) để thí nghiệm trong phòng nhằm đánh giá chất lượng phục vụ làm đất đắp đường.

Bảng 1. Vị trí và một số thông số của các mỏ đất nghiên cứu

STT	Tên mỏ đất	Vị trí	Diện tích (ha)	Trữ lượng tài nguyên dự báo (m^3)
1.	Mỏ đất xã Vạn Ninh	Xã Vạn Ninh, huyện Quảng Ninh, tỉnh Quảng Bình	4	280.000
2.	Mỏ đất Thị trấn Nông trường Lệ Ninh	Thị trấn Nông Trường Lệ Ninh, huyện Lệ Thủy, tỉnh Quảng Bình	5	350.000
3.	Mỏ đất xã Sơn Thủy	Xã Sơn Thủy, huyện Lệ Thủy, tỉnh Quảng Bình	6	420.000
4.	Mỏ đất xã Hoàng Đàm	Thôn Hoàng Đàm, xã Sơn Thủy, huyện Lệ Thủy, tỉnh Quảng Bình.	28	1.300.000
5.	Mỏ đất làng An Mã	làng An Mã, xã Kim Thủy, huyện Lệ Thủy, tỉnh Quảng Bình.	7,5	450.000
6.	Mỏ đất thôn Cổ Kiềng	Thôn Cổ Kiềng, Xã Kim Thủy, huyện Lệ Thủy, tỉnh Quảng Bình.	9,5	570.000
7.	Mỏ đất Vĩnh Hà 1	Xã Vĩnh Long, huyện Vĩnh Linh, tỉnh Quảng Trị.	14	990.000
8.	Mỏ đất Vĩnh Sơn 2	Xã Vĩnh Sơn, huyện Vĩnh Linh, tỉnh Quảng Trị.	12	600.000

STT	Tên mỏ đất	Vị trí	Diện tích (ha)	Trữ lượng tài nguyên dự báo (m ³)
9.	Mỏ đất Linh Trường 1	Xã Linh Trường, huyện Vĩnh Linh, tỉnh Quảng Trị.	5,2	300.000
10.	Mỏ đất Linh Trường 3	Xã Linh Trường, huyện Vĩnh Linh, tỉnh Quảng Trị.	11,2	550.000
11.	Mỏ đất xã Hải Thái	Xã Hải Thái, huyện Vĩnh Linh, tỉnh Quảng Trị.	4,1	200.000
12.	Mỏ đất Cam Thành 1	Xã Cam Thành, huyện Cam Lộ, tỉnh Quảng Trị.	21,0	2.500.000

3.2. Công tác thí nghiệm trong phòng

Công tác thí nghiệm trong phòng được tiến hành trên các mẫu đất thu thập từ các mỏ (mỗi mỏ đất thí nghiệm 3 mẫu đất) tại Phòng thí nghiệm LAS-XD53 thuộc Công ty cổ phần tư vấn xây dựng giao thông 2 (TECCO2). Các chỉ tiêu thí nghiệm trong phòng gồm: thành phần hạt (ASTM D6913-2009), khối lượng riêng hạt (TCVN 4195-1995), giới hạn Atterbergs (TCVN 4197-1995), hàm lượng hữu cơ (TCVN 8726:2012), đầm chặt (độ ẩm tối ưu, khối lượng thể tích khô lớn nhất) (TCVN 8721:2012), chỉ số CBR và độ trương nở (22TCN 332-06).

4. Cơ sở phân tích, đánh giá chất lượng đất dùng làm vật liệu đắp đường

Đất làm vật liệu đắp nền đường được đánh giá theo tiêu chuẩn: TCVN 9436-2012: *Nền đường ô tô - thi công và nghiệm thu*. Theo đó, không sử dụng trực tiếp các loại đất dưới đây để đắp bất cứ bộ phận nào của nền đường:

+ Đất bùn, đất than bùn (nhóm A-8 theo AASHTO M145).

+ Đất mùn lẫn hữu cơ có thành phần hữu cơ quá 10,0%, đất có lẫn cỏ và rễ cây, lẫn rác thải sinh hoạt.

+ Đất lẫn các thành phần muối dễ hòa tan quá 5%.

+ Đất sét có độ trương nở cao vượt quá 3,0% (22TCN 332-06).

+ Đất sét nhóm A-7-6 (theo ASSHTO M145) có chỉ số nhóm từ 20 trở lên.

Các loại đất bụi nhóm A-4 và A-5 (AASHTO M145) không nên sử dụng để xây dựng các bộ phận nền đường dưới mức nước ngập hoặc mực nước ngầm và không nên dùng chúng trong phạm vi khu vực tác dụng của nền đường. Vật liệu đắp nền phải có sức chịu tải CBR (theo 22TCN 332-06) nhỏ nhất như quy định tại tiêu chuẩn TCVN 9436-2012.

Bảng 2. Phân loại đất theo ASSHTO

Phân loại tổng quát	Vật liệu rời ($\leq 35\%$ lọt sàng 0,075 mm - No. 200)							Vật liệu sét - bụi ($> 35\%$ lọt sàng 75 μm)			
Phân loại nhóm	A-1		A-3*	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 ^a A-7-6 ^b
Sàng phân tích, % lọt											
2 mm (rây No.10)	50 max	-	-	-	-		-	-	-	-	-
0,425 mm (rây No.40)	30 max	50 max	51 min	-	-		-	-	-	-	-
0,075 mm (No.200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min

Phân loại tổng quát	Vật liệu rời ($\leq 35\%$ lọt sàng 0,075 mm - No. 200)							Vật liệu sét - bụi ($> 35\%$ lọt sàng 75 μm)			
Đặc trưng của phần lọt qua sàng 0,425 mm (rây No. 40)											
Giới hạn chảy, WL	-	-	-	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Chỉ số dẻo, Ip	6 max		N.P**	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min
Các loại đất thường gặp	Đá mảnh, sạn và cát		Cát mịn	Sạn lẫn bụi hoặc sét và cát				Đất loại bụi (phù sa)		Đất loại sét	
Đánh giá tổng quát làm nền đường (subgrade)	Tuyệt vời đến tốt							Bình thường đến kém			

Ghi chú:

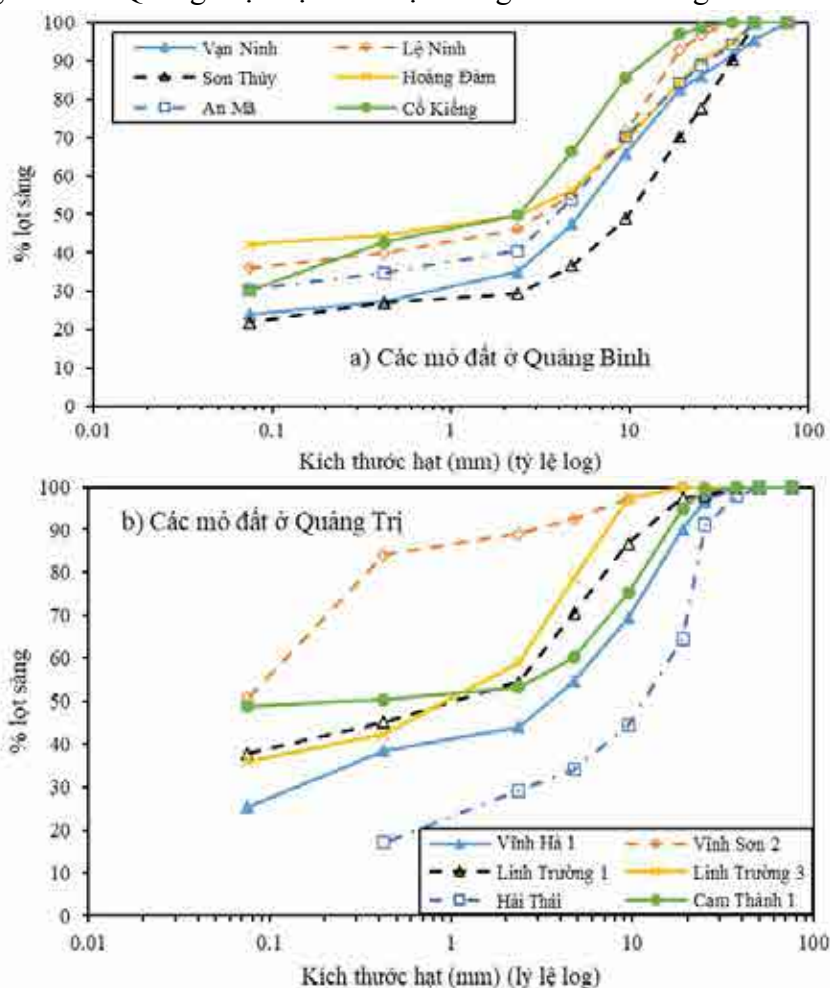
*. Vị trí A-3 được phân loại nằm trước A-2 cho đánh giá thuận theo quá trình, không có nghĩa A-3 nằm trên A-2.

**. Không dẻo.

^a Nếu $PI \leq (W_L - 30)$, phân loại đất A-7-5; ^b Nếu $PI > (W_L - 30)$, phân loại đất A-7-6.

5. Kết quả thí nghiệm và đánh giá

Kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý và đường cong thành phần hạt của các mẫu đất từ các mỏ đất ở Quảng Bình và Quảng Trị được thể hiện trong hình 4 và bảng 3.



Hình 4. Đường cong thành phần hạt của đất ở các mỏ đất ở Quảng Bình, Quảng Trị.

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm trung bình các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu đất tại các mỏ đất ở Quảng Bình và Quảng Trị

STT	Chỉ tiêu	Các mỏ đất ở Quảng Bình							
		Ký hiệu	Đơn vị	Vạn Ninh	Lệ Ninh	Sơn Thủy	Hoàng Đàm	An Mã	Cổ Kiềng
1.	Khối lượng riêng	ρ	g/cm^3	2.74	2.79	2.74	2.74	2.73	2.73
2.	Khối lượng riêng hạt quá cỡ	ρ	g/cm^3	2.04	2.20	2.27	2.24	2.44	-
3.	Hàm lượng hữu cơ	-	%	1.1	0.8	1.2	1.4	2.0	1.5
4.	Giới hạn chảy	W_L	%	40.6	36.2	32.1	38.3	46.2	37.6
5.	Giới hạn dẻo	W_P	%	29.4	26.3	19.2	26.0	29.4	25.6
6.	Chỉ số dẻo	I_p	%	11.2	9.9	12.9	12.3	16.8	12.0
7.	Khối lượng thể tích lớn nhất	γ_{cmax}	g/cm^3	1.82	1.91	2.05	1.88	1.88	1.92
8.	Độ ẩm tối ưu	W_o	%	14.5	14.5	10.1	14.1	12.7	11.9
9.	Độ trương nở	-	%	1.86	1.93	1.12	1.17	1.00	1.33
10.	Trị số xuyên CBR (95% γ_{cmax})	CBR	%	8.9	9.2	21.6	9.4	8.8	8.9
11.	Trị số xuyên CBR (98% γ_{cmax})	CBR	%	11.3	11.7	27.7	11.8	11.5	12.2
Phân loại đất theo AASHTO				A-2-7	A-4	A-2-7	A-6	A-2-7	A-2-6

STT	Chỉ tiêu	Các mỏ đất ở Quảng Trị							
		Ký hiệu	Đơn vị	Vĩnh Hà 1	Vĩnh Sơn 2	Linh Trường 1	Linh Trường 3	Hải Thái	Cam Thành 1
1	Khối lượng riêng	ρ	g/cm^3	2.77	2.72	2.73	2.76	2.77	2.79
2	Khối lượng riêng hạt quá cỡ	ρ	g/cm^3	2.16	-	2.15	2.22	2.29	-
3	Hàm lượng hữu cơ	-	%	1.4	0.9	1.0	1.8	1.5	2.1
4	Giới hạn chảy	W_L	%	33.3	30.2	42.8	42.3	24.5	49.0
5	Giới hạn dẻo	W_P	%	22.4	21.1	31.6	29.6	16.1	33.1
6	Chỉ số dẻo	I_p	%	10.9	9.1	11.2	12.7	8.4	15.9
7	Khối lượng thể tích lớn nhất	γ_{cmax}	g/cm^3	1.92	1.73	1.88	1.92	2.05	1.87
8	Độ ẩm tối ưu	W_o	%	11.8	19.0	14.5	12.1	10.1	14.6
9	Độ trương nở	-	%	1.48	1.78	1.98	1.05	0.98	1.93
10	Trị số xuyên CBR (95% γ_{cmax})	CBR	%	9.67	8.6	6.9	8.6	13.6	6.7
11	Trị số xuyên CBR (98% γ_{cmax})	CBR	%	12.5	12.2	8.8	11.6	18.4	8.8
Phân loại đất theo AASHTO				A-2-6	A-4	A-7-5	A-2-7	A-2-4	A-7-5

Kết quả trong bảng 3 cho thấy các mẫu đất thu thập từ 12 mỏ đất đều thỏa mãn các điều kiện làm vật liệu đất đắp đường theo TCVN 9436-2012. Tuy nhiên, một số mỏ đất, gồm mỏ Lệ Ninh (Quảng Bình) và mỏ Vĩnh Sơn 2 (Quảng Trị) thuộc nhóm đất A4, không phù hợp để xây dựng các bộ phận nền đường dưới mức nước ngập hoặc mực nước ngầm.

Chất lượng làm vật liệu đất đắp đường của các mỏ đất trong phạm vi nghiên cứu được đánh giá theo tiêu chuẩn ASSHTO M145 (Bảng 2) và được thể hiện trong bảng 4. Theo đó, chất lượng các mỏ đất trong phạm vi nghiên cứu được chia thành 3 nhóm: chất lượng tốt, chất lượng bình thường và chất lượng kém. Kết quả trong bảng 4 cho thấy các mỏ đất có chất lượng tốt bao gồm Vạn Ninh, Sơn Thủy, An Mã, Cổ Kiềng (Quảng Bình), Vĩnh Hà, Hải Thái (Quảng Trị); các mỏ có chất lượng bình

thường bao gồm Lệ Ninh, Hoàng Đàm (Quảng Bình), Vĩnh Sơn 2, Linh Trường 3 (Quảng Trị); các mỏ có chất lượng kém bao gồm Linh Trường 1, Cam Thành 1 (Quảng Trị).

Bảng 4. Kết quả đánh giá chất lượng các mỏ đất làm vật liệu đắp

Các mỏ đất Quảng Bình						
Mỏ đất	Vạn Ninh	Lệ Ninh	Sơn Thủy	Hoàng Đàm	An Mã	Cổ Kiềng
Phân loại theo ASSHTO	A-2-7	A-4	A-2-7	A-6	A-2-7	A-2-6
Đánh giá	Tốt	Bình thường	Tốt	Bình thường	Tốt	Tốt
Các mỏ đất Quảng Trị						
Mỏ đất	Vĩnh Hà 1	Vĩnh Sơn 2	Linh Trường 1	Linh Trường 3	Hải Thái	Cam Thành 1
Phân loại theo ASSHTO	A-2-6	A-4	A-7-5	A-2-7	A-2-4	A-7-5
Đánh giá	Tốt	Bình thường	Kém	Bình thường	Tốt	Kém

5. Kết luận

Kết quả nghiên cứu đặc điểm của 12 mỏ đất phong hóa ở khu vực tỉnh Quảng Bình, Quảng Trị phục vụ làm đất đắp xây dựng tuyến đường cao tốc Vạn Ninh - Cam Lộ cho thấy các mỏ đất này thỏa mãn các điều kiện làm vật liệu đất đắp đường. Tuy nhiên, xét về chất lượng làm vật liệu đắp đường, các mỏ đất này có chất lượng khác nhau và được chia thành 3 nhóm: chất lượng tốt, bình thường và kém. Các mỏ đất có chất lượng tốt bao gồm Vạn Ninh, Sơn Thủy, An Mã, Cổ Kiềng (Quảng Bình), Vĩnh Hà, Hải Thái (Quảng Trị); chất lượng bình thường bao gồm Lệ Ninh, Hoàng Đàm (Quảng Bình), Vĩnh Sơn 2, Linh Trường 3 (Quảng Trị); và chất lượng kém bao gồm Linh Trường 1, Cam Thành 1 (Quảng Trị). Ngoài ra, khi sử dụng các mỏ đất Lệ Ninh (Quảng Bình) và mỏ Vĩnh Sơn 2 (Quảng Trị) cần chú ý không sử dụng chúng làm các bộ phận nền đường ngập nước hoặc dưới mực nước dưới đất.

Tài liệu tham khảo

- ASTM D6913: 2009. Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis.
- AASHTO M145. Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes.
- TCVN 4195: 2012. Đất xây dựng - Phương pháp xác định khối lượng riêng trong phòng thí nghiệm.
- TCVN 4197: 2012. Đất xây dựng - phương pháp xác định giới hạn dẻo và giới hạn chảy trong phòng thí nghiệm.
- TCVN 8726: 2012. Đất xây dựng công trình thủy lợi - Phương pháp xác định hàm lượng chất hữu cơ của đất trong phòng thí nghiệm.
- TCVN 8721: 2012. Đất xây dựng công trình thủy lợi - Phương pháp xác định thể tích khô lớn nhất - nhỏ nhất của đất rời.
- 22TCN 332: 06. Quy trình thí nghiệm xác định chỉ số CBR của đất, đá dăm trong phòng thí nghiệm.

Study on characteristics of some weathered soil deposits in Quang Binh - Quang Tri area to serve as embankment for construction of Van Ninh - Cam Lo highway

Nguyen Thanh Duong^{1,2,3*}, Nguyen The Hung⁴

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Research Group of Engineering and Geoenvironment, EEG (HUMG)

³Research Group of Geotechnical Engineering, Construction Materials and Sustainability

⁴Transport Engineering Consultant J.S.C No2

Abstract

The Van Ninh - Cam Lo segment is an expressway with more than 65km, under construction in phase 2 of the North - South expressway project passing through Quang Binh and Quang Tri provinces. The construction of this road has a huge demand for backfill materials, up to tens of millions of m³. In recent years, many construction works in Quang Binh, Quang Tri provinces have been delayed due to the lack of backfilling materials, while it takes a long time to obtain a license to exploit. According to the survey, along the Van Ninh-Cam Lo expressway, there are many weathered soil deposits. This is one of the important sources of backfilling material for this project. However, not all soil deposits have good quality and are suitable as road embankment materials. The selection and use of suitable embankment materials will contribute to ensuring the long-term stability of the road. This paper will evaluate the characteristics of 12 weathered soil deposits in Quang Binh and Quang Tri areas to serve as backfill material for construction of Van Ninh-Cam Lo highway based on laboratory test results and quality assessment based on AASHTO standards. Research results show that all 12 soil deposits in the study area satisfy the conditions for road embankment materials. However, in terms of quality, these soil deposits are divided into 3 groups: good quality, normal quality and poor quality.

Keywords: weathered soil deposit, backfilling materials, Van Ninh-Cam Lo expressway, AASHTO.

ẢNH HƯỞNG CỦA ĐIỀU KIỆN THỦY HÓA ĐẾN HỆ SỐ THỦY HÓA VÀ ĐỘ BỀN NÉN MỘT TRỤC NỞ HÔNG CỦA XỈ HẠT LÒ CAO (GBFS) FORMOSA HÀ TĨNH

Trần Thị Ngọc Quỳnh*, Trần Thanh Nhân, Dương Trung Quốc, Trần Xuân Thạch,
Trần Thị Phương An, Nguyễn Thị Thanh Nhân

Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

*Tác giả chịu trách nhiệm: tnquynh@hueuni.edu.vn

Tóm tắt

Nghiên cứu này đánh giá ảnh hưởng của điều kiện thủy hóa đến sự thay đổi của hệ số thủy hóa (R , %) và sự phát triển độ bền nén một trục nở hông (q_u , kN/m²) của xỉ hạt lò cao (GBFS) Formosa Hà Tĩnh. Các mẫu GBFS được thủy hóa ở ba môi trường khác nhau bao gồm nước máy, nước biển và dung dịch $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ở nhiệt độ trong phòng và ngoài trời với thời gian thủy hóa từ 0 đến 500 ngày. Kết quả thí nghiệm cho thấy trong môi trường nước máy và nước biển, R của mẫu GBFS thủy hóa tăng đáng kể trong thời gian đầu và tăng nhẹ khi thời gian thủy hóa tiếp tục tăng, trong khi q_u của mẫu GBFS không thay đổi trong 2 tháng đầu nhưng sau đó tăng tuyến tính theo thời gian thủy hóa. Trong môi trường thủy hóa $\text{Ca}(\text{OH})_2$, R và q_u của mẫu GBFS tăng nhanh và đạt giá trị lớn nhất sau 112 ngày ở điều kiện trong phòng và 84 ngày ở ngoài trời. Sau thời gian này, R và q_u của các mẫu thủy hóa trong phòng tăng nhẹ và các mẫu thủy hóa ngoài trời không thay đổi theo thời gian. Kết quả của nghiên cứu này chỉ ra rằng do đặc tính thủy hóa, GBFS Formosa có khả năng đạt được độ bền nén tăng dần theo thời gian trong điều kiện ẩm tự nhiên mà không cần phụ gia.

Từ khóa: xỉ hạt lò cao (GBFS); hệ số thủy hóa; độ bền nén một trục nở hông; vật liệu xây dựng tái chế.

1. Đặt vấn đề

Trong những thập kỷ gần đây, vấn đề phát thải khí nhà kính, đặc biệt là CO_2 được chứng minh là nguyên nhân chính gây biến đổi khí hậu (DCLG, 2006), đây là chủ đề thu hút sự chú ý của nhiều nhà nghiên cứu. Trong lĩnh vực xây dựng, một vài ý kiến cho rằng môi trường xây dựng là một trong những tác nhân lớn nhất gây biến đổi khí hậu toàn cầu liên quan đến khí thải CO_2 , tiêu thụ nước, chất thải chôn lấp và vật liệu thô đã qua sử dụng (BERR, 2008). Bên cạnh đó, chất thải công nghiệp đang trở thành gánh nặng môi trường tại nhiều thành phố lớn của các nước phát triển và đang phát triển trên thế giới. Với nhận thức về vấn đề môi trường của vật liệu thải công nghiệp, chính phủ các nước và nhiều nhà nghiên cứu đã và đang cố gắng đổi mới và tăng cường các giải pháp thân thiện với môi trường để giảm thiểu tác hại của các vật liệu này. Việc sử dụng các loại chất thải và sản phẩm phụ công nghiệp để thay thế vật liệu tự nhiên trong xây dựng cơ sở hạ tầng dân dụng giúp giảm thiểu việc sử dụng vật liệu khai thác và giảm năng lượng tiêu thụ, giảm chất thải và khí thải nhà kính ra môi trường, hướng tới phát triển bền vững trong xây dựng. Nhiều nhà nghiên cứu đã và đang đánh giá tiềm năng của vật liệu thải và sản phẩm phụ công nghiệp như xỉ gang, xỉ thép, tro bay (Liu và nnk., 2022; Hoy và nnk., 2016; Hainin và nnk., 2015; Matsuda và nnk. 1998; Shinozaki và nnk., 2006; Lê Văn Hùng, 2016; Trần Thanh Nhân và nnk., 2020; Tran và nnk., 2022) để thay thế một phần hoặc toàn bộ vật liệu truyền thống trong xây dựng.

Việt Nam đang phải đối mặt với tình trạng thiếu hụt nguồn vật liệu xây dựng, đặc biệt là cát xây dựng khi mà các nguồn khai thác cát đang ngày càng cạn kiệt. Theo thống kê của Bộ Xây dựng, trong năm 2015, nhu cầu sử dụng cát chỉ vào khoảng 92 triệu m³ nhưng năm 2020 nhu cầu này là 160 triệu m³ (Báo điện tử của Bộ Xây dựng, 2022) và không ngừng tăng lên, trong khi lượng cát khai thác hiện nay chỉ đáp ứng khoảng 50 - 65% làm cho giá thành cát xây dựng tăng liên tục. Nạn khai thác lậu và khai thác quá mức nguồn cát lòng sông và thậm chí nguồn cát

nội đồng đang gây ra hàng loạt hệ lụy cả về kinh tế, kỹ thuật, môi trường và an ninh. Trước thực trạng trên, bên cạnh các qui định và quy hoạch hoạt động khai thác theo định hướng tiết kiệm tối đa nguồn cát tự nhiên, Chính phủ và địa phương đã và đang khuyến khích nghiên cứu sử dụng vật liệu xây dựng nhân tạo, đặc biệt là vật liệu tái chế nhằm bổ sung lượng thiếu hụt và từng bước thay thế cát tự nhiên trong xây dựng.

Dự án khu liên hợp gang thép do Công ty TNHH Gang thép Hưng Nghiệp Formosa Hà Tĩnh (FHS) đầu tư có tổng công suất (2 giai đoạn) là 20 triệu tấn/năm nên lượng xỉ đáy lò thải ra hàng triệu tấn/năm. Đây là nguồn vật liệu rất lớn và nếu được nghiên cứu, định hướng sử dụng hợp lý sẽ đáp ứng đáng kể nhu cầu vật liệu xây dựng của địa phương và vùng lân cận. Hiện nay, lượng xỉ hạt lò cao của FHS (lượng thải năm 2018 khoảng 2 triệu tấn) đều được sử dụng trong công nghiệp sản xuất xi măng (50% xuất khẩu và 50% bán cho các nhà máy sản xuất xi măng trong nước). Cát tự nhiên với thành phần khoáng vật chủ yếu là thạch anh (SiO_2) đã được chọn lọc và mài tròn tự nhiên nên bền với điều kiện ngoại sinh trong khi xỉ hạt lò cao được làm nguội nhanh từ xỉ lỏng nên thành phần khoáng trên bề mặt không bền và dễ bị thủy hóa khi tiếp xúc với môi trường ẩm tự nhiên. Đây là điểm khác biệt lớn nhất và cần được kiểm chứng khi định hướng sử dụng xỉ hạt lò cao làm vật liệu thay thế cát tự nhiên trong xây dựng. Vì vậy, nghiên cứu và làm sáng tỏ ảnh hưởng của đặc tính thủy hóa lên sự biến đổi tính chất cơ lý của xỉ là cách tiếp cận phù hợp và là cơ sở định hướng sử dụng hợp lý và an toàn xỉ hạt lò cao vào xây dựng. Hơn nữa, sản phẩm xỉ thải có thành phần, tính chất và chất lượng phụ thuộc vào thành phần - tỷ lệ nguyên liệu đầu vào và công nghệ - công suất của nhà máy luyện, tuy nhiên các thông số liên quan đến quy trình luyện và tỷ lệ nguyên liệu đầu vào là bí mật công nghệ nên các đơn vị sản xuất không chia sẻ. Vì vậy, nghiên cứu trực tiếp trên sản phẩm xỉ là yêu cầu bắt buộc trong định hướng sử dụng loại vật liệu này vào xây dựng (trong khi phương pháp tương tự về tính chất cơ lý có thể áp dụng cho cát tự nhiên có thành phần cỡ hạt và độ chặt tương đối giống nhau).

Hiện nay, sản phẩm xỉ hạt lò cao của Công ty FHS đã được Viện năng suất chất lượng Deming chứng nhận phù hợp với Quy chuẩn quốc gia Việt Nam QCVN 16:2014/BXD. Tuy nhiên, theo yêu cầu của Bộ Xây dựng (công văn 42/BXD-VLXD), sản phẩm xỉ của FHS phải đáp ứng các tiêu chuẩn theo Chỉ dẫn kỹ thuật của Bộ Xây dựng (Quyết định 430/QĐ-BXD) và phải được Sở Xây dựng Hà Tĩnh chứng nhận hợp chuẩn trước khi được phép sử dụng làm vật liệu xây dựng và cốt liệu nền móng công trình xây dựng. Do sản phẩm xỉ hạt lò cao của FHS chưa được sử dụng trong nghiên cứu phục vụ xây dựng Chỉ dẫn kỹ thuật 430 của Bộ Xây dựng, vì vậy, nghiên cứu này được thực hiện để góp phần cung cấp cơ sở dữ liệu thực nghiệm mới và chuyên sâu về sản phẩm xỉ hạt lò cao sản xuất tại Việt Nam.

2. Vật liệu và phương pháp nghiên cứu

2.1. Vật liệu và điều kiện thủy hóa



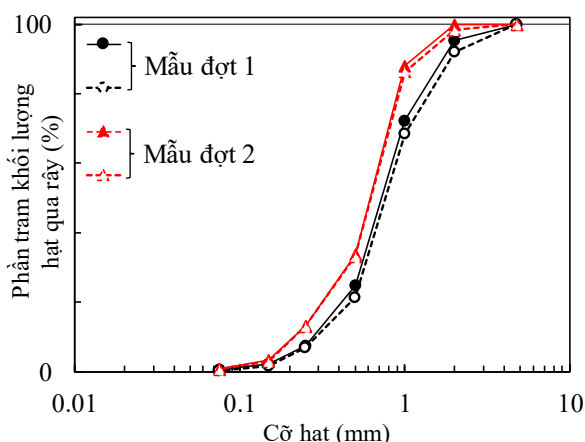
Hình 1. Phơi khô và bảo quản mẫu GBFS sau khi thu thập.

Vật liệu sử dụng cho nghiên cứu này là xỉ hạt lò cao (GBFS) của Nhà máy sản xuất gang thép Formosa Hà Tĩnh (FHS). GBFS được thu thập 2 đợt cách nhau 9 tháng từ bãi lưu của FHS nhằm đảm bảo mẫu thu thập được sản xuất từ các mẻ khác nhau. Mẫu sau khi thu thập được phơi khô gió đến trạng thái khô hoàn toàn ($w = 0\%$) và được bảo quản bằng bao cách ẩm trong phòng thí nghiệm (Hình 1). Công tác thu thập mẫu được tham khảo các yêu cầu của tiêu chuẩn TCVN 2683:2012 và Nhật Bản (Coastal Development Institute of Technology, 2007; JGS., 2000). Kết quả thí nghiệm thành phần cỡ hạt và tính chất vật lý của mẫu GBFS được thể hiện trong Hình 2 và Bảng 1.

Mẫu thí nghiệm trong nghiên cứu này sử dụng độ chặt tương đối $D_r = 80\%$ (ranh giới giữa kết cấu chặt vừa và chặt) là kết cấu phổ biến và ổn định của đất loại cát trong điều kiện đắp nền và san lấp có tác dụng lực đầm. Mẫu được chế bị trong khuôn có đường kính 50 mm và chiều cao 100 mm, kết cấu và thành phần cỡ hạt của mẫu phải đồng nhất từ đáy lên đỉnh mẫu với độ chặt tương ứng là 80%. Mẫu sau khi chế bị được bảo quản và nhẹ nhàng đưa vào bình thủy hóa đã được đánh dấu, sau đó mẫu được tập hợp đến vị trí thủy hóa trong phòng và ngoài trời cho đến khi đủ thời gian thủy hóa thiết kế.

Bảng 1. Tính chất vật lý của GBFS Formosa

Tính chất	GBFS Formosa
Khối lượng riêng ρ_s (g/cm ³)	2,790
Hệ số rỗng lớn nhất e_{max}	1,398
Hệ số rỗng nhỏ nhất e_{min}	0,881
Hệ số thấm $k \times 10^{-4}$ (m/s) khi $D_r = 80\%$	28,6
Lượng mất khi nung IL, %	0.1495
Hệ số thủy hóa ban đầu R_o , %	0.7487



Hình 2. Kết quả thí nghiệm thành phần cỡ hạt của mẫu GBFS đợt 1 và đợt 2.

Để đáp ứng 2 yêu cầu: (1) gần giống với điều kiện làm việc thực tế khi GBFS Formosa được sử dụng trong xây dựng và (2) có độ pH (kiềm) khác nhau nhằm kiểm chứng tốc độ thủy hóa của GBFS trong các môi trường xây dựng khác nhau, nước máy (gần giống với nước ngầm và nước sử dụng trong xây dựng), nước biển (nước chứa nhiều muối và trong định hướng sử dụng làm vật liệu xây dựng công trình biển) và nước vôi trong $\text{Ca}(\text{OH})_2$ được thiết kế làm môi trường thủy hóa GBFS. Đối với mỗi môi trường thủy hóa, GBFS được thủy hóa trong phòng thí nghiệm và ngoài trời (tương ứng với điều kiện làm việc bên dưới và trên mặt đất) (Bảng 2). Kế hoạch thủy hóa mẫu GBFS cho từng điều kiện thủy hóa với khoảng thời gian thủy hóa là $T = 0, 3, 7, 14, 28, 56, 84, 112, 140, 168, 224, 280, 390$ và 500 ngày. Khu vực thủy hóa trong phòng và ngoài trời đảm bảo mẫu GBFS không bị tác động trong suốt thời gian thủy hóa. Khu vực thủy hóa ngoài trời được chọn là mặt bằng sân thượng để nhận được nhiệt lượng mặt trời lớn nhất.

Bảng 2. Điều kiện thủy hóa được thiết kế cho thủy hóa GBFS

Tên mẫu	Điều kiện thủy hóa					
	Nước máy		Nước biển		Nước Ca(OH) ₂	
	Trong phòng	Ngoài trời	Trong phòng	Ngoài trời	Trong phòng	Ngoài trời
	NP	NT	BP	BT	CaP	CaT

Nước máy được lấy từ vòi nước sinh hoạt tại phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật, Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế. Nước biển được lấy tại khu vực bãi biển Thuận An, tỉnh Thừa Thiên Huế, thời điểm được chọn lấy nước biển là sau thời gian khô hạn kéo dài và cách xa cửa sông để đảm bảo độ mặn của nước biển. Nước Ca(OH)₂ được chuẩn bị bằng cách hòa bột Ca(OH)₂ với nước cất theo tỷ lệ 1,6 g bột Ca(OH)₂ cho 1 lít nước (Matsuda và nnk., 1998; 2000; 2003; 2008; 2012; 2015; Matsuda và Nhan, 2016; Shinozaki và nnk., 2006; Kikuchi và Takahashi, 1998). Sau khi trộn, dung dịch được bảo quản trong bình kín ít nhất 1 tuần trước khi sử dụng cho thí nghiệm thủy hóa. Nước máy, nước biển và dung dịch Ca(OH)₂ được đưa vào bình thủy hóa để chuẩn bị cho quá trình thủy hóa GBFS. Bình thủy hóa phải đảm bảo 2 yêu cầu là bền với điều kiện ngoài trời trong suốt thời gian thí nghiệm và thể tích phù hợp để mẫu ngập hoàn toàn trong nước thủy hóa theo tỷ lệ pha rắn và pha lỏng đã chọn.

2.2. Phương pháp xác định hệ số thủy hóa

Trên cơ sở hỗn hợp của axit Salicylic, Aceton và Methanol có đặc tính chỉ hòa tan hợp chất thủy hóa của GBFS, Kondo và Ohsawa (1969) đã xây dựng phương pháp thí nghiệm xác định tốc độ phản ứng thủy hóa cho GBFS. Theo phương pháp này, tốc độ phản ứng thủy hóa của GBFS được thể hiện bằng hệ số phản ứng thủy hóa (R , %), là tỷ số giữa khối lượng của hợp chất thủy hóa hình thành từ quá trình thủy hóa của GBFS với tổng khối lượng của GBFS và hợp chất thủy hóa.

Quy trình thí nghiệm thủy hóa như sau: Cân mẫu chính xác đến 1,000 g \pm 0,0020 g mẫu trên giấy cân và đưa vào bình tam giác có nắp. Pha và đưa hợp chất gồm 5 g axit Salicylic, 70 mL Aceton và 30 mL Methanol vào bình tam giác đã đựng GBFS Formosa. Tiến hành khuấy mẫu GBFS và hợp chất tối thiểu 1 giờ và sau đó bảo lưu sau khuấy ít nhất 24 giờ trước khi tách chân không bằng giấy lọc định lượng không tro có kích thước lỗ lọc 1 μ m. Mẫu GBFS và giấy lọc sau tách được sấy khô và nung ở nhiệt độ 850 °C trong thời gian 1 giờ. Cuối cùng cân xác định khối lượng (chính xác 0,0000 g) mẫu GBFS Formosa sau khi nung.

Từ kết quả thí nghiệm theo quy trình mô tả ở trên, hệ số phản ứng thủy hóa (gọi tắt là hệ số thủy hóa) được tính theo công thức (1) và (2) như sau:

$$R_i = \frac{m_h}{m_d \times \left(1 - \frac{IL}{100}\right)} \times 100 \quad (1)$$

$$R = 100 - R_i \quad (2)$$

Trong đó: R_i (%) là hệ số không thủy hóa, m_h (g) là khối lượng GBFS sau khi nung, m_d (g) khối lượng GBFS trước khi đưa vào bình tam giác, IL (%) là lượng mất khi nung của GBFS và R (%) hệ số thủy hóa của GBFS.

Hệ số thủy hóa của mẫu GBFS sau thí nghiệm (R) phải trừ đi hệ số thủy hóa ban đầu R_o do mẫu bị thủy hóa trong điều kiện bảo quản tại nơi sản xuất trước khi được thu thập cho nghiên cứu này. Kết quả thí nghiệm và tính toán cho thấy R_o thay đổi từ 0,7066% đến 0,7908%, trung bình $R_o = 0,7487\%$.

2.3. Phương pháp xác định độ bền nén một trục nở hông

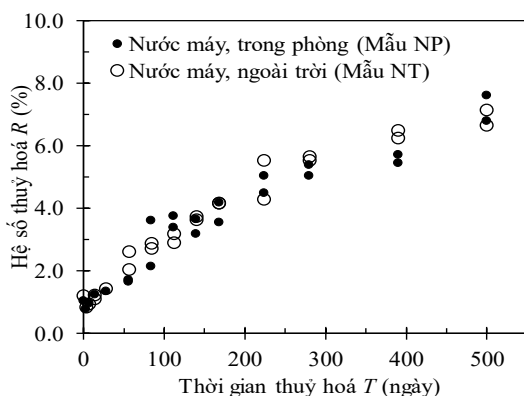
Sau khi đủ thời gian thủy hóa, mẫu thủy hóa GBFS trong phòng và ngoài trời được đưa về vị trí thí nghiệm và ổn định nhiệt độ trước khi mở mẫu. Tiếp theo, mẫu được đưa ra khỏi bình thủy hóa để phục vụ cho thí nghiệm nén một trục nở hông theo sơ đồ điều khiển độ biến dạng (strain-controlled) với tốc độ 1%/phút theo tiêu chuẩn JIS A1216 (Coastal Development Institute of Technology, 2007; JGS., 2000; Matsuda và nnk., 1998; 2000; 2003; 2008; 2012; 2015; Matsuda và Nhan, 2016; Kikuchi và Takahashi, 1998).

3. Kết quả và thảo luận

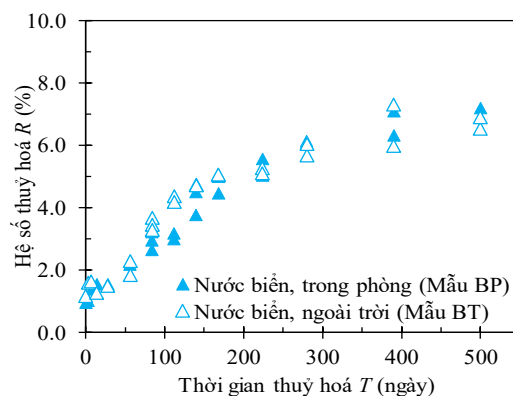
3.1. Tốc độ thủy hóa của GBFS Formosa trong các môi trường thủy hóa khác nhau

Tốc độ thủy hóa của GBFS Formosa trong các môi trường thủy hóa khác nhau được thể hiện bằng hệ số thủy hóa R (%) (Hình 3, 4 và 5). Kết quả cho thấy, hệ số thủy hóa của mẫu trong 4 điều kiện thủy hóa NP, NT, BP, BT tăng liên tục theo thời gian thủy hóa (T , ngày). Đối với môi trường thủy hóa trung tính và kiềm nhẹ như nước máy và nước biển, hệ số thủy hóa của GBFS Formosa tăng gần như tuyến tính với thời gian thủy hóa và có tốc độ thủy hóa nhanh hơn trong thời gian đầu nhưng khi thời gian thủy hóa càng lâu thì tốc độ thủy hóa chậm dần (Hình 3 và 4). Đối với môi trường nước máy, hệ số thủy hóa của mẫu trong phòng và ngoài trời hầu như bằng nhau, trong khi đối với nước biển thì hệ số thủy hóa của mẫu ngoài trời lớn hơn mẫu trong phòng nhưng không đáng kể.

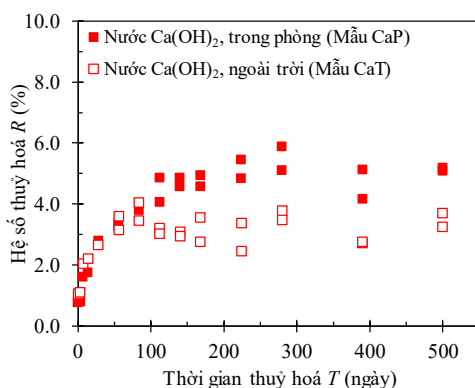
Đối với môi trường thủy hóa có độ pH lớn như nước $Ca(OH)_2$ ($pH \approx 12$), tốc độ thủy hóa và ảnh hưởng của nhiệt độ lên tốc độ thủy hóa thay đổi rõ rệt (Hình 5). Ở điều kiện trong phòng (mẫu CaP), hệ số thủy hóa của mẫu GBFS tăng nhanh trong thời gian thủy hóa $T \leq 112$ ngày và giảm dần khi $T > 112$ ngày. Đối với điều kiện ngoài trời (mẫu CaT), hệ số thủy hóa của mẫu GBFS tăng nhanh khi $T \leq 84$ ngày và hầu như không tăng khi $T > 84$ ngày. Điều này cho thấy, với môi trường thủy hóa kiềm cao sẽ giúp kích hoạt và làm tăng tốc độ thủy hóa của GBFS trong thời gian ngắn hơn. Do điều kiện thủy hóa trong nghiên cứu này là hệ kín (không trao đổi) nên môi trường thủy hóa dễ đạt trạng thái bão hòa và do đó sẽ làm giảm tốc độ thủy hóa theo thời gian. Tuy nhiên với điều kiện mở ngoài thực tế (khi làm nền đắp, vật liệu cải tạo nền,... có nước ngầm lưu thông và di chuyển) thì thời gian tăng lên của hệ số thủy hóa kéo dài hơn và do đó ảnh hưởng tốt đến sự gia tăng cường độ chịu tải cũng như công năng của GBFS và sản phẩm, cấu kiện chế tạo từ GBFS Formosa.



Hình 3. Hệ số thủy hóa (R , %) của GBFS Formosa trong môi trường nước máy.

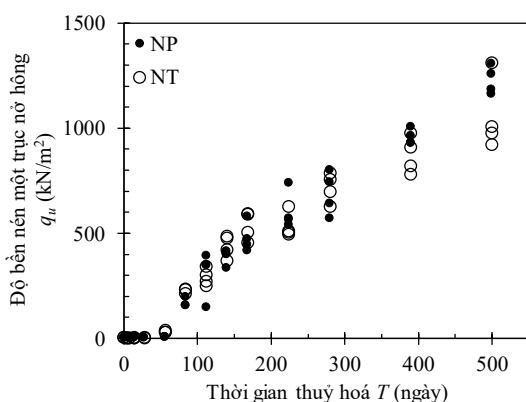


Hình 4. Hệ số thủy hóa (R , %) của GBFS Formosa trong môi trường nước biển.

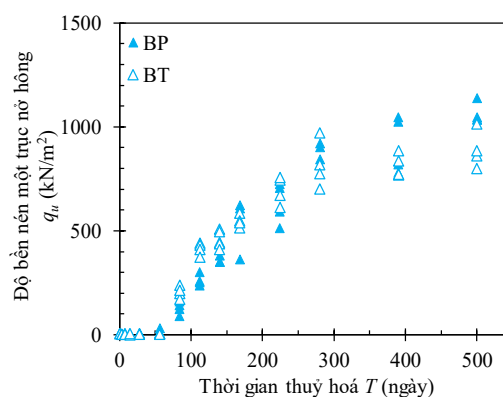


Hình 5. Hệ số thủy hóa (R , %) của GBFS Formosa trong môi trường nước $Ca(OH)_2$

3.2. Độ bền nén của mẫu GBFS Formosa sau thủy hóa



Hình 6. Độ bền nén (q_u , kN/m²) của GBFS Formosa thủy hóa trong nước máy.

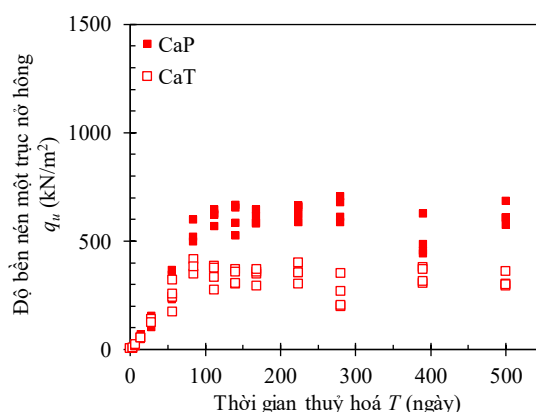


Hình 7. Độ bền nén (q_u , kN/m²) của GBFS Formosa thủy hóa trong nước biển.

Kết quả thí nghiệm xác định độ bền nén một trục nở hông (q_u , kN/m²) của mẫu GBFS Formosa thủy hóa trong nước máy, nước biển và nước Ca(OH)₂ được thể hiện trong Hình 6, 7 và 8.

Kết quả thí nghiệm cho thấy, khi thời gian thủy hóa nhỏ hơn 2 tháng ($T \leq 56$ ngày), mẫu GBFS thủy hóa trong nước máy và nước biển hầu như chưa hình thành cường độ nhưng sau đó ($T > 56$ ngày), độ bền nén của mẫu GBFS tăng đáng kể và tuyến tính theo thời gian tương tự như tốc độ thủy hóa (Hình 3 và 4), không có sự khác biệt đáng kể giữa độ bền nén của mẫu GBFS thủy hóa ở điều kiện trong phòng và ngoài trời.

Đối với môi trường thủy hóa là nước Ca(OH)₂ (Hình 8), độ bền nén của GBFS Formosa và ảnh hưởng của điều kiện trong phòng và ngoài trời lên độ bền nén thay đổi rõ rệt. Độ bền nén của mẫu CaP và CaT hình thành và tăng nhanh ngay khi mẫu bị thủy hóa và đạt giá trị cực đại ở thời gian thủy hóa lần lượt là $T = 112$ ngày và $T = 84$ ngày. Khi thời gian thủy hóa lâu hơn, độ bền nén của GBFS Formosa hầu như không thay đổi.

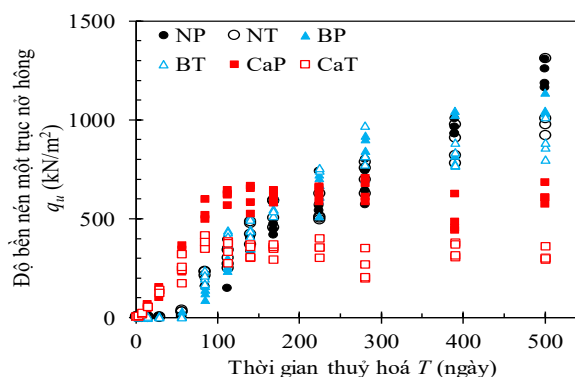


Hình 8. Độ bền nén (q_u , kN/m²) của GBFS Formosa thủy hóa trong nước Ca(OH)₂.

3.3. Ảnh hưởng của điều kiện thủy hóa lên độ bền nén của GBFS Formosa

Nhằm đánh giá ảnh hưởng của điều kiện thủy hóa lên độ bền nén của GBFS Formosa, kết quả thí nghiệm từ Hình 6, 7 và 8 được tổng hợp và trình bày trong Hình 9. Có thể thấy rằng, thời gian $T = 56$ ngày (khoảng 2 tháng) là thời gian tối thiểu để GBFS hình thành độ bền trong môi trường nước máy và nước biển và sau đó, độ bền nén của mẫu GBFS tăng liên tục theo thời gian thủy hóa. Nhìn chung, không có sự khác biệt về độ bền nén của GBFS Formosa thủy hóa trong hai môi trường này và ảnh hưởng của điều kiện trong phòng và ngoài trời là không đáng kể. Cá

biệt tại thời gian thủy hóa 500 ngày mẫu NP có độ bền nén vượt trội với $q_u \approx 1300 \text{ kN/m}^2$ trong khi các mẫu còn lại (NT, BP và BT) đạt q_u từ 900 kN/m^2 đến 1050 kN/m^2 . Ngược lại, độ bền của GBFS Formosa hình thành và tăng nhanh ngay sau khi thủy hóa trong nước Ca(OH)_2 nhưng thời gian tăng độ bền chỉ kéo dài từ 84 đến 112 ngày với độ bền nén lớn nhất khoảng $q_u \approx 350 \text{ kN/m}^2$ và $q_u \approx 600 \text{ kN/m}^2$ lần lượt cho mẫu CaT và CaP. Sau khoảng thời gian này, độ bền nén của mẫu CaT và CaP hầu như không tăng.



Hình 9. Độ bền nén (q_u , kN/m^2) của GBFS Formosa thủy hóa trong các điều kiện khác nhau.

4. Kết luận

Nghiên cứu này đánh giá ảnh hưởng của môi trường thủy hóa lên độ bền nén một trục nở hông của xỉ hạt lò cao (GBFS) Formosa Hà Tĩnh. Mẫu GBFS với độ chặt 80% được thủy hóa trong 3 môi trường khác nhau bao gồm nước máy, nước biển và nước Ca(OH)_2 với điều kiện thủy hóa trong phòng và ngoài trời. Tốc độ thủy hóa và độ bền nén của mẫu GBFS sau thủy hóa được đánh giá ở các mốc thời gian là 0, 3, 7, 14, 28, 56, 84, 112, 140, 168, 224, 280, 390 và 500 ngày. Sau đây là những kết luận thu được từ nghiên cứu này:

1. Trong môi trường thủy hóa trung tính và kiềm nhẹ như nước máy (NP và NT) và nước biển (BP và BT), hệ số thủy hóa của mẫu GBFS tăng liên tục theo thời gian thủy hóa (T , ngày), chứng tỏ rằng tốc độ thủy hóa của mẫu GBFS tuyến tính theo thời gian thủy hóa. Trong đó, tốc độ thủy hóa tăng nhanh trong thời gian đầu và sau đó giảm dần theo thời gian. Đối với môi trường thủy hóa Ca(OH)_2 có độ pH cao, mẫu GBFS thủy hóa trong phòng (CaP) có tốc độ thủy hóa tăng nhanh trong thời gian thủy hóa $T \leq 112$ ngày và giảm dần khi $T > 112$ ngày, trong khi đó mẫu GBFS thủy hóa ngoài trời (CaT) có tốc độ thủy hóa tăng nhanh khi $T \leq 84$ ngày và hầu như không tăng khi $T > 84$ ngày.

2. Do đặc tính thủy hóa, GBFS Formosa có độ bền nén tăng dần theo thời gian trong môi trường ẩm tự nhiên mà không cần phụ gia. Trong môi trường nước máy và nước biển, độ bền nén của GBFS Formosa bắt đầu tăng sau 56 ngày và có thể đạt $\geq 1.300 \text{ kN/m}^2$ sau 500 ngày thủy hóa. Trong môi trường kiềm cao ($\text{pH} \approx 12$) như nước vôi trong Ca(OH)_2 và hệ kín (không trao đổi chất), độ bền nén của xỉ tăng ngay khi thủy hóa và đạt từ 350 kN/m^2 đến 600 kN/m^2 sau 84 ngày và 112 ngày cho điều kiện ngoài trời và trong phòng.

Tài liệu tham khảo

- Báo điện tử của Bộ Xây dựng, 2022. Thực trạng cát xây dựng: Khi cầu vượt xa cung. <https://baoxaydung.com.vn/thuc-trang-cat-xay-dung-khi-cau-vuot-xa-cung-343170.html>.
- BERR. 2008. Strategy for sustainable construction. London: Department for Business, Enterprise and Regulatory Reform, HM Government.
- Bộ Khoa học và Công nghệ, 2012. TCVN 2683:2012, Đất xây dựng - Lấy mẫu, bao gói, vận chuyển và bảo quản mẫu. Hà Nội.

- Bộ Khoa học và Công nghệ, 2012. TCVN 4195:2012, Đất xây dựng - Phương pháp xác định khối lượng riêng trong phòng thí nghiệm. Hà Nội.
- Coastal Development Institute of Technology, 2007. Technical manual for the use of granulated slag for ports, harbors and airports. Tokyo, Japan.
- DCLG., 2006. Building A greener future: Towards Zero Carbon Development. *Department for Communities and Local Government*.
- Hainin, R., M.A. Aziz, Z. Ali, R.P. Jaya, M.M. El-Sergany, and H. Yaacob. 2015. *Steel Slag as A Road Construction Material*.
- Hoy, M., S. Horpibulsuk, and A. Arulrajah., 2016. Strength development of Recycled Asphalt Pavement - Fly ash geopolymer as a road construction material. *Construction and Building Materials*, **117**: p. 209-219.
- Japanese Geotechnical Society (JGS), 2000. Soil test procedure and explanation. Tokyo.
- Kikuchi, Y. and K. Takahashi, 1998. Change of mechanical characteristics of granulated blast furnace slag according to age. *Technical note of the port and harbor research institute*, Ministry of Transport.
- Kondo, R. and S. Ohsawa, 1969. Studies on a method to determine the amount of granulated blast furnace slag and the rate of hydration of slag in cements. *Ceramics Association Journal*, **77**: p. 39-46
- Lê Văn Hùng, 2016. Current situation of the regulations and standards respect to slag application in Vietnam. *Conference on Application of Iron/Steel Slag in Construction Industry for Sustainable Development*, Hanoi, p. 41-52.
- Liu, J., J. Xu, Q. Liu, S. Wang, and B. Yu, 2022. Steel Slag for Roadway Construction: A Review of Material Characteristics and Application Mechanisms. *Journal of Materials in Civil Engineering*, **34**(6).
- Matsuda, H., N. Kitayama, Y. Ando, and Y. Nakano, 1998. Effective utilization of granulated blast furnace slag in geotechnical engineering. *Ground Engineering*, **16**: p. 33-40.
- Shinozaki, H., H. Matsuda, E. Sasaki, K. Ono, M. Suzuki, and M. Nakagawa, 2006. Hardening property of granulated blast furnace slag and its application to soil improvement. *Journal of JSCE*, Division C, **62**(4): p. 858- 869.
- Matsuda, H., T. Koreishi, N. Kitayama, Y. Ando, and Y. Nakano, 2000. Engineering properties of granulated blast furnace slag. *Coastal Geotechnical Engineering in Practice (IS-Yokohama 2000)*, p. 663-668.
- Matsuda, H., N. Ohira, K. Takamiya, H. Shinozaki, N. Kitayama, and M. Murakami, 2003. Application of granulated blast furnace slag to light weight embankment. *Proc. of the International Conference Organized by British Geotechnical Association*, p. 603-611.
- Matsuda, H., H. Shinozaki, R. Ishikura, and N. Kitayama, 2008. Application of granulated blast furnace slag to the earthquake resistant earth structure as a geomaterial. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, p. 12-17.
- Matsuda, H., R. Ishikura, M. Wada, N. Kitayama, W. Baek, and N. Tani, 2012. Aging effect on the physical and mechanical properties of granulated blast furnace slag as lightweight banking. *Japanese Geotechnical Journal*, **7**: p. 339-349.
- Matsuda, H., H. Hara, N. Igawa, and S. Nakamura, 2015. Evaluation of self-restoration characteristics of GBFS by using hydration reaction. *The 15th Asian regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Fukuoka, (Paper No. JPN-113.).
- Matsuda, H. and T.T. Nhan, 2016. Shear strength and permeability of granulated blast furnace slag mixed with marine sand from low to high mixing ratio. *2nd International Conference on Geological and Geotechnical Engineering in Response to Climate Change and Sustainable Development of Infrastructure*, Hanoi, p. 63-70.
- Tran, N.Q., M. Hoy, A. Suddeepong, S. Horpibulsuk, K. Kantathum, and A. Arulrajah, 2022. Improved mechanical and microstructure of cement-stabilized lateritic soil using recycled materials replacement and natural rubber latex for pavement applications. *Construction and Building Materials*, **347**.
- Trần Thanh Nhân, Trần Xuân Thạch, Nguyễn Đại Viên, Đỗ Quang Thiên, Dương Trung Quốc, and Dương Phước Huy, 2020. Xi gang và xi thép: Tổng quan về nghiên cứu và ứng dụng trên thế giới phục vụ định hướng ở Việt Nam. *Kỷ yếu Hội nghị khoa học Trái đất, Mỏ, Môi trường phát triển bền vững lần thứ III*, Hà Nội, p. 231-240.

Effect of hydration conditions on the hydration reaction ratio and unconfined compressive strength of formosa Ha Tinh granulated blast furnace slag

Tran Thi Ngoc Quynh*, Tran Thanh Nhan, Duong Trung Quoc, Tran Xuan Thach,

Tran Thi Phuong An, Nguyen Thi Thanh Nhan

University of Sciences, Hue University

*Corresponding author: ttnquynh@hueuni.edu.vn

Abstract

This study investigated the influence of the hydration conditions on the variation of hydration reaction ratio (R , %) and the development of unconfined compressive strength (q_u , kN/m^2) of Formosa Ha Tinh granular blast furnace slag (GBFS). GBFS samples were cured in three different hydration conditions including tap water, seawater, and Ca(OH)_2 solution at the air-temperature of indoor and outdoor rooms over hydration time from 0 to 500 days. Experimental results show that in tap water and seawater, the R of GBFS samples significantly increased at the beginning and slightly increased as the hydration time increased, while the q_u of GBFS samples did not change in the first 2 months but then linearly increased with hydration time. For Ca(OH)_2 condition, R and q_u of GBFS samples rapidly increased and reached maximum values at 112 days and 84 days for indoor and outdoor conditions, respectively. After maximum values, R and q_u of indoor-hydrated samples slightly increased and outdoor-hydrated samples unchanged with time. The results of this study indicate that due to the hydration property, Formosa GBFS is capable of achieving increased compressive strength over time in natural moist conditions without additives.

Keywords: Granulated blast furnace slag (GBFS); Hydration reaction ratio; Unconfined compressive strength; Recycled construction materials.

NGHIÊN CỨU, ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ THI CÔNG KHOAN CỌC NHỒI FULL CASING

Trương Văn Từ^{1,*}, Lê Văn Nam¹, Đặng Trung Thực²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất; ²Công ty Cổ phần Fecon

*Tác giả chịu trách nhiệm: truongvantuktd50@gmail.com

Tóm tắt

Công nghệ khoan cọc nhồi full casing đã được áp dụng rộng rãi trên thế giới. Tuy nhiên, tại Việt Nam công nghệ này mới được áp dụng ở một số đơn vị sản xuất và còn khá mới mẻ. Nhóm tác giả đã thu thập thông tin, nghiên cứu, phân tích đánh giá ưu nhược điểm của phương pháp khoan cọc nhồi full casing và khả năng áp dụng ở Việt Nam. Kết quả nghiên cứu cho thấy, công nghệ khoan cọc nhồi full casing phù hợp với những khu vực có cấu trúc địa tầng mềm yếu, bờ rời dễ xảy ra sập lở thành lỗ khoan do tác động của nhiều yếu tố trong đó có dung dịch khoan. Tại các địa tầng này, công nghệ khoan cọc nhồi truyền thống không thể đáp ứng được các yêu cầu về kỹ thuật, kinh tế và bảo vệ môi trường.

Công nghệ khoan cọc nhồi full casing có thể áp dụng rộng rãi ở Việt Nam do những ưu việt mà nó có thể mang lại. Tuy nhiên, để không gặp phải những khó khăn trong quá trình chuyển đổi công nghệ; chúng ta cần nghiên cứu đặc điểm công nghệ khoan cọc nhồi full casing và xây dựng quy trình công nghệ thi công khoan cọc nhồi bằng phương pháp này.

Từ khóa: thiết bị khoan cọc nhồi; full casing; địa tầng mềm yếu; bờ rời; công nghệ khoan cọc nhồi.

1. Mở đầu

Khi thi công các lỗ khoan cọc nhồi qua những địa tầng đất bờ rời, mềm yếu thường xảy ra các sự cố phức tạp, liên quan đến sập lở thành lỗ khoan. Các sự cố phức tạp xảy ra do nhiều nguyên nhân khác nhau, trong đó chủ yếu là nguyên nhân địa chất và dung dịch khoan sử dụng trong quá trình thi công. Trong khoan cọc nhồi thường sử dụng các hệ dung dịch gốc nước; khi dung dịch xâm nhập vào các tầng đất bờ rời, mềm yếu, thấm nước như cát chảy, bùn loãng, đất san lấp,... sẽ làm giảm độ bền của chúng và dẫn đến thành lỗ khoan bị sập lở. Việc ứng dụng công nghệ khoan cọc nhồi full casing có trang bị hệ thống chuyển đổi adapter (công nghệ khoan với chống ống đồng thời) để khoan qua các tầng đất bờ rời, mềm yếu có thể phòng ngừa các sự cố phức tạp nêu trên (Đặng Trung Thực, 2018). Phương pháp khoan cọc nhồi full casing đảm bảo hiệu quả thi công lỗ khoan cọc nhồi qua những địa tầng phức tạp mà phương pháp khoan cọc nhồi truyền thống rất nhiều khó khăn, khó đảm bảo yêu cầu kỹ thuật, kinh tế và bảo vệ môi trường.

Phương pháp khoan cọc nhồi full casing đã được ứng dụng rộng rãi ở Trung Quốc, Hàn Quốc, Nhật Bản, (Hồ Quốc Hoa, 2011; Nguyễn Viết Trung, 2003)... Thực tế cho thấy, việc ứng dụng công nghệ khoan cọc nhồi full casing để thi công trong điều kiện địa tầng phức tạp đã đạt được những hiệu quả khả quan về kinh tế, kỹ thuật và môi trường như: Tiến độ thi công nhanh, thành lỗ khoan không bị sập lở, không mất giảm thời gian cứu chữa sự cố, không mất thời gian chuẩn bị dung dịch do không sử dụng dung dịch khoan... Công nghệ khoan cọc nhồi full casing thường được thực hiện bằng máy khoan dạng cột buồm có trang bị hệ thống chuyển đổi adapter kết nối giữa đầu máy với ống chống để truyền chuyển động quay cho ống chống (casing) một cách dễ dàng (W.F.Van Impe, P.O.Van Impe, 2008; Đặng Trung Thực, 2018), cùng với bộ đầu quay dùng khí nén và búa khoan đập thủy lực DTH (Drilling through hydraulic hammer).

Mặc dù phương pháp khoan cọc nhồi full casing có nhiều ưu điểm hơn so với phương pháp khoan cọc nhồi truyền thống; nhưng ở Việt Nam vẫn chưa được áp dụng rộng rãi. Nguyên nhân chủ yếu do các chuyên gia, các nhà quản lý chưa nắm vững được đặc điểm công nghệ của phương pháp khoan cọc nhồi full casing để mạnh dạn đầu tư thiết bị và thay đổi công nghệ.

Trong phạm vi bài báo, nhóm tác giả trình bày kết quả nghiên cứu, phân tích đánh giá công nghệ khoan cọc nhồi full casing bằng máy khoan dạng cột buồm có trang bị hệ thống chuyển đổi adapter và khả năng ứng dụng ở Việt Nam.

2. Công nghệ khoan cọc nhồi full casing có trang bị hệ thống chuyển đổi adapter

2.1. Ưu và nhược điểm của công nghệ khoan cọc nhồi full casing

Phương pháp khoan cọc nhồi full casing là phương pháp mới, nó được ứng dụng phổ biến và rộng rãi trên thế giới. So với phương pháp khoan cọc nhồi truyền thống, phương pháp khoan cọc nhồi full casing có những ưu, nhược điểm sau:

2.1.1. Ưu điểm

Phương pháp khoan cọc nhồi full casing có những ưu điểm chính như sau:

- Không cần sử dụng dung dịch khoan, do đó không cần dây chuyền thiết bị điều chế và xử lý dung dịch khoan. Nhờ đó, hệ thống thiết bị tại khoan trường trở nên tinh giản hơn; loại bỏ những tác động xấu đến môi trường xung quanh do dung dịch khoan gây ra; không cần chi phí vật liệu và thời gian để điều chế dung dịch.

Thực tế cho thấy, khi khoan các lỗ khoan cọc nhồi full casing đường kính D800 tại nhà máy thép Hòa Phát đã tiết kiệm được 15% giá thành trên một mét khoan. Giá thành 1 mét khoan cọc nhồi khi khoan bằng phương pháp truyền thống là 849.308 đồng/m; cũng trong điều kiện địa tầng như vậy, khi ứng dụng phương pháp khoan cọc nhồi full casing, giá thành 1 mét khoan là 722.175 đồng/m.

- Thành lỗ khoan ổn định, không bị sập lở, dễ dàng khoan qua những địa tầng mềm yếu, bờ rờn và phức tạp mà phương pháp khoan cọc nhồi truyền thống không thể khoan qua hoặc sẽ gặp rất nhiều khó khăn trong quá trình khoan.

- Ống chống sau khi rút lên khỏi lỗ khoan, có thể tái sử dụng;

2.1.2. Nhược điểm

Bên cạnh những ưu điểm kể trên, phương pháp khoan cọc nhồi full casing cũng tồn tại một số nhược điểm sau:

- Chi phí đầu tư ban đầu lớn; chủ yếu là thiết bị khoan.

- Do cấu tạo đầu quay của từng loại máy khoan khác nhau nên việc gia công chế tạo hệ thống chuyển đổi adapter phù hợp với từng loại đầu quay và từng loại ống chống gặp nhiều khó khăn và phức tạp.

- Đòi hỏi thiết bị khoan có công suất lớn để thi công các lỗ khoan cọc nhồi sâu, đường kính lớn.

2.2. Thiết bị và dụng cụ khoan cọc nhồi full casing

2.2.1. Thiết bị khoan cọc nhồi full casing

Thiết bị khoan cọc nhồi full casing là các loại máy khoan dạng cột buồm có công suất lớn như các loại máy khoan: BAUER, LIEBHERR, SOILMEC, SANY, CASAG,... (Dan A. Brow, 2010). Máy khoan dùng để khoan cọc nhồi full casing cần được trang bị hệ thống adapter để truyền mô men quay từ đầu quay xuống cột ống chống (Đăng Trung Thực, 2018). Máy khoan cọc nhồi dạng cột buồm và hệ thống adapter lắp đặt vào đầu quay xem Hình 1.

Để đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật - công nghệ khoan cọc nhồi full casing cần trang bị kèm theo máy khoan các thiết bị sau:

- Máy cầu là các loại có tải trọng lớn như loại cầu LS238, CX900, CCH650, LS218,...



a) Máy khoan dạng cột buồm



b) Hệ thống adapter được lắp vào đầu quay

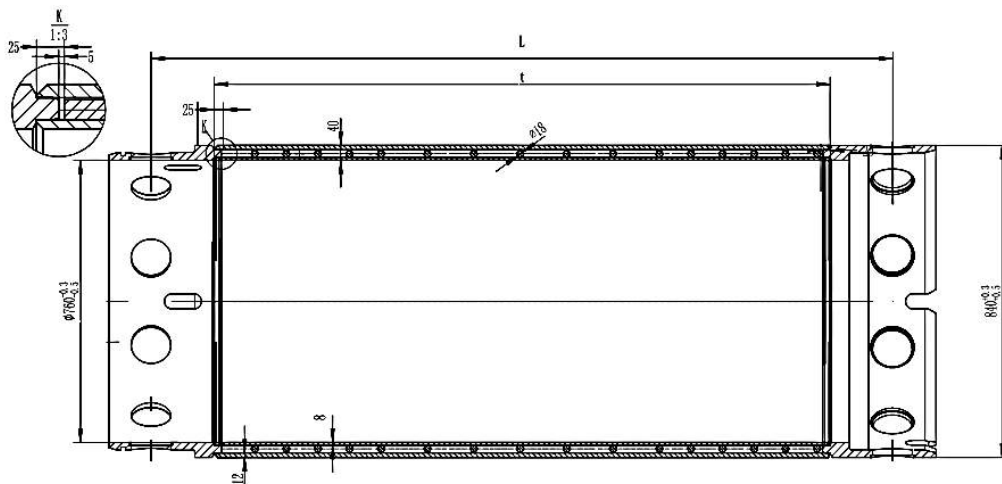
Hình 1. Máy khoan dạng cột buồm có trang bị hệ thống adapter.

- Búa rung dùng cho quá trình rút ống chống sau khi đã hoàn thành đổ bê tông;
- Ống chống cần sử dụng loại ống tiêu chuẩn có chiều dài, chiều dày theo nhà sản xuất;

Ngoài những thiết bị cơ bản nêu trên, để ứng dụng công nghệ khoan cọc nhồi full casing cũng cần các thiết bị khác tương tự các thiết bị dùng trong khoan cọc nhồi truyền thống như máy xúc, máy uốn sắt, máy cắt sắt, máy hàn, hệ thống điện, v.v...

2.2.2. Ống chống

Căn cứ vào đường kính lỗ khoan để lựa chọn đường kính ống chống. Đối với cọc khoan nhồi có đường kính $D = 800$ mm, thì đường kính trong của ống chống là $D_i = 760$ mm và đường kính ngoài là $D_o = 840$ mm.



Hình 2. Cấu tạo và hình ảnh ống chống (casing) 2 lớp.

Trong khoan cọc nhồi full casing thường dùng loại ống chống dài 3,0 m, 2,0 m và 1,0 m được nối với nhau bằng bu lông (hình 2).

Để ống chống được nối với bộ mở rộng thành (casing shoe) có trang bị các răng hợp kim cứng để doa rộng thành lỗ khoan trong quá trình ống chống dịch chuyển xuống dưới đáy lỗ khoan.

2.2.3. Búa rung

Búa rung là bộ phận quan trọng của công nghệ khoan cọc nhồi full casing. Căn cứ vào đặc tính kỹ thuật của ống chống như đường kính, trọng lượng và chiều dài cột ống chống để lựa chọn loại búa rung có công suất 90 kW, 60 kW;

Tùy theo đặc tính kỹ thuật của cột ống chống mà sử dụng búa rung có công suất phù hợp. Búa rung được gia công chế tạo sao cho đầu búa có thể ngàm vào casing, sau đó bắt chặt bằng bulông để có thể rút casing lên mà không xảy ra sự cố.

2.3. Công nghệ khoan cọc nhồi full casing

Bản chất của công nghệ khoan cọc nhồi full casing là vừa khoan đồng thời vừa chống ống. Ống chống được nối với đầu quay của máy khoan qua hệ thống adapter (hình 3). Để ống chống được nối với bộ mở rộng thành có gắn răng hạt kim cứng để doa mở rộng thành lỗ khoan trong quá trình ống chống đi xuống. Trong quá trình khoan, cột ống chống quay, doa mở rộng thành và cùng mũi khoan tiến sâu vào lỗ khoan; do vậy đã ngăn ngừa sự sập lở thành lỗ khoan. Đây là đặc điểm khác công nghệ khoan cọc nhồi truyền thống. (Nguyễn Việt Trung, Lê Thanh Liêm, 2003; Hồ Quốc Hoa, 2011; Đặng Trung Thực, 2018).



Hình 3. Hình ảnh khoan full casing với hệ thống adapter.

Trong quá trình khoan, khi đầu trên của ống chống cách mặt đất khoảng 50 cm thì dừng lại tiến hành lắp đoạn ống chống tiếp theo; quá trình này gọi là “tiếp ống chống”. Sau khi tiếp ống chống xong, tiếp tục tiến hành khoan bình thường. Quá trình này được lặp đi lặp lại đến khi lỗ khoan đạt chiều sâu thiết kế. Đất đá phá hủy ở đáy lỗ khoan được vận chuyển lên bề mặt bằng gầu khoan. Khi thi công qua địa tầng chứa đất đá bờ rời, kém ổn định, để đảm bảo chất lượng lỗ khoan cũng như tránh hao hụt bê tông sau này thì chiều dài của ống chống luôn phải lớn hơn chiều sâu đang khoan.

Khi quá trình khoan kết thúc, mùn khoan lắng đọng ở đáy lỗ khoan sẽ được vét sạch bằng gầu vét.

Khi lỗ khoan đã sạch, mời các bên tham gia nghiệm thu chiều sâu hố khoan và lồng thép. Sau đó tiến hành công tác hạ lồng thép, đưa ống đổ bê tông vào lỗ khoan và đổ bê tông.

Nói chung, trình tự các bước thi công lỗ khoan cọc nhồi bằng phương pháp full casing cũng tương tự như trình tự thi công lỗ khoan cọc nhồi bằng phương pháp truyền thống.

2.4. Đổ bê tông, rút ống chống

Sau khi hạ lồng thép và ống đổ bê tông đạt yêu cầu, sẽ tiến hành đổ bê tông. Trong quá trình đổ bê tông luôn luôn để ống đổ ngập trong bê tông tối thiểu là 1.5 m. Tùy vào cao độ dừng đổ bê tông theo thiết kế, đường kính casing, chiều dày casing để tính toán dừng đổ bê tông sao cho hợp lý. Sau khi rút ống lên chiều cao cột bê tông sẽ bị tụt, do đó cần tiến hành bù lượng bê tông cần thiết.

Rút ống chống lên từ lỗ khoan sau khi đã đổ bê tông, có thể dùng búa rung lắp vào đầu máy khoan và đầu casing; vừa rung vừa rút hoặc dùng đầu máy khoan kết hợp với hệ thống adapter để rút ống chống (Quy trình rút ống chống được tiến hành ngược lại với quy trình tiếp ống trong quá trình khoan). Để thực hiện rút ống chống bằng hệ thống adapter, máy khoan phải có công suất lớn có thể quay cột ống chống trong quá trình rút lên. Ống chống được rút đến đâu thì dùng cầu tháo hạ đến đó. Ngoài ra, nếu máy cầu có thể tự rút ống chống lên được thì không cần dùng búa rung để thao tác cho nhanh. Hình ảnh rút ống chống (casing) bằng búa rung sau khi đã hoàn thiện đổ bê tông lỗ khoan được mô tả ở hình 4.



Hình 4. Rút casing bằng búa rung sau khi đã hoàn thiện đổ bê tông lỗ khoan.

Trong quá trình thi công thường sử dụng cả hai phương án rút ống chống với mục đích một phương án dự phòng; thay thế cho phương pháp đang sử dụng bị hư hỏng.

Để phòng ngừa ống chống bị tụt rơi vào lỗ khoan, trong quá trình tiếp ống cũng như quá trình rút và tháo ống chống cần sử dụng giá đỡ hoặc dùng cáp cuốn vòng quanh ống chống để siết chặt và giữ cột ống chống.

3. Thảo luận và kết luận

Kết quả nghiên cứu công nghệ khoan cọc nhồi full casing cho thấy phương pháp này có nhiều ưu điểm hơn so với phương pháp khoan cọc nhồi truyền thống và hoàn toàn có khả năng áp dụng ở Việt Nam để thi công các lỗ khoan cọc nhồi trong điều kiện địa tầng phức tạp.

Phương pháp khoan cọc nhồi full casing có thể mang lại những lợi ích lớn về kinh tế, kỹ thuật và bảo vệ môi trường sinh thái. Đặc biệt đối với những khu vực có đặc điểm địa chất, địa tầng phức tạp, nơi mà phương pháp khoan cọc nhồi truyền thống không thể đáp ứng được.

Đối với hệ thống adapter cần nghiên cứu, thiết kế chi tiết, gia công chế tạo cho phù hợp với từng loại máy khoan và đường kính ống chống dùng trong quá trình khoan.

Tài liệu tham khảo

- Đặng Trung Thực, Phạm Thanh Tùng, 2018. Template full casing, The 3rd FECON Construction Technology Summit, Hanoi.
- Dan A. Brown, John P. Turner and Raymond J. Castelli, 2010. Drilled shafts: Contruction procedures and Design Methods, National Highway Institute.
- W.F.Van Impe, P.O.Van Impe, 2008. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, CRC Press, Taylor and Francis Group.
- Hồ Quốc Hoa, Phạm Quang Hiệu, Nguyễn Duy Tuấn, 2011. Công nghệ Khoan khảo sát địa chất công trình và Giếng kỹ thuật, Trường Đại học Mỏ - Địa chất.
- Nguyễn Viết Trung, Lê Thanh Liêm, 2003. Cọc khoan nhồi trong công trình giao thông, NXB Xây dựng, Hà Nội.

Research on the application of fully cased drilling With an adapter

Truong Van Tu^{1*}, Le Van Nam¹, Dang Trung Thuc²

¹Hanoi University of Mining and Geoolgy; ²Fecon Corporation company

*Corresponding author: truongvantuktd50@gmail.com

Abstract

The full casing bored pile technology has been applied worldwide widely. However, this technology is only being adopted by a few companies in Vietnam, and it is still relatively new. The research team has collected information, studied, analyzed the advantages and disadvantages of the full casing bored pile methodology, and its applicability in Vietnam. The results of research show that the full casing bored pile technology is suitable for weak formation areas where possible to collapse during drilling cause of various factors and the drilling fluid factor is one of them. In these formations, traditional bored pile technology could not meet the requirements of technical, economic, and environmental protection aspects.

It is easy recognized that, the full casing bored pile technology can be widely applied in Vietnam due to the advantages it can bring. However, in order to avoid difficulties in the technology transfer process, it is necessary to study the characteristics of the full casing bored pile technology and develop the construction process for bored piles using this methodology

Keywords: *bored pile equipment, full casing, weak formations, collapse, full casing bored pile technology.*

NGHIÊN CỨU PHÂN CHIA CẤU TRÚC NỀN CÔNG TRÌNH VÀ ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP NỀN MÓNG ĐỐI VỚI CÔNG TRÌNH NHÀ CAO TẦNG KHU VỰC THÀNH PHỐ TUY HÒA, TỈNH PHÚ YÊN

Nguyễn Ngọc Quan¹, Trịnh Văn Thao², Nguyễn Thanh Danh^{2,*}

¹Công ty TNHH MTV Thủy nông Đồng Cam

²Trường Đại học Xây dựng Miền Trung

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenthanhdanh@muce.edu.vn

Tóm tắt

Bài báo này thu thập, phân tích, tổng hợp các tài liệu khảo sát địa chất công trình (ĐCCT) và phân chia các kiểu cấu trúc nền đất tự nhiên đặc trưng trong khu vực thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên thành bốn kiểu I, II, III và IV. Trong vùng nghiên cứu, cấu trúc nền kiểu I, II phân bố rộng rãi và móng cọc ép, cọc khoan nhồi là giải pháp nền móng hợp lý đối với công trình nhà cao tầng. Đối với cọc ép chiều dài cọc không vượt quá 20,0 m (cấu trúc nền kiểu I); không vượt quá 16,0 m (cấu trúc nền kiểu II). Đối với cọc khoan nhồi, ở độ sâu lớn hơn 58,0 m mũi cọc thường sẽ đặt vào nền đá phong hóa nên cần có những thí nghiệm cường độ của đá để xác định chính xác sức chịu tải của cọc. Trên cơ sở từng kiểu cấu trúc nền đặc trưng, các nhà quy hoạch, thiết kế và chủ đầu tư sẽ có một cái nhìn tổng quan về đặc điểm ĐCCT của khu vực xây dựng, từ đó có thể ra quyết định lựa chọn phương án, khối lượng khảo sát ĐCCT thực sự cần thiết và giải pháp nền móng phù hợp đối với nhà cao tầng.

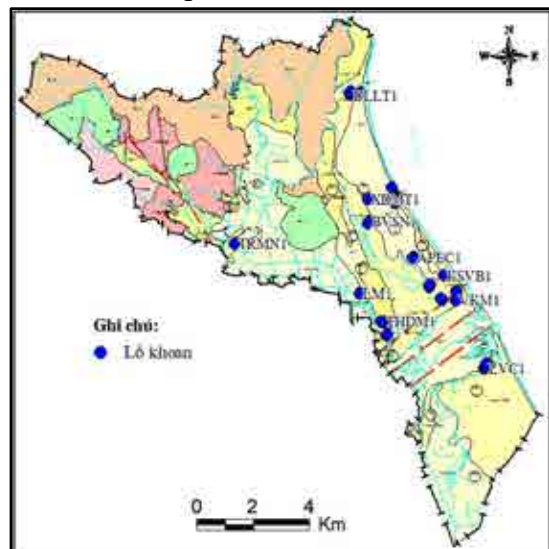
Từ khóa: cấu trúc nền, nhà cao tầng, sức chịu tải của cọc.

1. Giới thiệu

Thành phố Tuy Hòa là trung tâm hành chính của tỉnh Phú Yên, có vị trí địa lý tương đối như sau: phía Bắc giáp huyện Tuy An; phía Tây giáp huyện Phú Hòa; phía nam giáp huyện Đông Hòa; phía Đông giáp biển Đông; với đường bờ biển dài hơn 30 km (Hình 1). Thành phố có 16 đơn vị hành chính gồm 12 phường và 04 xã. Diện tích của thành phố là 110,6 km².



Hình 1. Vị trí vùng nghiên cứu.



Hình 2. Vị trí các lỗ khoan khảo sát.

Những năm gần đây, thành phố Tuy Hòa không ngừng phát triển, theo quy hoạch chung thành phố Tuy Hòa phấn đấu trở thành đô thị loại I vào năm 2025. Theo đó, ngành xây dựng cũng đang tiến nhanh để bắt kịp với mức độ phát triển theo quy hoạch chung thành phố Tuy Hòa. Số lượng công trình với quy mô khác nhau tăng nhanh, nhưng cấu trúc nền khu vực thành phố Tuy Hòa phức tạp, với sự có mặt của nhiều loại đất đá có nguồn gốc thành tạo đa dạng, thành

phần và tính chất cơ lý rất khác nhau ảnh hưởng lớn đến độ ổn định của công trình xây dựng, đặc biệt đối với công trình nhà cao tầng.

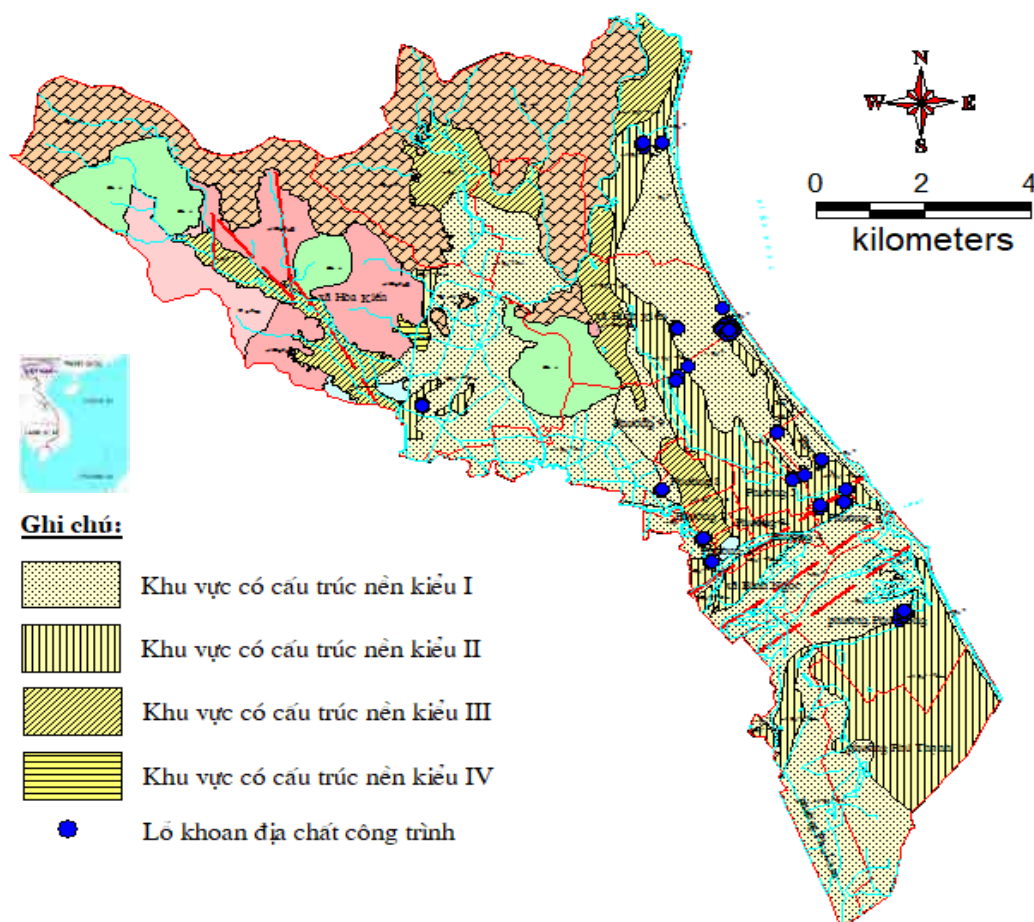
Nhằm tiết kiệm chi phí đầu tư xây dựng, nhưng vẫn đảm bảo an toàn cho công trình, việc nghiên cứu phân chia cấu trúc nền khu vực thành phố Tuy Hòa, từ đó tính toán đề xuất phương án nền móng hợp lý cho công trình nhà cao tầng là rất cấp thiết hiện nay.

2. Xác định và đánh giá cấu trúc nền khu vực thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên

2.1. Xác định kiểu cấu trúc nền

Trong địa chất công trình khái niệm cấu trúc nền được sử dụng để diễn hình hóa điều kiện địa chất công trình của nền công trình. Phạm Văn Ty (1999) đã đưa ra khái niệm hoàn chỉnh về cấu trúc nền: “Cấu trúc nền được hiểu là quan hệ sắp xếp không gian của các thể địa chất cấu tạo nền đất, số lượng, đặc điểm hình dạng, kích thước, thành phần, trạng thái và tính chất của các yếu tố này” (Nguyễn Mạnh Thủy, 2002). Một khu vực nghiên cứu có thể được chia thành các bộ phận cấu trúc nền khác nhau theo 3 cấp: kiểu, phụ kiểu và dạng cấu trúc nền. Dựa trên quan điểm này, nhóm tác giả đã tiến hành xác định cấu trúc nền khu vực nghiên cứu.

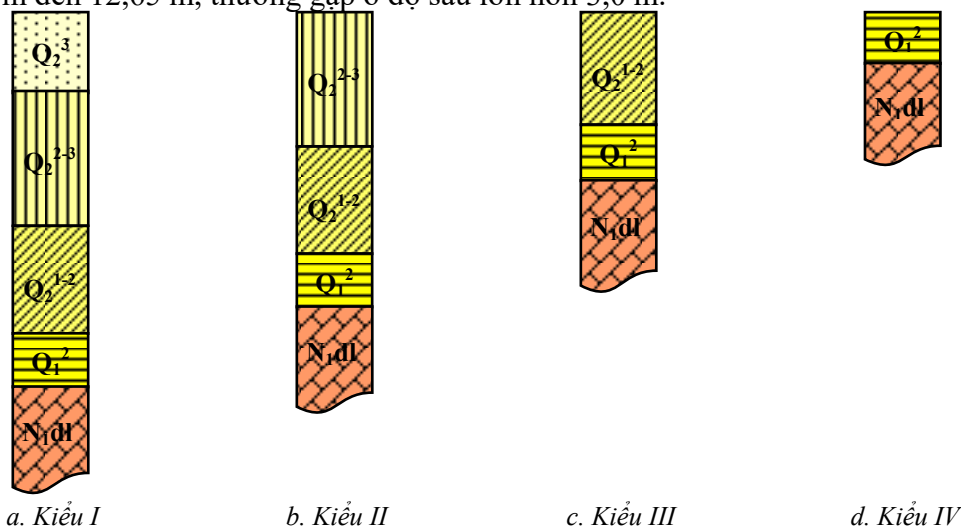
Căn cứ vào “Báo cáo điều tra, đánh giá khái quát đặc điểm địa chất, địa chất thủy văn thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên” (Liên đoàn quy hoạch và điều tra tài nguyên nước Miền Trung, 2022), và qua phân tích dữ liệu 64 hố khoan thực tế trong khu vực nghiên cứu, cấu trúc nền trong phạm vi độ sâu nghiên cứu 60 đến 90,0 m phân chia thành 4 kiểu cấu trúc nền đặc trưng (Hình 3). Dấu hiệu để phân chia là sự tương đồng về nguồn gốc, thành phần, trạng thái và tính chất cơ lý của các lớp đất đá phủ trên mặt và nằm ngay dưới. Phần thấp nhất của 4 kiểu cấu trúc nền là trầm tích phun trào bazan xen đầm hồ (N1dl) với thành phần là đá bazan đặc sít màu đen, trên mặt bị phong hóa.



Hình 3. Sơ đồ phân vùng các kiểu cấu trúc nền thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên.

2.1.1. Cấu trúc nền kiểu I

Phân bố rất phổ biến, rộng khắp trong khu vực nghiên cứu: phường 1, 3, 4, 6, 7, 8, 9, Phú Thạnh, Phú Đông, Phú Lâm; xã Bình Kiến, An Phú, Bình Ngọc, Hòa Kiến (Hình 4a). Trong mặt cắt địa chất từ trên xuống, bên trên là các lớp đất đá thuộc trầm tích sông, biển, gió, đầm lầy (Q_2^3). Thành phần gồm: cát, cuội, sạn sỏi, cát bột; sét lẫn cát; sét bột màu xám xanh, xám đen lẫn; mùn xác thực vật. Bề dày trung bình 15 m. Bên dưới là các lớp đất đá thuộc trầm tích fluvi, biển - đầm lầy (Q_2^{2-3}). Thành phần gồm: cát sạn, cát, xen kẹp lớp sét chứa di tích thực vật. Bề dày trung bình 25 m. Nước dưới đất thuộc tầng chứa nước không áp, có độ sâu mực nước thay đổi từ 1,28 m đến 12,65 m, thường gặp ở độ sâu lớn hơn 3,0 m.



Hình 4. Trữ địa tầng các kiểu cấu trúc nền khu vực thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên.

Ghi chú:

Q_2^3 : Các lớp đất đá thuộc trầm tích sông, biển, gió, đầm lầy. Thành phần gồm: cát, cuội, sạn sỏi, cát bột; sét lẫn cát; sét bột màu xám xanh, xám đen lẫn; mùn xác thực vật.

Q_2^{2-3} : Các lớp đất đá thuộc trầm tích fluvi, biển - đầm lầy. Thành phần gồm: cát sạn, cát, xen kẹp lớp sét chứa di tích thực vật.

Q_2^{1-2} : Các lớp đất đá thuộc các trầm tích biển - đầm lầy, sông. Thành phần gồm: cát, cát pha chứa sò, ốc; bột sét lẫn cát, cát chứa sét.

Q_1^2 : Các lớp đất đá thuộc các trầm tích sông - biển. Thành phần gồm: cát, cát lẫn sạn sỏi, sét bột, cát lẫn bột sét.

N_{1dl} : Trầm tích phun trào bazan xen đầm hồ. Thành phần gồm: phần trên là bazan đặc sét màu đen, trên mặt bị phong hóa. Phần dưới là các lớp sét kết, bột kết.

2.1.2. Cấu trúc nền kiểu II

Phân bố rất phổ biến, rộng khắp trong khu vực nghiên cứu: phường 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, Phú Thạnh, Phú Đông, Phú Lâm; xã Bình Kiến, An Phú, Bình Ngọc, Hòa Kiến (Hình 4b). Trong mặt cắt địa chất từ trên xuống, bên trên là các lớp đất đá thuộc các trầm tích fluvi, biển - đầm lầy (Q_2^{2-3}). Thành phần gồm: cát sạn, cát, xen kẹp lớp sét chứa di tích thực vật. Bề dày trung bình 25 m. Bên dưới là các lớp đất đá thuộc các trầm tích biển - đầm lầy, sông (Q_2^{1-2}). Thành phần gồm: cát, cát pha chứa sò, ốc; bột sét lẫn cát, cát chứa sét. Bề dày trung bình 20 m. Nước dưới đất thuộc tầng chứa nước không áp, có độ sâu mực nước thay đổi từ 1,28 m đến 12,65 m, thường gặp ở độ sâu lớn hơn 3,0 m.

2.1.3. Cấu trúc nền kiểu III

Phân bố tập trung ở phường 1, 2, 8, 9; xã Bình Kiến, An Phú, Hòa Kiến với diện phân bố không lớn (Hình 4c). Trong mặt cắt địa chất từ trên xuống, bên trên là các lớp đất đá thuộc các trầm tích biển - đầm lầy, sông (Q_2^{1-2}). Thành phần gồm: cát, cát pha chứa sò, ốc; bột sét lẫn cát, cát chứa sét. Bề dày trung bình 20 m. Bên dưới là các lớp đất đá thuộc các trầm tích sông - biển (Q_1^2). Thành phần gồm: cát, cát lẫn sạn sỏi, sét bột, cát lẫn bột sét. Bề dày trung bình 10 m. Nước dưới đất thuộc tầng chứa nước không áp, có độ sâu mực nước thay đổi từ 2,1 đến 2,8 m.

2.1.4. Cấu trúc nền kiểu IV

Phân bố ở xã Hòa Kiến với diện phân bố rất nhỏ (Hình 4d). Trong mặt cắt địa chất từ trên xuống, bên trên là các lớp đất đá thuộc các trầm tích sông - biển (Q_1^2). Thành phần gồm: cát, cát lẫn sạn sỏi, sét bột, cát lẫn bột sét. Bề dày trung bình 10 m. Bên dưới là trầm tích phun trào bazan xen đầm hồ (N_{1dl}). Thành phần gồm: phần trên là bazan đặc sít màu đen, trên mặt bị phong hóa. Phần dưới là các lớp sét kết, bột kết. Bề dày thay đổi từ 50 đến 100 m. Nước dưới đất thuộc tầng chứa nước không áp, có độ sâu mực nước thay đổi từ 2,1 đến 2,8 m.

Bảng 1. Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất đã thuộc bốn kiến cấu trúc nền, thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên

TT	Trầm tích	Lớp đất	Bề dày (m)	Độ sâu đáy lớp (m)	Mô tả	Dung trọng tự nhiên (kN/m ³)	Hệ số rỗng e ₀	Góc ma sát trong (độ)	Lực dính (kN/m ²)	Giá trị SPT	Cường độ chịu tải (kN/m ²)	Mô đun tổng biến dạng (kN/m ²)
		1	5,0	5,0	Cát hạt trung màu xám vàng, xám trắng, trạng thái chặt vừa.	14,9	0,785	30,80	0,00	19	193	15250
1	Q ₂ ³	2	8,0	13,0	Cát hạt thô, màu xám vàng, xám trắng, trạng thái chặt vừa.	15,5	0,757	31,80	0,00	23	210	24300
		3	4,5	17,5	Cát lẫn sỏi sạn, màu xám vàng xám trắng, trạng thái chặt vừa.	15,6	0,740	32,50	0,00	18	226	28000
		4	18,0	35,5	Cát hạt nhỏ, màu xám xanh, trạng thái chặt vừa đến chặt.	14,8	0,832	28,80	0,00	35	169	18350
3	Q ₂ ^{1,2}	5	3,5	39,0	Cát pha lẫn ít sạn sỏi, màu xám, xám vàng, dóm đỏ, trạng thái dẻo	19,5	0,697	14,80	30,00	27	239	13900
		6	12,5	51,5	Sét màu xám, xám xanh, xám đen, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng.	19,4	0,710	15,5	29,00	26	241	13600
4	Q ₁ ²	7	7,0	58,5	Cát lẫn sạn sỏi, màu xám xanh, trạng thái chặt.	15,5	0,750	32,8	0,00	45	229	55000
		8	13,5	72,0	Sét màu xám, xám xanh, xám đen, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng.	19,5	0,702	15,5	35,00	20	271	11600
5	N ₁ dl	9	4,5	76,5	Cát, cát pha lẫn sạn sỏi, màu xám, xám xanh, là sản phẩm phong hóa của đá cát kết, bột kết, sét kết. Trạng thái rất chặt.					> 100		
		10	> 10,0	> 86,5	Đá cát kết, bột kết, sét kết, màu xám, xám xanh. Mức độ phong hóa mạnh, chỉ số chất lượng đá thấp (RQD < 30%). Cường độ kháng nén một trục $\sigma = 10600 \text{ kN/m}^2$.							

Ghi chú: Các thông số trên lấy theo giá trị trung bình.

Cả 4 kiểu cấu trúc nền đặc trưng trong khu vực nghiên cứu, bên dưới cùng là trầm tích phun trào bazan xen đầm hồ (N_{1dl}). Phần trên là bazan đặc sít màu đen, trên mặt bị phong hóa. Phần dưới là các lớp sét kết, bột kết. Bề dày thay đổi từ 50 đến 100 m. Chỉ tiêu cơ lý trung bình các lớp đất đá thuộc bốn kiểu cấu trúc nền được tổng hợp trong bảng 1.

2.2. Đánh giá cấu trúc nền

Nhìn chung, cấu trúc địa chất khu vực nghiên cứu tương đối đồng nhất, dựa trên đặc điểm phân bố không gian và thành phần phân chia thành bốn kiểu cấu trúc nền đất. Các lớp đất thuộc các trầm tích khác nhau có thành phần tương đồng với nhau, có trạng thái và tính chất vật lý được xác định trong một khoảng xác định và có cùng nguồn gốc, tuổi. Trong mặt cắt các kiểu cấu trúc từ trên mặt đất xuống, bên trên là tầng phủ gồm các lớp đất trầm tích có nguồn gốc khác nhau. Bên dưới là đá gốc bazan với phần trên bị phong hóa.

Phạm vi thay đổi bề dày tầng phủ trầm tích của các kiểu cấu trúc nền thay đổi từ 5 đến 60 m tùy thuộc vào vị trí phân bố và trầm tích phủ trên bề mặt của chúng. Trong cột địa tầng, từ trên xuống kích thước hạt đất đá thô dần, các lớp đất kém chặt thường phân bố ở trên còn các lớp đất chặt hơn ở dưới.

Trong các kiểu cấu trúc nền không thấy xuất hiện các lớp đất trầm tích thuộc loại đất yếu, nhay lún (có thể xuất hiện cục bộ vài nơi dưới dạng túi bùn). Các lớp đất trầm tích thuộc tầng phủ hầu hết là cát, thường có độ chặt kết cấu từ chặt vừa đến chặt nên rất thuận lợi cho công tác khảo sát và xây dựng công trình. Cấu trúc nền kiểu I, II phân bố rộng rãi trong khu vực nghiên cứu, trải dọc theo bờ biển từ phường Phú Thạnh đến xã An Phú.

Như vậy, trong phạm vi độ sâu nghiên cứu, cấu trúc địa chất từ trên mặt đất xuống và theo quy luật trầm tích từ trẻ đến cổ, từ hạt mịn đến thô, từ độ nén chặt thấp đến cao có thể gộp các cột địa tầng đặc trưng ứng với 4 kiểu cấu trúc nền thành một cột địa tầng tổng hợp đặc trưng như hình 4a.

3. Nghiên cứu đề xuất giải pháp nền móng công trình nhà cao tầng khu vực thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên

Cấu trúc nền kiểu I, II rất phổ biến trong khu vực nghiên cứu, do đó các công trình thực tế đưa vào tính toán minh họa thuộc hai kiểu cấu trúc nền này. Để lựa chọn phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc và giải pháp nền móng phù hợp với kiểu cấu trúc nền I và II, nhóm tác giả tiến hành tính toán theo các phương pháp lý thuyết và so sánh với kết quả thí nghiệm hiện trường; tính toán sức chịu tải của cọc theo sự thay đổi chiều dài và tiết diện cọc.

3.1. Đề xuất phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc

3.1.1. Công trình thuộc cấu trúc nền kiểu I

Dự án cải tạo nâng cấp cầu Trần Hưng Đạo, các đoạn xung yếu trên Quốc lộ 25. Giải pháp nền móng cho móng mố trụ cầu là dùng cọc khoan nhồi đường kính $D = 1.0$ m, chiều dài 34,0 m. Sức chịu tải cọc theo thí nghiệm PDA với hệ số an toàn $FS = 1,6$ phụ thuộc vào yêu cầu thí nghiệm. Sức chịu tải cọc theo chỉ tiêu cơ lý; thí nghiệm SPT và theo chỉ tiêu cường độ thì hệ số an toàn phụ thuộc vào số lượng cọc. Theo *TCVN 10304:2014, Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*, giả thiết giải pháp móng có từ 01 đến 05 cọc nên $FS = 1,75$ (Bảng 2). Kết quả tính toán lý thuyết và thí nghiệm PDA cho thấy sức chịu tải của cọc theo phương pháp chỉ tiêu cơ lý nhỏ hơn so với kết quả thí nghiệm hiện trường, sức chịu tải của cọc theo phương pháp SPT và cường độ cho ra kết quả lớn hơn kết quả thí nghiệm hiện trường. Tính toán theo chỉ tiêu cơ lý cho ra kết quả an toàn hơn trong thiết kế. Để kết quả tính toán sát với thực tế khi toán theo phương pháp chỉ tiêu cơ lý, cần lấy hệ số an toàn thấp hơn; trong khi đó, khi tính toán theo phương pháp SPT và cường độ, cần lấy hệ số an toàn cao hơn.

Bảng 2. So sánh kết quả sức chịu tải theo phương pháp lý thuyết với thí nghiệm PDA

Chiều dài cọc L(m)	Phương pháp xác định	Đơn vị (kN)	Hệ số an toàn (FS)	Đơn vị (T)
34,0	Kết quả thí nghiệm PDA	6309,0	1,60	394,3
34,0	Theo chỉ tiêu cơ lý	4573,8	1,75	261,4
34,0	Theo thí nghiệm SPT	13941,0	1,75	796,6
34,0	Theo chỉ tiêu cường độ (ϕ , c)	8713,0	1,75	497,9

Dự án Nút giao thông khác mức đường số 2, khu đô thị phía Nam hành phố Tuy Hòa. Giải pháp nền móng cho mô trụ cầu là cọc khoan nhồi đường kính $D = 1,2$ m, chiều dài 59,0 m. Sức chịu tải cọc theo thí nghiệm nén tĩnh Osterberg cell của cọc với hệ số an toàn $FS = 1,5$ phụ thuộc vào yêu cầu thí nghiệm. Sức chịu tải cọc theo chỉ tiêu cơ lý; thí nghiệm SPT và theo chỉ tiêu cường độ thì hệ số an toàn phụ thuộc vào số lượng cọc. Theo *TCVN 10304:2014, Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*, giả thiết giải pháp móng có từ 01 đến 05 cọc nên $FS = 1,75$ (Bảng 3). Kết quả tính toán lý thuyết và thí nghiệm nén tĩnh Osterberg cell cho thấy sức chịu tải của cọc theo phương pháp chỉ tiêu cơ lý gần bằng so với kết quả thí nghiệm hiện trường, sức chịu tải của cọc theo phương pháp SPT và cường độ cho ra kết quả lớn hơn kết quả thí nghiệm hiện trường. Tính toán theo chỉ tiêu cơ lý cho ra kết quả gần đúng với sức chịu tải hiện trường.

Bảng 3. So sánh kết quả sức chịu tải theo phương pháp lý thuyết với thí nghiệm Osterberg cell

Chiều dài cọc L(m)	Phương pháp xác định	Đơn vị (kN)	Hệ số an toàn (FS)	Đơn vị (T)
59,0	Thí nghiệm Osterberg cell	9839,6	1,50	655,8
59,0	Theo chỉ tiêu cơ lý	12166,5	1,75	695,3
59,0	Theo thí nghiệm SPT	26582,6	1,75	1519,0
59,0	Theo chỉ tiêu cường độ (ϕ , c)	18515,0	1,75	1058,0

3.1.2. Công trình thuộc cấu trúc nền kiểu II

Dự án Nhà nghỉ dưỡng Núi nhận thuộc công an tỉnh Phú yên. Giải pháp nền móng là cọc ép, tiết diện $0,3 \times 0,3$ m², chiều dài 9,0 m. Sức chịu tải cọc theo thí nghiệm nén tĩnh với hệ số an toàn $FS = 1,75$ phụ thuộc vào yêu cầu thí nghiệm. Sức chịu tải cọc theo chỉ tiêu cơ lý; thí nghiệm SPT và theo chỉ tiêu cường độ thì hệ số an toàn FS phụ thuộc vào số lượng cọc. Theo *TCVN 10304:2014, Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*, giả thiết móng có từ 01 đến 05 cọc nên $FS = 1,75$ (Bảng 4). Từ kết quả tính toán lý thuyết và thí nghiệm nén tĩnh cho thấy các kết quả tính toán gần sát với kết quả thí nghiệm hiện trường. Sức chịu tải của cọc theo phương pháp chỉ tiêu cường độ nhỏ hơn so với kết quả thí nghiệm hiện trường, sức chịu tải của cọc theo phương pháp SPT và chỉ tiêu cơ lý cho ra kết quả lớn hơn kết quả thí nghiệm hiện trường. Khi tính toán theo phương pháp SPT và chỉ tiêu cơ lý, cần lấy hệ số an toàn cao hơn.

Bảng 4. So sánh kết quả sức chịu tải theo phương pháp lý thuyết với thí nghiệm nén tĩnh

Chiều dài cọc L(m)	Phương pháp xác định	Đơn vị (kN)	Hệ số an toàn (FS)	Đơn vị (T)
9,0	Kết quả nén tĩnh cọc	962,5	1,75	55,00
9,0	Theo chỉ tiêu cơ lý	1178	1,75	67,31
9,0	Theo thí nghiệm SPT	1097	1,75	62,69
9,0	Theo chỉ tiêu cường độ (ϕ , c)	827,1	1,75	47,26

3.2. Đề xuất giải pháp nền móng công trình nhà cao tầng

Việc đề xuất giải pháp nền móng cho công trình nhà cao tầng là khảo sát tìm kiếm chiều dài và tiết diện cọc phù hợp với quy mô công trình theo hai kiểu cấu trúc nền phổ biến là kiểu I và II. Hai công trình nhà cao tầng tiêu biểu của thành phố Tuy Hòa thuộc hai kiểu cấu trúc nền này gồm:

Công trình khách sạn Apec Mandala Phú Yên thuộc cấu trúc nền kiểu I. Tầng phủ là các lớp đất trầm tích cát lẫn sạn sỏi, cát hạt mịn đến thô, cát pha và sét có trạng thái thay đổi từ chặt vừa đến rất chặt; dẻo, dẻo cứng đến nửa cứng. Phía dưới cùng là bazan đặc sít với phần trên bị phong hóa; đá cát kết, bột kết, sét kết. Bề dày tầng phủ thay đổi từ 17,0 đến 72,0 m.

Công trình khách sạn Vĩnh Bảo, thuộc cấu trúc nền kiểu II. Tầng phủ là các lớp đất trầm tích cát hạt mịn đến thô và sét, sét pha có trạng thái thay đổi từ chặt vừa đến chặt; dẻo cứng đến cứng. Bề dày tầng phủ thay đổi từ 19,5 đến lớn hơn 65,0 m.

3.2.1. Móng cọc khoan nhồi BTCT

Sử dụng các loại cọc khoan nhồi lần lượt có đường kính $D = 0,6\text{ m}$; $D = 0,8\text{ m}$; $D = 1,0\text{ m}$ cho 2 kiểu cấu trúc nền I và II. Thay đổi chiều dài cọc để sao cho sức chịu tải theo đất nền gần đạt tới sức chịu tải vật liệu cọc. Sức chịu tải của cọc xác định theo phương pháp chỉ tiêu cơ lý (Bảng 5).

Bảng 5. Mối quan hệ giữa sức chịu tải của cọc khoan nhồi với kiểu cấu trúc nền theo độ sâu

Chiều dài cọc (m)	Cấu trúc nền kiểu I			Cấu trúc nền kiểu II		
	Sức chịu tải thiết kế của cọc, R_{tk} (kN)			Sức chịu tải thiết kế của cọc, R_{tk} (kN)		
	$D = 0,6\text{ m}$	$D = 0,8\text{ m}$	$1,0\text{ m}$	$D = 0,6\text{ m}$	$D = 0,8\text{ m}$	$1,0\text{ m}$
6,0	367,3	571,7	817,9	468,6	762,4	1128,8
12,0	612,3	899,9	1228,9	649,7	1046,8	1459,6
18,0	741,9	1039,5	1365,5	919,3	1307,7	1748,5
24,0	924,1	1286,35	1674,7	1116,7	1586,9	2104,0
30,0	1119,4	1553,9	2015,45	1331,57	1889,1	2496,5
36,0	2242,1	3107,0	4031,6	1691,72	2440,5	3281,5
42,0	1953,6	2798,7	3740,7	1970,5	2821,2	3768,8
48,0	2213,3	3144,9	4173,5	2164,8	3029,3	3956,2
54,0	2566,5	3622,7	4765,0	2635,4	3707,8	4877,1
60,0	2863,7	4012,1	5257,5	2417,7	3223,6	4029,5

3.2.2. Móng cọc đóng hoặc ép BTCT

Sử dụng các loại cọc ép lần lượt có tiết diện $0,25 \times 0,25\text{ m}^2$; $0,3 \times 0,3\text{ m}^2$; $0,35 \times 0,35\text{ m}^2$ cho 2 kiểu cấu trúc nền I và II. Tiến hành thay đổi chiều dài cọc để sao cho sức chịu tải theo đất nền gần đạt tới 1/2 sức chịu tải vật liệu để đảm khả năng thi công cọc đến độ sâu thiết kế. Sức chịu tải của cọc xác định theo phương pháp chỉ tiêu cường độ (Bảng 6).

Bảng 6. Mối quan hệ giữa sức chịu tải của cọc đóng hoặc ép với kiểu cấu trúc nền theo độ sâu

Chiều dài cọc (m)	Cấu trúc nền kiểu I			Cấu trúc nền kiểu II		
	Sức chịu tải thiết kế của cọc, R_{tk} (kN)			Sức chịu tải thiết kế của cọc, R_{tk} (kN)		
	$0,25 \times 0,25\text{ m}^2$	$0,3 \times 0,3\text{ m}^2$	$0,35 \times 0,35\text{ m}^2$	$0,25 \times 0,25\text{ m}^2$	$0,3 \times 0,3\text{ m}^2$	$0,35 \times 0,35\text{ m}^2$
2,0	163,7	189,2	293,2	163,7	223,8	293,2
4,0	233,8	298,2	398,3	329,8	465,6	625,6
6,0	304,4	298,2	502,2	329,8	465,6	625,6
8,0	271,9	298,2	410,6	329,8	465,6	625,6
10,0	309,8	298,2	464,8	329,8	465,6	625,6
12,0	349,3	491,3	521,5	447,6	589,8	749,9
14,0	390,5	572,2	580,3	525,8	688,4	870,5
16,0	432,9	558,5	640,9	609,2	793,2	998,3
18,0	476,7	637,6	703,4	612,5	781,4	958,2
20,0	521,6	720,5	767,5	699,3	860,3	1022,3

4. Kết luận

Địa tầng khu vực thành phố Tuy Hòa có 4 kiểu cấu trúc nền nhưng phổ biến là cấu trúc nền kiểu I và II. Trong mặt cắt các kiểu cấu trúc nền, từ trên mặt đất xuống, bên trên là tầng phủ gồm các lớp đất trầm tích có nguồn gốc khác nhau. Bên dưới là đá gốc bazan với phần trên bị phong hóa. Phạm vi thay đổi bề dày tầng phủ trầm tích của các kiểu cấu trúc nền thay đổi từ 5,0 đến 60,0 m tùy thuộc vào vị trí phân bố và trầm tích phủ trên bề mặt của chúng. Cấu trúc nền khu vực nghiên cứu nhìn chung thuận lợi cho công tác thiết kế xây dựng nhà cao tầng.

Đối với cấu trúc nền kiểu I khi so sánh kết quả tính toán sức chịu tải cọc khoan nhồi với thí nghiệm hiện trường PDA và Osterberg cell cho kết quả sức chịu tải của cọc tính toán theo chỉ tiêu cơ lý nhỏ hơn so với thí nghiệm hiện trường. Đối với cấu trúc nền kiểu II khi so sánh kết quả tính toán sức chịu tải cọc ép với thí nghiệm nén tĩnh hiện trường cho kết quả sức chịu tải của cọc theo phương pháp chỉ tiêu cường độ nhỏ hơn so với kết quả thí nghiệm hiện trường.

Với cọc ép, sức chịu tải thiết kế của cọc ở các kiểu nền gần như tăng đều đặn theo chiều sâu, để đảm bảo quá trình thi công ép cọc (sức chịu tải thiết kế của cọc phải nhỏ hơn 1/2 lần sức chịu tải của cọc theo vật liệu) thì chiều dài cọc không nên vượt qua các giá trị sau: Đối với cấu trúc nền kiểu I, chiều dài cọc không vượt quá 20,0 m. Đối với cấu trúc nền kiểu II, chiều dài cọc không vượt quá 16,0 m.

Với cọc khoan nhồi trong các kiểu cấu trúc nền I và II, sức chịu tải thiết kế của cọc gần như tăng đều đặn theo chiều sâu và chưa vượt qua sức chịu tải theo vật liệu cọc. Ở độ sâu lớn hơn 58,0 m mũi cọc thường sẽ đặt vào nền đá phong hóa.

Để có kết quả tin cậy hơn về phương pháp tính toán sức chịu tải cọc đảm bảo an toàn và hiệu quả kinh tế cho các công trình sử dụng móng cọc khoan nhồi, cọc ép BTCT khi xây dựng trên các cấu trúc nền kiểu I và II. Tất cả kết quả tính toán sức chịu tải của cọc cần phải đối sánh với dữ liệu từ kết quả nén tĩnh cọc.

Tài liệu tham khảo

- Liên đoàn quy hoạch và điều tra tài nguyên nước Miền Trung, 2022. Báo cáo điều tra, đánh giá khái quát đặc điểm địa chất, địa chất thủy văn thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên.
- Nguyễn Mạnh Thủy, 2002. Lựa chọn giải pháp kỹ thuật hợp lý xử lý nền đất yếu khu vực phía Nam TP. HCM, *Lược án tiến sĩ địa chất*, Hà Nội.
- Tiêu chuẩn TCXD 205:1998. Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế.
- Tiêu chuẩn TCVN 10304:2014. Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế.
- Tiêu chuẩn TCVN 9363:2012. Khảo sát cho xây dựng - Khảo sát địa kỹ thuật cho nhà cao tầng.

Studying the division of the ground structures and proposing foundation solutions for high-rise buildings in the Tuy Hoa city, Phu Yen province

Nguyen Ngoc Quan¹, Trinh Van Thao², Nguyen Thanh Danh^{2,*}

¹Dong Cam Aquaculture One Member Company Limited

²MienTrung University of Civil Engineering

*Corresponding author: nguyenthanh danh@muce.edu.vn

Abstract

This article collects, analyzes and synthesizes engineering geological survey documents and divides the typical natural ground structure types in Tuy Hoa city, Phu Yen province into four types I, II, III and IV. In the study area, the ground structures of the type I, II are widely distributed, and the pressed piles, bored piles is a reasonable foundation solution for high-rise buildings. For pressed piles, the length of piles should not exceed 20.0 m (the ground structure is type I); does not exceed 16.0 m (the ground structure is type II). For bored piles, at a depth of more than 58.0 m, the pile tips will usually be placed in the weathered rock, so it is necessary to have strength tests of the weathered rock to accurately determine the bearing capacity of the piles. On the basis of each typical type of ground structure, the planners, designers and investors will have an overview of the structural characteristics of the construction area, from which they can make a decision to choose the plans, the tasks of engineering geological survey which is really necessary and the foundation solution is suitable for high-rise buildings.

Keywords: ground structures, high-rise buildings, bearing capacity of piles.

ESTABLISH THE TIME-DEPENDENT LINEAR REGRESSION FOR CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH WHEN MARINE SAND AS FINE AGGREGATE IN MID-CENTRAL VIETNAM

Do Quang Thien^{1*}, Nguyen Thi Thanh Nhan¹, Tran Thanh Nhan¹, Tran Thi Ngoc Quynh¹,

La Duong Hai², Nguyen Thi Hong Nu^{2*}, Do Quang Khanh³

¹University of Sciences - Hue University; ²Dong A University; ³Petrovietnam University

*Corresponding author: dqthien@hueuni.edu.vn

Abstracts

This paper showed conduct investigate the influence of fineness and salinity of marine sand to CCS made from marine sand as fine aggregate. With the observation of CCS over one year with the following results: (1) Marine sand has a small value of fineness modulus (M_s) and uniform particle size, the salt content in marine sand is higher than the river sand, so when making concrete mixes, it requires more water and cement. At the same time, concrete quality of marine sand not as good as concrete when using river sand; (2) When the amount of salt content in marine sand exceeds the allowable limit, causing steel rust, cracks and reducing the work life after a period of use, marine sand should be used to make unreinforced concrete or composite structures; (3) The regression of CCS made from marine sand as fine aggregate before and after 28-day-old is linear, with a very high correlation coefficient ($R^2 = 0.90 - 0.97$), which can be reliably used to interpreting the strength of marine sand for concrete by days.

Keywords: Marine sand; linear regression; fine aggregate; concrete compressive strength.

1. Introduction

Due to typical topographical-geological conditions for the coastal plain, this study area has a wide plain with many sandy areas and sand fields, which come from marine origin, with a large total amount. Furthermore, in Mid-Central Vietnam, with the strong and rapid development of infrastructure and increasing construction, river sand has been increasingly run out. As a result, there has been a shortage of construction sands, sandy material prices rising, and illegal exploitation of sand at the riverbed in recent years. In early 2023, the price of construction sand used for concrete in Quang Nam - Da Nang suddenly increased (approx 500,000 VND/m³) and was extremely scarce, many projects had to stop construction. Therefore, the study to investigate this marine sandy resource to replace river sand in making concrete to stabilize the market and develop sustainably is an urgent issue and highly applicable. In particular, the study of the compressive strength development of marine sand concrete mixed with local materials as well as establishing the time-dependent linear regression for concrete compressive strength (CCS) when marine sand as fine aggregate in study area is very important in concrete use.

In the world, regarding the CCS of marine sand as fine aggregate for concrete, especially the development of CCS or establishing linear regression correlation has been published recently by some authors as follows: The study by M. J. Al-Kheetan et al (2019) showed the mixing ratio of the mix consisting of water, fine aggregate which contains a high percentage of marine sand, and admixtures (by 2 - 4%) are 0.32, 0.37, 0.4, which lead to concrete strength increases by 42% and water absorption reduced by 65%. There is an increase in the mixing ratio that increases the CCS but reduces the deformation of the concrete (Osman et al., 2021). Fachrul Arya Sanjaya et al (2021) stated that the use of sea sand as a substitute for fine aggregate presented an average CCS in 7, 14, 28-day-old of 18.86, 25.52, and 29.00 MPa, respectively. Similarly, the average CCS value of river sand of 17.17, 23.24, and 26.41 MPa. Recently, research results by Ahmad J et al (2021-2022) indicated that dune sand can be used in concrete up to 40% without any negative effect on strength and durability. The negative

impact of dune sand on strength and durability was due to poor grading and fineness, which restricts the complete (100%) substitution of dune sand. Mechanical strength such as compressive, flexural and tensile capacity is improved to some extent. However, a higher dose or complete substitution adversely affects strength properties. The optimum dose of dune sand varies from 30 to 40%. The highest strength loss was just around 25%. Therefore, this decline was quite small and can be improved by adding fibers or other pozzolanic materials, such as fly ash and silica fume, waste glass, etc. In addition, the study of Karthikeyan G et al (2022) also showed that the mechanical properties of compressive, flexural, and split tensile strength values are higher in 60% of washed marine sand (MS) when compared to control concrete. This test demonstrates that specimens that use fine aggregates achieved the desired strength. Hence, it is recommended that only 60% of MS could be utilized in place of manufactured sand. Hence, the mix of 60% MS is recommended because it provides the required strength. The related studies are also mentioned in the studies of Cui M et al (2014), Limeira J et al (2011), Rafi M et al (2022), Xiao J et al (2019), and more recently the studies of Ahmad S A et al (2023), Mohammed A K et al (2023), Muhammad S K S A, Zalipah J (2023), etc.

In Vietnam, many researchers are also very interested in this issue, specifically: Son N K, Thiet N Q (2014) used Vung Tau coastal sand (Fineness Modulus $M_s=1.1$, Cl^- and SO_3^{2-} content of 0.798% and 0.239%, respectively) mixed with fine crushed stone to make aggregates for mortar and concrete from sulfate resistant cement. Research results show that the strength development process of cement mortar using sea sand is not satisfactory and lower than the check specimen, while the CCS of the sea sand and the check specimen is not much different. In addition, research results of Thanh T N et al (2020) in Phu Quoc (Kien Giang) when cured in fresh water and salt water for concrete grade M200 and M300 show that the CCS increases rapidly when curing from 7 to 28-day-old, but after 28 days they increase slowly. With the percentage of marine sand replacing river sand in concrete being 0%, 50%, and 100%, the specimens with 100% marine sand percentage had the greatest CCS during the curing time of the specimens from 7 to 56-day-old. Specimens with a 50% marine sand percentage had the greatest CCS at 84-day-old. With a 100% marine sand percentage, the CCS increases from 2% to 35%. Most of the specimens cured in fresh water had a CCS greater than 2%-34% that of cured in salt water. This issue has also been mentioned by Duc H M and Thinh N K (2017) in the work: Research on the use of dune sand for cement-concrete roads on Phu Quoc island. Based on choosing fly ash to replace cement for 3 grades of CP1-N, CP2-N, and CP3-N, respectively 20%, 30%, and 40%, the mixing ratio of sea sand: fine crushed stone is 50: 50% and using reinforced glass fiber and superplasticizer, Dong T P et al (2022) showed that the CCS at 28-day-old of all 3 types of specimens mentioned above from 31 to 35 Mpa, slightly lower than the CCS of river sand (38 mpa), ensuring the technical requirements to make concrete pavement for coastal roads and on islands in the North Central region. An experimental study by Duy N P and Dong L V (2022) used sea sand to replace part or all of the river sand in 3 cases: (1) Natural sea sand; (2) sea sand is washed twice by hot water and (3) sea sand is washed by river flow for 7 days. Research results show that sea sand develops strength earlier than river sand concrete.

Requirements for replacing river sand as the fine aggregate for concrete, are more adjacent and wide applications. As given adapting to engineering requirements for CCS, the studied marine sand proves itself is possible to replace a part or up to complete with concrete grade M250-300 without additives (Thien D Q et al 2018 - 2023). These researches show the CCS of marine sand has increased significantly with experimental time (t) from 3 days to 28 days and a light rise of CCS from 28 days to 90 days. A notable point is that the first period from the 3rd day to the 14th day reflects higher CCS values of mixes added to studied marine sand than mixed without them. But for the duration after the 14th day, there is a significant rise and faster reach to high CCS value for mix has river sand than mix containing study marine sand. This research point can become a base for selecting a suitable concrete mix ratio in adapting to realistic construction and design conditions.

From the results of the overview analysis, it is shown that the research on the development of CCS after 28-day-old is still limited, and not enough monitoring data is needed to evaluate the CCS over time. Therefore, besides assessing the influence of fineness and salinity of marine sand on CCS, the main aim of this paper is to establish the time-dependent linear regression for CCS in 365 days for determining the CCS of marine sand according to curing age.

2. Research background

According to Thien D Q et al (2021), marine sand met the technical requirements for concrete production based on TCVN 7572-2006. Based on the statement about the high potential of marine sand for replacing the river sand in the study area, the researchers designed 4 mix ratios for making concrete block samples for compressive experiments. All the ratios are designed hinge on the literal alternations among fine aggregate percentages of marine sand (MS), river sand (RS), and crushing stone dust (CSD) as follows in Table 1. Only the mix ratio by PT100 is the control concrete (only using river sand). River sand samples are taken from Thu Bon River, Quang Nam province, Vietnam (Thien D Q et al, 2022-2023).

Table 1. Design mixing ratios for 1 test sample of concrete (Thien D Q et al, 2022-2023)

Concrete mixing ratios	Ref. name	Materials for concrete mixing ratio						Water/Cement
		Cement (kg)	Water (kg)	Coarse aggregate (m ³)	Marine sand (m ³)	River sand (m ³)	Fine crushed stone (m ³)	
100% RS	PT100	23.87	13.65	82.46	0.00	46.88	0.00	0.57
50% MS: 20% RS: 30% CSD	PT523	23.87	13.65	82.46	22.72	9.38	14.00	0.57
30% MS: 30% RS: 40% CSD	PT334	23.87	13.65	82.46	13.63	14.06	18.67	0.57
40% MS: 20% RS: 40% CSD	PT424	23.87	13.65	82.46	18.17	9.38	18.67	0.57

This study used methods of Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) and Rebound Hammer (RH) to determine indirect CCS for times. For each design mix ratio, there are 3 individual specimens made, and relevant values of CCS are determined based on mean value from them. All processes of sampling, making, testing, and curing of test specimens are following a series of standards as TCVN 3015:2022, TCVN 9335:2012.

3. Results and discussion

3.1. Influences of fineness of marine sand on CCS

The properties of marine sand form in the marine environment, so it is evenly grained, has good roundness and selectivity, high fineness, low fineness modulus, and limit the use of fine sand for concrete making. Concrete requires a large amount of water, so the mix of concrete is easy to separate the concrete, which is soft and highly shrinkage. Therefore, when constructing this type of concrete, it is necessary to increase curing and covering to limit shrinkage cracking for concrete the first time after pouring. The use of a combination of crushed stone dust and fine sand to roughen the fine aggregate will restrain the above disadvantages. At the same time, this improves the water repellence of concrete and increases the elastic modulus significantly, which is equivalent to using coarse sand of the same fineness modulus (Ms).

Table 2. Fineness Modulus of marine sand in the mid-central part of Vietnam (Do Quang Thien et al, 2018-2023)

Coastal plain	Marine sand formation	Number of samples	Fineness Modulus (Ms)	Types of sand
Quang Tri - Thua Thien Hue	mvQ ₂ ³	22	1.74	Fine grey sand
		91	1.38	Fine sand
	mQ ₂ ²	252	1.94	Fine grey sand
		355	1.47	Fine sand

Coastal plain	Marine sand formation	Number of samples	Fineness Modulus (Ms)	Types of sand
	$mQ_1^{3(2)}$	41	1.21	Fine sand
		116	1.80	Fine yellow sand
		57	1.52	Fine yellow sand
		30	1.28	Fine yellow sand
Quang Nam - Da Nang	m, mvQ_2^3	4	1.04	Fine light yellow sand
	$m, mvQ_2^2_{no}$	11	1.25	Fine white sand
	$mQ_1^3_{dn}$	5	1.06	Fine dark yellow sand

Note: mvQ_2^3 : Late Holocene wind-marine sediments; mQ_2^2 : Midle Holocene marine sediments; $mQ_1^{3(2)}$: Late Pleistocene marine sediments; no and dn: Nam O, Da Nang Formation.

Normally, fine sand for concrete has a Ms of 0.7 - 2.0 and the grain size mostly passes through a sieve of 1.25 mm. Which, fine sand with Ms = 0.7 - 1.0 is used to make the concrete grade up to 20 MPa, Ms = 1.0 - 2.0 is used for concrete grade up to 30 MPa by grade B25 (TCVN 7570: 2006). For GOST 8736-2014 (Russia), sand used for concrete must have Ms = 1.5 - 3.25, if Ms = 1.0 - 1.5 (grain content < 0.16 mm ≤ 20%) and the content of mud, dust, clay ≤ 3% is used for concrete of durability grade B30. According to AASHTO M6-93 and ASTM C-33 (USA), sand must have Ms = 2.3 - 3.1 (±0.2), if the sand does not meet the above requirements, there must be concrete evidence. Concrete using this sand has properties similar to concrete made from reference sand. From the above regulations, it can be seen that fine sand does not meet the technical standards to manufacture high-strength concrete.

For concrete mixes with a certain water/cement (w/c) ratio and workability, the use of coarse sand will reduce the amount of cement used compared to fine sand. In contrast, with the amount of cement used, the concrete mix using coarse sand achieves the required workability with less water consuming, a lower w/c, so the CCS will be higher. Fine sand from marine origin has small Ms, particle size all pass through 1.25 mm sieve, even grain, salt content in sand is higher than river sand... so the concrete mix needs more water and cement. The amount of salt contained in the sand will make the concrete not as good as the concrete structure using river sand.

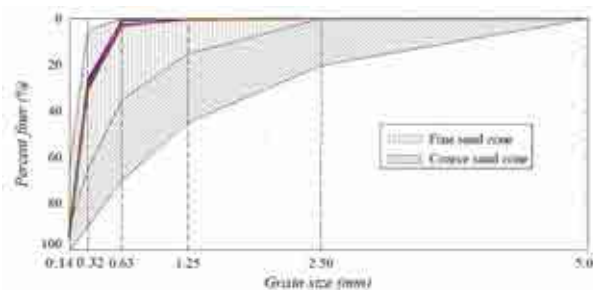


Figure 1. Grain size distribution curve and fineness modulus (Ms) of marine sand.

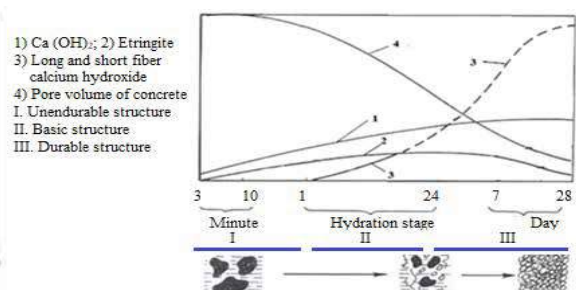


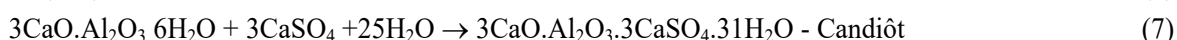
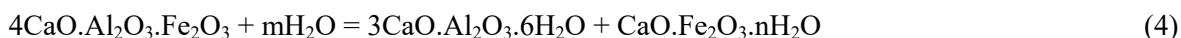
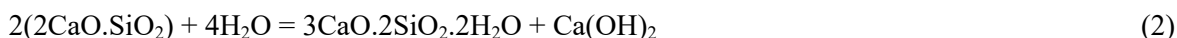
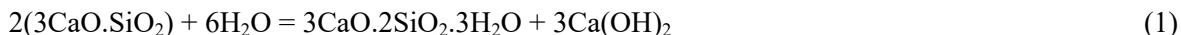
Figure 2. Hydration and structural development of concrete.

Figure 1 and Table 2 show the criteria for fineness modulus of marine sand by 1.06-1.94, and in the fine sand area of the chart, meet the technical requirements of fine aggregates for concrete with durability grade B15-25 as TCVN 7570: 2006. Thus, due to the low fineness of marine sand, using them as a fine aggregate will not be able to make concrete with a CCS higher than 30 mpa.

3.2. Influences of salinity on CCS

From Figure 2, it can be seen that the salt content in marine sand acts as a catalyst, accelerating the setting time of concrete in the initial short time (accelerating the CCS development) and reducing the maximum CCS development. At the same time, the process of hydration will form unstable regions (zone I), causing concrete softening over time and a rapid

decline in the CCS development later. The rate of CCS development is completely dependent on the coagulation rate, but the presence of Cl^- , SO_4^{2-} ions will break the charge layer on the surface of the colloidal particles, causing the coagulation rate to increase rapidly, so the CCS increases rapidly at the early stage. Specifically, the amount of salt in the marine sand will react with $\text{Ca}(\text{OH})_2$ separated from the hydration reaction (1, 2) and the hydration product of the reaction (3, 4):



From the reaction (5, 6), it can be seen that, CaCl_2 and CaSO_4 are strong electrolyte salts, which are easily dissolved, leaving many voids, reducing the CCS. Particularly, the product of Candide in reaction (7) has doubled the volume, so it causes internal stress in the concrete, and at the same time is washed by water and salt into a white viscous solution, which flows out, causing the concrete to be empty with weak cement bones. If the salt content in the sand exceeds the allowable limit, it will cause steel rust, create cracks in the structure after a period of use and reduce the life of the work.

As typical studying for checking the salt intrusion inside any concrete structures, there are 2 main chemical ion parameters usually selected mainly ion Cl^- and ion $\text{SO}_4^{2-} < 0.05$ indicated in Table 3 (TCVN 7570:2006). One of the representative chemical compounds of ion Cl^- as normally Sodium Chloride (NaCl). When the amount of NaCl , which is characterized by ion Cl^- , is higher, the CCS and elastic modulus of concrete turn to decrease.

Sulfate salt is regularly considered to be the degradation mechanism causing concrete deterioration in the evaporation zone of partially buried concrete elements in the sulfate environment (Liu et al, 2014). The change in salt content is an important parameter in terms of the decision to study marine sand as concrete fine aggregate. Besides, a low percent of salt content ensures without serious corrosive process when applying concrete structures in realistic conditions. The results of determining the salt content of 27 samples in the study area showed that marine sand had low salt content and met the requirements as aggregates for concrete according to regulations. Some marine sand samples taken near the beach contain more salt than others but are inconsiderable.

Table 3. Results of salt content analysis for marine sand in study area
(Do Quang Thien et al, 2021-2023)

Coastal plain	Marine sand formation	Number of samples	Cl^- (%)	SO_4^{2-} (%)
Quang Tri - Thua Thien Hue	mvQ_2^3	4	0.055	0.052
	mQ_2^2	6	0.039-0.050	0,041-0.057
	$\text{mQ}_1^{3(2)}$	4	0.042	0.009
Quang Nam - Da Nang	m, mvQ_2^3	3	0.050	0.050
	$\text{m, mvQ}_2^2_{\text{no}}$	7	0.027-0.048	0.044-0.051
	$\text{mQ}_1^3_{\text{dn}}$	3	0.044	0.007

Note: Testing samples of salt content, test methods SMEWW-4500 Cl^- - B, SMEWW-4500 SO_4^{2-} (TCVN 7572-15: 2006 and TCVN 7572-16: 2006).

3.3. Variations of CCS and establish the time-dependent linear regression for CCS

CCS for research types is illustrated in Table 4 and Figure 3 shows CCS using a fine aggregate mix still follows the logarithmic, CCS of the studied concrete mixes developed quickly in the first 14 days due to the influences of salt content in marine sand that has accelerated the concrete in early stages. Due to the rapid hydration process in the first 7 days, CCS of PT523, PT334 and PT424 is higher than that of control concrete (PT100).

However, after seven days, CCS of control concrete is higher because the fine-grained content of marine sand participates early in the solidification of concrete. Besides, the marine sand is unified, and its hydration process requires more water and cement, while the amount of water and cement are the same in the design of the concrete grades studied. After 14 days, CCS development of PT523, PT334, PT424 tend to be gradually slow. At 21 days, CCS reached 92-92,5% compared to CCS 28-day-old lower than the CCS of PT100 at about 3.6-7.5%. The CCS rose very slowly in the period from 28-90 days, and the incline of CCS of PT523, PT334, PT424 reached 102-104% at 60-90 days compared to CCS of 28-day-old (Do Quang Thien et al, 2022-2023).

Table 4. Concrete compressive strength of the studied concrete types

Concrete mixing ratios	Symbol	Concrete compressive strength, CCS (daN/cm ² , Mpa)											
		3 days	7 days	14 days	21 days	28 days	60 days	90 days	120 days	150 days	180 days	240 days	360 days
100% RS	PT100-1	107,2	127,7	198,4	250,4	270,8	280,9	285,4	292,6	294,1	298,6	307,7	310,9
	PT100-2	108,5	131,3	193,2	247,2	268,0	280,9	288,1	288,1	291,1	295,6	298,6	301,3
	PT100-3	108,6	132,2	195,5	251,1	276,4	282,4	289,6	292,6	295,6	300,1	303,2	306,3
50% MS: 20% RS: 30% CSD	PT523-1	119,9	148,3	201,9	241,0	261,4	274,0	275,5	282,6	285,7	287,3	291,0	292,4
	PT523-2	123,2	143,1	194,9	234,8	257,7	264,1	270,8	270,8	272,4	279,5	281,0	286,4
	PT523-3	122,0	145,4	198,4	241,7	261,4	270,8	272,4	276,3	277,9	284,2	289,5	289,5
30% MS: 30% RS: 40% CSD	PT334-1	119,4	135,8	195,5	233,4	255,1	261,4	266,5	267,8	270,8	276,3	284,1	285,7
	PT334-2	120,7	138,1	191,5	236,3	260,0	266,8	270,8	272,4	277,9	281,0	285,7	287,3
	PT334-3	117,3	140,3	192,6	238,1	257,7	263,7	266,5	270,3	272,4	279,5	283,3	284,9
40% MS: 20% RS: 40% CSD	PT424-1	111,9	132,6	188,6	229,8	249,1	255,1	260,0	261,4	264,1	272,4	277,1	281,0
	PT424-2	110,1	136,3	191,5	234,8	253,7	260,0	261,4	264,1	267,8	272,4	279,5	282,6
	PT424-3	110,9	133,4	190,4	233,7	252,4	257,4	263,7	266,5	270,8	277,1	278,7	281,0

The CCS gets slower and slower for the period 90-180 days and during 180-365 days, the CCS inclines insignificantly and after that, the CCS is almost unchanged. The studied CCS and control concrete have a negligible difference at different curing times, specifically CCS of PT523, PT334 and PT424 reach 93-96% at 28-day-old. After 28 days, the variations of CCS are same as control concrete. CCS of PT523 has the most suitable ratio for the concrete due to the high coarse grain content, rough and angular particle at surface, strong bonding ability with cement paste.

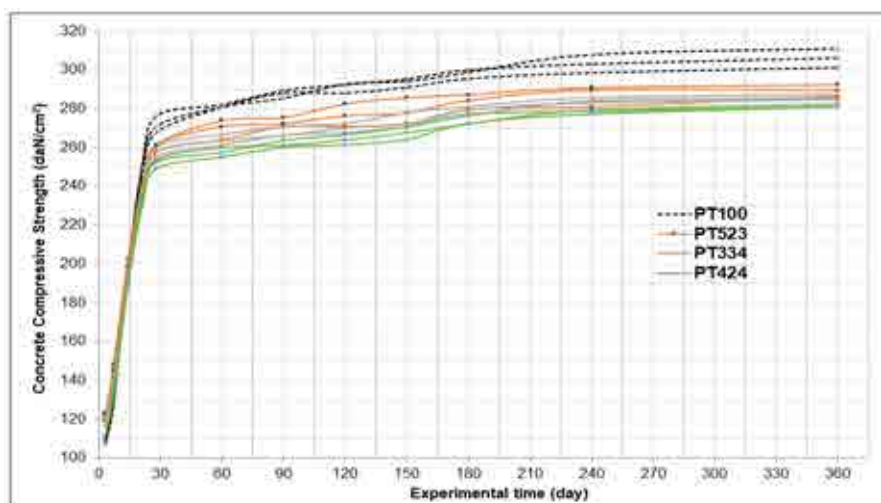


Figure 3. Concrete compressive strength following experimental time.

Data of CCS from Figure 4 were used for this linear process and divided into 2 periods before and after 28 days. The selection of mean CCS comes from insignificant differences among test results for each design mixing ratio. Two linear equations and reference lines of studied input data of CCS for each period before and after 28 days are shown in Figures 4a and Figure 4b. Linear regression charts indicated a strong relationship between mentioned parameters via a correlation coefficient (R^2) of 0.97 and 0.90 for CCS variations before and after 28 days. The slopes of the linear regression line were 0.6 and 0.021 for the experimental time before and after 28-day-olds. By Figure 4a, at the early time from 3 days to 28 days, CCS for all mixing ratios rise as much in a short time and have higher linking to t , the slope of a linear regression line by 0.6 is higher by 2.8 times than after 28 days in Figure 4b.

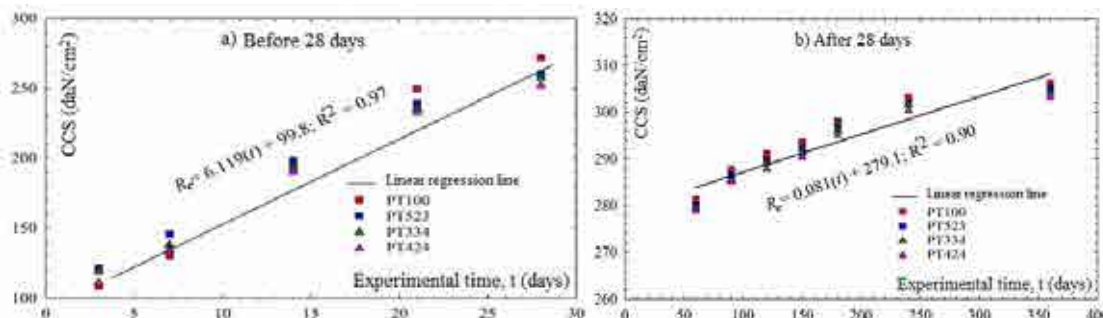


Figure 4. Linear regression between CCS and t (a) before and (b) after 28 days.

4. Conclusions

(1) Marine sand for concrete has a small fineness modulus (particle size all pass through 1.25 mm sieve), and even grain, salt content in the sand is higher than river sand. So the concrete mix needs more water and cement, the CCS and elastic modulus of concrete turn to decrease. They are rarely used for concrete grades > 30 Mpa.

(2) CCS of 28 days (252-260 Mpa) is not significantly different from the control concrete (272 daN/cm²). It develops according to logarithmic regularly, develops quickly in the first stage and becomes higher than control concrete. After 7 days, the control concrete is much higher. After 14 days, CCS drops slowly, and for the period 28 - 180 days that it gets slower and slower and reaches to constant state. During 180 - 365 days, the CCS inclines insignificantly and after that, the CCS is almost unchanged.

(3) The correlation relationship of CCS with time before and after 28 days is linear, with a tight correlation coefficient ($R^2 = 0.90-0.97$), which can be shown the reliable when using the expression for determining the CCS of marine sand according to curing age.

References

- Ahmad S A, Rafiq S K, Hilmi H D M et al., 2023. Mathematical modeling techniques to predict the compressive strength of pervious concrete modified with waste glass powders. *Asian J Civ Eng* (2023). <https://doi.org/10.1007/s42107-023-00811-1>.
- Ahmad J, Deifalla A. F., 2022. Concrete made with dune sand: Overview of fresh, mechanical and durability properties. *Materials* 2022, 15(17), 6152, <https://doi.org/10.3390/ma15176152>
- Ahmad J, Aslam F., 2021. Effects of waste glass and waste marble on mechanical and durability performance of concrete. *Sci. Rep.*, 11, 21525.
- Al-Kheetan M. J, Rahman M.M, Chamberlain D. A., 2019. Optimum mix design for internally integrated concrete with crystallizing protective material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 31, 7, 04019101, Doi:10.1061/(ASCE)mt.1943-5533.0002694.
- Nguyen Van Canh, Nguyen Thi Thuy, Do Quang Thien, 2021. Estimate engineering ability of local sand material for concrete and mortal in Quang Tri, *Journal of Water Resources & Environmental Engineering*, 73, pp 43-52.

- Cui M, Mao J, Daoguang J, Ben Li., 2014. Experimental study on mechanical properties of marine sand and seawater concrete. *Advances In Engineering Research*. DOI 10.2991/icmce-14.2014.19.
- Tran Phuong Dong et al, 2022. Research and manufacture of fine-grained concrete using sea sand in coastal cement concrete pavement construction. *Vietnam Road and Bridge Magazine*, 1+2, pp 52-56.
- Hoang Minh Duc, Nguyen Kim Thinh, 2017. Research on the use of dune sand for cement-concrete roads on Phu Quoc island, *Journal of Construction Science and Technology*, 3, pp 37-43. http://ibst.vn/upload/documents/file_upload/1512636169Hoang-Minh-Duc.pdf.
- Nguyen Phan Duy, Le Van Dong, 2022. Experimental study on some properties of concrete using sea sand. *Journal of Construction Science and Technology*, 8, pp 27-35.
- Fachrul A. S. et al., 2021. Analysis of use sea sand as a fine aggregate replacement to strong press concrete. *International Journal of Engineering, Science and Information Technology (IJESTY)* eISSN 2775-2674. DOI: 10.52088/ijesty.v1i3.77.
- GOST 8736:2014, Sand for construction works - Specifications. 2014: Russia. p. 16.
- Karthikeyan G, Vijai K, Jerlin R. J. D., 2022. Influence of marine sand as fine aggregate on mechanical and durability properties of cement mortar and concrete. *Materials Research Express*, 9, 3. DOI 10.1088/2053-1591/ac5f88.
- Limeira J, Etxeberria M, Agulló L, Molina D., 2011. Mechanical and durability properties of concrete made with dredged marine sand. *Construction And Building Materials*. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2011.04.053.
- Liu W. et al., 2018. Discussion and experiments on the limits of chloride, sulphate and shell content in marine fine aggregates for concrete. *Construction and Building Materials*, 159, pp. 725-733.
- Mohammed A K, Hassan A M T, Mohammed A S., 2023. Predicting the compressive strength of green concrete at various temperature ranges using different soft computing techniques. *Sustainability* 2023, 15(15), 11907. <https://doi.org/10.3390/su151511907>.
- Mohammed M, Abdelouahed K, Allaoua B., 2017. Compressive strength of dune sand reinforced concrete. *AIP Conference Proceedings*, 1814, 020023.
- Muhammad S K S A, Zalipah J., 2023. Compressive strength and water absorption of concrete containing foundry sand as fine aggregate replacement. *Recent Trends in Civil Engineering and Built Environment*, 4, 2 (2023) 282-288. DOI: <https://doi.org/10.30880/rtcebe.2023.04.02.032>.
- Rafi M. M, Bhutto M. A, Aziz T., 2022. Study of strength and durability characteristics of concrete mixes made by unwashed sea sand as fine aggregates. *Advances In Civil Engineering Materials*. DOI 10.1520/acem20210139.
- Sampath B, Mohankuma G., 2016. Preliminary study on the development of concrete with sea sand as fine aggregate. *Indian Journal of Science and Technology*. DOI 10.17485/ijst/2016/v9i32/98631.
- SMEWW-4500 Cl⁻ B:2017, Standard methods for the examination of water and waste water for determination of chloride content.
- SMEWW-4500-SO₄²⁻ E:2017, Standard methods for the examination of water and waste water for determination of sulfate content.
- Nguyen Khanh Son, Nguyen Quang Thiet, 2014. Using sea sand as an aggregate in concrete manufacturing. *Proceedings of the Conference on Science and Technology on Natural Resources, Energy and Environment for Sustainable Development, National University of HCM City, Vietnam*, pp 764-770.
- Tran Ngoc Thanh, Nguyen Nhat Huy, Duong Minh Trieu, Le Thanh Dien, 2020. Evaluation of the compressive strength of concrete using sea sand under different curing conditions. *Journal of science and technology in civil engineering*. DOI: [https://doi.org/10.31814/stce.nuce2020-14\(1V\)-06](https://doi.org/10.31814/stce.nuce2020-14(1V)-06).
- Do Quang Thien, La Duong Hai, Cao Huu Tan Dinh, Nguyen Thi Le Huyen, 2023. Compressive strength variations by adding marine sand as concrete fine aggregate in Quang Nam, Vietnam. *Suranaree J. Sci. Technol.* 30(2):010216(1-11), 30, 2.
- Do Quang Thien, Cao Huu Tan Dinh, Hoang Hoa Tham, Tran Thi Phuong An, 2021. Applicability of Nam O white marine sand as an alternative fine aggregate for concrete in Quang Nam. *Hue University Journal of Science: Earth Science and Environment*; ISSN 2588-1183, 130, 4A, pp 5-21.

- Do Quang Thien, La Duong Hai, Tran Huu Tuyen, Avirrut Chinkulkijniwat, 2022. Evaluation of the utilization of marine sand as fine aggregate for concrete in Quang Nam. *Journal of Water Resources & Environmental Engineering, Vietnam*, 77, pp 19-27.
- Do Quang Thien, Chau Manh Quynh, Nguyen Thi Thu Hien, Duong Thai, 2022. Management and Utilizing of Granular and Cohesive soil as Natural Building Materials in Thua Thien Hue, Vietnam. *Proceedings of the 13th national conferences on geography sciences, Hanoi, Vietnam*, pp 346-355.
- Do Quang Thien, La Duong Hai, Nguyen Thi Thanh Nhan, Tran Thi Phuong An, Tran Thanh Nhan, 2022. Comparison of destructive and non-destructive compressive strength of Nam O marine sand utilized for concrete fine aggregate. *Vietgeo 2022, Phu Yen, Vietnam*, pp 318-327.
- Do Quang Thien, La Duong Hai, Cao Huu Tan Dinh, Le Duy Dat, Avirus Chinkulkijniwat, Ho Trung Thanh, Hoang Hoa Tham, 2021. Potential small aggregate of concrete and mortar making from marine sand: A case study of Quang Nam coastal plain in Vietnam. *IVCST 2021, Thailand*, pp 148-154.
- Do Quang Thien, Nguyen Van Canh, 2019. Determine fineness modulus of depositional coarse-grained soil in replacement for alluvial sand in Thua Thien Hue coastal plain, Vietnam. *The 3rd international conference on transportation infrastructure and sustainable development (TISDIC 2019), Danang, Vietnam*, pp 158-167.
- Do Quang Thien, Ho Trung Thanh, Le Thi Cat Tuong, Tran Thi Ngoc Quynh, 2018. Propose new approach method to determine fineness module of granular soils in serve of natural engineering materials (Apply for granular soils in Quang Tri - Thua Thien Hue coastal plain. *Vietgeo 2018*, pp 342-349.
- Vietnam engineering standard (TCVN 3015: 2022). Heavy weight concrete compound and heavy weight concrete - Sampling, making and curing of test specimens.
- Vietnam engineering standard (TCVN 7570: 2006), Aggregates for concrete and mortar - technical requirements.
- Vietnam engineering standard (TCVN 9335: 2012), Heavy weight concrete - Non destructive testing method - Determination of compressive strength by using a combination of ultrasonic equipment and rebound hammer.
- Xiao J, Zhang Q, Zhang P, Shen L, Qiang C. 2019. Mechanical behavior of concrete using seawater and sea-sand with recycled coarse aggregates. *Structural Concrete*. DOI 10.1002/suco.201900071.

GIẢI PHÁP TỐI ƯU XỬ LÝ NỀN ĐƯỜNG ĐẤT YẾU ĐOẠN KM 16+500 ĐẾN KM 18+00 ĐƯỜNG NỐI VÕ CHÍ CÔNG ĐI KHU CÔNG NGHIỆP ĐÔNG QUẾ SƠN VÀ QUỐC LỘ 14H

Nguyễn Thanh Hải¹, Nguyễn Thị Ngọc Yến^{2,*}, Trần Khắc Vĩ²

¹Sở Xây dựng tỉnh Quảng Nam

²Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Đà Nẵng

*Tác giả chịu trách nhiệm: ntuyen@dut.udn.vn

Tóm tắt

Bài báo đề xuất giải pháp tối ưu xử lý nền đường đất yếu cho 4 mặt cắt (MC) trên đoạn tuyến Km 16+500 đến Km 18+00 đường nối Võ Chí Công đi khu Công nghiệp Đông Quế Sơn và Quốc lộ 14H, tỉnh Quảng Nam. Nghiên cứu sử dụng phần mềm Plaxis 8.6 để mô phỏng và phân tích. Hai phương pháp được sử dụng để phân tích, đánh giá gồm xử lý bắc và xử lý cọc cát. Khi tính toán xử lý bằng bắc thăm với khoảng cách cắm bắc thăm 1,2 m (MC1, MC2); 1,4 m (MC4) và 1,6 m (MC3) cho thấy hệ số ổn định của nền đắp tăng lên rất nhiều, với $F_s = 1,417 - 1,626$. Tương tự, khi xử lý bằng cọc cát với đường kính cọc $d = 0,4$ m và bố trí theo mạng lưới tam giác với khoảng cách từ 2,0 m (MC2) đến 2,2 m (MC1, MC3, MC4) cho thấy cọc cát có tác dụng làm giảm đáng kể độ lún và tăng ổn định của nền đắp, với $F_s = 1,415 - 1,661$. Kết quả phân tích, đánh giá cho thấy cả 02 giải pháp đều đạt yêu cầu về độ lún và thời gian cho phép xử lý, chi phí khi xử lý bằng cọc cát gấp 2,7 lần so với xử lý bằng bắc thăm. Căn cứ vào hiệu quả kinh tế - kỹ thuật, bài báo khuyến nghị lựa chọn phương án xử lý bắc cho nền đắp đất yếu.

Từ khóa: bắc thăm; cọc cát; hệ số ổn định; giải pháp tối ưu.

1. Đặt vấn đề

Vùng Đông của tỉnh Quảng Nam được xác định là vùng động lực của tỉnh, có khả năng phát triển nhanh với các đô thị trung tâm là: thành phố Tam Kỳ, thành phố Hội An, Thị xã Điện Bàn và huyện Núi Thành,... Để tạo sự kết nối liên kết giữa các vùng, đô thị trung tâm của tỉnh, thì việc đầu tư xây dựng cơ sở hạ tầng giao thông đóng vai trò đặc biệt quan trọng. Nhằm kết nối hệ thống giao thông liên vùng thì việc đầu tư xây dựng tuyến đường nối từ đường Võ Chí Công (nút vòng xuyên tại Km 27+400, xã Bình Sa) đi Khu công nghiệp Đông Quế Sơn và Quốc lộ 14H với chiều dài khoảng 19,4 km là cấp thiết. Kết quả khảo sát địa hình, địa chất công trình cho thấy một số đoạn tuyến đi qua khu vực phân bố đất yếu, đặc biệt là đoạn tuyến lý trình từ Km 17+202 đến Km 18+500 có địa chất nền đường là đất sét, sét pha trạng thái dẻo mềm đến dẻo chảy, với bề dày thay đổi lớn và bất đồng nhất về mặt địa tầng, chỉ số SPT dưới 4. Do đó, việc xây dựng tuyến đường cần phải có các biện pháp xử lý nền đất yếu mới đảm bảo các điều kiện ổn định, điều kiện khai thác bình thường và bền vững của tuyến đường.



Hình 1. Vị trí dự án Đường nối Võ Chí Công đi khu Công nghiệp Đông Quế Sơn và Quốc lộ 14H (hình 1a) và đoạn tuyến lý trình từ Km 17+202 đến Km 18+500 (hình 1b).

2. Cơ sở lý thuyết và số liệu phân tích, đánh giá

2.1. Cơ sở lý thuyết

Phân tích ổn định trượt của nền đường đất yếu bằng phần mềm Plaxis 8.6, phần mềm được xây dựng theo phương pháp phần tử hữu hạn của Đại học công nghệ Delft - Hà Lan. Hệ số ổn định trượt được xác định trên cơ sở công thức sau:

$$F_s = \frac{S_{\max(available)}}{S_{\min(equilibrium)}} \quad (1)$$

Trong đó: $S_{\max(available)}$ là sức kháng cắt thực tế lớn nhất của đất; $S_{\min(equilibrium)}$ là sức kháng cắt tối thiểu ở trạng thái cân bằng ổn định.

Theo tiêu chuẩn phá hoại Mohr - Coulomb thì công thức 1 trở thành:

$$F_s = \frac{c - \sigma_n \cdot \tan \varphi}{c_r - \sigma_n \cdot \tan \varphi_r} \quad (2)$$

Trong đó: c , c_r , φ , φ_r là các tham số sức kháng cắt của đất; σ_n là ứng suất tổng tại điểm tính toán. Nguyên tắc này được lấy làm cơ sở cho phương pháp Phi/credution trong phần mềm Plaxis 8.6 để tính toán ổn định tổng thể cho công trình, theo đó hệ số an toàn được xác định như sau:

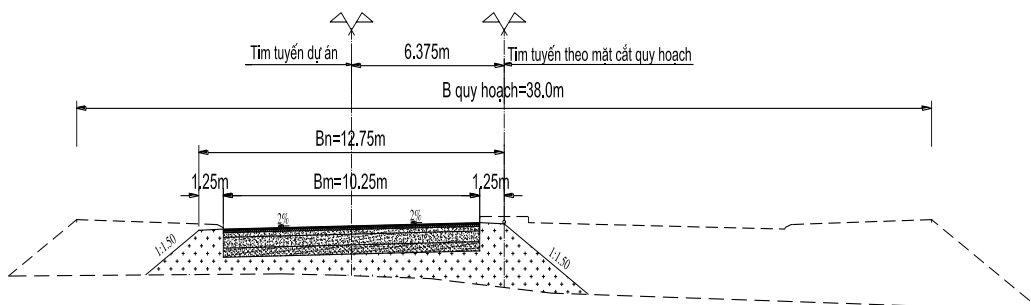
$$F_s = \sum M_{sf} = \frac{c}{c_r} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_r} \quad (3)$$

Giá trị hệ số an toàn được định nghĩa chính là giá trị của M_{sf} tại thời điểm xuất hiện phá hoại.

Phương pháp tính toán độ lún (ổn định lún và lún theo thời gian) của nền công trình được mô phỏng bằng phần mềm Plaxis 8.6, lựa chọn mô hình Mohr - Coulom - Drained cho lớp đất đắp và lớp đệm cát phía trên và mô hình Mohr - Coulom - Undrained cho lớp đất yếu với các thông số đầu vào gồm các thông số cơ bản như: khối lượng đơn vị tự nhiên đất trên mực nước ngầm, khối lượng đơn vị đất dưới mực nước ngầm, hệ số thấm phương ngang, hệ số thấm phương đứng, môđun đàn hồi E , hệ số Poison ν , lực dính của đất c , góc ma sát trong φ và góc nở của đất ψ . Điều kiện biên theo chiều sâu được không chế đến hết vùng hoạt động nén ép của công trình và biên theo chiều ngang được lấy bằng 2 lần bề rộng nền đường.

2.2. Lựa chọn mặt cắt phân tích

Tuyến đường nối từ đường Võ Chí Công (nút vòng xuyên tại Km27+400, xã Bình Sa) đi Khu công nghiệp Đông Quế Sơn với Quốc lộ 14H được thiết kế theo tiêu chuẩn đường cấp III đồng bằng theo TCVN4054-2005. Ở giai đoạn này do hạn chế về nguồn vốn nên đầu tư $\frac{1}{2}$ mặt cắt hoàn thiện bề rộng 12,75 m = 10,25 m (mặt đường) + $2 \times 1,25$ m (lề đường). Một số đoạn qua khu vực dân cư tập trung đông đúc hoặc nút giao lớn thì đầu tư hoàn thiện mặt cắt ngang 38 m (hình 2) [Báo cáo NCKT đầu tư xây dựng, 2021].



Hình 2. Mặt cắt ngang đầu tư $\frac{1}{2}$ mặt cắt ngang hoàn thiện.

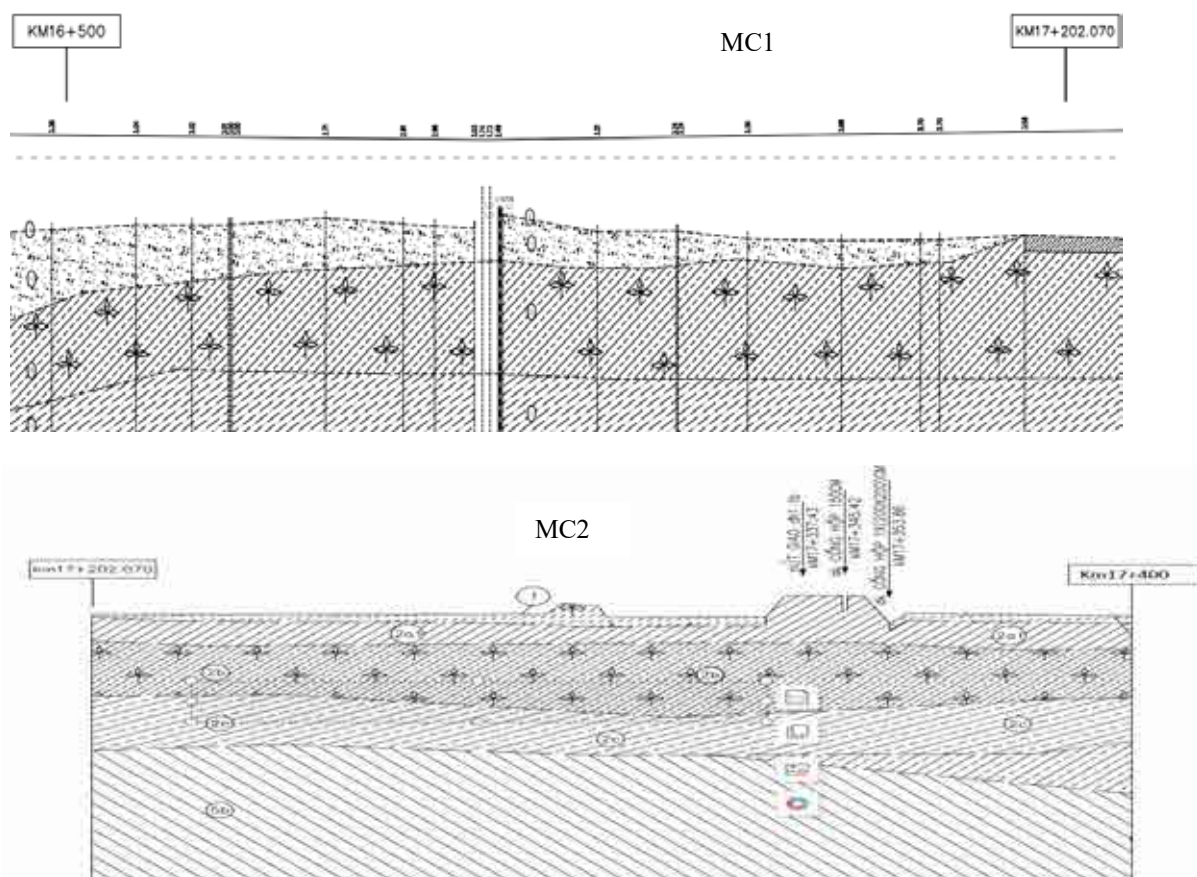
Trên cơ sở nghiên cứu các dạng mặt cắt ngang thiết kế điển hình, tính toán sơ bộ sự thay đổi chiều cao đắp, dựa vào trắc dọc và trắc ngang tuyến, cao độ thiết kế và cao độ mặt địa hình hiện trạng. Đồng thời, xem xét sự phân bố của các lớp đất dọc theo đoạn tuyến nghiên cứu, nhấn mạnh đến sự phân bố của các lớp đất yếu và lớp đất tốt ở phía dưới và các lớp khá tốt ở phía trên mặt, làm cơ sở cho việc phân đoạn tuyến và chọn mặt cắt ngang tính toán điển hình. Toàn bộ tuyến nghiên cứu đều bắt gặp các lớp đất yếu, các lớp đất yếu nằm gần sát bề mặt với chiều dày biến đổi phức tạp, phân bố trên các lớp đất tốt (đoạn Km 17+202 - Km 18+000). Đây chính là yếu tố quyết định đến chiều sâu xử lý khi sử dụng các giải pháp đường thoát nước thẳng đứng như bậc thấm, cọc cát. Ngoài ra cũng thấy rằng, đoạn tuyến Km 16+500 - Km17+202 các lớp đất yếu này lại phân bố ngay dưới các lớp đất tốt, lớp đất thoát nước tốt (lớp 1c) điều này có ý nghĩa cho việc lựa chọn giải pháp xử lý nông hay xử lý sâu khi xem xét trên cơ sở chiều dày của lớp đất tốt với đặc điểm của công trình và tải trọng. Từ những phân tích như trên, nhóm tác giả chia tuyến nghiên cứu ra làm 4 đoạn tuyến với mặt cắt ngang tính toán như bảng 1.

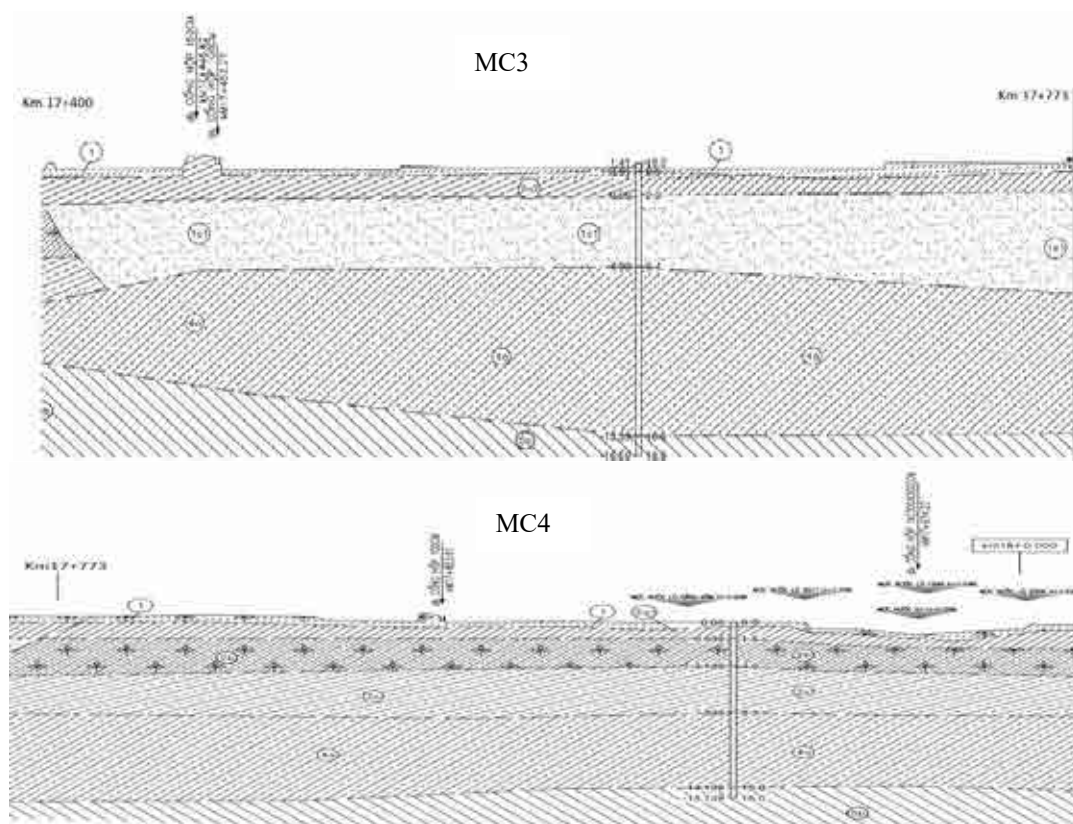
Bảng 1. Phân đoạn tuyến và mặt cắt ngang tính toán

STT	Lý trình	Chiều dày đất yếu, m	Chiều dài, m	Cao trình tự nhiên, m	Cao trình thiết kế, m	Chiều cao đắp thiết kế, m	Mặt cắt
1	Km16+500 - Km17+202	8,25	702	0,9	4,43	3,53	MC1
2	Km17+202- Km17+400	9,1	198	0,85	4,54	3,69	MC2
3	Km17+400 - Km17+773	10,4	373	1,08	4,26	3,18	MC3
4	Km17+773- Km18+000	14,5	227	0,81	4,11	3,30	MC4

2.3. Số liệu phân tích, đánh giá

Kết quả khảo sát địa chất: Nhóm tác giả sử dụng kết quả khảo sát địa chất và chỉ tiêu cơ lý được phối hợp thực hiện. Mặt cắt địa chất như hình 3, tính chất cơ lý bảng 2 [Báo cáo khảo sát địa chất, 2021].





Hình 3. Mặt cắt địa chất của các đoạn tuyến phân tích, đánh giá.

Bảng 2. Bảng tổng hợp chỉ tiêu cơ lý của đất nền [Báo cáo khảo sát địa chất, 2021]

TT	Lớp đất/ các chỉ tiêu	Ký hiệu	Lớp 1c	Lớp 1c1	Lớp 2a1	Lớp 2a2	Lớp 2b	Lớp 2c	Lớp 4a	Lớp 5b
Chỉ tiêu cơ lý của lớp đất			Lớp 1c: Cát hạt vừa, màu xám trắng – xám xanh – xám vàng, trạng thái ẩm đến bão hòa, kết cấu chặt vừa							
			Lớp 1c1: Cát hạt vừa, màu xám trắng – xám xanh – xám vàng, trạng thái bão hòa, kết cấu xốp.							
			Lớp 2a1: Sét, màu xám vàng - xám đen, trạng thái dẻo mềm							
			Lớp 2a2: Sét, màu xám -xám đen, trạng thái dẻo chảy							
			Lớp 2b: Sét pha, màu nâu đen, dẻo chảy							
			Lớp 2c: Sét pha, màu xám đen - xám xanh, trạng thái dẻo mềm							
			Lớp 4a: Sét pha, màu xám đen - xám xanh, trạng thái dẻo chảy							
Chiều dày (m)			>7	1-10	1-2	1-6	1-15	1-4	4,3	>3,0
Chỉ tiêu trạng thái	Độ ẩm tự nhiên (%)	W	30,2	32,5	30,21	38,1	44,91	28,97	33,53	25,45
	Giới hạn chảy (%)	WL	-	-	45,21	43,5	45,73	32,25	35,885	44,385
	Giới hạn dẻo (%)	Wp	-	-	18,65	20,1	20,66	22,765	21,035	17,84
	Chỉ số dẻo (%)	Ip	-	-	26,56	23,4	25,07	9,485	14,85	26,545
	Độ sệt	B	-	-	0,44	0,77	0,965	0,655	0,81	0,285
Chỉ tiêu tính chất vật lý	Khối lượng thể tích tự nhiên (g/cm ³)	γ	1,78	1,79	1,86	1,68	1,805	1,82	1,78	1,92
	Khối lượng thể tích khô (g/cm ³)	γ_k	1,37	1,35	1,43	1,22	1,245	1,41	1,34	1,53
	Khối lượng riêng (g/cm ³)	γ_s	2,69	2,70	2,73	2,71	2,665	2,675	2,675	2,735
	Hệ số rỗng	e	0,97	0,99	0,909	1,221	1,1545	0,897	0,9975	0,7875
	Độ rỗng (%)	n	49,11	50,18	47,62	54,98	53,245	47,29	49,905	44,06
	Độ bão hòa (%)	G	-	-	90,72	84,54	106,07	86,375	88,71	88,375
Cắt trực tiếp	Góc nội ma sát (độ phút)	φ	-	-	17°35'	11°48'	11°25'	15°59'	12°26'	15°6'
	Lực dính kết (kg/cm ²)	C	-	-	0,238	0,035	0,088	0,164	0,1205	0,282
Tính ép co và biến dạng	Hệ số nén lún (cm ² /kg)	a_{1-2}	-	-	0,04	0,137	0,1225	0,0615	0,0935	0,029
	Hệ số cô kết thấm đứng, 10 ⁻³ cm ² /s	C_v	-	-	0,50	0,53	0,49	0,51	0,52	-
	Hệ số cô kết ngang, 10 ⁻³ cm ² /s	C_h	-	-	1,19	1,15	1,02	1,12	1,03	-
	Hệ số thấm đứng, 10 ⁻³ cm/s	k_v	-	-	0,29	0,25	0,21	0,26	0,22	-
	Hệ số thấm ngang, cm/s	k_h	-	-	0,55	0,51	0,49	0,52	0,46	-
	Áp lực tiền cô kết, kPa	P_c	-	-	45,1	55,3	59,2	61,5	82,1	-
	Chỉ số nén	C_c	-	-	0,52	0,45	0,48	0,47	0,51	-
	Chỉ số nở	C_e	-	-	0,09	0,06	0,07	0,07	0,08	-
Sơ đồ UU	Cường độ lực dính đơn vị	c_{uu}	-	-	8,6	8,4	8,1	10,5	9,3	-
	Góc ma sát trong	φ_{uu}	-	-	0°56'	0°48'	0°41'	0°53'	0°54'	-
Nền 3 trục	Lực dính kết	C_u	-	-	12,1	11,2	10,4	10,4	10,7	-
	Góc ma sát trong	φ_u	-	-	13°21'	12°02'	12°36'	11°40'	12°06'	-
	Lực dính hiệu quả	C'_u	-	-	8,5	7,2	7,8	6,5	8,1	-
	Góc ma sát hiệu quả	φ'_u	-	-	19°12'	17°12'	16°29'	18°12'	17°29'	-
Cắt cảnh hiện trường	Sức kháng cắt không thoát nước theo VST	S_u	-	-	11,2	10,4	10,8	12,7	10,2	-

Các yêu cầu kỹ thuật cần đạt được:

- Độ cố kết nền đất trước khi thi công mặt đường: $U \geq 90\%$, hoặc tốc độ phần lún dư: $V < 2,0$ cm/năm;

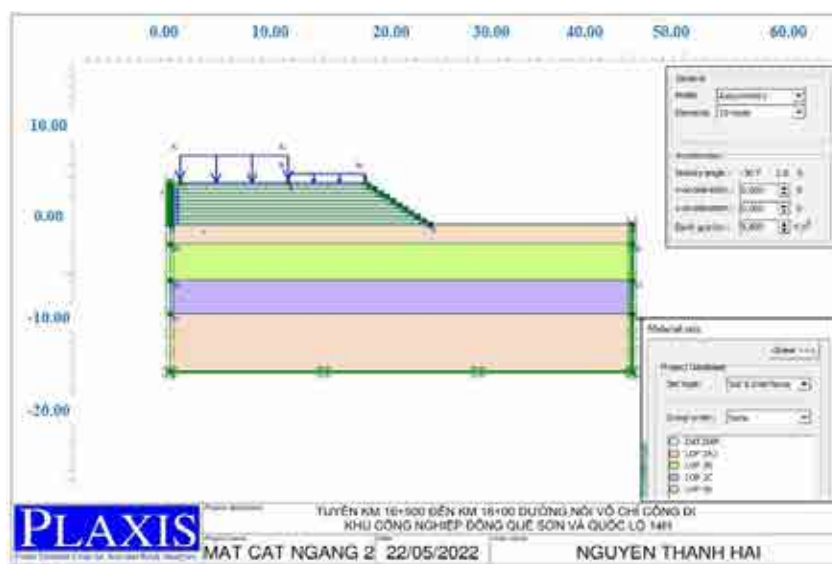
- Đối với đường có tốc độ thiết kế 80 km/h [TCVN 4054:2005] độ lún còn lại (ΔS) tại tim đường sau khi hoàn thành công trình đảm bảo yêu cầu sau: Đoạn nền đắp thông thường: $\Delta S \leq 30$ cm. Đoạn nền đường có cống hoặc đường dân sinh chui dưới: $\Delta S \leq 20$ cm. Đoạn nền gần mô cầu: $\Delta S \leq 10$ cm.

- Kiểm toán ổn định trượt [TCCS 41-2022]: Hệ số ổn định nhỏ nhất trong quá trình thi công $F_s \geq 1,20$; Hệ số ổn định nhỏ nhất trong quá trình khai thác $F_s \geq 1,40$; khi xét đến tải trọng động đất thì các hệ số F_s nêu trên được giảm đi 0,1.

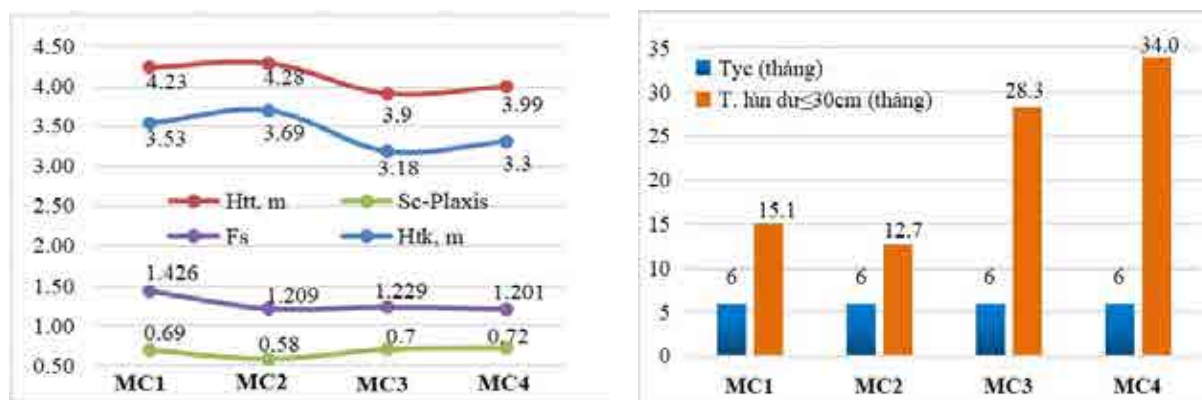
- Thời gian thi công yêu cầu 180 ngày (6 tháng).

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Độ lún và ổn định của nền đường chưa xử lý



Hình 4. Mô hình tính toán mặt cắt địa chất đoạn Km17+202 - Km17+400 (MC2).



Hình 5. Kết quả phân tích lún của nền khi chưa xử lý tại 4 mặt cắt tính toán.

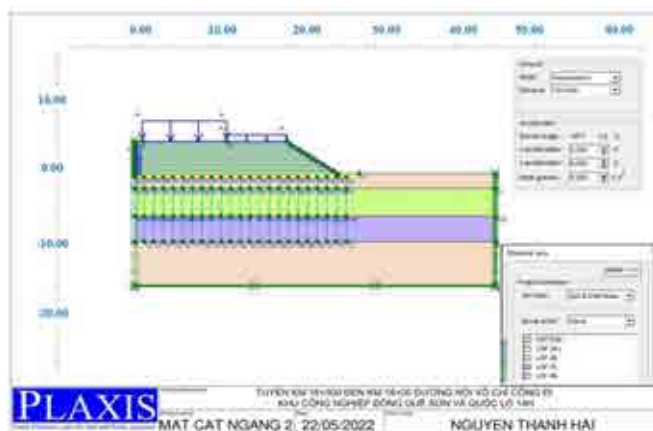
Kết quả mô phỏng bằng phần mềm Plaxis 8.6 cho thấy (hình 4,5) tại các mặt cắt tính toán đều cho độ lún lớn hơn độ lún yêu cầu xử lý. Trên toàn bộ các mặt cắt tính toán đặc trưng, độ lún cố kết và thời gian chờ lún đều lớn hơn các yêu cầu kỹ thuật về lún của công trình, hệ số ổn định chống trượt đều nhỏ hơn giới hạn cho phép. Do vậy, cần phải có giải pháp xử lý nền để đảm bảo độ ổn định công trình trong quá trình thi công và khai thác sử dụng.

3.2. Phân tích tối ưu giải pháp xử lý nền đường đất yếu

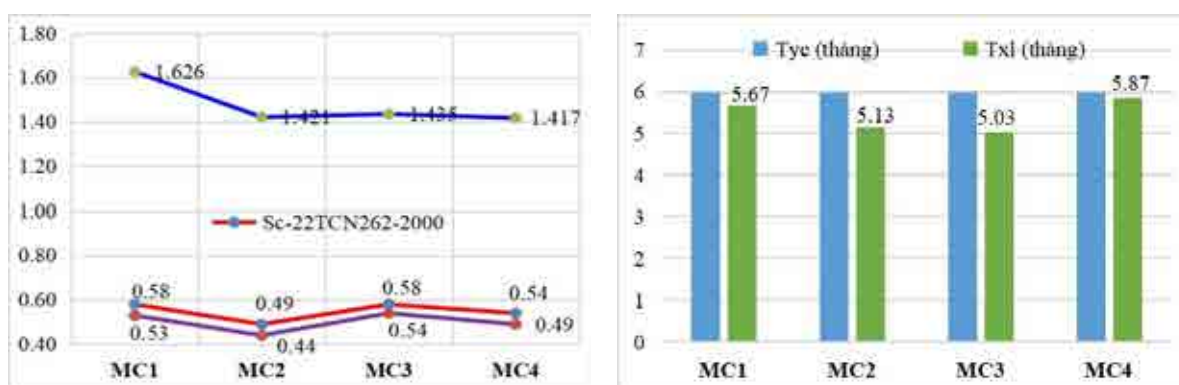
Trên cơ sở đánh giá điều kiện địa kỹ thuật của tuyến đường, các yêu cầu kỹ thuật của công trình, ưu nhược điểm của các giải pháp cũng như khả năng sử dụng nguồn vật liệu tại địa phương, nhóm tác giả đề xuất giải pháp xử lý nền đường cho đoạn tuyến nghiên cứu gồm: Giải pháp xử lý bằng bắc thấm (PVD) và giải pháp cọc cát (SD). Để lựa chọn giải pháp xử lý tối ưu cần phân tích trên nhiều khía cạnh về mặt kinh tế và kỹ thuật. Trên cơ sở kết quả phân tích ổn định đối với từng giải pháp và khái toán chi phí xây dựng, nhóm tác giả sẽ lựa chọn giải pháp xử lý phù hợp với đoạn tuyến nghiên cứu.

Xử lý bằng bắc thấm (PVD)

Thời gian thi công nền xử lý bằng bắc thấm tính toán cho các mặt cắt bao gồm tổng thời gian thi công bắc thấm, đệm cát, thời gian đắp và chờ cố kết. Việc lựa chọn khoảng cách, sơ đồ bố trí bắc thấm cho mỗi mặt cắt tính toán được thực hiện trên cơ sở xem xét về yêu cầu độ lún dư và thời gian cho phép xử lý. Độ lún dư được đánh giá chung thông qua độ cố kết yêu cầu $U \geq 90\%$, trên cơ sở xem xét mối quan hệ thời gian, khoảng cách và lưới bố trí bắc thấm đạt yêu cầu độ cố kết được đánh giá theo giai đoạn đắp [TCVN 9355:2012; Trần Nguyễn Hoàng Tùng, 2015]. Kết quả mô phỏng và tính toán trình bày hình 6 và hình 7. Chiều sâu cắm bắc thấm đến hết chiều dày của lớp đất yếu.



Hình 6. Mô hình tính toán bắc thấm bằng phần mềm Plaxis tại MC2.



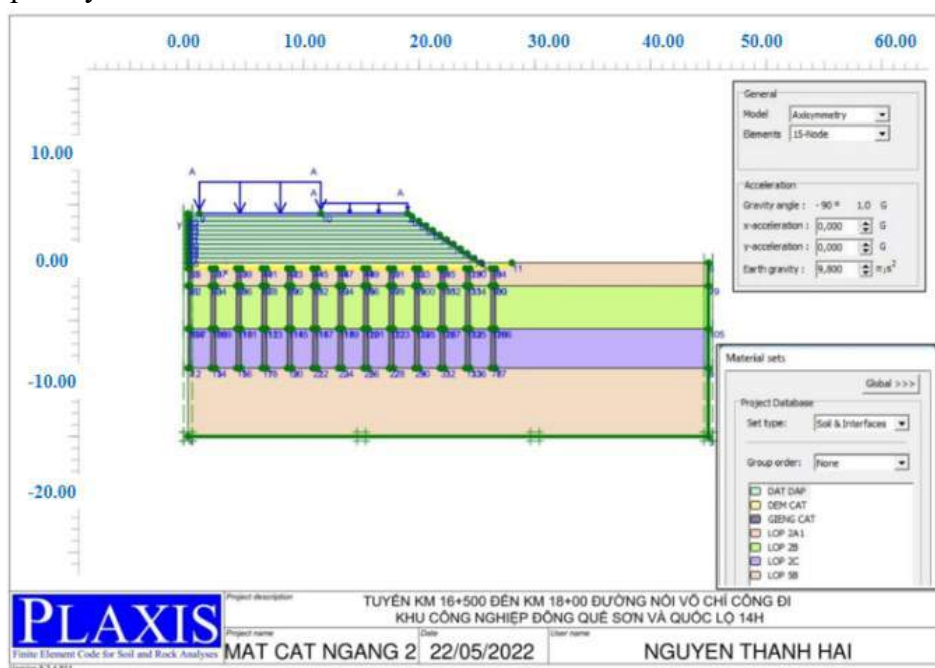
Hình 7. Kết quả xử lý nền bằng bắc thấm tại 4 mặt cắt tính toán.

Khi tính toán xử lý bằng bắc thấm với khoảng cách cắm bắc thấm 1,2 m (MC1, MC2); 1,4 m (MC4) và 1,6 m (MC3) thì kết quả tại các mặt cắt tính toán đáp ứng được yêu cầu chịu lực và độ lún nhỏ hơn giới hạn cho phép khi xây dựng công trình. Khi xử lý bằng bắc thấm hệ số ổn định của nền đắp tăng lên rất nhiều, với $F_s = 1,417 - 1,626$.

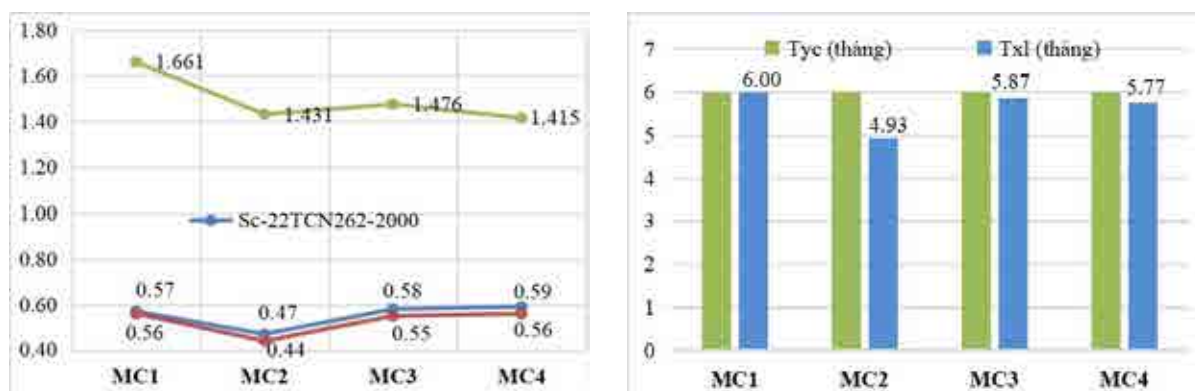
Xử lý bằng cọc cát (SD)

Thông số vật liệu tính toán được dựa trên cơ sở yêu cầu của vật liệu sử dụng cho công trình và các yêu cầu vật liệu theo các tiêu chuẩn tính toán tương tự như bậc thấm. Đường kính cọc cát được lựa chọn $d = 0,40$ m, chiều sâu xử lý đến đáy lớp đất yếu, cọc cát được bố trí với các khoảng cách 1,6 m; 1,8 m; 2,0 m và 2,2 m theo lưới tam giác và lưới ô vuông. Việc lựa chọn sơ đồ bố trí cọc cát hợp lý trên cơ sở giả thiết độ cố kết của nền sau xử lý đạt $U = 90\%$ tương tự như bậc thấm [TCVN 11713:2017].

Khi xử lý bằng cọc cát với đường kính cọc $d = 0,4$ m và bố trí theo mạng lưới tam giác với khoảng cách từ 2,0 m (MC2) đến 2,2 m (MC1, MC3, MC4) và chiều sâu cọc cát đến hết chiều dày của lớp đất yếu tại mỗi mặt cắt, kết quả cho thấy cọc cát có tác dụng làm giảm đáng kể độ lún và tăng ổn định của nền đắp, với $F_s = 1,415 - 1,661$. Xử lý bằng cọc cát hệ số ổn định lớn hơn so với xử lý bằng bậc thấm. Độ lún đạt được và thời gian xử lý phụ thuộc vào khoảng cách cọc cát và sơ đồ bố trí cọc cát. Nhìn chung, kết quả tính toán đạt yêu cầu về độ lún dư và thời gian cho phép xử lý.

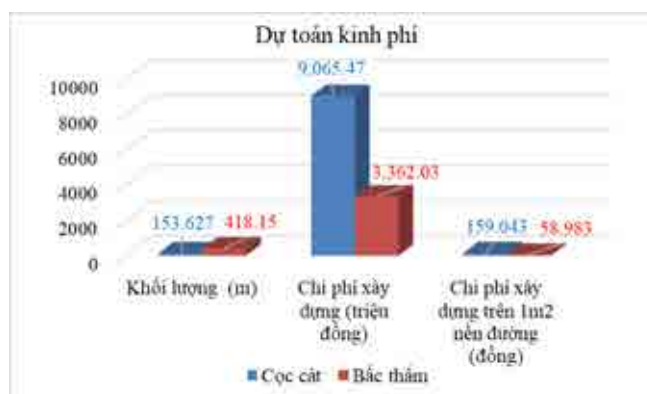


Hình 8. Mô hình tính toán cọc cát bằng phần mềm Plaxis tại MC2.



Hình 9. Kết quả xử lý nền bằng cọc cát tại 4 mặt cắt tính toán.

So sánh các giải pháp



Hình 10. So sánh chi phí xây dựng của hai giải pháp.

Kết quả tính toán đề xuất giải pháp xử lý nền đường đất yếu cho thấy cả hai giải pháp bắc thấm và cọc cát đều đạt các yêu cầu về kỹ thuật (độ lún dư cho phép, hệ số ổn định, thời gian thi công xử lý); tuy nhiên, để lựa chọn giải pháp tối ưu nhất cần phải phân tích đánh giá về chi phí xử lý. Do hai giải pháp có các công tác giống nhau như: đào bỏ các lớp hữu cơ, gốc cây, cỏ rác và các vật liệu khác; rải vải địa kỹ thuật, đắp trả bằng lớp cát, lắp đặt các thiết bị quan trắc, đắp lớp đệm cát thoát nước. Do vậy, trong bài báo chỉ lấy chi phí thi công bắc thấm và cọc cát để so sánh. Cả hai giải pháp đề xuất đều khắc phục được tình trạng mất ổn định của nền đường. Tuy nhiên, mỗi giải pháp xử lý sẽ có các ưu điểm và nhược điểm khác với tổng chi phí xử lý chênh lệch nhau rất nhiều, bảng 3 (khi xử lý bằng cọc cát thì chi phí xử lý gấp 2,7 lần so với xử lý bằng bắc thấm). Vì vậy, để đảm bảo hiệu quả về mặt kinh tế và kỹ thuật thì tác giả kiến nghị lựa chọn giải pháp xử lý bằng bắc thấm.

4. Kết luận

- Trên cơ sở đánh giá điều kiện địa kỹ thuật của tuyến đường, các yêu cầu kỹ thuật của công trình, ưu nhược điểm của các giải pháp cũng như khả năng sử dụng nguồn vật liệu tại địa phương, bài báo đã phân tích, đánh giá xử lý nền đường bằng bắc thấm (PVD) và cọc cát (SD).

- Khi tính toán xử lý nền đường đất yếu bằng bắc thấm được bố trí với khoảng cách cắm bắc thấm 1,2 m tại MC1, MC2; 1,4 m tại MC4 và 1,6 m tại MC3 cho thấy bắc thấm đáp ứng được yêu cầu chịu lực và độ lún nhỏ hơn giới hạn cho phép khi xây dựng công trình. Khi xử lý bằng bắc thấm hệ số ổn định của nền đắp tăng lên rất nhiều, $F_s = 1,417 - 1,626$.

- Kết quả xử lý bằng cọc cát với đường kính cọc $d = 0,4$ m; cọc cát được bố trí theo mạng lưới tam giác với khoảng cách từ 2,0 m (MC2) đến 2,2 m (MC1, MC3, MC4) cho thấy cọc cát có tác dụng làm giảm đáng kể độ lún và tăng ổn định của nền đắp, với $F_s = 1,415 - 1,661$. Khi xử lý bằng cọc cát, hệ số ổn định lớn hơn so với xử lý bằng bắc thấm. Độ lún đạt được và thời gian xử lý phụ thuộc vào khoảng cách cọc cát và sơ đồ bố trí cọc cát. Nhìn chung, kết quả tính toán đạt yêu cầu về độ lún dư và thời gian cho phép xử lý của nền đường.

Kết quả phân tích, đánh giá cho thấy cả hai giải pháp đều đạt yêu cầu về độ lún và thời gian cho phép xử lý của nền đường, chi phí xử lý bằng cọc cát là 9.065.471.000 đồng, gấp 2,7 lần so với chi phí xử lý bằng bắc thấm là 3.362.034.000 đồng. Do vậy, để đảm bảo hiệu quả về mặt kinh tế và kỹ thuật thì nhóm tác giả kiến nghị lựa chọn xử lý bằng bắc thấm.

Trong quá trình thi công, cần lắp đặt thiết bị quan trắc chuyển vị ngang theo chiều sâu Inclinator để theo dõi độ dịch chuyển, hướng và tốc độ dịch chuyển ngang theo chiều sâu của nền đường, nhằm đánh giá mức độ, dự báo diễn biến của các dịch chuyển ngang, kiểm soát độ ổn định của nền đường.

Tài liệu tham khảo

- Báo cáo khảo sát địa chất, 2021. Dự án thành phần 2: Đường nối Võ Chí Công đi khu công nghiệp Đông Quế Sơn nối với Quốc lộ 14H và Quốc lộ 1A, Công ty Cổ phần Tư vấn xây dựng Thành Công.
- Báo cáo NCKT đầu tư xây dựng, 2021. Dự án thành phần 2: Đường nối từ đường Võ Chí Công đi KCN Đông Quế Sơn nối với Quốc lộ 14H và Quốc lộ 1A thuộc dự án Hoàn thiện đường ven biển 129, Liên danh Công ty CP TVXD Thành Công & Công ty CP TVXD Trí Thành.
- Trần Nguyễn Hoàng Tùng, 2015. Thiết kế xử lý nền đường trên đất yếu bằng bác thấm (PDV). NXB ĐHQG Hồ Chí Minh.
- TCCS41-2022. Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu, Bộ GTVT.
- TCVN9355:2012. Gia cố nền đất yếu bằng bác thấm thoát nước, Bộ Giao thông vận tải.
- TCVN 11713:2017. Gia cố nền đất yếu bằng giếng cát - Thi công và nghiệm thu, Bộ GTVT.
- TCVN 4054:2005. Đường ô tô - Yêu cầu thiết kế, Bộ Giao thông vận tải.

Optimal solutions for treating soft soil embankment on a road connecting Vo Chi Cong to eastern Que Son industrial park and national highway 14H

Nguyen Thanh Hai ¹, Nguyen Thi Ngoc Yen ^{2*}, Trần Khắc Vi ²

¹Department of Construction, Quang Nam province

²Da Nang University of Science and Technology

*Corresponding author: ntnyen@dut.udn.vn

Abstract

This article proposes the optimal solutions for treating soft soil embankment along four sections (MC) between Km 16+500 and Km 18+00 on the road connecting Vo Chi Cong to the Eastern Que Son Industrial Park and National Highway 14H in Quang Nam province. The study utilizes Plaxis 8.6 software for simulation and analysis. Two methods are evaluated: wick treatment and sand pile treatment. Results from the research indicate that employing wicks with distances of 1.2 m (MC1, MC2), 1.4 m (MC4), and 1.6 m (MC3) greatly increases the stability coefficient of the embankment, yielding F_s values between 1.417 and 1.626. Similarly, using sand piles with a diameter of $d=0.4$ m and arranged in a triangular network with distances from 2.0 m (MC2) to 2.2 m (MC1, MC3, MC4) significantly reduces settlement and enhances foundation stability, with F_s values ranging from 1.415 to 1.661. Both solutions demonstrate satisfactory results in terms of settlement and allowable processing time of the roadbed. However, it is noted that the cost of sand pile treatment is 2.7 times higher than that of wick treatment. Based on economic-technical efficiency, the article recommends opting for wick treatment for the soft soil embankment.

Keywords: wick treatment, sand pile, stability coefficient, optimal solutions.

HIỆN TRẠNG, THÁCH THỨC VÀ ĐỀ XUẤT KHUNG ĐÁNH GIÁ AN NINH NGUỒN NƯỚC LƯU VỰC SÔNG THAO

Nguyễn Tiến Vinh^{1,*}, Phạm Quý Nhân²

¹Trung tâm phát triển Quỹ đất huyện Bảo Yên, tỉnh Lào Cai,

²Trường Đại học Tài nguyên và Môi trường Hà Nội

*Tác giả chịu trách nhiệm: vinh.geology@gmail.com

Tóm tắt

Lưu vực sông Thao nằm trong lưu vực sông Hồng - Thái Bình bao gồm 3 tỉnh Lào Cai, Yên Bái, Phú Thọ có vai trò quan trọng trong sự hình thành và biến động tài nguyên nước trên 3 tỉnh nói riêng và toàn lưu vực sông Hồng - Thái Bình nói chung. Thách thức lớn nhất đối với tài nguyên nước thuộc lưu vực sông Thao chính là nguồn nước xuyên biên giới với những tác động không dự báo trước từ phía thượng nguồn và các tai biến do thiên nhiên và con người gây ra đối với tài nguyên nước. Trên cơ sở ứng dụng các công cụ và phương pháp truyền thống và hiện đại, chúng tôi phân tích đánh giá tiềm năng tài nguyên nước, hiện trạng và dự báo khai thác sử dụng nước trên toàn vùng cũng như chỉ ra các thách thức đến an ninh nguồn nước đang phải đương đầu. Tham khảo ý kiến chuyên gia và các kết quả nghiên cứu trước đây, 28 chỉ số trong số 6 nhóm bộ chỉ số đã được đề xuất cho đánh giá an ninh nguồn nước trên toàn lưu vực.

Từ khóa: an ninh nguồn nước; tài nguyên nước; dòng chảy xuyên biên giới; biến đổi khí hậu; lưu vực sông Thao.

1. Giới thiệu

Tùy thuộc vào góc độ nghiên cứu dựa trên việc sử dụng nước như để đáp ứng các nhu cầu cơ bản của con người hay cho các hoạt động môi trường mà có các định nghĩa về an ninh nguồn nước (ANNN) khác nhau như của David và Claudia (2007); Bogardi và các cộng sự (2012); UN-Water - Ủy ban Liên hợp quốc về Nước (2013) tuy nhiên đều quy chung lại ANNN là: “*Khả năng của một cộng đồng tiếp cận được nguồn nước tin cậy và bao hàm các vấn đề cơ bản: (i) đảm bảo đáp ứng các nhu cầu cơ bản của đời sống con người với khả năng tiếp cận nước một cách đầy đủ về số lượng và chất lượng chấp nhận được, (ii) bảo vệ môi trường, hệ sinh thái, chống lại những hiểm họa về thiên tai liên quan đến nước, (iii) phục vụ phát triển bền vững*”.

Yong Jiang (2015) đã phát triển khung đánh giá an ninh nguồn nước dựa trên 5 khía cạnh và xem xét cụ thể an ninh nguồn nước của Trung Quốc. Nghiên cứu đã chỉ ra rằng Trung Quốc hiện đang phải đối mặt với tình trạng khan hiếm nước ngày càng tăng, đe dọa nghiêm trọng đến sự phát triển kinh tế - xã hội và phát triển bền vững của đất nước này. Có ba nhóm chỉ số được đề xuất để đánh giá ANNN bao gồm: (i) nhóm chỉ số dựa trên yêu cầu về nước của con người, được xác định dựa trên: chỉ số của Falkenmark (1989) - đây là chỉ số được sử dụng phổ biến nhất để đánh giá tình trạng căng thẳng nguồn nước (ii) các chỉ số dễ bị tổn thương tài nguyên nước, dựa trên: chỉ số sử dụng và tái sử dụng nước địa phương tương đối, chỉ số bền vững lưu vực sông, chỉ số căng thẳng cấp nước, sự kham hiếm nước vật lý và kinh tế; (iii) Chỉ số kết hợp yêu cầu nước môi trường.

Tài nguyên nước (TNN) Việt Nam đang trên đà suy thoái, thiếu hụt không chỉ về số lượng mà cả về chất lượng nước (iv) nhu cầu sử dụng nước ở Việt Nam ngày càng tăng cao, do áp lực phát triển kinh tế - xã hội, dân số tăng cùng với nhu cầu chất lượng cuộc sống nâng lên cả về vật chất và tinh thần. Nghiên cứu về ANNN ở Việt Nam mới được quan tâm gần đây và rất cần những nghiên cứu mang tính chuyên sâu này (Quy-Nhan Pham et al., 2023).

Lưu vực sông Thao nằm trong lưu vực sông Hồng - Thái Bình bao gồm 3 tỉnh Lào Cai, Yên Bái, Phú Thọ (Quy hoạch TNN lưu vực sông Hồng - Thái Bình, 2023) có vai trò quan trọng trong sự hình thành và biến động tài nguyên nước trên 3 tỉnh nói riêng và toàn lưu vực sông

Hồng - Thái Bình nói chung. Thách thức lớn nhất đối với TNN thuộc lưu vực sông Thao chính là nguồn nước xuyên biên giới với những tác động không dự báo trước từ phía thượng nguồn và các tai biến do thiên nhiên và con người gây ra đối với TNN. Chính vì vậy, xây dựng khung đánh giá ANNN phù hợp có ý nghĩa khoa học và thực tiễn cao.

2. Dữ liệu và phương pháp nghiên cứu

- Phương pháp thu thập, phân tích thông tin, dữ liệu: Tổng quan các nghiên cứu về ANNN trong nước và trên thế giới để lựa chọn khung đánh giá phù hợp. Thu thập các tài liệu về quy hoạch phát triển kinh tế - xã hội, các chuỗi số liệu khí tượng, thủy văn theo thời gian được phân tích, thống kê và đánh giá xác suất ảnh hưởng đến tài nguyên nước; tổng hợp tài liệu, dữ liệu, sử dụng công cụ hỗ trợ để dự báo phát triển; phân tích dữ liệu, tình hình khí tượng thủy văn, biến đổi khí hậu (BĐKH), nguồn nước, khai thác, sử dụng nước...

- Phương pháp điều tra, khảo sát: Phương pháp này dùng để thu thập, cập nhật được các điều kiện tự nhiên khu vực nghiên cứu bao gồm: địa hình, địa mạo, địa chất, thổ nhưỡng, khí tượng, khí hậu, thủy văn, diễn biến môi trường...

- Phương pháp mô hình toán và bản đồ: bộ môn hình MIKE về thủy văn, thủy lực cân bằng nước; phần mềm ArcGIS; mô hình FEFLOW.

- Phương pháp chuyên gia: Lấy ý kiến của chuyên gia nhiều kinh nghiệm trong quản lý tài nguyên nước, quy hoạch để tổng hợp các kinh nghiệm, kiến thức toàn diện hơn.

3. Hiện trạng tài nguyên nước lưu vực sông Thao

3.1. Tiềm năng tài nguyên nước



Hình 1. Vị trí lưu vực sông Thao (màu xanh) trong lưu vực sông Hồng - Thái Bình.

Dòng chính sông Thao từ Trung Quốc chảy vào Việt Nam đến Việt Trì trước khi sông Đà nhập lưu gọi là sông Thao có tổng lượng là 24,10 tỷ m³. Tổng lượng nước ứng với các tần suất thiết kế 50%, 85%, 95% lần lượt là 24,10 tỷ m³, 19,47 tỷ m³ và 17,05 tỷ m³.

Nguồn nước sông Hồng tại khu vực biên giới Trung Quốc có những giai đoạn cho thấy hàm lượng COD, NO₂ và sắt cao, không đạt tiêu chuẩn để làm nguồn nước cấp cho sinh hoạt, đặc biệt có khi không bảo đảm chất lượng nước cấp cho tưới trong sản xuất nông nghiệp. Từ cuối năm 2017 trở lại đây, chất lượng nước sông Hồng khu vực biên giới có cải thiện đáng kể, các chỉ tiêu đều nằm trong giới hạn A2, đạt tiêu chuẩn cấp nước sinh hoạt.

Nước dưới đất lưu vực sông Thao phân bố chủ yếu trong các tầng chứa nước: Tầng chứa nước trong các trầm tích lỗ hổng Đệ tứ phân bố dọc các thung lũng trước núi; Tầng chứa nước trong các trầm tích bờ rời - khe nứt Neogen; Tầng chứa nước trong các trầm tích lục nguyên;

Tầng chứa nước trong các trầm tích Cacbonat. Bằng các công thức tính toán và các thông số địa chất thủy văn của các TCN, tài nguyên dự báo nước dưới đất trên lưu vực sông Thao là 5.584.891 m³/ngày trong đó lượng bổ cập là 2.938.784 m³/ngày, lượng tích chứa là 26.461.057.138 m³. Chất lượng nước dưới đất lưu vực sông Thao khá tốt, đáp ứng cho các mục đích sử dụng, ngoại trừ một số khu vực có dấu hiệu ô nhiễm các hợp chất của Nito như Lào Cai và Yên Bái và Phú Thọ mục đích sử dụng, ngoại trừ một số khu vực có dấu hiệu ô nhiễm các hợp chất của Nito như Lào Cai, Yên Bái và Phú Thọ.

Như vậy, tổng lượng tài nguyên nước năm W₀ lưu vực sông Thao là 26,03 tỷ m³/năm trong đó nước mặt là 24,1 tỷ m³/năm, chiếm 92,6%, nước dưới đất là 1,93 tỷ m³/năm chiếm 7,4%. Nếu tính tổng dân số trên toàn lưu vực sông Thao là 2.260.826 người (Niên giám thống kê năm 2022) thì khả năng đáp ứng nguồn nước cả năm bình quân đầu người là cao 11.513 m³/người trong khi nếu tính riêng vào mùa khô chỉ đạt trung bình 2.533 m³/người.

3.2. Hiện trạng và dự báo khai thác và sử dụng nước

3.2.1. Hiện trạng khai thác nước sử dụng cho sinh hoạt

Hiện nay, có 39 công trình cấp nước đô thị trên lưu vực sông với lưu lượng khai thác, sử dụng khoảng 287,1 nghìn m³/ngđ, trong đó, sử dụng nguồn nước mặt khoảng 284,6 nghìn m³/ng, nguồn nước dưới đất khoảng 2,5 nghìn m³/ngđ.

Bảng 1. Thống kê hiện trạng cấp nước sạch đô thị lưu vực sông Thao

TT	Tỉnh /thành phố	Số lượng công trình	Lưu lượng khai thác (nghìn m ³ /ngđ)	Lưu lượng khai thác theo nguồn nước (nghìn m ³ /ngđ)	
				Nước mặt	Nước dưới đất
1	Lào Cai	17	129.8	127.3	2.5
2	Yên Bái	7	24.5	24.5	0.0
3	Phú Thọ	14	181.8	181.8	0.0
Tổng cộng		38	287,1	284,6	2.5

Nguồn: Tổng hợp số liệu khai thác, sử dụng nước từ các địa phương trên lưu vực sông

3.2.2. Hiện trạng khai thác nước sử dụng cho công nghiệp

Theo thống kê, toàn lưu vực có một khu kinh tế Kim Thành và 5 khu công nghiệp với tổng diện tích đất khu công nghiệp là 1.093,4 ha, tập trung chủ yếu trong tỉnh Yên Bái và Lào Cai.

Bảng 2. Thống kê hiện trạng cấp nước cho công nghiệp lưu vực sông Thao

TT	Tên Khu công nghiệp	Huyện	Tỉnh	Diện tích (ha)
1	KKT Kim Thành	Bát Xát	Lào Cai	27.4
2	KCN Tầng Lồng	Bảo Thắng	Lào Cai	184
3	KCN Phía Nam tỉnh Yên Bái	TP. Yên Bái	Yên Bái	400
4	KCN Âu Lâu	TP. Yên Bái	Yên Bái	120
5	KCN Minh Quân	Trần Yên	Yên Bái	112
6	KCN Trung Hà	Tam Nông	Phú Thọ	250

Nguồn: Tổng hợp số liệu khai thác, sử dụng nước từ các địa phương trên lưu vực sông

3.2.3. Hiện trạng khai thác, sử dụng nước cho thủy điện

Theo thống kê, trên lưu vực sông Đà có 97 công trình thủy điện lớn và vừa với tổng công suất lắp máy đạt 10.328,8 MW, trong đó có 4 công trình khai thác trên dòng chính là thủy điện Lai Châu, Sơn La, Hòa Bình và Pắc Ma, còn lại khai thác trên dòng nhánh sông Đà.

Bảng 3. Thống kê hiện trạng khai thác các nhà máy thủy điện công suất >30 mW tại lưu vực sông Thao

TT	Tên công trình	Huyện/TP	Tỉnh	Công suất (MW)	Nguồn nước khai thác
1	Mường Hum	Bát Xát	Lào Cai	32	Suối Mường Hum
2	Sử Pán 1	Sa Pa	Lào Cai	30	Suối Mường Hoa
3	Sử Pán 2	Sa Pa	Lào Cai	34,5	Suối Mường Hoa
4	Tà Thàng	Bảo Thắng	Lào Cai	60	Suối Ngòi Bo
5	Nậm Toóng	Sa Pa	Lào Cai	34	Suối Nậm Trung Hồ
6	Nậm Cùn	Sa Pa	Lào Cai	40	Suối Ngòi Bo
7	Nậm Xây Luông	Văn Bàn	Lào Cai	30	Suối Nậm Xây Luông
8	Minh Lương	Văn Bàn	Lào Cai	30	Suối Minh Lương
9	Ngòi Phát	Bát Xát	Lào Cai	72	Suối Ngòi Phát
10	Ngòi Hút 2	Mù Cang Chải	Yên Bái	48	Ngòi Hút
11	Văn Chấn	Văn Chấn	Yên Bái	57	Suối Quyền

3.2.4. Hiện trạng khai thác, sử dụng nước cho nông nghiệp

Vùng thượng sông Thao có diện tích tự nhiên: 452.685 ha, đất sản xuất nông nghiệp: 50.702 ha, đất trồng cây hằng năm: 35.479 ha, đất trồng cây lâu năm: 15.223 ha. Các công trình tưới cho: 13.324 ha lúa mùa tương đương 94,1% yêu cầu tưới, 6.537 ha lúa xuân chiếm 88,5% yêu cầu tưới, 2.100 ha màu xuân, 1.838 ha màu mùa, 2.625 ha màu đông và 1.140 ha nuôi trồng thủy sản.

Ở vùng trung sông Thao diện tích tự nhiên là 386.106 ha, đất sản xuất 84 nông nghiệp: 61.956 ha, đất trồng cây hằng năm: 42.796 ha, đất trồng cây lâu năm: 19.161 ha. Các công trình tưới cho: 9.947 ha lúa mùa tương đương 83,3% yêu cầu tưới, 9.381 ha lúa xuân chiếm 85,5% yêu cầu tưới, 520 ha màu xuân, 523 ha màu mùa, 2.586 ha màu đông và 157 ha nuôi trồng thủy sản. Diện tích tưới chưa chủ động khoảng 315 ha lúa xuân, 287 ha lúa mùa và phần lớn diện tích cây trồng cạn.

Ở vùng hạ sông Thao diện tích tự nhiên: 305.787 ha, đất sản xuất nông nghiệp: 79.622 ha, đất trồng cây hằng năm: 40.516 ha. Đất trồng cây lâu năm: 39.106 ha. Các công trình tưới cho: 17.185 ha lúa mùa tương đương 71,7% yêu cầu tưới, 18.203 ha lúa xuân chiếm 70,8% yêu cầu tưới, 1.042 ha màu xuân, 704 ha màu mùa, 5.621 ha màu đông, 577 ha cây lâu năm và 1.024 ha nuôi trồng thủy sản.

3.2.5. Dự báo nhu cầu khai thác sử dụng nước

Trên cơ sở phân tích xu hướng sử dụng nước, các định hướng phát triển kinh tế xã hội của các địa phương trên địa bàn, dự báo nhu cầu khai thác, sử dụng nước được thống kê trên bảng sau:

Bảng 4. Dự báo nhu cầu khai thác, sử dụng nước của các ngành trên lưu vực sông Thao

TT	Năm	Nhu cầu khai thác sử dụng nước (m ³ /năm)					Tổng
		Sinh hoạt	Tưới	Chăn nuôi	Thủy sản	Công nghiệp	
1	2020	57,48	769,82	15,67	140,84	62,02	1045,82
2	2025	67,66	787,42	16,20	136,32	62,83	1070,43
3	2030	80,27	823,64	15,94	136,32	61,96	1118,13
4	2050	102,07	818,26	26,13	142,13	92,31	1180,90

4. Các thách thức đến an ninh nguồn nước

4.1. Mức độ phụ thuộc vào nguồn nước xuyên biên giới

Sông Thao bắt nguồn từ phía Trung Quốc chảy vào Việt Nam qua địa bàn tỉnh Lào Cai. Hiện nay phía Trung quốc có tổng số 29 đập ngăn nước, trong đó có 01 đập ngăn sông chính cách biên giới Việt Nam khoảng 140 km, đó là đập Thủy điện Nanshan. Theo số liệu thống kê nhiều năm, lượng nước từ ngoài lãnh thổ Việt Nam đổ vào sông Thao chiếm đến 13,6 tỷ m³/năm trong khi lượng nước nội sinh trên toàn lưu vực phân lãnh thổ Việt Nam chỉ là 10,5 tỷ m³/năm. Các hoạt động điều tiết dòng chảy và kiểm soát chất lượng nguồn nước là thách thức lớn đến đảm bảo ANNN cho lưu vực sông này.



Hình 2. Vị trí các hồ chứa nước lớn phía Trung Quốc trên thượng nguồn sông Thao (Hà Văn Khỗi, 2012).

4.2. Biến đổi khí hậu

Trong những năm gần tác động BĐKH càng trở nên rõ ràng hơn và lưu vực sông Thao cũng không phải là ngoại lệ. Lượng dòng chảy sản sinh trên lưu vực được tính toán với lượng mưa dự báo theo kịch bản BĐKH RCP 4.5 trong báo cáo “Kịch bản BĐKH và nước biển dâng 2020” của Bộ Tài nguyên và Môi trường cho thấy rõ sự biến đổi này. Những tác động này đã gây ra những vấn đề liên quan đến TNN như sạt lở bờ sông, trượt lở gây biến đổi chất lượng và hình thái lòng sông và những nghiên cứu gần đây cho thấy các tai biến này xảy ra với mật độ rất cao đối với lưu vực sông Thao.

4.3. Phát triển kinh tế - xã hội

Trong những năm vừa qua, công nghiệp khai khoáng được tập trung phát triển. Bên cạnh các KCN lớn về khai khoáng như Đông Phố Mới và Tăng Loỏng, nhiều điểm khai thác nhỏ lẻ tự phát vẫn đang xảy ra. Chỉ riêng Lào Cai đã phát hiện trên 35 loại khoáng sản, 150 điểm mỏ. Tỷ lệ nước thải được xử lý ở các ngành khác nhau còn rất thấp, ngay cả với các ngành công nghiệp khai khoáng đang là vấn đề thách thức với chất lượng nguồn nước sông Thao nói riêng và sông Hồng nói chung. Ô nhiễm kim loại nặng, hàm lượng BOD, COD tăng cao đều liên quan đến vấn đề này.

5. Đề xuất khung đánh giá ANNN tiểu lưu vực sông Thao

Để đánh giá ANNN, khung đánh giá cần phải lựa chọn các chỉ số cho phù hợp với vùng lưu vực sông Thao, các chỉ số lựa chọn phải tuân thủ theo các nguyên tắc sau đây:

- Số lượng chỉ số không quá nhiều.
- Kế thừa các chỉ số đã được các nghiên cứu trước đây phát triển và áp dụng rộng rãi.

- Phù hợp với điều kiện cụ thể của vùng.
- Có tính đại diện tổng hợp, có độ nhạy cao và chỉ ra được các xu hướng biến đổi.
- Có thể tính toán được trên cơ sở thông tin số liệu hiện có.

Phương pháp xây dựng các chỉ số ANNN cho lưu vực sông Thao:

Nguồn nước của một lưu vực sông bị chi phối bởi nhiều yếu tố, bao gồm điều kiện tự nhiên của lưu vực sông, tình hình khai thác và sử dụng nước trên lưu vực và các cơ chế chính sách của Chính phủ. Trên cơ sở định nghĩa về ANNN và các kết quả xây dựng bộ chỉ số ANNN của các nghiên cứu trước đây (Babel và cộng sự., 2018; 2022), Bộ chỉ số ANNN cho vùng được chia thành 6 nhóm chính, bao gồm:

- Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến nguồn nước đến.
- Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến cấp nước sinh hoạt.
- Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến phát triển các ngành kinh tế.
- Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến công tác phòng chống rủi ro, thiên tai do nước gây ra.
- Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến bảo vệ môi trường sinh thái.

(vi) Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến quản lý tổng hợp tài nguyên nước (QLTNN), quản lý tổng hợp lưu vực sông và quản lý và phát triển bền vững tài nguyên nước xuyên biên giới.

Mỗi nhóm chỉ số này sẽ bao gồm các chỉ số thành phần. Trên cơ sở các yếu tố đặc trưng của lưu vực sông Thao, chúng tôi đã xác định được bộ chỉ số bao gồm 28 chỉ số. Bộ chỉ số này sẽ được tiến hành phân tích, lựa chọn trên cơ sở ý kiến của các chuyên gia.

Bảng 4. Đề xuất các chỉ số đánh giá ANNN lưu vực sông Thao

STT	Chỉ số
I. Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến nguồn nước đến, WSI (1)	
1	WSI (1.1) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ sẵn có của nguồn nước
2	WSI (1.2) - Chỉ số ANNN dựa vào khả năng chống chịu với biến đổi nguồn nước
3	WSI (1,3) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ biến đổi nguồn nước trong năm
4	WSI (1,4) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ biến đổi nguồn nước trong nhiều năm
5	WSI (1,5) - Chỉ số ANNN dựa vào khả năng trữ nước của các công trình (bao gồm cả nước ngầm)
6	WSI (1,6) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ phụ thuộc vào nguồn nước đến từ nước ngoài
II. Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến cung cấp nước sạch cho dân cư, WSI (2)	
7	WSI (2,1) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ cung cấp nước hợp vệ sinh cho dân cư
8	WSI (2,2) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ cung cấp nước sạch của hệ thống cấp nước tập trung
9	WSI (2,3) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ tổn thất nước của các công trình cấp nước tập trung
10	WSI (2,4) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ bảo vệ vệ sinh nguồn nước
11	WSI (2,5) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ chi phí cho mua nước sinh hoạt
III. Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến các ngành kinh tế, WSI (3)	
12	WSI (3,1) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ khai thác sử dụng nước của các ngành kinh tế
13	WSI (3,2) - Chỉ số ANNN liên quan đến ngành nông nghiệp
14	WSI (3,3) - Chỉ số ANNN liên quan đến ngành giao thông thủy
15	WSI (3,4) - Chỉ số ANNN liên quan đến ngành công nghiệp
16	WSI (3,5) - Chỉ số ANNN liên quan đến ngành dịch vụ
17	WSI (3,6) - Chỉ số ANNN liên quan đến ngành du lịch sinh thái
IV. Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến rủi ro, thiệt hại do thiên tai, WSI (4)	
18	WSI (4,1) - Chỉ số ANNN dựa vào khả năng ứng phó thiên tai
19	WSI (4,2) - Chỉ số ANNN dựa vào rủi ro thiệt hại do hạn hán

20	WSI (4,3) - Chỉ số ANNN dựa vào rủi ro thiệt hại do lũ lụt
21	WSI (4,4) - Chỉ số ANNN dựa vào rủi ro thiệt hại do sụt đất
22	WSI (4,5) - Chỉ số ANNN dựa vào rủi ro thiệt hại do sạt lở đất
V. Nhóm chỉ số ANNN cho bảo vệ môi trường, hệ sinh thái, WSI (5)	
23	WSI (5,1) - Chỉ số ANNN dựa vào mức độ duy trì nước cho môi trường và hệ sinh thái
24	WSI (5,2) - Chỉ số ANNN dựa vào chất lượng nước
25	WSI (5,3) - Chỉ số ANNN dựa vào ảnh hưởng của phát triển thượng nguồn
VI. Nhóm chỉ số ANNN liên quan đến QLTHTN, QLTHLVs và hợp quốc tế, WSI (6)	
26	WSI (6,1) - Chỉ số ANNN dựa vào kết quả thực hiện quản lý tổng hợp tài nguyên nước
27	WSI (6,2) - Chỉ số ANNN dựa vào kết quả thực hiện quản lý tổng hợp lưu vực sông
28	WSI (6,3) - Chỉ số ANNN dựa vào kết quả hợp tác giữa Việt Nam và Trung Quốc

Các chỉ số này được bày cụ thể về công thức tính toán, các giới hạn để phân loại cho từng chỉ số và tổng hợp giá trị các nhóm chỉ số để từ đó đánh giá mức độ đảm bảo ANNN của từng khu vực đã được trình bày cụ thể trong công trình của Babel và cộng sự (2022).

6. Kết luận

i) Lưu vực sông Thao nằm trong lưu vực sông Hồng - Thái Bình bao gồm 3 tỉnh Lao Cai, Yên Bái, Phú Thọ có vai trò quan trọng trong sự hình thành và biến động tài nguyên nước trên 3 tỉnh nói riêng và toàn lưu vực sông Hồng - Thái Bình nói chung.

ii) Thách thức lớn nhất đối với TNN thuộc tiểu lưu vực sông Thao chính là nguồn nước xuyên biên giới với những tác động không dự báo trước từ phía thượng nguồn và các tai biến do thiên nhiên và con người gây ra đối với TNN.

iii) Trên cơ sở phân tích tiềm năng nguồn nước, hiện trạng và dự báo khai thác sử dụng TNN, các thách thức đối ANNN thuộc lưu vực sông, chúng tôi đã lựa chọn được 28 chỉ số trong 6 nhóm bộ chỉ số đánh giá ANNN. Khung đánh giá này sẽ định hướng cho triển khai đánh giá ANNN trên toàn lưu vực sông.

Tài liệu tham khảo

- Babel, M.; Chapagain, K.; Shinde, V.R.; Prajamwong, S.; Apipattanavis, S., 2022. A disaggregated assessment of national water security: An application to the river basins in Thailand. J. Environ. Manage., 321: 1-15 (15 pages).
- Babel, M; Shinde, V.R., 2018. A framework for water security assessment at basin scale. APN Sci. Bull., 8(1): 27-32 (6 pages).
- Bộ Tài nguyên và Môi trường, 2012. Báo cáo môi trường quốc gia - Môi trường nước mặt.
- Bộ Tài nguyên và Môi trường, 2016. Báo cáo tổng hợp Tài nguyên nước Quốc gia năm 2015.
- Hà Văn Khôi, Vũ Thị Minh Huệ, 2012. Phân tích ảnh hưởng của các hồ chứa thượng nguồn trên địa phận trung quốc đến dòng chảy hạ lưu sông Đà, sông Thao. Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường - số 38 (9/2012).
- Pham, Q.-N.; Nguyen, N.-H.; Ta, T.-T.; Tran, T.-L., 2023. Vietnam's Water Resources: Current Status, Challenges, and Security Perspective. Sustainability 2023, 15, 6441. <https://doi.org/10.3390/su15086441>.
- Yong Jiang, 2015. "China's water security: Current status, emerging challenges and future prospects", Environmental Science & Policy, 54: 106-125.

VẤN ĐỀ XÁC ĐỊNH SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT LOẠI SÉT LẤN DẦM SẠN TRONG THIẾT KẾ NỀN ĐƯỜNG ĐÀO

Cao Trọng Công^{1,*}, Nguyễn Đức Mạnh², Nguyễn Châu Lâm²

¹*Viện khoa học và Công nghệ Công trình thủy, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội*

²*Trường Đại học Giao thông vận tải*

**Tác giả chịu trách nhiệm: cong47xd@gmail.com*

Tóm tắt

Sức chống cắt của đất là thông số không thể thiếu để sử dụng trong phân tích ổn định khi thiết kế nền đào, đắp hay các công trình gia cố. Với đất loại sét lấn dầm sạn, đặc biệt khi hàm lượng dầm sạn cao, các phương pháp lấy mẫu đất nguyên trạng truyền thống khi khảo sát địa kỹ thuật hiện nay ở nước ta ít khả thi. Cùng với đó, hệ thống tiêu chuẩn kỹ thuật liên quan việc xác định và sử dụng thông số sức chống cắt cho đối tượng này trong phân tích ổn định nền đường đào qua khu vực đồi núi còn thiếu, dẫn tới độ tin cậy trong tính toán thiết kế trong nhiều trường hợp thường thấp.

Trên cơ sở các số liệu tổng hợp từ kết quả khảo sát địa kỹ thuật một số tuyến đường ô tô cao tốc đã hoàn thành, đang và sẽ triển khai tới đây mà có khối lượng nền đào qua vùng đồi núi lớn, kết quả nghiên cứu thực nghiệm một số mẫu đất tại Lào Cai, bài báo phân tích một số quy luật về sức chống cắt liên quan tới một vài đặc trưng vật lý của đất, hay khi xác định theo các phương pháp cắt trực tiếp khác nhau, làm cơ sở định hướng phương pháp xác định, nâng cao độ tin cậy trong việc xác định thông số độ bền quan trọng này của các lớp đất loại sét lấn dầm sạn, góp phần nâng cao độ tin cậy kết quả tính toán ổn định, nhằm tối ưu giải pháp thiết kế nền đường đào qua vùng đồi núi nói chung ở nước ta.

Từ khóa: đất loại sét; lấn dầm sạn; sức chống cắt; nền đường đào.

1. Đặt vấn đề

Đất loại sét lấn dầm sạn chủ yếu nguồn gốc tàn hay sườn tích, phổ biến xuất hiện trong tầng phủ ở các khu vực đồi núi. Loại đất này thường không đồng nhất, biến đổi mạnh ngay cả khi cùng nguồn gốc thành tạo cũng như trong phạm vi không gian hẹp. Đây là đối tượng phổ biến, quan trọng với các khu vực nền đường đào khi xây dựng đường giao thông qua vùng đồi núi. Với loại đất như trên, đặc biệt khi hàm lượng dầm sạn cao, các phương pháp lấy mẫu đất nguyên trạng cũng như thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý truyền thống khi khảo sát địa kỹ thuật như hiện nay ở nước ta ít khả thi, thậm chí không thực hiện được.

Với tính không đồng nhất cao như vật liệu đất loại sét lấn dầm sạn, sức chống cắt của chúng phụ thuộc nhiều yếu tố. Đặc trưng thành phần hạt và trạng thái kết cấu của đất quyết định giá trị c , φ hay c' , φ' (hoặc S_u), được một số các tác giả công bố với một số loại đất rời hay lấn sạn khác nhau trên thế giới như K. Kuenza và nnk. (2004), T. Kokusho và nnk. (2004), G. Wang và nnk. (2007), C. F. Chiu và X. J. Fu (2008), J.J. Wang và nnk. (2013), W.J. Chang và T. Phantachang (2016), T.W. Parka và nnk. (2017), C. Wang và C. Zhan (2011), K. Yin và nnk. (2021), H. Zhang và nnk. (2022). Bên cạnh đó, với loại vật liệu đất bất đồng nhất như sét lấn dầm sạn, hình dạng hạt đất, đặc biệt nhóm hạt cát và sạn hay dầm cùng với trạng thái ứng suất tác dụng đóng vai trò chi phối tới giá trị thu được sức chống cắt của chúng (Y. Li và nnk, 2013; A. C. Taiba và nnk, 2018; X. S. Shi và nnk, 2020; L. E.Vallejo và R. Mawby, 2020). Độ ẩm của đất hay trạng thái vật lý loại đất cùng với kích thước mẫu đất thí nghiệm, hay mẫu đất sử dụng thử nghiệm được chế bị cũng là những yếu tố mà P.K. Wu và nnk. (2011), L.Wang, J. Han và nnk.(2020) cho rằng ảnh hưởng tới giá trị sức chống cắt của đất loại sét lấn sạn dầm đáng kể.

Việc chưa có những tiêu chuẩn xác định thông số sức chống cắt, hay những quy định việc sử dụng chúng khi phân tích ổn định cho loại đất phức tạp này trong thiết kế bờ dốc nền đào, nên thực tế đang áp dụng khá “tùy tiện”: Hoặc lấy giá trị bằng kinh nghiệm, khi thì sử dụng bằng

tương quan thực nghiệm qua thí nghiệm SPT, hay CPT, hoặc qua thí nghiệm nén một trục nở hông (tự do), hay từ thí nghiệm cắt phẳng khi đất có ít dăm sạn và lấy được mẫu nguyên trạng. Chính vì lý do này, trong nhiều trường hợp, khó kiểm soát mức độ tin cậy kết quả tính toán ổn định, khó khăn trong việc lựa chọn giải pháp thiết kế và tối ưu biện pháp gia cố bờ dốc nền đường đào, có thể gây lãng phí không cần thiết.

Để giải quyết những tồn tại này, trong một số trường hợp, thường chỉ với công trình quan trọng, có thể tiến hành lấy mẫu đất kích thước lớn (20x20x20) cm để thí nghiệm trong phòng, có khi thực hiện thí nghiệm hiện trường trên mẫu lập phương kích thước lớn (50x50x50) cm, hoặc lấy mẫu về chế bị lại, sau đó xác định gần đúng giá trị sức chống cắt của chúng để lấy số liệu phục vụ tính toán ổn định. Bằng cách này, thường có chi phí lớn, số lượng mẫu thực hiện bị hạn chế.

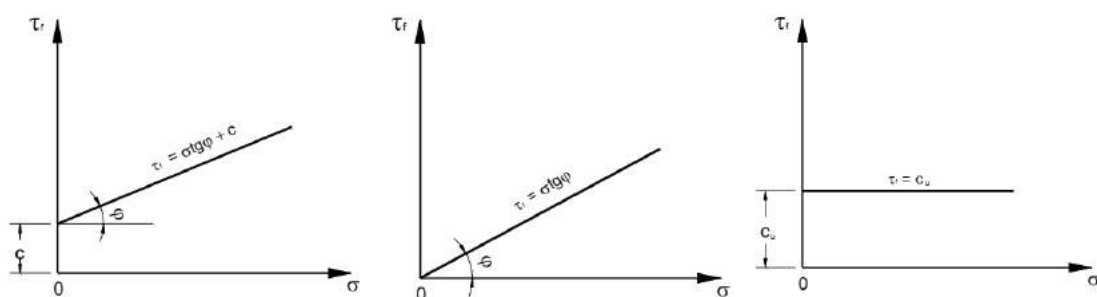
Trong nghiên cứu này, thông qua việc tổng hợp, phân tích và xây dựng một số tương quan giữa sức chống cắt (c, φ) với một số đặc trưng vật lý điển hình của đất loại sét lẫn sạn hay dăm tầng phủ phong hóa vùng đồi núi một số tuyến đường mới xây dựng hay dự kiến đầu tư như Hạ Long - Vân Đồn, Vân Đồn - Móng Cái, Hòa Bình - Mộc Châu, Bắc Giang - Lạng Sơn, Đồng Đăng - Trà Lĩnh, Lào Cai - Sa Pa, Lào Cai - Lai Châu ... làm cơ sở định hướng việc xác định được c và φ có độ tin cậy thích hợp của loại đất kém đồng nhất này, nâng cao độ tin cậy kết quả phân tích ổn định bờ dốc nền đường đào khi thiết kế.

2. Sức chống cắt của đất và phương pháp xác định

Sức chống cắt của đất (τ_f) là giá trị ứng suất giới hạn mà đất có thể sinh ra khi đất bị phá hoại do bị cắt. Cơ sở khoa học có tính hệ thống định lượng đầu tiên liên quan sức chống cắt của đất là phương trình $\tau_f = \sigma \cdot \tan \varphi + c$ (1) của A. Coulomb đưa ra năm 1776 (Nguyễn Thành Dương và nnk. 2020; Nguyễn Hải Hà và nnk. 2017; Nguyễn Thị Ngọc Hương và Trịnh Minh Thụ, 2013; Nguyễn Đức Mạnh, 2015; Phạm Thu Trang và Nguyễn Đức Mạnh, 2022; A.Kopf và nnk, 1998; M. Jonsson, C. Sellin, 2012; L.Wang và nnk, 2020). Theo đó, c là lực dính đơn vị của đất, đặc trưng cho thành phần hạt mịn (khả năng dính kết); φ góc ma sát trong phản ánh khả năng chống lại phá hủy của đất nhờ sự ma sát bởi đặc tính cấp phối hạt (độ chặt, mức độ góc cạnh, mức độ không đồng đều); và σ là ứng suất pháp trên mặt trượt khi phá hủy của đất.

Đất là hệ phân tán ba pha, khi đất bão hòa nước, ứng suất do các hạt đất tiếp nhận là ứng suất hiệu quả (σ'), phần nước trong lỗ rỗng hay nước bao quanh hạt sét tiếp nhận là áp lực nước lỗ rỗng (u). Sức chống cắt liên hệ với ứng suất hiệu quả, và khi đó (1) được thể hiện như (2) $\tau_f = \sigma' \tan \varphi' + c' = (\sigma - u) \tan \varphi' + c'$. Với, c' là lực dính đơn vị tạo bởi ứng suất hiệu quả và φ' là góc ma sát trong của đất tạo bởi ứng suất hiệu quả.

Trường hợp đất dính mềm khi bão hòa nước, không có đặc trưng ma sát trong ($\varphi = 0$), sức chống cắt trường hợp này được đặc trưng bởi lực dính đơn vị (c_u), được gọi là sức chống cắt không thoát nước ($S_u \sim \tau_f$). Đối với đất rời như sỏi, sạn, cát, bụi vô cơ $c \approx 0$. Ở trạng thái ứng suất tổng, dạng đường sức chống cắt đặc trưng một số loại đất khác nhau được thể hiện như hình 1



(a). Khi $c \neq 0$ và $\varphi \neq 0$

(b). Khi $c = 0$ và $\varphi \neq 0$

(c). Khi $c \neq 0$ và $\varphi = 0$

Hình 1. Các dạng đường sức chống cắt của một số loại đất khác nhau.

Sức chống cắt của đất là thông số không thể thiếu để sử dụng trong các phân tích ổn định khối đất, sức chịu tải của nền đất, ổn định khi thiết kế tường chắn đất, dự báo sức chịu tải móng.... (Nguyễn Thành Dương và nnk, 2020; L.Wang và nnk, 2020). Độ tin cậy của các thông số c , ϕ hay c' , ϕ' (hoặc S_u), không chỉ quyết định đến độ tin cậy kết tính toán khi thiết kế và khả năng ổn định công trình, mà còn cho phép lựa chọn tối ưu giải pháp thiết kế và tối ưu phí đầu tư xây dựng (L.Wang và nnk, 2020; X. S. Shi nnk, 2021; A. C. Taiba, Y. Mahmoudi et al., 2018; T.W. Parka, H.J. Kim, et al., 2017; Công ty CP BOT Biên Cương, 2015; Ban Quản lý dự án 2, Bộ GTVT, 2020).

Có nhiều phương pháp xác định sức chống cắt của đất, bao gồm trong phòng trên các mẫu thử và trực tiếp ngoài hiện trường cho mẫu lớn hay nền hoặc khối đất tự nhiên. Với đất loại sét lẫn ít sạn, có thể xác định trong phòng bằng thiết bị cắt phẳng kích thước lớn với mẫu nguyên trạng hoặc chế bị, hoặc mẫu chế bị đường kính nhỏ sau khi loại một phần hạt sạn (L.Wang và nnk, 2020; Q.H. Xue and M.T.Chen, 2018; S. J. Hong và nnk, 2009; S.G. Chung và nnk, 2012; B.M. Das, K. Sobhan, 2013; H. Zhang và nnk, 2022 X. S. Shi nnk, 2021; A. C. Taiba, Y. Mahmoudi et al., 2018; T.W. Parka, H.J. Kim, et al., 2017; Công ty CP BOT Biên Cương, 2015; Ban Quản lý dự án 2, Bộ GTVT, 2020). Khi thực hiện trên mẫu đất trong phòng, về cơ bản, thông số sức chống cắt được xác định dựa trên ứng suất pháp và lực cắt ngang mẫu đất đo được tương tự theo TCVN 4199:2012; BS 1377-8:1990; JGS 0561-2020 hay JGS 0560-2020, hoặc theo nguyên lý nén một trục mẫu hình trụ tròn tới phá hủy khi không có áp lực ngang, hay nén ba trục mẫu hình trụ trong buồng nén với các cấp áp lực ngang khác nhau để xác định đường bao phá hoại chúng theo TCVN8868:2011. Với đất loại sét lẫn hay chứa dăm sạn, việc lấy mẫu nguyên trạng là một thách thức, khi không lấy được mẫu lớn có thể chế bị lại để thực hiện thí nghiệm trong phòng theo JTG 3430 - 2020, hay trên mẫu hình trụ hiện trường, hoặc xác định trực tiếp hay gián tiếp sức chống cắt thông qua các tương quan thực nghiệm bằng các thí nghiệm hiện trường khác.

Ngoài hiện trường, để xác định sức chống cắt của đất có thể xác định gián tiếp thông qua các thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) (Meyerhof, 1956; Sower, 1979; Peck, Hanson và Thornburn, 1974; Hara, 1974; Schmertmann, 1975; Terzaghi và Peck, 1967; Sower, 1979; Liao và Whitman, 1986), xuyên tĩnh hay xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng (Meyerhof, 1956; Vésic, 1975; Senneset, 1985; Aas và nnk, 1986; Keaveny và Michell, 1986; Roberson và Campanella, 1983; Konrad và Law, 1987; Kulhawy và Mayne, 1990; Teh và Houlsby, 1991; Yu và nnk, 2000; Su và Liao, 2002; Li, 2011).

Để xác định sức chống cắt trực tiếp mẫu đất loại sét lẫn sạn nguyên trạng, thí nghiệm đẩy trụ đất trong hố đào tại hiện trường cũng là một trong số những biện pháp thường được sử dụng. Tuy nhiên, hệ thống các tài liệu hướng dẫn và tiêu chuẩn kỹ thuật cho dạng thí nghiệm này, hay qui định về cách sử dụng trong phân tích ổn định nền đường đào ở nước ta hiện còn hạn chế hoặc chưa có (A.Kopf và nnk, 1998).

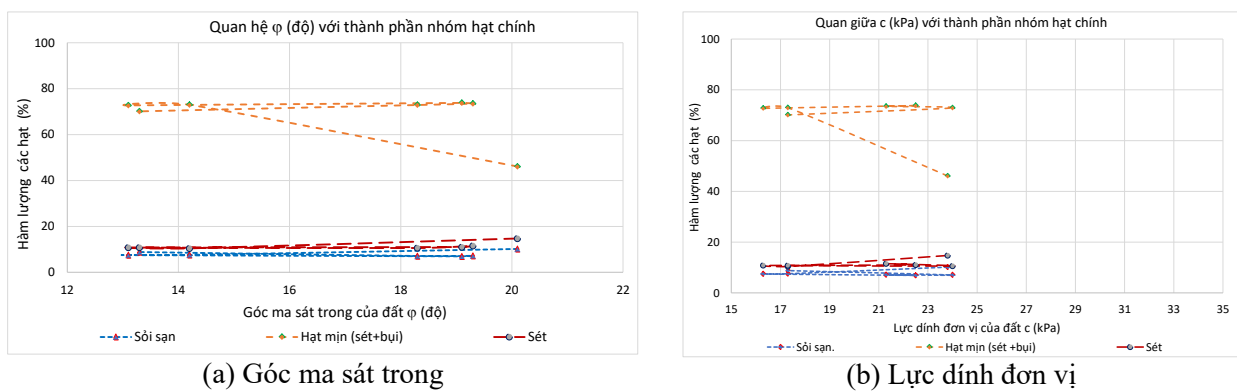
3. Đặc điểm sức chống cắt của đất loại sét lẫn sạn tại một số khu vực ở Bắc Bộ (và thảo luận)

Trong nghiên cứu này, mục đích chính nhằm xác định sự phụ thuộc các thông số đặc trưng sức chống cắt (c , ϕ) của đất loại sét lẫn sạn với một vài đặc trưng vật lý cơ bản của đất, đồng thời xem xét giá trị các thông số này khi xác định trên mẫu tự nhiên (nguyên trạng) với mẫu chế bị tương đồng trạng thái. Kết quả nghiên cứu là cơ sở định hướng, để xây dựng cách tiếp cận nghiên cứu khác, hướng tới việc tìm được phương pháp (lấy mẫu, loại mẫu thí nghiệm, phương pháp thí nghiệm) nhằm xác định được và nâng cao độ tin cậy thông số sức chống cắt của loại đất khó lấy mẫu nguyên trạng - (đất loại sét lẫn dăm sạn) để tính toán thiết kế nền đường đào qua vùng đồi núi. Trong đó, ngoài việc phân tích số liệu được tổng hợp từ kết quả thí nghiệm mẫu đất nguyên trạng của một số dự án xây dựng đường giao thông mới qua vùng đồi núi, còn tiến hành các nghiên cứu thực nghiệm trên máy cắt phẳng với mẫu đất nguyên trạng và chế bị tương đồng độ ẩm và trọng lượng thể tích.

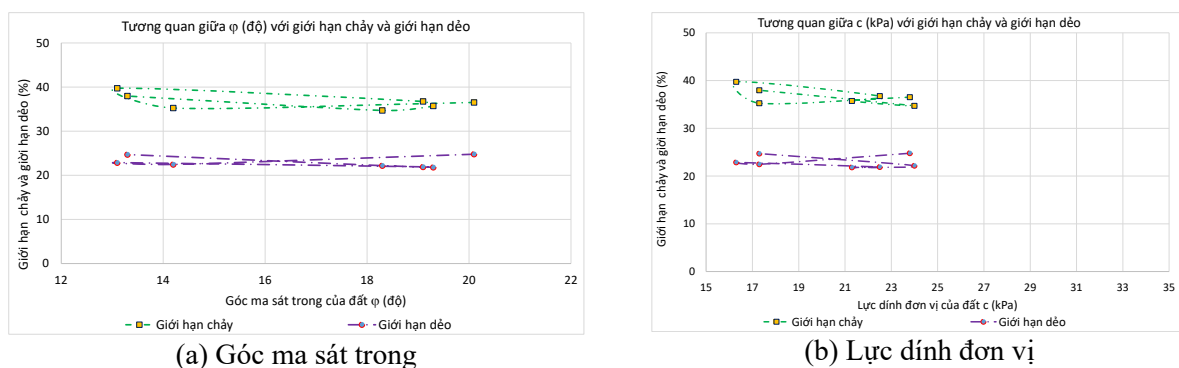
3.1. Đặc điểm sức chống cắt của đất loại sét lẫn sạn từ kết quả tổng hợp số liệu khảo sát có trước

Ba dự án xây dựng đường giao thông, đại diện ba vùng đồi núi (Tây Bắc, Đông Bắc; Việt Bắc) được tổng hợp số liệu thí nghiệm gồm tuyến đường nối từ đường cao tốc Nội Bài (Lào Cai) đi Lai Châu hiện đang thi công (LC-LC) (1494 mẫu), Hạ Long - Vân Đồn (HL-VĐ) (1391 mẫu) và cao tốc Tuyên Quang - Hà Giang (TQ-HG) (2165 mẫu). Các mẫu được tổng hợp để phân tích là mẫu nguyên trạng, có thành phần chủ yếu sét, sét pha (loại sét) lẫn sạn (2-10)mm, có khi cả dăm (>10 mm). Hàm lượng dăm sạn trong các mẫu biến đổi mạnh (3% - 40%). Các chỉ tiêu được phân tích gồm: lực dính đơn vị (c), góc ma sát trong của đất (φ) xác định từ thí nghiệm cắt phẳng trên mẫu đất; hàm lượng các nhóm hạt sỏi sạn, hạt mịn (sét và bụi), và sét; giới hạn chảy của đất; giới hạn dẻo của đất. Trong nghiên cứu ban đầu này, trên mỗi tuyến điển hình nêu trên, các mẫu được xác định với các giá trị trung bình số học theo từng phân đoạn tuyến khác nhau, cụ thể: tuyến LC-LC có 07 giá trị trung bình tương ứng 7 phân đoạn đặc trưng; HL-VĐ có 09 phân đoạn; và tuyến TQ-HG có 08 phân đoạn đặc trưng.

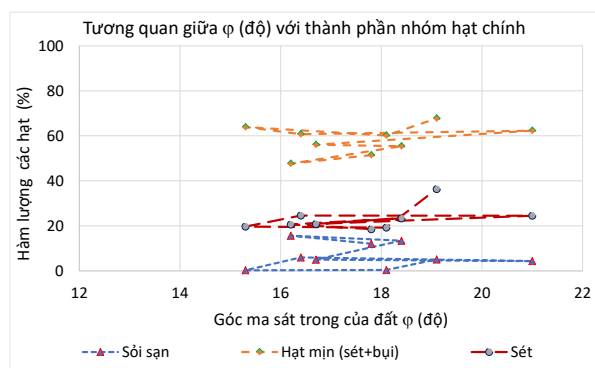
Các biểu đồ liên quan lực dính đơn vị (c) và góc ma sát trong của đất (φ) được xem xét với hàm lượng các nhóm hạt sỏi sạn; hạt mịn (sét và bụi); sét; giới hạn chảy và giới hạn dẻo của chúng (Hình 2 - 7).



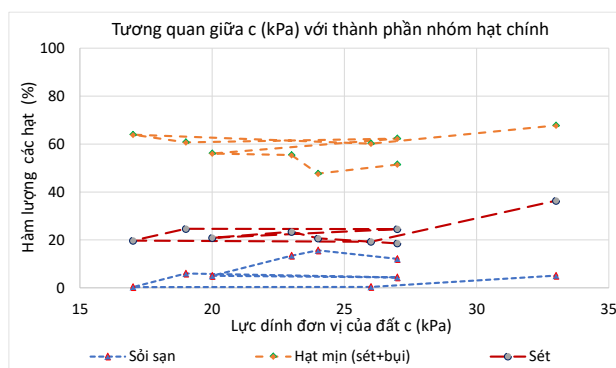
Hình 2. Liên quan c , φ của đất loại sét lẫn dăm sạn với nhóm hạt chính (tuyến LC-LC).



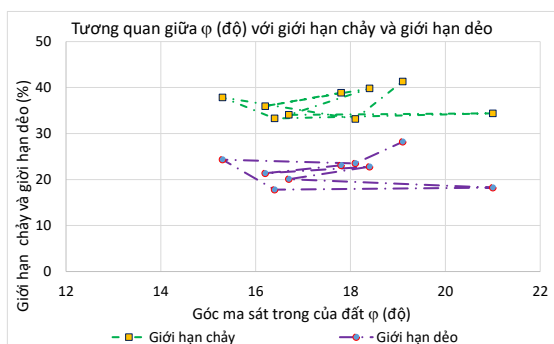
Hình 3. Liên quan c , φ của đất loại sét lẫn dăm sạn với giới hạn chảy và giới hạn dẻo (tuyến LC-LC).



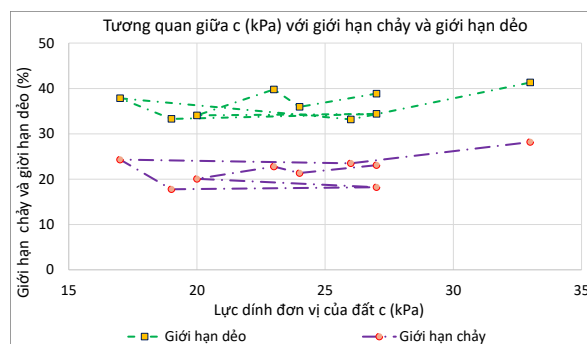
(a) Góc ma sát trong



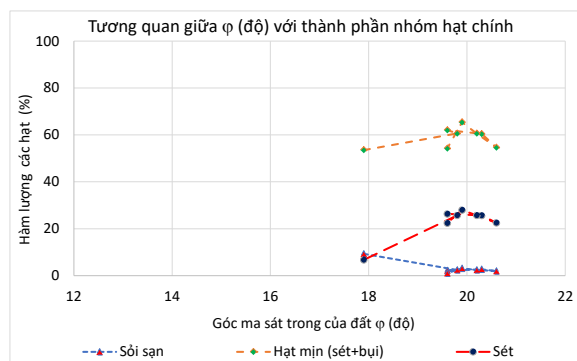
(b) Lực dính đơn vị

Hình 4. Liên quan c , φ của đất loại sét lẫn dăm sạn với nhóm hạt chính (tuyến HL-VĐ).

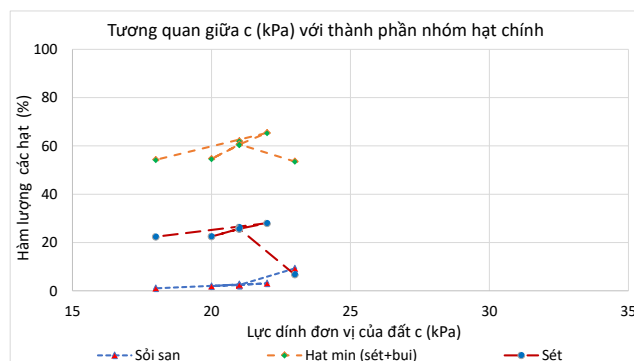
(a) Góc ma sát trong



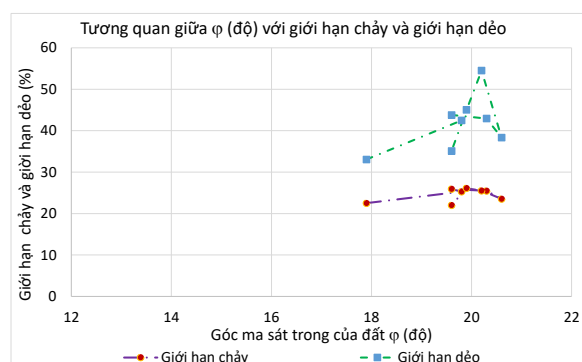
(b) Lực dính đơn vị

Hình 5. Liên quan c , φ của đất loại sét lẫn dăm sạn với giới hạn chảy và giới hạn dẻo (tuyến HL-VĐ).

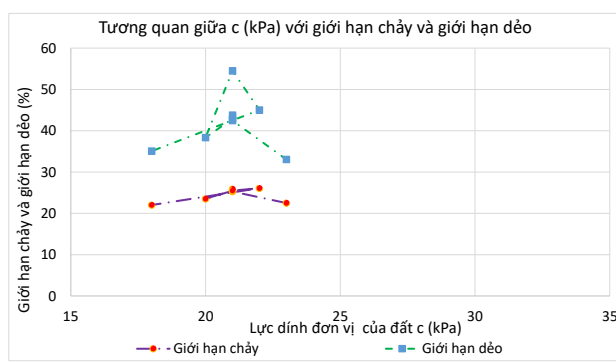
(a) Góc ma sát trong



(b) Lực dính đơn vị

Hình 6. Liên quan c , φ của đất loại sét lẫn dăm sạn với nhóm hạt chính (tuyến TQ-HG).

(a) Góc ma sát trong



(b) Lực dính đơn vị

Hình 7. Liên quan c , φ của đất loại sét lẫn dăm sạn với giới hạn chảy và giới hạn dẻo (tuyến TQ-HG).

Kết quả phân tích các quan hệ cho thấy, thành phần đất, mà ở đây là thành phần các nhóm hạt đất chính tại các khu vực nghiên cứu có sự khác biệt rõ rệt (Hình 2, 4, 6), dù là giá tổng hợp trung bình cộng nhưng mức độ phân tán rất cao. Ngay trên cùng vùng (Hình 2a và 2b; Hình 4a và 4b; và Hình 6a và 6b), cũng thể hiện rõ sự không đồng nhất về thành phần.

Khi bỏ qua giá trị, xét trên phương diện qui luật độc lập hay đồng thời các thông số đặc trưng c hoặc/ và φ của đất loại sét lẫn dăm sạn tại các vùng nghiên cứu khác nhau, hay thậm chí cùng vùng không thể hiện qui luật rõ rệt trong quan hệ với: nhóm hạt sỏi sạn, hạt mịn, sét; giới hạn chảy; và giới hạn dẻo (Hình 2-7).

Qui luật không rõ ràng như nêu trên phần nào có liên quan tới tính không đồng nhất của loại vật liệu có tính đặc thù này, đặc biệt khi xem xét với khối lượng mẫu lớn, không xử lý thống kê.

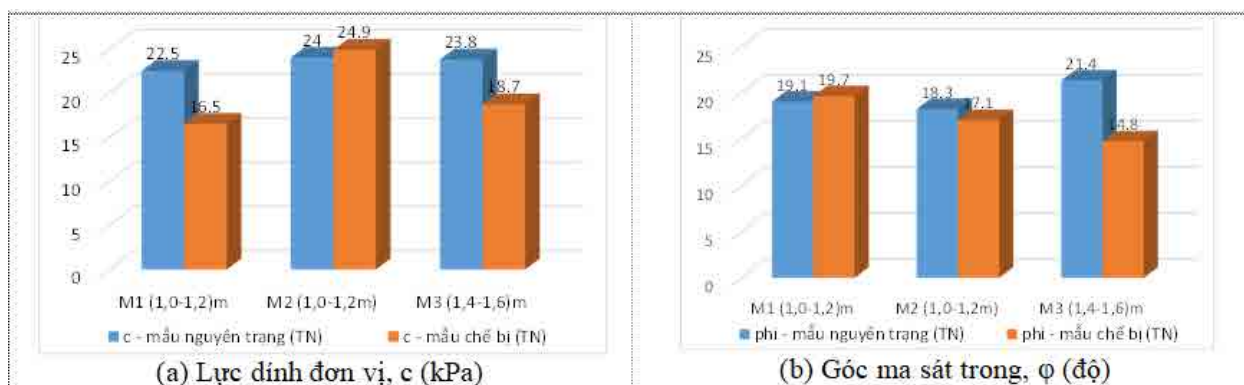
3.2. Đặc điểm sức chống cắt của đất loại sét lẫn sạn từ kết quả thử nghiệm trên mẫu đất nguyên trạng và chế bị

Các mẫu đất được lấy từ các hố đào (1,0 - 1,6 m) khu vực phường Thống Nhất, thành phố Lào Cai. Thành phần đất là sét pha lẫn dăm sạn, điều kiện tự nhiên ở trạng thái dẻo cứng, một số đặc trưng cơ bản của đất được tiến hành tại phòng thí nghiệm công ty ADF Việt Nam. Ba mẫu đất được lấy ở các vị trí khác nhau trên cùng sườn đồi, các đặc trưng được xác định gồm: thành phần hạt, giới hạn chảy, giới hạn dẻo, sức chống cắt của đất (c, φ) được xác định trên máy cắt phẳng theo Tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành ở trạng thái tự nhiên (TN, mẫu nguyên trạng) và trên mẫu chế bị tương ứng độ ẩm và khối lượng thể tích tự nhiên. Trong nghiên cứu này, ngoài các mẫu thí nghiệm xác định sức chống cắt ở trạng thái tự nhiên, còn được ngâm trong nước 96 giờ (bão hòa đất), tổng hợp kết quả như trong bảng 1.

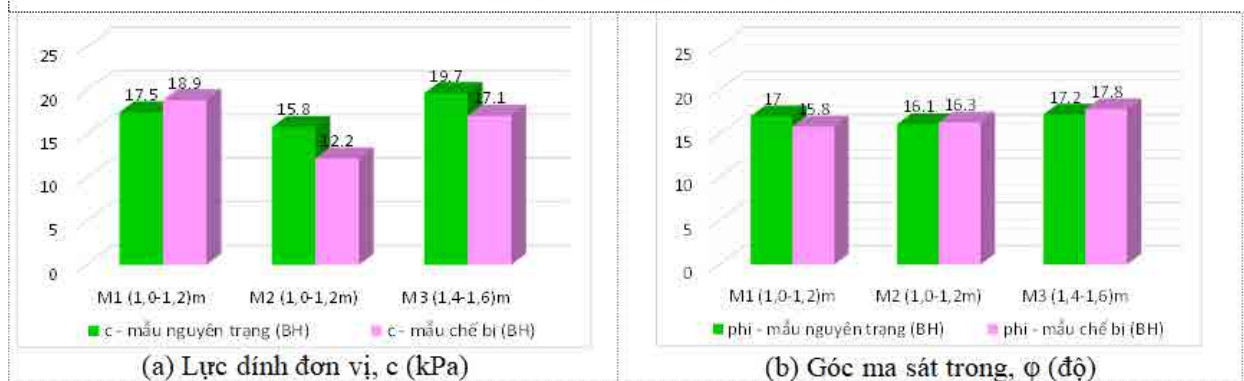
Bảng 1. Tổng hợp một số đặc trưng vật lý thí nghiệm trong phòng các mẫu đất tại thành phố Lào Cai

Đặc trưng vật lý	Mẫu M1 (1,0-1,2)m	Mẫu M2 (1,0-1,2)m	Mẫu M3 (1,4-1,6)m
Hàm lượng hạt sạn (%)	6,9	7,1	10,2
Hàm lượng hạt bụi (%)	73,8	72,9	46,1
Hàm lượng hạt sét (%)	11,0	10,6	24,8
Giới hạn chảy (%)	36,7	34,7	36,5
Giới hạn dẻo (%)	21,9	22,2	24,8
Lực dính đơn vị tự nhiên (TN), mẫu nguyên trạng, c (kPa)	22,5	24,0	23,8
Góc ma sát trong tự nhiên (TN), mẫu nguyên trạng, φ (độ)	19,1	18,3	21,4
Lực dính đơn vị tự nhiên (TN), mẫu chế bị, c (kPa)	16,5	24,9	18,7
Góc ma sát trong tự nhiên (TN), mẫu chế bị, φ (độ)	19,7	17,1	14,8
Lực dính đơn vị bão hòa (BH), mẫu nguyên trạng, c (kPa)	17,5	15,8	19,7
Góc ma sát trong bão hòa (BH), mẫu nguyên trạng, φ (độ)	17,0	16,1	17,2
Lực dính đơn vị bão hòa (BH), mẫu chế bị, c (kPa)	18,9	12,2	17,1
Góc ma sát trong bão hòa (BH), mẫu chế bị, φ (độ)	15,8	16,3	17,8

Các giá trị lực dính đơn vị (c) và góc ma sát trong của đất (φ) được xác định bằng trên các mẫu khác nhau (nguyên trạng và chế bị), tương ứng các trạng thái tự nhiên và bão hòa được so sánh và thể hiện trên các Hình 8 và Hình 9.



Hình 8. Sức chống cắt của các mẫu đất loại sét lẫn dăm sạn ở trạng thái tự nhiên khi xác định trên mẫu nguyên trạng và chế bị.



Hình 9. Sức chống cắt của các mẫu đất loại sét lẫn dăm sạn ở trạng thái bão hòa khi xác định trên mẫu nguyên trạng và chế bị.

Kết quả nghiên cứu cho thấy, giá trị sức chống cắt (c , ϕ) của đất loại sét lẫn dăm sạn khi xác định trên mẫu nguyên trạng và chế bị tương đương độ ẩm và độ chặt kết cấu không giống nhau, không thể hiện được qui luật rõ ràng.

Ở trạng thái tự nhiên, chênh lệch khi xác định trên mẫu nguyên trạng và chế bị lớn hơn ở trạng thái bão hòa. Cụ thể ở trạng thái tự nhiên, lực dính đơn vị, khi xác định trên mẫu chế bị nhỏ hơn mẫu nguyên trạng trung bình 15,5%; tương tự giá trị này với góc ma sát trong là 12,2%. Nhưng ở trạng thái bão hòa, các giá trị tương ứng trên có giảm đi rõ rệt, tương ứng 9,1% với lực dính đơn vị, và 0,8% với góc ma sát trong (Hình 8, 9).

4. Kết luận

Đất loại sét lẫn dăm sạn là đối tượng quan trọng, phổ biến xuất hiện tại các bờ dốc nền đường đào qua vùng đồi núi ở nước ta, nhưng đến nay, việc xác định đặc trưng sức chống cắt và quy định sử dụng chúng trong phân tích ổn định phục vụ thiết kế chưa rõ ràng và còn thiếu.

Sự không đồng nhất của đất loại sét lẫn dăm sạn cao, đặc biệt khi xem xét trên diện rộng mà không có xử lý thống kê, bằng các mô hình phân tích truyền thống, không thể hiện được quy luật rõ ràng giữa sức chống cắt với các nhóm hạt sỏi sạn, bụi và sét, cũng như giới hạn chảy và giới hạn dẻo.

Giá trị sức chống cắt mẫu đất loại sét lẫn sạn xác định trên mẫu chế bị khác khá xa so với mẫu nguyên trạng khi ở trạng thái tự nhiên, nhưng ít hơn ở trạng thái bão hòa và không thể hiện được tính qui luật rõ ràng.

Tài liệu tham khảo

- Nguyễn Thành Dương và nnk, 2020. Sức kháng cắt dư của đất: các yếu tố ảnh hưởng và ứng dụng. Hội nghị toàn quốc khoa học Trái đất và tài nguyên với phát triển bền vững (ERSD 2020).
- Nguyễn Hải Hà và nnk, 2017. Nghiên cứu sức chống cắt của đất bằng các thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT), xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTu) và ứng dụng trong phân tích ổn định nền đường đắp trên đất yếu. Tạp chí Địa kỹ thuật, số 3/2017, tr.11-16.
- Nguyễn Thị Ngọc Hương và Trịnh Minh Thu, 2013. Xác định cường độ chống cắt của đất không bão hòa bằng thí nghiệm cắt trực tiếp. Tạp chí Khoa học kỹ thuật Thủy lợi và môi trường. Số 42 tháng 09/2013.
- Nguyễn Đức Mạnh, 2015. Nghiên cứu tương quan về sức chống cắt không thoát nước của một số đất loại sét yếu ở Hà Nội và vùng phụ cận từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường với cắt cánh trong phòng. Số đặc biệt Tạp chí khoa học GTVT - Trường ĐH GTVT. Hà Nội, 11-2015.
- Phạm Thu Trang và Nguyễn Đức Mạnh, 2022. Đặc điểm sức chống cắt của đất loại sét lẫn sạn khu vực Quảng Ninh xác định trên mẫu chế bị. Tạp chí Địa kỹ thuật, số 1/2023.
- A. C. Taiba and Y. Mahmoudi et al., 2018. Experimental Investigation into the Influence of Roundness and Sphericity on the Undrained Shear Response of Silty Sand Soils. Geotechnical Testing Journal. DOI: 10.1520/GTJ20170118.
- A.Kopf, M. B. Clennell, and R.Flecker, 1998. Relationship between the variation of undrained shear strength, organic carbon content, and the origin and frequency of enigmatic normal faults in fine-grained sediments from advanced piston cores from the eastern Mediterranean. Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results, Vol. 160, PP 645-661.
- B.M. Das, K. Sobhan, 2013. Principles of Geotechnical Engineering. Cengage Learning.
- H. Zhang, Y. Luo, S. Yuan, Y. Zhou, Q. Zhou, F. Zeng and W. Feng, 2022. Shear Characteristics of Gravel Soil With Different Fillers. Frontiers in Materials. Volume 9, <https://doi.org/10.3389/fmats.2022.962372>
- L. Wang, J. Han, X. Yin and S. Liu, 2020. Effect of moisture content and shearing speed on shear zone structure in fine-grained soils at large displacement. Arabian Journal of Geosciences, Volume 13, Article number: 247 (2020)
- M. Jonsson, C. Sellin, 2012. Correction of shear strength in cohesive soil. Master of Science Thesis in the Master's Programme Geo and Water Engineering. Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Q.H. Xue and M.T.Chen, 2018. A systematic method to evaluate the shear properties of soil rock mixture considering the rock size effect, Advances in civil Engineering, vol 2018.
- S. J. Hong, M. J. Lee, J. J. Kim and W. J. Lee, 2009. Evaluation of undrained shear strength of Busan clay using CPT. Korea University, Seoul, Korea.
- S.G. Chung, Y.P. Hong, J.M. Lee, and S.C. Min, 2012. Evaluation of the Undrained Shear Strength of Busan Clay. KSCE Journal of Civil Engineering. 16(5):733-741, DOI 10.1007/s12205-012-1583-8.
- S. K. Vanapalli and D.G. Fredlund, 1997. Interpretation of undrained shear strength of unsaturated soils in terms of stress state variables. Department of Civil Engineering University of Saskatchewan, Saskatoon Canada.
- T. Kamei, K. Iwasaki, 1995. Evaluation of undrained shear strength of cohensive soils using a flat dilatometer soils and foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 35, No.2.
- T.W. Parka, H.J. Kim, et al., 2017. Influence of coarse particles on the physical properties and quick undrained shear strength of fine-grained soils. Geomechanics and Engineering, Vol. 14, No. 1 (2018) 99-105. DOI: <https://doi.org/10.12989/gae.2018.14.1.099>.
- X. S. Shi, Kai Liu, and J. Yin, 2021. Effect of Initial Density, Particle Shape, and Confining Stress on the Critical State Behavior of Weathered Gap-Graded Granular Soils. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2021, 147(2). DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943- 5606.0002449.

- Y.X.Zhao and Z.X.Liu, 2018. “Study of material composition effect on the mechanical properties of soil - rock mixture”, *Advances in civil Engineering*, vol 2018.
- Z.T Rémai, 2013. Correlation of undrained shear strength and CPT resistance. Budapest University.
- Công ty CP BOT Biên Cương, 2015. Hồ sơ Báo cáo khảo sát địa chất công trình các gói thầu Dự án Cao tốc Hạ Long - Vân Đồn. Quảng Ninh.
- Ban Quản lý dự án 2, Bộ GTVT, 2020. Hồ sơ Báo cáo khảo sát địa chất công trình các gói thầu Dự án giao thông kết nối các tỉnh miền núi phía Bắc (Lai Châu, Lào Cai, Yên Bái) với đường cao tốc Nội Bài - Lào Cai.
- Ban QLDA ĐTXD các công trình giao thông tỉnh Tuyên Quang, 2023. Hồ sơ Báo cáo khảo sát địa chất công trình các gói thầu Dự án Cao tốc Tuyên Quang - Hà Giang (giai đoạn 1), đoạn qua tỉnh Tuyên Quang.

The study on shear strength of gravelly clay in the design of excavated roadbed

Cao Trong Cong^{1,*}, Nguyen Duc Manh², Nguyen Chau Lan²

¹*Institute of Hydraulic Engineering Science and Technology, Hanoi University of Civil Engineering*

²*University of Transport and Communications*

*Corresponding author: cong47xd@gmail.com

Abstract

The shear strength of soil is an essential parameter used in stability analysis during the design of excavated roadbed, embankments, and reinforcement projects. For gravelly clay, especially with high levels of gravel content, traditional methods of collecting undisturbed soil samples for geotechnical investigation in our country are not very feasible. Additionally, the technical standards related to determining and using shear strength parameters for this type of soil in the stability analysis for excavated roadbed in hilly areas are lacking. This leads to low confidence in design calculations in many cases.

Based on the compiled data from geotechnical surveys of several completed, ongoing, and future high-speed highway routes that involve significant excavation through hilly regions, results of experimental study on soil samples in Lao Cai city, the article analyzes several principles regarding shear strength in relation to some physical characteristics of the soil, and when determined by different direct shear methods. This serves as a foundation for guiding the determination methods and enhancing the reliability of determining the critical strength parameters for gravelly clay layers. This contributes to improving the reliability of stability analyses to optimize the design solutions for excavated roadbed in hilly areas in our country.

Keywords: *Clayey soil, gravelly soil, shear strength, excavated roadbed.*

MỘT SỐ YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG TỚI SỰ LÀM VIỆC CỦA TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI TRONG CẢI TẠO NỀN ĐẤT YẾU

Nguyễn Hải Hà^{1*}, Nguyễn Đức Mạnh¹, Nguyễn Thái Linh¹, Đặng Hồng Lam¹, Vũ Bách Tuấn²

¹Trường Đại học Giao thông Vận tải

²Công ty Cổ phần Tư vấn thiết kế Tân Cảng Số Một

*Tác giả chịu trách nhiệm: haihadkt@utc.edu.vn

Tóm tắt

Trụ vật liệu hạt rời hay cọc đá nghiền với cấp phối phù hợp là một trong những biện pháp cải tạo nền đất yếu sâu nhờ tác dụng nén chặt nền đất bởi sự chiếm chỗ của vật liệu đưa xuống và đầm chặt. Biện pháp này cũng khá “kén” loại nền đất yếu, hiệu quả xử lý phụ thuộc nhiều yếu tố. Ngoài thiết bị, công nghệ thi công, loại vật liệu sử dụng..., kỹ thuật đầm, loại và trạng thái đất yếu, cấu trúc nền, các yếu tố liên quan thiết kế có ảnh hưởng không nhỏ tới hiệu quả chịu tải và quá trình cố kết đất yếu được cải tạo.

Kết quả phân tích trên mô hình số, theo phương pháp phần tử hữu hạn, khi khảo sát cho trường hợp nhóm 04 trụ vật liệu hạt rời để cải tạo nền đất yếu cho thấy, modul đàn hồi phần trụ vật liệu hạt rời có trị số khác biệt không quá lớn so với đất yếu xung quanh, đã ảnh hưởng đáng kể tới hiệu quả tập trung ứng suất. Với đặc điểm này của loại trụ vật liệu hạt rời, để khai thác tối đa hiệu quả chịu tải khi cải tạo nền đất yếu, công tác thiết kế cần xem xét đồng thời các yếu tố ảnh hưởng khi tính toán. Kết quả phân tích định lượng trên mô hình số cho thấy, các nhân tố khoảng cách giữa các trụ, số lớp lưới địa kỹ thuật trên đầu trụ, modul biến dạng của đất yếu cũng như modul đàn hồi trụ vật liệu ảnh hưởng đáng kể tới hiệu quả cải tạo nền đất yếu bằng trụ vật liệu hạt rời.

Từ khóa: Trụ vật liệu hạt rời; cải tạo nền đất yếu; mô hình số; tập trung ứng suất.

1. Đặt vấn đề

Sự có mặt phổ biến của các tầng đất yếu, đa dạng về nguồn gốc, thành phần và tính chất, cùng với cấu trúc nền phức tạp và đặc thù mang tính khu vực đã tạo ra nhiều khó khăn trong việc lựa chọn biện pháp hợp lý để cải tạo, xử lý nền, hay giải pháp tối ưu xây dựng công trình trên nền đất yếu ở nước ta. Trụ vật liệu hạt rời, với vật liệu cát hay sỏi tự nhiên, cát hoặc đá nghiền nhân tạo là một trong số biện pháp cải tạo hay gia cố nền đất yếu sâu được áp dụng nhiều trên thế giới. Đây là một trong những biện pháp cải tạo nền đất yếu hiệu quả, được tạo thành từ việc đầm chặt loại vật liệu có cường độ cao, độ chặt thích hợp, bởi vật liệu đá rời rạc cấp phối phù hợp trong nền đất có độ cứng vượt trội so với đất yếu, và có dạng trụ tròn kích thước nhất định giống cọc cứng.

Trụ vật liệu hạt rời dạng giản đơn (cọc đá) được áp dụng tại Pháp vào những năm 1830 và sử dụng rộng rãi ở Châu Âu từ những năm 1950. Đến 2008, biện pháp cải tạo nền đất yếu bằng cọc đá rời được giới thiệu chính thức vào các dự án tại Việt Nam, sau đó triển khai tại một số dự án như: nền nhà máy InterFlour; nhà máy Vifon; bãi đóng giàn khoan PTSC; nhà máy hóa lọc dầu Nghi Sơn... Nền đất yếu sau khi cải tạo có thể chịu được tải trọng cao lên tới 500kPa (ở dự án PTSC), độ lún dư và lún lệch nhỏ (ví dụ móng bồn chứa dầu nhà máy hóa lọc dầu Nghi Sơn - giá trị lún lệch đảm bảo nhỏ hơn 13 mm/10 m theo chu vi). Biện pháp cải tạo nền đất yếu này có nhiều ưu điểm về thời gian thi công, giá thành cạnh tranh và bước đầu chứng minh được hiệu quả nhất định tại nước ta. Hiện nay, khi tính toán thiết kế, phổ biến vẫn vận dụng cơ sở tính toán theo lý thuyết cọc đất xi măng và cọc cát. Trong nhiều trường hợp, kết quả quan trắc hay thí nghiệm hiện trường trước khi thi công đại trà có kết quả khác biệt khá lớn với kết quả tính toán khi thiết kế. Mặc dù vậy, đến nay chưa có nhiều nghiên cứu chuyên sâu để phân tích các yếu tố ảnh hưởng tới hiệu quả cải tạo hay gia cố nền đất yếu một cách có hệ thống trong điều kiện cụ thể ở nước ta.

Để có cơ sở thiết kế mô hình nghiên cứu thực nghiệm khi cải tạo nền đất yếu bằng trụ vật liệu hạt rời, trong nghiên cứu này bằng mô hình số 3D, sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn,

tiến hành khảo sát bài toán nhóm 04 trụ cho 1 loại nền đất yếu, khi thay đổi tải trọng tác dụng, thay đổi khoảng cách giữa các cọc, thay thế lớp cát gia cố xi măng hay bê tông thường được sử dụng trên đầu cọc bằng một hay nhiều lớp lưới địa kỹ thuật cường độ khác nhau, và thay đổi giá trị modul đàn hồi vật liệu trụ cũng như modul biến dạng đất yếu, làm cơ sở đánh giá mức độ phụ thuộc và ảnh hưởng các yếu tố liên quan tới hiệu quả của biện pháp cải tạo nền đất yếu này.

2. Khái quát về lý thuyết trụ vật liệu hạt rời và cơ sở nghiên cứu mô hình số

2.1. Trụ vật liệu hạt rời và cơ sở lý thuyết

Lý thuyết tính toán trụ vật liệu hạt rời nói chung, cọc đá nghiền nói riêng bắt đầu được nghiên cứu bởi Priebe (1976) và Aboshi (1979), sau đó tiếp tục được bổ sung và phát triển cho đến nay với hai nội dung chính gồm khả năng chịu tải và biến dạng lún của nền sau khi cải tạo.

Sau nhiều nghiên cứu và hoàn thiện, đến năm 1995, chỉ dẫn thiết kế cọc đá rời đầm chặt lần đầu được giới thiệu. Theo đó, Priebe đã thiết lập quy trình thiết kế kèm theo những biểu đồ thực nghiệm đánh giá các chỉ tiêu khác nhau về mức độ giảm lún của nền, sức chịu tải cọc, sức chống cắt nền, độ lún của móng và khả năng hóa lỏng nền khi chịu tải động.



Hình 1. Đường sắt cao tốc tại Đức xây dựng 1996 được cải tạo nền bằng cọc đá rời (nguồn internet).

Nghiên cứu của Alonso và Jimenez (2012) cho rằng, sức chịu tải của nền đất yếu tăng lên nhờ sức chống cắt chung của đất tăng lên, độ lún giảm do độ cứng của nền đất sau khi được cải tạo bằng cọc đá rời tăng lên, đồng thời, làm tăng nhanh quá trình cố kết của nền đất sét yếu và giảm khả năng hóa lỏng cho đất rời bởi sự gia tăng hệ số thấm của bản thân khối đất được gia cố.

Còn Aboshi (1979) chỉ ra rằng, đường kính cọc đá rời có thể thay đổi từ 60 cm đến 80 cm, thậm chí tới 200 cm. Đặc tính của nền đất hỗn hợp được cải tạo bằng cọc đá rời cần xét tới vai trò quan trọng hệ số tập trung ứng suất khi tính toán sức chịu tải, vì dưới tác dụng của tải trọng, xuất hiện ứng suất tập trung trên các cọc đá do đặc tính biến dạng của nền đất xung quanh và của bản thân cọc đá rời đầm chặt là khác nhau. Hệ số tập trung ứng suất là một tham số quan trọng khi tính toán độ lún và ổn định của nền hỗn hợp bao gồm nền đất yếu và cọc đá rời.

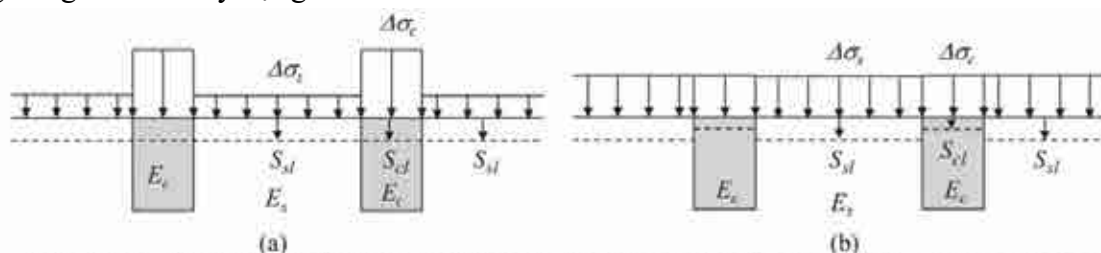
Năm 2001, các tác giả Han và Ye đã giới thiệu lý thuyết đơn giản để dự báo mức độ cố kết của nền gia cố bằng cọc đá rời trong việc thay đổi hệ số cố kết và nhân tố thời gian.

Các nghiên cứu về cơ chế phá hoại của cọc đá rời đầm chặt cũng như trụ vật liệu hạt rời cũng được thực hiện khá nhiều trong quá trình sử dụng, phát triển và hoàn thiện biện pháp cải tạo đất yếu sâu tại một số nước trên thế giới những năm gần đây. Thực tế, trụ vật liệu hạt rời thường được thi công dạng trụ tròn, hình thức cọc chống (Bergado, 1996). Các phá hoại có thể xảy ra cho trụ đơn phổ biến gồm phình, cắt và chọc thủng (Barksdale và Bachus, 1983). Một số nghiên cứu khác bằng thực nghiệm trên các mô hình cũng chỉ ra rằng, trụ vật liệu hạt rời đầm chặt thường bị phá hoại ở gần đỉnh, bất kể chiều dài của trụ, có thể từ 2 - 3 lần đường kính. Chính vì vậy, trong một số trường hợp nền đất, sức chịu tải của trụ đơn hoặc nhóm trụ vật liệu hạt rời khá hạn

ché. Để gia tăng sức chịu tải của trụ, có thể bổ sung và gia cường thêm vải hoặc lưới địa kỹ thuật gần đỉnh cọc, ở dạng tấm hoặc bao, nhằm hạn chế hiện tượng đầu trụ bị phình ra. Một nhóm nhỏ trụ vật liệu hạt rời có thể bị phá hoại theo nhiều kiểu, từ kiểu đâm thủng đơn giản đối với trụ ngắn, kiểu phá hủy do nén dọc trục đối với các trụ dài, đến kiểu bị oằn do cắt của các trụ ngoại vi.

Trong bài toán phân tích và dự báo độ lún của nền đất yếu cải tạo bằng trụ vật liệu hạt rời, các nghiên cứu của Priebe (1976), Aboshi (1979), Han (2015) đều thừa nhận hệ số tập trung ứng suất là tham số quan trọng. Trình bày tổng hợp của Han (2015) đã cho thấy, các nghiên cứu này dựa trên sự đồng biến dạng của trụ vật liệu hạt rời và đất xung quanh trụ, điều này có được khi coi lớp móng truyền tải trọng ở trên trụ vật liệu hạt rời và đất là tuyệt đối cứng (Hình 2a). Lớp có chức năng truyền tải này thường sử dụng vật liệu rời gia cố xi măng hoặc bê tông. Hiện nay, việc cải tạo nền đất yếu bằng trụ vật liệu hạt rời được áp dụng cho khu vực chịu tải trọng rộng lớn, biến dạng có được giữa trụ vật liệu hạt rời và đất xung quanh cọc là không hoàn toàn bằng nhau. Trường hợp lớp móng truyền tải ở trên có độ cứng nhỏ thì sự làm việc của trụ vật liệu hạt rời và đất xung quanh cọc sẽ có xu hướng trở thành “đồng ứng suất” (Hình 2b). Khi nền đất cải tạo có ứng xử theo dạng “đồng ứng suất”, vai trò cải tạo nền về độ lún của trụ vật liệu hạt rời sẽ không thể hiện rõ do những vị trí đất xung quanh cọc có độ lún lớn hơn trường hợp nền đất cải tạo ứng xử theo đồng biến dạng.

Thực tế nền đất yếu được cải tạo thường có diện tích rộng, lớp móng truyền lực bằng lớp cát gia cố xi măng hoặc bê tông không thể coi tuyệt đối cứng, nên một số nghiên cứu gần đây thay thế lớp móng truyền tải bằng các lớp lưới hay vải địa kỹ thuật cường độ cao (lớp vật liệu địa kỹ thuật) kết hợp lớp vật liệu dạng hạt trên đỉnh trụ. Lớp vật liệu địa kỹ thuật đặc biệt lớp lưới địa kỹ thuật cường độ cao, có chức năng gia cường, được sử dụng nhằm gia tăng sức chống cắt của đất, để ngăn chặn hay triệt tiêu khả năng trượt phân khối đắp cao trên nền đất yếu, và hơn thế là giảm giá thành xây dựng.



Ghi chú: E_c là modul đàn hồi của cọc vật liệu rời; E_s là modul đàn hồi của đất xung quanh cọc; $\Delta\sigma_c$ là ứng suất tác dụng lên cọc vật liệu rời; $\Delta\sigma_s$ là ứng suất lên đất xung quanh cọc; S_{cl} là độ lún của cọc vật liệu rời; và S_{sl} là độ lún của đất xung quanh cọc.

Hình 2. (a) mô hình đồng biến dạng và (b) mô hình đồng ứng suất (Han, 2015).

Một số nghiên cứu đáng chú ý gần đây liên quan việc kết hợp vật liệu địa kỹ thuật với trụ vật liệu hạt rời đã được thực hiện trên cả mô hình vật lý trong phòng thí nghiệm, trên mô hình số và thực nghiệm hiện trường theo các hình thức kết hợp khác nhau như: bọc một phần hoặc toàn phần theo chiều dài trụ bằng vật liệu địa kỹ thuật; kết hợp trải vải địa kỹ thuật hoặc lưới địa kỹ thuật với lớp vật liệu dạng hạt trên đầu trụ... (Gneil và Bouazza, 2009; Keykhosropur, 2012; Elsaywy, 2013; Ghazavi và nnk, 2018...). Trong một số nghiên cứu ngoài nước đã chỉ ra rằng, các yếu tố chủ yếu ảnh hưởng tới hiệu quả cải tạo nền đất yếu bằng trụ vật liệu hạt rời gồm: độ cứng của lớp vật liệu địa kỹ thuật trên đỉnh trụ; đường kính trụ; modul đàn hồi và góc ma sát trong của vật liệu; đặc điểm của vật liệu hạt rời làm trụ...

2.2. Cơ sở nghiên cứu mô hình số

Nghiên cứu này được thực hiện nhờ chuỗi phân tích cho các trường hợp khảo sát khác nhau trên mô hình số bằng phần mềm Plaxis 3D v20, sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM). Nhóm 04 trụ vật liệu rời có đường kính $D = 4$ cm, bố trí kiểu ô vuông, cải tạo nền đất yếu loại

sét dẻo mềm - dẻo chảy với cấu trúc nền 1 lớp đất yếu, dưới là đất tốt được lựa chọn sử dụng trong phân tích mô hình số. Khoảng cách giữa các trụ (s) được thay đổi với các trường hợp khảo sát $s = 2; 2,5; 3; 3,5$ và $4,0$ lần đường kính trụ vật liệu rời. Chiều dài (L) của trụ vật liệu rời được lấy cố định $L = 60$ cm.

Cùng với đó, để nghiên cứu về ứng xử của trụ vật liệu hạt rời trong cải tạo nền đất yếu, sự ảnh hưởng modul đàn hồi của trụ vật liệu hạt rời và modul biến dạng của đất yếu cũng được khảo sát trên mô hình số trong nghiên cứu này.

Ở nghiên cứu này, để xác định các nhân tố ảnh hưởng đến sự làm việc của trụ vật liệu rời khi cải tạo nền đất yếu, mô hình Mohr-Coulomb đã được sử dụng để phân tích, phù hợp nhiều nghiên cứu đã thực hiện như Ghazavi và Afshar (2013), Murtaza và Samadhiya (2016), Pulko và cộng sự (2011), Chen và cộng sự (2015).

Lớp lưới Địa kỹ thuật được mô hình hóa như một vật liệu đàn hồi tuyến tính. Do những hạn chế về hình học khi mô hình trên PLAXIS 3D, nên không thể tạo ô đơn vị hình trụ. Cũng vì hình dạng của một ô đơn vị không ảnh hưởng đến mối quan hệ độ lún với tải trọng tác dụng, nên một ô đơn vị hình vuông tương đương đã được sử dụng để phân tích trong nghiên cứu này. Vấn đề này, khi thực hiện phân tích các tác giả có xem xét tới một số nghiên cứu đã được công nhận, theo đó yếu tố giao diện không có ảnh hưởng đáng kể đến sự làm việc của trụ vật liệu rời trong cải tạo nền đất yếu (Ambily và Gandhi, 2007; Khadhim et al., 2018)

Các thông số vật liệu sử dụng trong phân tích mô hình số của nghiên cứu này được thể hiện trong Bảng 1. Modul đàn hồi trụ vật liệu hạt rời, modul biến dạng của đất nền và modul độ cứng của lưới địa kỹ thuật được thay đổi với một số giá trị khác nhau, nhằm khảo sát qui luật biến đổi để đánh giá sự ảnh hưởng của các nhân tố này đến sự làm việc của trụ vật liệu hạt rời khi cải tạo nền đất yếu.

Bảng 1. Các thông số vật liệu của đất yếu và trụ vật liệu hạt rời sử dụng phân tích mô hình số

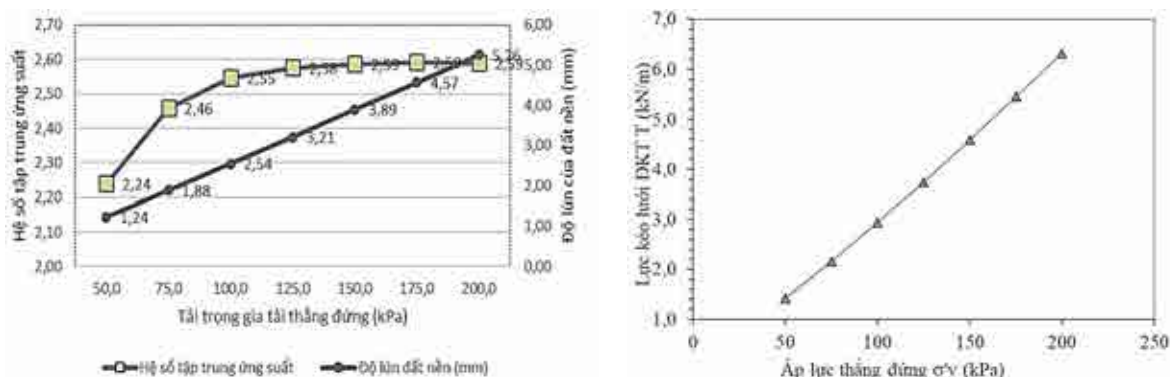
Thông số vật liệu	Đất yếu	Trụ vật liệu rời
Modul đàn hồi, E (kPa)	5000	50 000
Hệ số Poisson	0,3	0,3
Cường độ lực dính của đất (kPa)	5	-
Góc ma sát trong của đất (độ)	20	40
Trọng lượng thể tích của đất (kN/m^3)	18	19
Trọng lượng thể tích bão hòa (kN/m^3)	18,5	19,2

Modul biến dạng của đất được thay đổi với các giá trị: 2,5 MPa; 5 MPa; 7,5 MPa, 10 MPa và 12,5 MPa. Modul đàn hồi của trụ vật liệu hạt rời được khảo sát tương ứng các giá trị: 25 MPa; 50 MPa; 75 MPa; 100 MPa và 150 MPa. Còn, độ cứng dọc trục (J) của lớp lưới địa kỹ thuật trải trên đầu nhóm trụ lựa chọn các giá trị: 1500 kN/m, 2000 kN/m, 3000 kN/m và 6000 kN/m tương ứng với số lớp lưới lần lượt là 4 lớp, 3 lớp, 2 lớp và 1 lớp.

3. Kết quả phân tích và thảo luận

3.1 Ảnh hưởng của áp lực gia tải

Trên mô hình số Plaxis 3D, các với giá trị tải trọng thay đổi từ 50 kPa; 75 kPa; 100 kPa; 125 kPa; 150 kPa, 175 kPa và 200 kPa được sử dụng để khảo sát ảnh hưởng tải trọng tác dụng tới sự làm việc của trụ vật liệu rời khi cải tạo nền đất yếu. Tỷ lệ giữa chiều dài (L) trên đường kính trụ (D) được sử dụng trong nghiên cứu này tương ứng 15 ($D = 4$ cm và dài $L = 60$ cm), hơi khác một vài nghiên cứu đã thực hiện Najjar và nnk (2010), kiến nghị chiều dài tối hạn của trụ vật liệu rời nên ở khoảng 6D-10D.

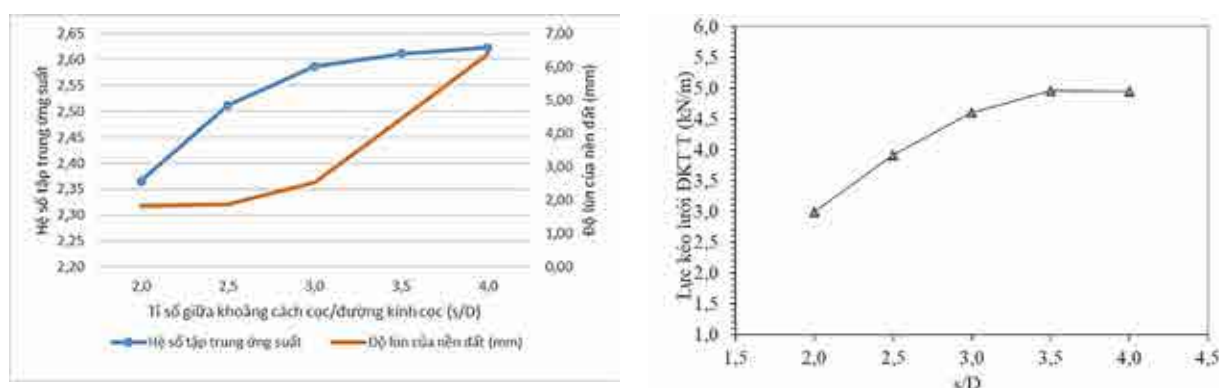


Hình 3. Sự thay đổi hệ số tập trung ứng suất, độ lún của đất nền và lực kéo của lưới địa kỹ thuật theo áp lực gia tải.

Hình 3 thể hiện rõ vai trò của tải trọng thẳng đứng đến hiệu quả làm việc của trụ vật liệu rời và lực kéo của lưới địa kỹ thuật. Dễ dàng nhận thấy độ lún của nền đất tăng theo sự gia tăng của tải trọng thẳng đứng, trong khi đó giá trị hệ số tập trung ứng suất biến đổi nhẹ thay đổi từ 2,24 - 2,59 lần và vẫn nằm trong giới hạn thông thường. Kết quả khảo sát này phù hợp với nghiên cứu của Han (2015). Cùng với đó, tải trọng thẳng đứng là yếu tố chính ảnh hưởng đến sự tăng lực kéo của lưới địa kỹ thuật với độ tăng lực kéo tương ứng với sự gia tăng của tải trọng thẳng đứng là 4,4 lần.

3.2. Ảnh hưởng của tỉ lệ s/D

Để nghiên cứu ảnh hưởng của sự thay đổi khoảng cách giữa các trụ đối với khả năng chịu tải của nhóm trụ vật liệu hạt rời, mô hình khảo sát tương ứng với các tỉ lệ s/D thay đổi tương ứng các giá trị: 2; 2,5; 3; 3,5 và 4,0. Khi tỉ lệ s/D tăng lên, khả năng chịu lực trụ vật liệu hạt rời giảm. Còn khi gia tăng khoảng cách giữa các trụ thể hiện ở giá trị hệ số tập trung ứng suất tăng, và độ lún của nền đất cũng tăng. Điều này được giải thích do khi tỉ lệ s/D tăng lên, mức độ thay thế một phần đất yếu bằng vật liệu có độ cứng lớn hơn cũng giảm dẫn đến khả năng chịu lực giảm.

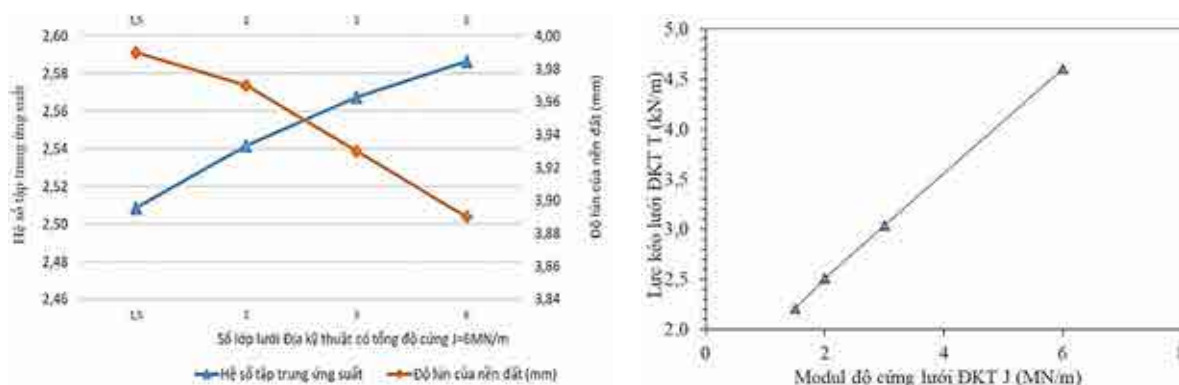


Hình 4. Biểu đồ thay đổi hệ số tập trung ứng suất, độ lún của nền đất và lực kéo của lưới địa kỹ thuật theo tỉ lệ (s/D).

Trường hợp này, giai đoạn đầu (s/D = 2-3,5) lực kéo của lưới địa kỹ thuật tăng nhanh khi gia tăng khoảng cách giữa các trụ vật liệu rời, nhưng sau đó gần như không thay đổi (khi s/D = 2-3,5) (Hình 4). Sở dĩ như vậy là do việc tăng s/D, làm gia tăng chênh lệch độ lún giữa trụ vật liệu hạt rời và đất yếu, thường làm tăng độ cong (truyền thêm tải trọng đắp lên trụ) và lực kéo của lưới địa kỹ thuật. Tuy nhiên, mức tăng đó không đủ để đảo ngược tình trạng giảm hiệu quả của hệ số tập trung ứng suất khi khoảng cách tăng dần. Nhưng cho đến khi tỉ lệ s/D > 3,0, lực kéo có xu hướng không đổi, khi đó vòm đất ổn định được hình thành.

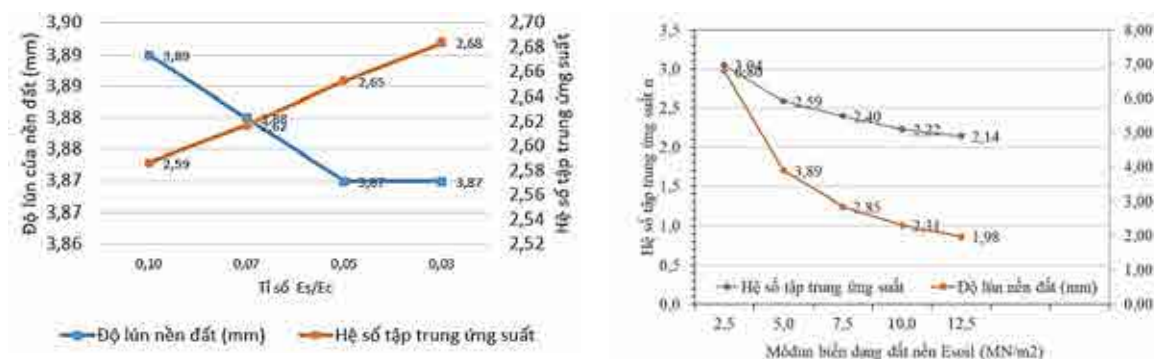
3.3. Ảnh hưởng của độ cứng của lưới địa kỹ thuật đến hiệu quả làm việc của trụ vật liệu hạt rời khi cải tạo nền đất yếu.

Hình 5 trình bày ảnh hưởng của độ cứng của lưới địa kỹ thuật đến hiệu quả làm việc của trụ vật liệu hạt rời khi cải tạo nền đất yếu. Với tổng độ cứng của lớp lưới gia cường là 6000 kN/m, khi số lớp lưới Địa kỹ thuật giảm thì hệ số tập trung ứng suất lại gia tăng và khi số lớp lưới gia tăng thì độ lún của nền đất cũng tăng. Điều này cho thấy vai trò của độ cứng của lớp lưới Địa kỹ thuật cũng như số lớp lưới đều có ảnh hưởng đến sự làm việc của trụ vật liệu rời. Để đảm bảo yêu cầu về kinh tế cũng như đạt yêu cầu gia tăng hiệu quả làm việc của trụ vật liệu rời, sẽ là phù hợp hơn khi sử dụng loại lưới địa kỹ thuật có cường độ cao với số lớp lưới giảm. Mặt khác, khi độ cứng của lưới địa kỹ thuật tăng, lực kéo tối đa được phát triển trong lưới địa kỹ thuật tăng vì lực căng phát triển.



Hình 5. Biểu đồ thay đổi hệ số tập trung ứng suất, độ lún của nền đất và lực kéo của lưới địa kỹ thuật theo độ cứng của lưới.

3.4. Ảnh hưởng tỉ số modul đàn hồi của trụ vật liệu hạt rời và modul biến dạng của đất nền



Hình 6. Biểu đồ thay đổi độ lún của nền đất và hệ số tập trung ứng suất theo modul biến dạng của đất nền cũng như modul đàn hồi của trụ vật liệu hạt rời

Hình 6 thể hiện sự thay đổi của hệ số tập trung ứng suất gia tăng theo sự gia tăng modul đàn hồi của trụ vật liệu hạt rời, trong khi độ lún của nền thì giảm tương ứng với sự gia tăng modul đàn hồi của trụ vật liệu hạt rời và đạt ổn định khi modul đàn hồi của đất là 5 mPa và modul đàn hồi của trụ vật liệu rời là 100 MPa. Trong khảo giá trị khảo sát, hệ số tập trung ứng suất giảm, khi môđun biến dạng đất tăng.

4. Kết luận

Kết quả phân tích mô hình số cho thấy các nhân tố chính ảnh hưởng tới sự làm việc của trụ vật liệu hạt rời trong cải tạo nền đất yếu bao gồm khoảng cách giữa các trụ, số lớp lưới địa kỹ

thuật trên đầu trụ, modul biến dạng của đất yếu cũng như modul đàn hồi trụ vật liệu.

Hệ số tập trung ứng suất đạt ổn định tương đối khi tỷ lệ giữa khoảng các trụ với đường kính $s/D = 3$, và độ lún cũng gia tăng nhanh khi tỉ lệ $s/D > 3$.

Trong khoảng giá trị khảo sát, lưới địa kỹ thuật trên đầu cọc thay thế lớp cát gia cố xi măng hay bê tông được xem là tối ưu về chịu tải và hiệu quả giảm độ lún khi sử dụng 1 lớp loại cường độ cao, tương ứng với độ cứng $J = 6 \text{ mN/m}$.

Giá trị tải trọng phù hợp để trụ vật liệu rời đạt hiệu quả là 125 kPa, khi đó giá trị hệ số tập trung ứng suất bắt đầu đạt ổn định, và độ lún cũng không gia tăng đáng kể.

Tài liệu tham khảo

- Ambily, A. P., & Gandhi, S. R., 2007. Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4), 405-415.
- Andreou, P., Frikha, W., Frank, R., Canou, J., Papadopoulos, V., & Dupla, J. C., 2008. Experimental study on sand and gravel columns in clay. *Journal of Ground Improvement*, 161(4), 189-198.
- Balaam, N. P., & Booker, I. R., 1985. Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9, 331-351.
- D. A. Greenwood, & Kirsch, K., 1983. Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods. *Proceeding of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundation*, (pp. 17-45). London, England.
- Han, J., & Ye, S. L., 1991. Field tests of soft clay stabilized by stone columns in coastal areas in China. *Proceeding of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations*, (pp. 243-248). Stresa, Italy. 140
- Han J., 2015. *Principles and Practices of Ground Improvement*. John Wiley & Sons, Inc.
- Kirsch, F., & Sondermann, W., 2000). Field measurements and numerical analysis of the stress distribution below stone column supported embankments and their stability. In *Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice* (pp. 595- 600). Essen, Germany.
- Kousik Deb, Sunil Ranjan Mohapatra, 2011. Analysis of stone column-supported geosynthetic-reinforced embankments, *Applied Mathematical Modelling* 37 (2013) 2943-2960
- Malarvizhi, S. N., & Ilamparuthi, K., 2007. Comparative study on the behaviour of encased stone column and conventional stone column. *Soils and Foundations*, 47(5), 873-885.
- Priebe, H. J., 1995. Design of vibro replacement. *Ground Engineering Journal*, 28(10), 31-37. 141
- Van Impe, W.F, De Beer, 1983, Improvement of Settlement Behavior of Soft Layers by Means of Stone Columns, *Proceedings of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.309-312, Rotterdam, Balkema.
- Wood, D., Hu, W., & Nash, D. T., 2000. Group effects in stone column foundations model tests. *Geotechnique Journal*, 50(6), 689-698.
- Zahmatkesh, A. and Choobbasti, A.J, 2010. Settlement evaluation of soft clay reinforced by stone columns, considering the effect of soil compaction”, *IJRAS*, vol.3, no.2, pp.159-166.
- Zukri, Azhani & Nazir, Ramli., 2018. Numerical modelling techniques of soft soil improvement via stone columns: A brief review. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 342. 012002. 10.1088/1757-899X/342/1/012002.

Some factors affecting the performance of Granular columnn in soft soil improvement

Nguyen Hai Ha^{1*}, Nguyen Duc Manh¹, Nguyen Thai Linh¹, Dang Hong Lam¹, Vu Bach Tuan²

¹University of Transport and Communincations

²Tan Cang So Mot Design Consultancy J.S.C.

*Corresponding author: haihadkt@utc.edu.vn

Abstract

The use of granular columns or stone coloumn with suitable compaction is one of the solutions for soft soil improvement by compacting the soil through the displacement of the material placed and compacted. This solution is quite selective in its application to soft soil, and its effectiveness depends on several factors. In addition to equipment, construction technology, and the type of materials used, compaction techniques, the type of weak soil, foundation structure, and design factors significantly influence the load-bearing capacity and consolidation of soft soil when using these columns.

The results of numerical analysis, using the finite element method, when surveying for the case of group of 04 loose material columns for treating soft soil ground, show that the modulus of elasticity of the loose material column is not significantly different from the surrounding soft soil, which has a considerable impact on stress concentration effectiveness. Given this characteristic of loose material columns, to maximize the load-bearing capacity when soft soil improvement, the design process should consider multiple factors simultaneously in the efficiency calculations.

The results of quantitative analysis on the numerical model show that the distance factors between the pillars, the number of geogrid layers on the top of the stone column, the deformation modulus of soft soil as well as the elastic modulus of the material pillars significantly affect to the effectiveness of soft ground improvement by loose material pillars.

Keywords: *numerical models, stress concentration, soft soil improvement, and granular columns.*

CẤU TRÚC ĐỊA CHẤT THỦY VĂN TẠI VÙNG CỬA SÔNG HẬU, KHU VỰC TÂY NAM BỘ, VIỆT NAM

Trần Vũ Long^{1,*}, Nguyễn Hữu Mạnh², Hoàng Đại Phúc³, Vũ Thu Hiền¹

¹Trường Đại học Mở - Địa chất, ²Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

³Liên đoàn Quy hoạch và điều tra TNN Miền Bắc

*Tác giả chịu trách nhiệm: tranvulong@humg.edu.vn

Tóm tắt

Các hiện tượng xói lở và bồi tụ bờ liên quan mật thiết với các quá trình biến đổi dòng chảy và đổi bờ vùng cửa sông ven biển. Vùng cửa sông Hậu, khu vực Tây Nam Bộ là khu vực đã và đang diễn ra các hiện tượng xói lở và bồi tụ phức tạp tại đồng bằng Sông Mekong. Các hiện tượng này là kết quả tương tác khá phức tạp giữa nhiều yếu tố thủy thạch động lực. Một trong những yếu tố liên quan đến nội sinh của là cấu trúc địa chất thủy văn của khu vực. Cấu trúc địa chất thủy văn được phân tích, đánh giá dựa trên thống kê, tổng hợp các tài liệu từ 31 cột địa tầng lỗ khoan và các tài liệu liên quan. Đối với mỗi lỗ khoan, các đoạn chiều sâu khoan được phân tích và phân chia thành từng nhóm lớp theo thành phần thạch học, trật tự trầm tích và theo kinh nghiệm hiểu biết về địa chất - địa chất thủy văn khu vực, từ đó xác định vị trí tiếp xúc ngăn cách giữa các tầng chứa nước - cách nước trên từng cột địa tầng lỗ khoan. Kết quả của việc này là mô hình cấu trúc 3D khu vực nghiên cứu và các mặt cắt liên quan. Từ kết quả này là cơ sở cho các nghiên cứu tiếp theo liên quan tới quan hệ của dòng chảy và đổi bờ vùng cửa sông và các yếu tố địa chất thủy văn.

Từ khóa: biến đổi dòng chảy và đổi bờ; cửa sông Hậu, vùng Tây Nam Bộ; tầng chứa nước Holocen; cấu trúc địa chất thủy văn.

1. Đặt vấn đề

Trong nghiên cứu biến đổi dòng chảy và đổi bờ thì hiện tượng chủ yếu diễn ra là xói lở và bồi tụ. Hiện tượng này là kết quả tương tác các quá trình phức tạp giữa các yếu tố thủy thạch động lực do các tác động nội sinh, ngoại sinh và nhân sinh. Trong các yếu tố thủy thạch động lực, thì các yếu tố liên quan đến nội sinh là các yếu tố địa chất thủy văn - địa chất công trình (ĐCTV-ĐCCT) có vai trò quan trọng trong sự biến đổi dòng chảy và đổi bờ. Trong đó, yếu tố cấu trúc ĐCTV khu vực cửa sông ven biển có ảnh hưởng tương hỗ với các hiện tượng xói lở và bồi tụ. Cấu trúc ĐCTV khu vực được quyết định bởi đặc điểm địa tầng, thành phần thạch học cũng như phân bố của chúng trong không gian.

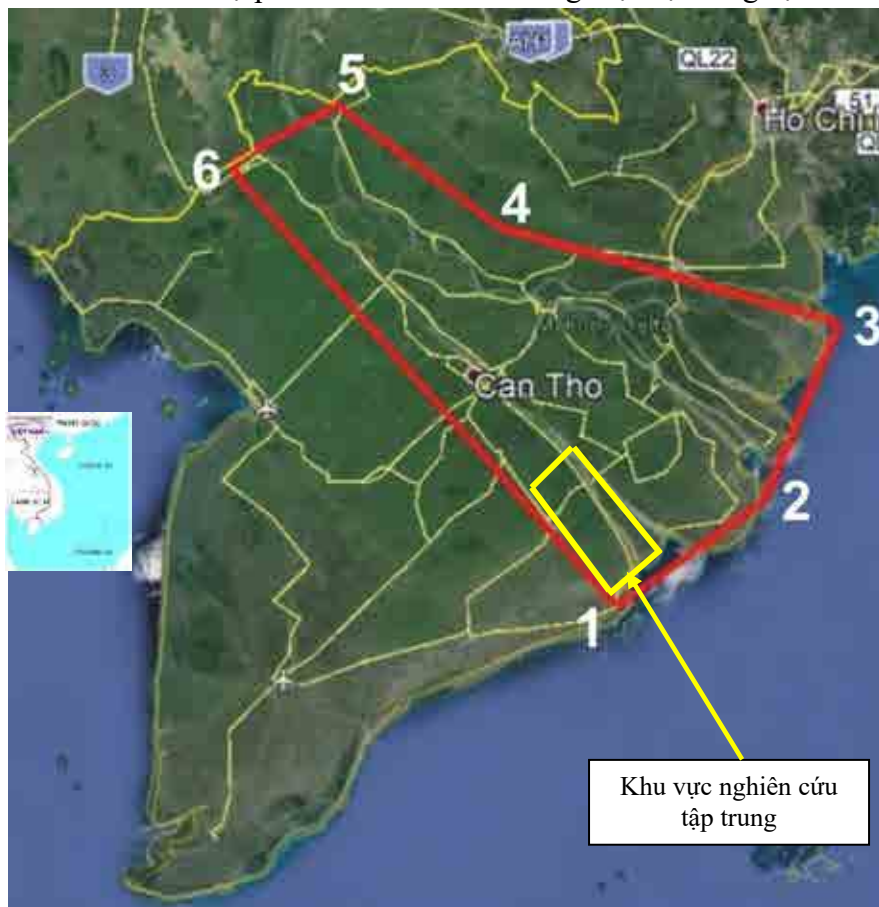
Từ “cấu trúc” xuất phát từ tiếng La tinh để phản ánh cấu tạo, sự phân bố và mối quan hệ qua lại. Vì vậy, cấu trúc địa chất thủy văn phải thể hiện được sự phân bố không gian của nước dưới đất và mối quan hệ qua lại của chúng với môi trường xung quanh. Nói một cách khác, cấu trúc địa chất thủy văn phản ánh quy luật phân bố của nước dưới đất.

2. Vùng nghiên cứu

Vùng cửa sông Hậu là một trong những cửa chính đổ ra Biển Đông của sông Mê Kông. Nơi đây sông Hậu tách thành 2 nhánh chảy vòng qua Cù lao Dung và chảy ra biển. Vùng cửa sông Hậu có điều kiện kênh rạch rất phát triển với đường bờ biển dài và có tiềm năng khai thác nuôi trồng thủy - hải sản công nghiệp và bán công nghiệp. Khu vực bãi bồi ven biển tại đây có diện tích rất rộng tới hơn 16.000 ha với tiềm năng rất lớn. Tại khu vực này, rừng ngập mặn cũng phát triển với diện tích bao phủ lớn. Những năm gần đây, hiện tượng sạt lở bờ sông, bờ biển do ảnh hưởng của nhiều yếu tố diễn ra rất mạnh mẽ. Nguyên nhân trực tiếp chủ yếu là do sự biến động mạnh của dòng chảy trên sông. Khu vực này là khu vực có chế độ thủy - hải văn rất phức tạp. Đồng thời với đó là do lượng nước và phù sa trên hệ thống sông Mê Kông giảm mạnh với nguyên nhân từ các đập thủy điện trên thượng lưu ở Trung Quốc và Campuchia. Yếu tố cấu trúc ĐCTV khu vực này cũng mang tính chất quyết định đến các hoạt động xói lở và bồi tụ tại đây.

3. Khái niệm và nguyên tắc phân vùng cấu trúc địa chất thủy văn

Hiện nay có hai khuynh hướng chính về phân loại các phân vị cấu trúc địa chất thủy văn. Cách phân loại thứ nhất đặc trưng cho cấu trúc bên ngoài mà cụ thể là mối quan hệ qua lại về không gian của nước dưới đất với môi trường xung quanh. Cách phân loại thứ hai đề cập đến cấu trúc bên trong, nói cách khác là sự phân bố của nước ở trong một hệ thống địa chất thủy văn.



Hình 1. Vị trí các khu vực nghiên cứu.

A. Phân loại theo cấu trúc bên ngoài: Các chỉ tiêu được sử dụng để phân loại gồm: độ kín, độ dòng chảy và độ rửa trôi.

- Theo mức độ kín có thể chia cấu trúc địa chất thủy văn thành: kín, nửa kín, hở.
- Theo mức độ dòng chảy có các cấu trúc địa chất thủy văn thành: có dòng chảy, có dòng chảy một phần, không có dòng chảy.
- Theo mức độ rửa trôi có thể chia thành: rửa trôi, rửa trôi một phần, không rửa trôi.

Một cấu trúc hở (các khiên, các khối tạo núi, những bồn được nâng lên nằm gần mặt đất) được phân biệt bởi mức độ xâm thực rất lớn, vị trí hở và vị trí địa hình cao của các hệ thống địa chất thủy văn. Những phần ở trên và những phần xa trung tâm và các vùng trũng sâu và sườn của các khối này là những cấu trúc nửa kín. Cấu trúc kín đặc trưng cho những phần sau của những vùng trũng miền nền và những vùng trũng giữa các núi bị chìm sâu dưới mực nước biển và được cách ly với mặt đất bằng các lớp cách nước.

Mức độ dòng chảy là một hàm số của cường độ trao đổi nước, nên đúng ra chỉ phản ánh một cấu trúc thủy địa động lực của một hệ thống nước dưới đất. Theo mức độ rửa trôi, có nghĩa là theo hàm lượng của các muối hoà tan trong đất đá thì chỉ tiêu này chỉ có thể đặc trưng cho một cấu trúc thủy địa hoá.

B. Phân loại theo cấu trúc bên trong: Cách phân loại này xuất phát từ bản chất cấu trúc địa chất và dựa vào sự phân bố của nước dưới đất tùy thuộc vào tính chất chứa nước của đất đá.

Hiện nay, phần lớn các nhà địa chất thủy văn theo khuynh hướng này, nhưng các sơ đồ phân loại đề ra có nhiều điểm khác nhau. E.V.Pinnheker thừa nhận khoảng không địa chất phân bố (lỗ hổng và khe nứt) là một yếu tố cấu trúc lấp đầy nước, nên ông chia ra hai dạng cấu trúc địa chất thủy văn đơn giản: cấu trúc địa chất thủy văn lỗ hổng và cấu trúc địa chất thủy văn khe nứt. Khi những yếu tố cấu trúc đó phân bố có quy luật ở trong một hệ thống nước dưới đất thì sẽ tạo nên một cấu trúc địa chất thủy văn phức tạp. Sự tổ hợp khác nhau của các yếu tố cấu trúc ở trong một hệ thống nước dưới đất sẽ tạo nên những phương án phức tạp hơn và Pinnheker gộp một cách quy ước thành hai kiểu cấu trúc địa chất thủy văn: kiểu cấu trúc địa chất thủy văn vữa và kiểu cấu trúc địa chất thủy văn mạch - khe nứt.

4. Phương pháp xác định cấu trúc địa chất thủy văn

Nguyên tắc cơ bản của phân vùng ĐCTV là dựa vào các thực thể địa chất chứa nước cũng có nghĩa là dựa vào sự phân bố không gian, cấu trúc của các thể địa chất chứa nước, đặc tính ĐCTV của các thể địa chất và các nguồn hình thành (cung cấp, vận động và thoát của nước) trong các thể địa chất chứa nước đó. Chính vì nguyên tắc đó mà phân vùng ĐCTV không chỉ có ý nghĩa lý luận mà còn có ý nghĩa to lớn trong đánh giá tài nguyên nước, trong cung cấp nước trong ĐCTV mỏ, ĐCTV dầu khí, trong ĐCTV các công trình ngầm và trong bảo vệ tài nguyên môi trường nước dưới đất và cả nước mặt. Trong phân vùng ĐCTV thường xem xét, phân tích trên cơ sở các các yếu tố:

- Quy mô (kích thước) và cấu trúc của các thể địa chất chứa nước;
- Thành phần thạch học của đất đá chứa nước, điều này quyết định đặc điểm phân bố và hình thành của nước dưới đất;
- Đặc điểm cung cấp, dòng chảy và thoát của nước dưới đất.

Cơ sở phân vùng ĐCTV căn cứ vào 3 tiêu chí cơ bản trên và vào điều kiện cụ thể có thể phân chia một vùng lớn thành nhiều vùng nhỏ (phụ vùng) (Vũ Ngọc Kỳ, 1988).

Các kết quả nghiên cứu của Vũ Ngọc Kỳ, 1988 đã phân vùng cấu trúc địa chất thủy văn theo không gian lãnh thổ, qua đó xác định khu vực cửa sông Hậu thuộc Phụ miền ĐCTV Long Xuyên – Bạc Liêu. Tuy nhiên các nghiên cứu này chưa đề cập đến việc phân bố cấu trúc không gian theo chiều sâu.

5. Phân tích cấu trúc Địa chất thủy văn khu vực cửa sông Hậu

5.1. Cơ sở tài liệu

Để phân tích cấu trúc địa chất thủy văn khu vực cửa sông Hậu, nghiên cứu này dựa vào kết quả khoan, phân tầng của 31 lỗ khoan, trong đó có 28 lỗ khoan thăm dò của các dự án trên địa bàn khu vực nghiên cứu, 2 lỗ khoan quan trắc của Dự án IGPN, 2016 và các lỗ khoan quan trắc Quốc gia.

5.2. Cách thức tiến hành phân tích cấu trúc

Để phân tích và xây dựng cấu trúc 3D địa chất thủy văn khu vực cửa sông Hậu, tiến hành theo các trình tự như sau:

Bước 1: Thu thập cột địa tầng lỗ khoan.

Bước 2: Xác định các lớp thạch học trên từng đoạn chiều sâu lỗ khoan.

Bước 3: Phân loại và phân nhóm các đoạn chiều sâu khoan thành các đơn vị, địa tầng địa chất thủy văn. Trong bước này, thành phần thạch học của các lớp đất đá cũng như độ sâu và hệ số thấm được đánh giá. Sau đó các lớp đất đá được phân thành các nhóm có đặc điểm gần giống nhau. Các kiểu nguồn gốc cũng được xem xét thành các nhóm.

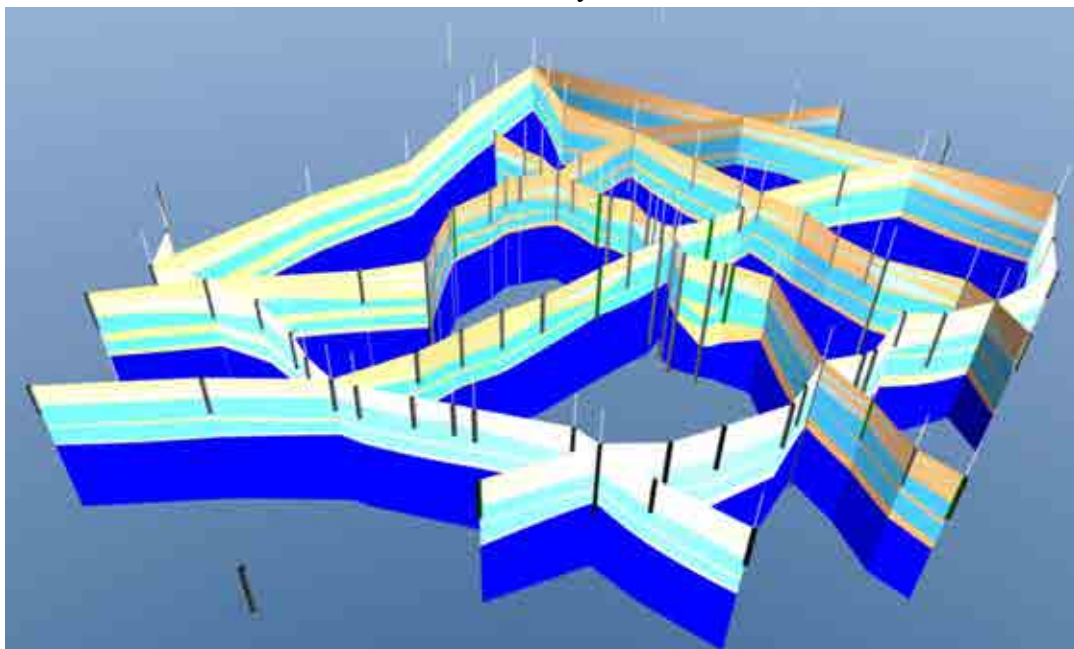
Bước 4: Xác định vị trí tiếp xúc giữa các đơn vị địa tầng ĐCTV. Các nhóm, các địa tầng được xác định độ sâu bắt đầu và kết thúc. Thứ tự các đơn vị địa tầng được xác định theo các tài

liệu nghiên cứu trước đây trong khu vực cũng như toàn bộ đồng bằng.

Bước 5: Ngoại suy và liên kết các vị trí tiếp xúc giữa các đơn vị địa tầng địa chất thủy văn của các lỗ khoan với nhau. Kết quả là tạo ra sơ đồ khối dạng mặt cắt giữa các lỗ khoan phân bố trong không gian.

Bước 6: Xây dựng mô hình khối 3D địa tầng ĐCTV. Từ sơ đồ khối dạng mặt cắt, nghiên cứu sử dụng các phương pháp nội suy grid để điền đầy các phần trong khoảng giữa các mặt cắt và thành lập cấu trúc 3D Địa chất thủy văn khu vực nghiên cứu.

Bước 7: Phân tích đặc điểm cấu trúc địa chất thủy văn khu vực.



Hình 2. Cấu trúc 3D đối khu vực tỉnh Sóc Trăng.

5.3. Kết quả phân tích cấu trúc Địa chất thủy văn khu vực nghiên cứu

A. Đặc điểm các tầng chứa nước

Dựa vào các kết quả nghiên cứu về địa chất, địa chất thủy văn từ trước đến nay ta có thể phân ra các phân vị địa tầng - địa chất thủy văn chứa nước như sau từ trên xuống dưới:

- Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Holocen (qh);
- Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Pleistocen thượng (qp₃);
- Tầng chứa nước lỗ hổng trong các trầm tích Pleistocen trung-thượng (qp₂₋₃);
- Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Pleistocen hạ (qp₁);
- Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Pliocen trung (n₂²);
- Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Pliocen hạ (n₂¹);
- Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Miocen thượng (n₁³);
- Tầng chứa nước lỗ hổng trầm tích Miocen trung - thượng (n₁²⁻³).

B. Đặc điểm cấu trúc địa chất thủy văn khu vực cửa sông Hậu

Khu vực cửa sông Hậu nằm về phía Đông Nam đồng bằng sông Cửu Long nằm trong phụ miền Địa chất thủy văn Mộc Hoá - Trà Vinh của miền địa chất thủy văn Đồng Bằng Nam Bộ; cấu trúc địa chất thủy văn: trung tâm phức bồn địa chất thủy văn; thể địa chất chứa nước: đới sụt trung tâm; có cấu trúc địa chất phức tạp. Trên bình đồ cấu trúc - kiến tạo chung của khu vực, vùng này tiếp giáp với các đơn vị cấu trúc lớn sau:

- Phía Nam, Đông Bắc tiếp giáp với bồn trũng Kainozoi Cửu Long. Đây là bồn trũng

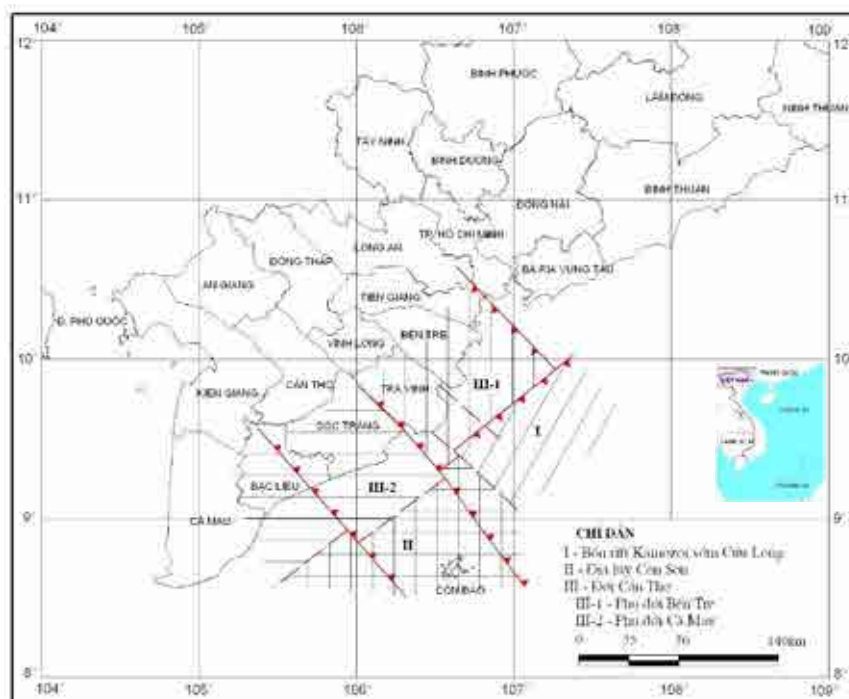
Kainozoi sớm phát sinh và phát triển trên móng không đồng nhất, có cấu trúc kéo dài theo phương Đông Bắc - Tây Nam.

- Phía Nam, Tây Nam giáp đới nâng Côn Sơn.

Phụ miền địa chất thủy văn Mộc Hóa - Trà Vinh tại khu vực cửa sông Hậu được hình thành trên đới sụt Cần Thơ thuộc bể Cửu Long gồm 2 phụ đới Bến Tre và phụ đới Cà Mau. Hai phụ đới này có ranh giới là đứt gãy sông Hậu phát triển theo hướng Tây Bắc - Đông Nam. Vùng trũng bị khống chế bởi các đứt gãy thuận hoặc đới nếp oằn rìa phương Đông Bắc - Tây Nam, tạo nên sụt lún dạng địa hào bậc thang bị phức tạp hoá bởi các đới nâng có quy mô không lớn. Các khối sụt có kích thước không lớn nhưng biên độ sụt tương đối sâu thể hiện qua chiều dày trầm tích Kainozoi tương đối lớn có chiều dày trầm tích Kainozoi từ $1.000 \div > 3.200$ m. Toàn bộ trũng địa hào có phương trục kéo dài Đông Bắc - Tây Nam, trùng với phương kiến trúc móng uốn nếp. Đặc điểm nổi bật của đới sụt trung tâm phụ miền Địa chất thủy văn là tổ hợp các kiến trúc khối đứt gãy của móng trước Kainozoi, trải qua chuyển động phân dị trong Kainozoi và tạo ra các kiến trúc nâng và sụt lún quy mô khác nhau.

Các đứt gãy kiến tạo đã tạo nên những kênh dẫn nước từ các vùng thuộc đới nâng Đông Bắc và có khả năng thoát ngầm vào các thành tạo Neogen và Đệ tứ để tạo nên các đới thấu kính nước nhạt tồn tại trong các thành tạo Kainozoi như hiện nay.

Hệ thống đứt gãy phương Tây Bắc - Đông Nam gồm 2 đứt gãy lớn cấp 1: F1tb sông Hậu 1 và F1tb sông Hậu 2 và các đứt gãy thứ cấp góp phần định hình dòng chảy của sông Hậu nói riêng và sông Cửu Long nói chung khi đổ ra biển Đông. Các đứt gãy này thể hiện tương đối dài và sâu gần 20km. Theo tài liệu địa chấn các đứt gãy chạy từ cửa Mỹ Thạnh, Định An, Trần Đề đến mũi Đông Bắc Côn Đảo. Chúng là phần phát triển kéo dài của hệ thống đứt gãy sông Hậu ra ngoài khơi. Các đứt gãy phân bố gần song song nhau, có phương gần vuông góc với đường bờ. Trong số các đứt gãy này đáng chú ý là đứt gãy kéo dài từ phía ngoài cửa Trần Đề chạy qua phía Đông Bắc hòn Đá Bạc, có hướng cắm Đông Bắc, đây có thể là đứt gãy thuận. Thể hiện rõ là ranh giới khối nâng móng cổ phía Tây Nam và khối sụt phía Đông Bắc. Biên độ dịch chuyển không tính được chính xác, nhưng qua biên độ trường có thể thấy biên độ dịch chuyển đứng là khá lớn. Các tầng chứa nước lỗ hổng có bề dày tăng dần theo hướng ra rìa miền Địa chất thủy văn Đồng Bằng Nam Bộ, đóng vai trò như miền thoát.



Hình 3. Sơ đồ phân chia các đới cấu trúc địa chất vùng biển Sóc Trăng và kế cận.

Phía Nam - Đông Nam của phụ miền Địa chất thủy văn Mộc Hóa - Trà Vinh được giới hạn bởi các đứt gãy phương Tây Bắc - Đông Nam, phân chia đới sụt Cần Thơ với đới nâng Côn Sơn.

Đới nâng Côn Sơn có ranh giới Tây Bắc là đứt gãy Hòn Khoai - Cà Ná và phía Đông Bắc bị ngăn cách với bồn (rift) Kainozoi sớm Cửu Long bởi đứt gãy Sông Hậu. Về phía Đông Nam vùng nghiên cứu khối nâng này mở rộng về phía Tây Bắc, giới hạn bởi đường đẳng dày trầm tích Kainozoi từ 900 đến 1000 m. Chiều dày trầm tích Kainozoi tương đối nhỏ từ < 1.000 m đến $300 \div 400$ m. Xung quanh khu vực Côn Đảo bao gồm Côn Đảo và các đảo nhỏ xung quanh, chiều dày trầm tích Kainozoi $< 100 - 300$ m, phía Đông Bắc đới có chiều dày lớn hơn $400 \div 1.000$ m. Đới nâng Côn Sơn tạo thành ranh giới phía Nam của miền Địa chất thủy văn Đồng Bằng Nam Bộ.

Cấu trúc địa chất, địa chất thủy văn chi tiết khu vực cửa sông Hậu: Để đánh giá đặc điểm chi tiết vùng cửa sông Hậu, tác giả tiến hành lập các mặt cắt địa chất tại khu vực, trong đó có cập nhật các mặt cắt sông trong khu vực. Từ việc nghiên cứu các mặt cắt đó, tác giả đã xác định được cấu trúc địa chất thủy văn khu vực cửa sông Hậu, cụ thể:

- Phân loại theo cấu trúc bên ngoài: Các tầng chứa nước tại khu vực cửa sông Hậu hình thành trên đới sụt Cần Thơ, các tầng chứa nước có quan hệ thủy lực với nhau và với nước mặt thông qua các cửa sổ địa chất thủy văn. Qua đó có thể xếp cấu trúc địa chất thủy văn cửa sông Hậu vào kiểu nửa kín, có dòng chảy một phần, rửa trôi một phần.

- Phân loại theo cấu trúc bên trong: Các tầng chứa nước tại khu vực cửa sông Hậu có thành phần thạch học chủ yếu là cát hạt mịn đến trung, trạng thái bờ rời. Qua đó có thể xếp cấu trúc địa chất thủy văn cửa sông Hậu được xếp và kiểu cấu trúc địa chất thủy văn vừa.

Kết quả thành lập mô hình 3D địa tầng Sóc Trăng cụ thể trong hình 2.

6. Kết luận

Trên cơ sở kết quả phân tích 31 lỗ khoan, thành lập mặt cắt đã xác định khu vực cửa sông Hậu thuộc miền cấu trúc Đồng bằng Nam Bộ, phụ miền ĐCTV Long Xuyên - Bạc Liêu. Khu vực cửa sông Hậu tồn tại các tầng chứa nước từ qh đến qp3, qp2-3, qp1, n1... các tầng chứa nước được ngăn cách bởi các lớp cách nước, tuy nhiên tại khu vực cửa sông Hậu đã xác định sông Hậu cắt trực tiếp vào tầng chứa nước, trong đó tại khu vực đỉnh chóp Cù Lao Dung, giữa các tầng chứa nước không có lớp ngăn cách, nước sông tiếp xúc trực tiếp với tầng chứa nước qh và các tầng chứa nước bên dưới. Kết quả phân tích đánh giá xác định khi phân loại theo cấu trúc bên ngoài các tầng chứa nước tại khu vực cửa sông Hậu hình thành trên đới sụt Cần Thơ, các tầng chứa nước có quan hệ thủy lực với nhau và với nước mặt thông qua các cửa sổ địa chất thủy văn (được trình bày trong phần 3). Qua đó có thể xếp cấu trúc địa chất thủy văn cửa sông Hậu vào kiểu nửa kín, có dòng chảy một phần, rửa trôi một phần; Phân loại theo cấu trúc bên trong: Các tầng chứa nước tại khu vực cửa sông Hậu có thành phần thạch học chủ yếu là cát hạt mịn đến trung, trạng thái bờ rời. Qua đó có thể xếp cấu trúc địa chất thủy văn cửa sông Hậu được xếp và kiểu cấu trúc địa chất thủy văn vừa.

Lời cảm ơn

Bài báo này được thực hiện trong khuôn khổ của đề tài nghiên cứu cơ bản cấp Bộ GDĐT: *Nghiên cứu, đánh giá vai trò của các yếu tố Địa chất thủy văn - Địa chất công trình đối với sự biến đổi của dòng chảy và đới bờ vùng cửa sông Hậu, khu vực Tây Nam Bộ*, mã số: CT.2022.01.MDA.02.

Tài liệu tham khảo

Vũ Ngọc Kỳ, 1988. Báo cáo Nước dưới đất nước cộng hòa xã hội chủ nghĩa Việt Nam (Đề tài 44-04-01-01). Tổng cục Địa chất.

IGPVN, 2016. IGPVN activities and achievements in Soc Trang, Proposal of recommendations and measures for water resources management in Soc Trang.

Hydrogeological structure in coastal area of Hau river, Southwest Region, Vietnam

Tran Vu Long^{1,*}, Nguyen Huu Manh², Hoang Dai Phuc³, Vu Thu Hien¹

¹Hanoi University of Mining and Geology; ²Hanoi University of Civil Engineering

³North Vietnam Division of Planning and Investigation of Water Resources

*Corresponding author: tranvulong@humg.edu.vn

Abstract

Phenomena of erosion and sedimentation in coastal area are closely related to the processes of changing embankments and coastal areas of coastal estuaries. The Hau River estuary, the Southwest region in Vietnam is the area where those phenomena take place. Those phenomenons are the results of a rather intense interaction between many hydro - lithology - dynamic factors. One of the endogenous factors is the area hydrogeological structure. The hydrogeological structure is analyzed and evaluated based on statistics from 31 boreholes drilling data and related documents. For each borehole, the drilling depth data are analyzed and divided into groups of layers according to lithological composition, sedimentary order and based on experience in understanding the geology - hydrogeology of the region. Determine the contact position between aquifers - water separation on each borehole stratigraphi. The result of this is a 3D structural model of the study area and related cross-sections. This result is the basis for further research related to the relationship between the flow and the coastal zone of the estuary and hydrogeological factors.

Keywords: Surface water path line and shoreline change; Hau river estuary, Southwest region; Holocene aquifer; Hydrogeology structure.

KỶ YẾU HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC
VIETGEO 2023

THỪA THIÊN HUẾ, VIỆT NAM
NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023

CHỦ ĐỀ II

KỸ THUẬT XÂY DỰNG VÀ VẬT LIỆU MỚI

PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG ĐƯỜNG HÀM TÀU ĐIỆN NGẦM TRONG ĐÔ THỊ BẰNG MÁY ĐÀO HÀM CƠ GIỚI

Đỗ Ngọc Thái

Trường Đại học Mở - Địa chất

Tác giả chịu trách nhiệm: dongocthai@humg.edu.vn

Tóm tắt

Công tác xây dựng đường hầm tàu điện ngầm đô thị đang rất phát triển để đáp ứng nhu cầu cấp thiết của vấn đề giao thông vận tải, có rất nhiều đường hầm đô thị bố trí nằm nông thi công trong đất yếu. Công tác thi công các đường hầm có thể dẫn tới những dịch chuyển khối đất đá xung quanh, lún mặt đất và thậm chí gây sập đổ, phá hủy các tòa nhà lân cận. Trong những năm qua, máy đào hầm cơ giới được áp dụng thi công các đường hầm đô thị trong điều kiện khó khăn như điều kiện địa kỹ thuật phức tạp hay trong đất yếu. Đặc biệt đối với máy đào hầm cơ giới như máy khiên đào cân bằng khí nén, máy khiên đào cân bằng áp lực đất hay máy khiên đào chất lỏng có áp luôn được phát triển và cải thiện về công nghệ nhằm nâng cao độ ổn định khi thi công các đường hầm trong các điều kiện khó khăn như điều kiện địa chất công trình, địa chất thủy văn phức tạp cùng các điều kiện thi công khó khăn. Bài viết trình bày kết quả nghiên cứu phương pháp thi công, hiệu quả của phương pháp và những cải tiến của phương pháp thi công đường hầm tàu điện ngầm trong điều kiện đô thị bằng máy đào hầm cơ giới.

Từ khóa: đường hầm; phương pháp đào hầm; máy đào hầm cơ giới; ổn định gương đào.

1. Đặt vấn đề

Xây dựng hệ thống đường hầm tàu điện ngầm trong khu vực đô thị đang là xu hướng tất yếu của nhiều quốc gia trên thế giới trong đó có Việt Nam nhằm đáp ứng nhu cầu phát triển hạ tầng cơ sở phục vụ kinh tế, an ninh, quốc phòng. Đây là giải pháp tối ưu để sử dụng quỹ đất trong đô thị và đảm bảo phát triển bền vững.

Trong những năm qua, máy đào hầm cơ giới được sử dụng thi công các đường hầm trong điều kiện xây dựng khó khăn như điều kiện địa kỹ thuật phức tạp hay đất yếu trong thành phố vì phương pháp thi công bằng máy đào hầm cơ giới có thể giảm thiểu độ lún mặt đất hay giảm thiểu những tác động đến các công trình trên mặt đất. Đặc biệt, đối với loại máy khiên đào như máy khiên đào cân bằng khí nén, máy khiên đào cân bằng áp lực đất hay máy khiên đào chất lỏng có áp luôn được cải thiện và phát triển về công nghệ nhằm nâng cao độ ổn định khi thi công các đường hầm trong điều kiện đô thị.

Bằng phương pháp nghiên cứu lý thuyết, khảo sát thực tế, ứng dụng công nghệ thi công, bài viết trình bày phương pháp thi công, hiệu quả của phương pháp và những cải tiến của phương pháp thi công đường hầm tàu điện ngầm trong điều kiện đô thị bằng máy đào hầm cơ giới, chỉ rõ các tham số vận hành máy đào hầm có ảnh hưởng đến hiệu quả và chất lượng xây dựng công trình.

2. Nội dung nghiên cứu

2.1. Điều kiện thi công đường hầm tàu điện ngầm đô thị

Bài toán đặt ra đối với các nhà quy hoạch, thiết kế hệ thống công trình ngầm thành phố là yêu cầu quá trình xây dựng công trình ngầm, phát triển cơ sở hạ tầng và không gian ngầm một cách bền vững, các dự án xây dựng phải bảo đảm chất lượng công trình, an toàn lao động, hoàn thành theo tiến độ và dự toán đã được phê duyệt. Không giống như các công trình ngầm được thi công tại khu vực nông thôn hay vùng đồi núi, các dự án xây dựng hệ thống đường hầm tàu điện ngầm trong thành phố có những đặc điểm và yêu cầu sau:

- Vị trí bố trí đường hầm có liên hệ chặt chẽ với mục đích và chức năng sử dụng của công trình, tuy nhiên, vị trí bố trí đường hầm trong thành phố vẫn bị hạn chế bởi nhiều yếu tố khác như sự tồn tại sẵn có của các tòa nhà trên mặt đất, các công trình đường hầm kỹ thuật hay các kiến trúc ngầm khác;

- Các đường hầm tàu điện ngầm trong thành phố thường được bố trí tại độ sâu không lớn, điều đó dẫn đến có những tác động kỹ thuật làm ảnh hưởng đến cấu trúc các lớp đất trực tiếp dưới mặt đất. Lớp đất trực tiếp dưới mặt đất, luôn được dành riêng cho hệ thống cấp thoát nước ngầm, điện cáp và thông tin liên lạc ngầm gọi chung là các đường hầm kỹ thuật. Nếu hệ thống đường hầm kỹ thuật đã được xây dựng trước đó thì cần xác định sự hiện diện của chúng, khả năng sẽ gây ra những cản trở, tiềm tàng những rủi ro trong quá trình thi công đường hầm tàu điện ngầm, do đó hệ thống đường hầm kỹ thuật nên được di dời đến vị trí khác;

- Đường hầm tàu điện ngầm đô thị được thiết kế và thi công một cách khoa học với công nghệ tiên tiến nhất nhưng do vị trí bố trí đường hầm nằm nông, thi công trong đất yếu nên thường gây ra các hiện tượng lún mặt đất, ảnh hưởng đến các công trình xây dựng trên mặt đất.

- Rất nhiều các thành phố có giá trị lớn về mặt lịch sử như có các khu di tích lịch sử, do đó các di tích khảo cổ có thể được tìm thấy tại các lớp đất gần mặt đất. Vấn đề đó cần được cảnh báo sớm và có các giải pháp tìm kiếm và bảo tồn;

- Cần có các giải pháp khảo sát và cập nhật đầy đủ điều kiện địa chất công trình, địa chất thủy văn;

- Các dự án xây dựng đường hầm tàu điện ngầm đô thị, thông thường là các dự án xây dựng cơ sở hạ tầng chiến lược, có tầm quan trọng ảnh hưởng đến an ninh chính trị của quốc gia. Do đó được Nhà nước và các tổ chức tài trợ rất quan tâm và có những yêu cầu đòi hỏi rất cao về chất lượng xây dựng công trình, chi phí xây dựng và tiến độ thực hiện dự án.

2.2. Phương pháp thi công đường hầm tàu điện ngầm đô thị bằng máy đào hầm cơ giới

Trong lĩnh vực xây dựng công trình ngầm, các phương pháp chính để thi công đường hầm bao gồm phương pháp đào lộ thiên, phương pháp khoan nổ mìn thi công đường hầm thông thường hay phương pháp đào hầm mới của Áo và phương pháp sử dụng máy đào hầm cơ giới. Ngày nay, phương pháp thi công bằng máy đào hầm cơ giới được áp dụng rộng rãi khi xây dựng các đường hầm tàu điện ngầm trong thành phố. Phương pháp thi công bằng máy đào hầm cơ giới ngoài việc đảm bảo chất lượng công trình, sự ổn định cao cho đường hầm còn giảm thiểu được những ảnh hưởng chấn động, dịch chuyển lún bề mặt đất hay bảo vệ các công trình xung quanh khu vực thi công.

Máy đào hầm cơ giới được chia ra:

- Máy đào hầm (Tunnel Boring Machine - TBM) thường được sử dụng thi công trong đá cứng. Loại máy đào hầm (Tunnel Boring Machine - TBM) thường được sử dụng thi công đường hầm giao thông qua núi hoặc đường hầm dẫn dòng thuộc nhà máy thủy điện, v.v...

- Máy khiên đào (Shield machines - SM) được thiết kế để sử dụng thi công đào hầm trong đất đá yếu, đá dễ vỡ và đặc biệt là trong đất. Loại máy khiên đào (SM) thường được sử dụng thi công các đường hầm trong đất yếu thuộc khu vực thành phố. Trong nghiên cứu này, tác giả đi sâu vào nghiên cứu công nghệ thi công của loại máy đào hầm cơ giới: SM - máy khiên đào, thi công đường hầm tàu điện ngầm trong điều kiện đô thị.

Máy khiên đào (SM) là máy đào hầm cơ giới mà đoạn đường hầm từ vị trí đầu cắt tới vị trí vỏ chống cố định đã được chống giữ, bảo vệ bằng vỏ thép (khiên) của máy khiên đào (S. Kanayasu et al, 1995).

Máy khiên đào có nhiều chức năng tập trung thống nhất như công tác khai đào, che chống bảo vệ, lắp đặt vỏ hầm và vận chuyển đất đá. Máy khiên đào thích hợp cho việc thi công đường

hầm qua vùng đất đá mềm yếu, phức tạp có nguy cơ mất ổn định cao, đất đá có khả năng sụt lún ngay vào không gian công trình nếu không có kết cấu chống giữ. Phần đầu cắt được trang bị hệ thống đĩa cắt có nhiệm vụ khai đào phá vỡ khối đất đá, phần kế tiếp có bố trí các kích đẩy cho phép đầu cắt tiến về phía trước, phần đuôi khiên có nhiệm vụ lấp đặt vỏ hầm, vận chuyển đất đá về phía sau và đưa ra ngoài, bơm phụt vữa lấp đầy khoảng trống phía sau vỏ hầm. Máy khiên đào được ra đời rất sớm và được Mark I. Brunel sử dụng lần đầu tiên khi xây dựng tuyến hầm qua sông Thames ở London, đường hầm hoàn thành vào năm 1843, (Vittorio. G, 2017).

Theo phương thức khai đào, đào tách khối đất đá trên gương đào thì máy khiên đào (SM) được phân ra làm hai nhóm:

- Máy khiên đào toàn tiết diện (SM-V Shield machines with full-face excavation);
- Máy khiên đào từng phần (SM-T Shield machines with part-face excavation).

Máy khiên đào toàn tiết diện gương đào là những máy có bộ phận đào là mâm cắt hay bánh cắt. Máy khiên đào từng phần gương đào có bộ phận đào là gầu xúc, đầu đào hay tay cắt. Khiên chắn là vỏ thép bao bọc kín xung quanh khoang khai đào. Ngoài ra các máy khiên đào còn được phân loại bởi phương pháp cân bằng áp lực gương đào, giữ ổn định gương đào thì có các loại máy khiên đào chính như, (Vittorio. G, 2017):

- Máy khiên đào cân bằng áp lực khí nén (SM - Face with compressed air);
- Máy khiên đào cân bằng áp lực vữa hay khiên chất lỏng có áp (SM - Face with slurry support);
- Máy khiên đào cân bằng áp lực đất (SM - Face with earth pressure support EPB).

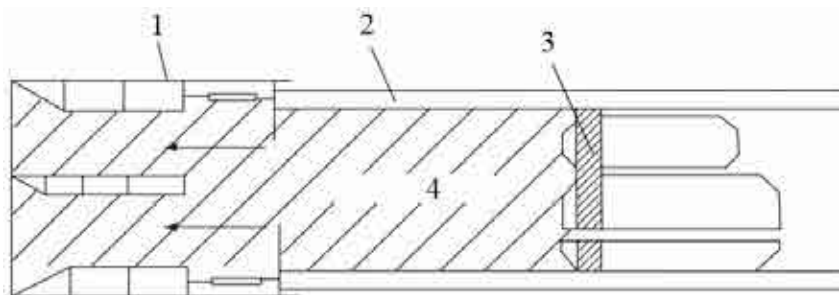
Theo phương pháp cân bằng áp lực gương đào thì các loại máy khiên đào được sử dụng thi công tại một số đường hầm tại nước Nga được trình bày trong bảng 1.

Bảng 1. Phương pháp cân bằng áp lực gương đào được áp dụng thi công tại một số hầm tại Nga

Tuyến hầm	Chiều dài, (m)	Năm xây dựng	Phương pháp cân bằng áp lực gương đào	Đường kính vỏ chống, D _{ngoài} /D _{trong} , (m)
Đường hầm metro Lyublino tại Moskva	1600	1988 - 1992	Khiên cân bằng áp lực khí nén	6,0/5,3
Đường hầm kỹ thuật tại Petersburg	1200	1995 - 2000	Khiên cân bằng áp lực đất	3,7/3,2
Đường hầm kỹ thuật tại Moskva	800	1999 - 2000	Khiên cân bằng áp lực khí nén	4,24/3,84
Đường tàu điện ngầm tại Kazan	1188	2000 - 2001	Khiên cân bằng áp lực đất	5,60/5,10
Đường tàu điện ngầm Butov tại Moskva	1900	2000 - 2002	Khiên cân bằng áp lực đất	6,0/5,3
Đường hầm giao thông Lefortova tại Moskva	2222	2001 - 2003	Khiên cân bằng áp lực khí nén	13,75/12,35
Đường tàu điện ngầm Razmyv tại Petersburg	1100	2002 - 2003	Khiên cân bằng áp lực vữa	7,1/6,4

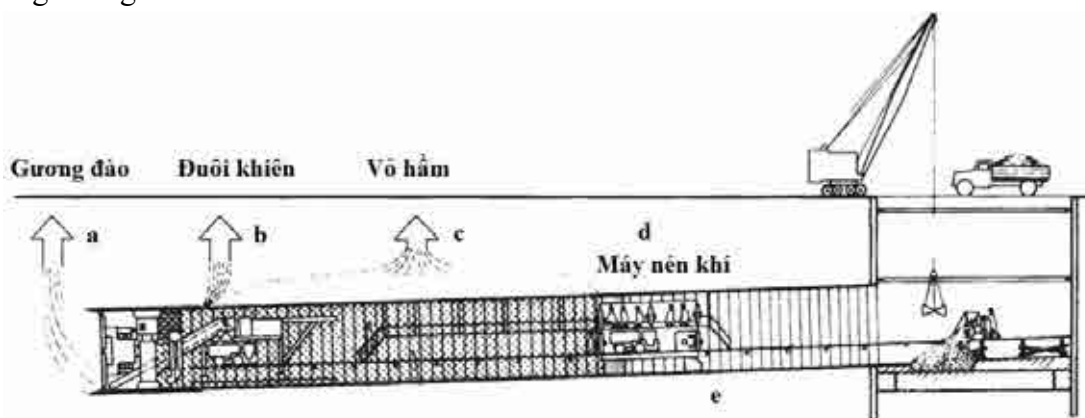
Khoang công tác ở phía sau mâm cắt luôn duy trì áp lực nhằm cân bằng áp lực nước ngầm và áp lực đất đá để giữ ổn định cho gương đào và giảm những dịch chuyển lún trên mặt đất. Theo nguyên lý chống giữ gương bằng phương pháp cân bằng áp lực gương thì máy khiên đào được chia ra: khiên cân bằng áp lực khí nén; khiên cân bằng áp lực vữa hay khiên chất lỏng có áp và khiên cân bằng áp lực đất.

- Máy khiên đào cân bằng áp lực khí nén: Áp dụng đối với đường hầm khi thi công qua địa tầng có chứa nước ngầm, để ngăn chặn không cho nước ngầm xâm nhập vào buồng công tác, do đó buồng công tác luôn được duy trì một áp lực khí nén. Nhờ áp lực khí nén mà nước ngầm không chỉ bị giữ lại mà còn bị đẩy sâu vào trong đất.



Hình 1. Sơ đồ làm việc của máy khiên đào chống giữ gương đào bằng khí nén.
1- vỏ khiên; 2- vỏ hầm; 3- vách ngăn và van khóa khí nén; 4- áp suất khí nén.

Để không cho nước ngầm xâm nhập, áp suất khí nén phải bằng hoặc cao hơn áp suất nước cao nhất tại mặt gương đào. Tại vị trí thấp nhất của mặt gương đào có áp suất nước ngầm lớn nhất. Do đó, nếu áp suất không khí bên trong đường hầm được điều chỉnh chính xác với áp suất nước thực tế, thì không có nước ngầm xâm nhập vào khoảng trống khai đào. Tuy nhiên, trên thực tế, áp suất không khí bên trong đường hầm vẫn giữ nguyên tại bất kỳ các vị trí trong khoang khai đào. Điều này có nghĩa là áp suất không khí tại khu vực đỉnh của gương đào cao hơn áp suất nước ngầm và do đó sẽ làm cho không khí thoát ra ngoài khu vực này. Ở những khu vực thi công gần mặt đất sẽ có nguy cơ mặt đất bị sụp lún xuống khi các hạt đất trở nên không ổn định do xuất hiện luồng không khí thoát lên.

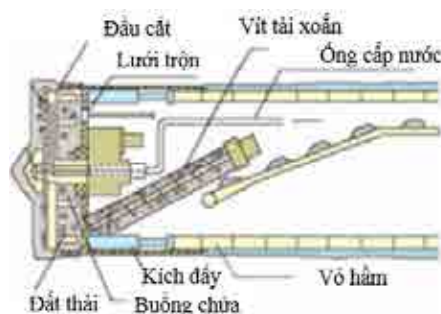


Hình 2. Lượng thất thoát khí nén trong quá trình công tác.

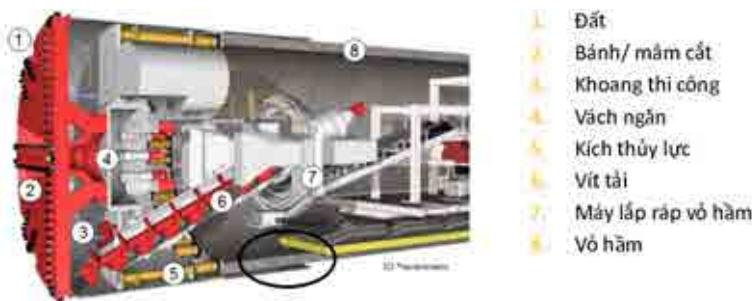
a- thoát khí ở mặt gương đào; b- thoát khí ở đuôi khiên; c- thoát khí qua khe hở (khớp nối) trong vỏ hầm; d- tiêu thụ không khí thông qua thiết bị; e- vận chuyển đất và nước ra khỏi đường hầm bằng khí nén.

Máy khiên đào chất lỏng có áp hay máy khiên đào cân bằng áp lực vừa: loại máy khiên đào áp lực vừa áp dụng phù hợp cho địa tầng có bề mặt gương có thể chống đỡ bằng dung dịch vừa áp lực, thi công trong những địa hình khó khăn như đất mềm có nước ngầm, đất đào ra được đưa ra ngoài qua ống dẫn, đá cuội, sỏi được nghiền ra và di chuyển ra ngoài qua đường ống. Áp lực nước ngầm, áp lực địa tầng được cân bằng với áp lực dung dịch vừa. Áp lực dung dịch vừa được duy trì thích hợp cho việc tạo lên màng bùn chống đỡ khối đất trước gương. Đĩa cắt phía trước gương cào bóc khối đất ở mặt ngoài màng bùn. Hỗn hợp bùn đất trước gương sau khi được tách bóc được bơm hút đưa lên bề mặt đất để xử lý.

Máy khiên đào có phương pháp chống giữ gương bằng áp lực vừa hay chất lỏng có áp được phát triển mạnh mẽ sau những năm 1960 khi dung dịch bentonit được giới thiệu để sử dụng như một chất hỗ trợ tích cực. Tại Nhật Bản đã phát triển chế tạo thành công những loại máy khiên đào chống giữ gương bằng chất lỏng có áp. Trong kỹ thuật này, chất lỏng làm bằng dung dịch bentonit hoặc đất sét được sử dụng để chống giữ mặt gương đào đường hầm. Dung dịch chất lỏng có áp suất cao được bơm vào buồng khai đào kín phía trước mặt gương đào. Khi chất lỏng có áp suất đi vào khối đất tại mặt gương, một màng bùn được hình thành rất nhanh.



Hình 3. Cấu tạo máy khiên đào chất lỏng có áp.



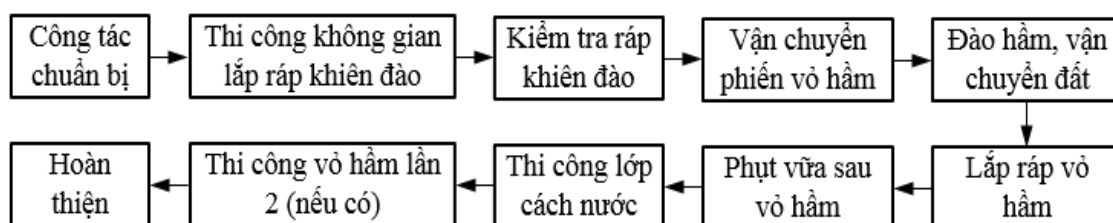
Hình 4. Cấu tạo máy khiên đào cân bằng áp lực đất.

- Máy khiên đào cân bằng áp lực đất: Đất được đào bởi đầu cắt của khiên sẽ được sử dụng để gia cố gương đào. Chất tạo bột được bơm vào trước đầu cắt làm cho đất kết dính lại đảm bảo kiểm soát chính xác áp lực cân bằng gương đào. Đất sau khi tách bóc ra sẽ theo rãnh dao cắt tiến vào khoang công tác. Khi áp lực trong khoang công tác đủ lớn để chống lại áp lực địa tầng và áp lực nước ngầm thì mặt gương đào sẽ giữ được ổn định mà không bị sụt lở. Yêu cầu cần giữ cho lượng đất trong máng xoắn vít tải và lượng đất trong khoang công tác cân bằng với lượng đất đào ra khi tiến vào trong khoang công tác. Đất đào ra được vận chuyển trong máng xoắn vít tải ở phía sau khoang công tác theo cửa xả được đưa ra ngoài. Khiên cân bằng áp lực đất thích hợp với các địa tầng đất sét, đất có thành phần dính kết, v.v... đồng thời bảo vệ có hiệu quả sự ổn định bề mặt gương đào, giảm được độ lún bề mặt, trong khi thi công dễ dàng thao tác và có tính an toàn cao. Khi thi công qua các tầng đất cát, sỏi, cần trộn thêm dung dịch vữa, phụ gia, v.v... để cải tiến đặc tính của khối đất sau khi đào ra, như tăng tính lưu động, lấp đầy khoang công tác làm ổn định bề mặt gương đào.

Đuôi khiên được thiết kế bố trí lỗ phụt vữa sau vỏ hầm, lấp đầy khoảng trống giữa vỏ hầm và bề mặt lớp đất đá trong máy khiên chống giữ gương đào bằng áp lực đất (EPB) là một cải tiến so với khiên chống giữ gương đào bằng chất lỏng có áp. Hệ thống này có các tính năng sau:

- Có thể được sử dụng đối với điều kiện khối đất có hàm lượng phù sa lớn;
- Ở những khu vực thi công gần mặt đất, không có luồng không khí thoát lên gây mất ổn định cho khối đất gần bề mặt;
- Đào tách khối đất bằng cơ giới đảm bảo hiệu suất tốt hơn và có thể tiếp cận với mặt gương đào điều này đôi khi cần được thực hiện để loại bỏ những sự cố trong thi công;
- Công nghệ này không yêu cầu chống giữ gương đào bằng khí nén hoặc chất lỏng có áp. Sử dụng chính khối đất được tách bóc bằng bánh cắt để phục vụ như một phương tiện để chống giữ gương đào.

Trình tự thi công đường hầm bằng máy khiên đào cân bằng áp lực đất (EPB) trong đất yếu thể hiện qua sơ đồ như trên hình 5, (Trần Quý Đức, 2018).



Hình 5. Trình tự thi công đường hầm bằng máy khiên đào cân bằng áp lực đất.

Giá trị áp lực duy trì lên mặt gương đào được sử dụng thi công các đường hầm tại Nhật Bản theo S. Kanayasu, et al, 1995 được thể hiện trong bảng 2.

Bảng 2. Phương pháp xác định áp lực gương đào khi thi công các đường hầm tại Nhật Bản

Đường kính hầm (m)	Loại đất	Giá trị áp lực duy trì lên mặt gương đào
<i>1. Sử dụng máy khiên đào cân bằng áp lực đất</i>		
7,45	Đất phù sa	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào
8,21	Đất cát, đất dính	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào + áp lực nước ngầm + 20 kPa
5,54	Cát hạt mịn	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào + áp lực nước ngầm + giá trị áp lực điều chỉnh
4,93	Đất cát, đất dính	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào + giá trị áp lực điều chỉnh (30 ÷ 50) kPa
2,48	Sỏi, đá góc, đất dính	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào + áp lực nước ngầm
7,78	Sỏi, đất dính	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào + áp lực nước
7,35	Đất phù sa mềm	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào + 10 kPa
5,86	Đất dính kết mềm	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào + 20 kPa
<i>2. Sử dụng máy khiên đào chất lỏng có áp</i>		
6,63	Sỏi	Áp lực nước + (10 ÷ 20) kPa
7,04	Đất dính	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào
6,84	Đất dính mềm, đất phù sa	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào + áp lực nước + giá trị áp lực điều chỉnh (20 kPa)
7,45	Đất rời, sỏi, đất dính	Áp lực nước + 30 kPa
10	Đất rời, sỏi, đất dính	Áp lực nước + (40 ÷ 80) kPa
10,85	Đất rời, đất dính	Áp lực đất tác dụng lên bề mặt gương đào + áp lực nước + giá trị áp lực điều chỉnh (20 kPa)
7,25	Cát, sỏi, đất dính mềm	Áp lực nước + 30 kPa

Thi công đường hầm tàu điện ngầm trong thành phố có những tác động gây dịch chuyển, sụt lún bề mặt đất gây ảnh hưởng tới độ ổn định của các công trình trên mặt đất. Dự báo trạng thái ứng suất xung quanh đường hầm, giá trị dịch chuyển biến dạng khối đất đá xung quanh đường hầm, giá trị độ lún mặt đất vì vậy đóng vai trò rất quan trọng. Phương pháp bán thực nghiệm được các nhà nghiên cứu R.B. Peck, (1969) và Schmidt, (1974) đề xuất bằng cách đo một số điểm tại hiện trường, kết quả thu được là dưới tác động của công tác thi công đường hầm thì trên mặt đất sẽ hình thành vùng lún có dạng hàm phân phối chuẩn Gauss. Phương pháp dự báo lún bề mặt khi thi công đường hầm tàu điện ngầm thành phố còn có thể sử dụng phương pháp giải tích hoặc phương pháp mô hình số. Để dự báo giá trị lún mặt đất gây ra từ công tác thi công một đường hầm cụ thể có thể kết hợp nhiều phương pháp dự báo và được so sánh với kết quả đo đạc, quan trắc thực tế của các công trình có điều kiện xây dựng tương tự. Trong bảng 3 thể hiện kết quả đo đạc, quan trắc thực tế giá trị lún mặt đất gây ra bởi công tác xây dựng đường hầm trên thế giới.

Bảng 3. Kết quả đo đạc, quan trắc thực tế giá trị lún mặt đất (Vittorio. G, 2017)

TT	Đường hầm	Đường kính, m	Chiều sâu bố trí đường hầm, m	Giá trị lún mặt đất, mm	Kiểu máy khiên đào; loại đất đường hầm thi công qua
1	Đường hầm đường sắt tại thành phố Barcelona, Tây Ban Nha	11,2	30	5,0	Khiên áp lực đất; đất sét và cát.
2	Đường hầm thoát nước ở Sudden Valley, Mỹ	14,3	9,12	43,0	Khiên cân bằng áp lực đất; cát bão hòa nước.
3	Đường hầm tàu điện ngầm đường số 1 ở Madrid, Tây Ban Nha	9,38	15,50	18,0	Khiên áp lực đất; cát và đất sét.

TT	Đường hầm	Đường kính, m	Chiều sâu bố trí đường hầm, m	Giá trị lún mặt đất, mm	Kiểu máy khiên đào; loại đất đường hầm thi công qua
4	Đường hầm tàu điện ngầm số 2 ở Madrid, Tây Ban Nha	9,38	17,00	21,2	Khiên áp lực đất; đất sét và cát.
5	Đường hầm ô tô ở Val-de Marne, Pháp	3,35	7,75	5,3	Khiên cân bằng áp lực vữa; sỏi cát.
6	Đường hầm tàu điện ngầm số 2 tại Thượng Hải, Trung Quốc	11,2	24,50	17,9	Khiên cân bằng áp lực vữa; đất mùn, cát pha.
7	Đường hầm tàu điện ngầm D tại Lyon, Pháp	6,27	16,40	13,5	Khiên cân bằng áp lực vữa; cát sét mịn.

Theo kết quả đo đạc quan trắc thực tế, giá trị lún mặt đất gây ra bởi công tác xây dựng đường hầm trên bảng 3 cho thấy, đối với các đường hầm thi công trong điều kiện thành phố thì phương pháp thi công phổ biến là sử dụng máy khiên đào cân bằng áp lực đất và máy khiên đào cân bằng áp lực vữa. Các đường hầm có kích thước lớn (đường kính lớn hơn 9 m) thì giá trị lún mặt đất có giá trị lớn hơn 17 mm. Các đường hầm có kích thước nhỏ (đường kính nhỏ hơn 4 m) thì giá trị lún mặt đất có giá trị nhỏ từ 5 đến 6 mm. Đường hầm có kích thước trung bình như đường hầm tàu điện ngầm D tại Lyon, Pháp có đường kính 6,27 m và độ sâu thi công 16,4 m; sử dụng khiên cân bằng áp lực vữa trong điều kiện thi công cát sét mịn thì kết quả đo đạc, quan trắc giá trị lún mặt đất là 13,5 mm. Như vậy, giá trị lún mặt đất phụ thuộc vào kích thước đường hầm, vị trí thi công đường hầm, điều kiện thi công qua như lớp đất sét, đất mùn hay cát pha, v.v... và phương pháp thi công sử dụng loại máy khiên đào cân bằng áp lực lên gương đào đường hầm.

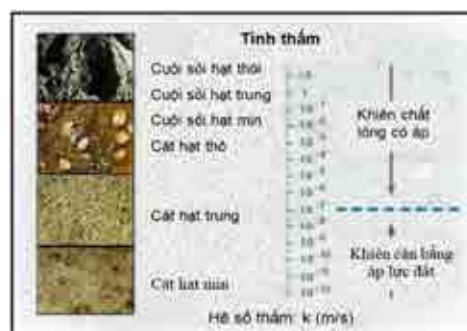
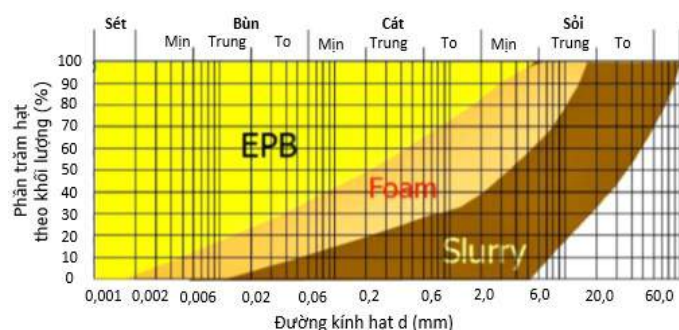
2.3. Cơ sở lựa chọn máy đào hầm

Trong lĩnh vực thi công đường hầm tàu điện ngầm đô thị có điều kiện thi công qua đất yếu, các loại máy khiên đào SM (Shield Tunnelling) được áp dụng rộng rãi là SM EPB (Máy khiên đào được hỗ trợ cân bằng áp lực đất) và SM Foam và Slurry (Máy khiên đào chống đỡ mặt gương bằng chất lỏng có áp) như trên hình 6. Phạm vi áp dụng của các loại máy khiên đào đường hầm cho các loại đất có cỡ hạt khác nhau và cho hệ số thấm của đất khác nhau được thể hiện lần lượt trong hình 6.a, và hình 6.b, (Vittorio. G, 2017).

- Máy khiên đào chất lỏng có áp (SM Slurry) có điều kiện thi công lý tưởng trong các loại đất chứa hạt rời dễ dàng tách ra ở bề mặt. Máy (SM Slurry) thường được áp dụng cho địa chất là cát, phần trăm đất sét thấp, đặc biệt hiệu quả với địa chất cát dưới mực nước ngầm.

- Máy khiên đào cân bằng áp lực đất (EPB), khi thi công trong khối đất có phần trăm hạt mịn cao hơn ($> 10\%$), hoặc khi bùn chiếm ưu thế, sẽ làm cho khiên đào (EPB) dễ dàng kiểm soát áp lực đất trong buồng. Các loại máy khiên đào (EPB) đặc biệt phù hợp với các loại đất có kết.

Phạm vi áp dụng của các loại máy khiên đào thi công đường hầm cho các loại đất có hệ số thấm khác nhau như trong hình 6.b. Xét về hệ số thấm, máy khiên đào chất lỏng có áp (SM Slurry) sẽ là sự lựa chọn tốt hơn khi hệ số thấm của đất lớn hơn 10^{-7} m/s; trong khi máy khiên đào cân bằng áp lực đất (EPB) có thể áp dụng được khi hệ số thấm nhỏ hơn (Hình 6.b).



a) Khả năng thích hợp của máy khiên đào dựa trên kích thước hạt. Trong đó: SM EPB - Máy khiên đào được hỗ trợ cân bằng áp lực đất; SM Foam và Slurry - Máy khiên đào chống đỡ mặt gương bằng chất lỏng có áp.

b) Khả năng thích hợp của máy khiên đào dựa trên hệ số thấm của đất.

Hình 6. Phạm vi áp dụng của các loại máy đào hầm cho các loại đất khác nhau, (Vittorio. G, 2017).

Đánh giá khả năng áp dụng hiệu quả của máy đào hầm là một lựa chọn khó khăn cho các nhà kỹ thuật trong giai đoạn lập kế hoạch và thiết kế ban đầu của một dự án.

Khả năng ứng dụng máy đào hầm để xây dựng đường hầm phải dựa trên việc đánh giá toàn diện nhiều yếu tố và tham số của đường hầm, địa điểm khu vực thực hiện dự án bao gồm chiều dài đường hầm, khả năng tiếp cận hiện trường, vị trí và không gian khu vực bắt đầu thi công đường hầm, khả năng cung cấp điện, kinh nghiệm tay nghề lao động, đặc tính của các điều kiện địa chất, địa kỹ thuật và nước ngầm.

Nhìn chung, việc áp dụng máy đào hầm cho một dự án nhất định có thể được coi là khả thi về mặt kỹ thuật và kinh tế với các điều kiện sau:

- Chiều dài đường hầm, kích thước tiết diện ngang đường hầm, độ cong hướng tuyến. Chiều dài tối thiểu điển hình là lớn hơn 4 km, nhưng có thể nhỏ hơn nếu điều kiện thuận lợi cho việc sử dụng máy khiên đào;

- Độ dốc đường hầm thường nhỏ hơn 4%, nhưng độ dốc lớn hơn có thể được xây dựng bằng cách sử dụng thiết bị bổ sung đặc biệt;

- Các yêu cầu về không gian thích hợp tại khu vực bắt đầu thi công đường hầm để khởi động, lắp ráp hoàn chỉnh máy đào hầm, nhưng việc thử nghiệm dự phòng một phần có thể được đáp ứng;

- Yêu cầu về không gian thích hợp tại khu vực bắt đầu thi công đường hầm cho việc lắp đặt hệ thống băng tải;

- Có nguồn điện từ nguồn điện lưới hoặc từ trạm điện độc lập gần khu vực thi công;

- Yêu cầu có kinh nghiệm vận hành, thi công tốt về máy đào hầm với tay nghề lao động địa phương.

Việc sử dụng máy đào hầm để xây dựng đường hầm thường yêu cầu sử dụng các chuyên gia điều hành, thợ điện và thợ cơ khí có kinh nghiệm. Trong một số trường hợp, nhà sản xuất máy đào hầm cung cấp các chuyên gia và đào tạo các cán bộ địa phương có thể tham gia thực hiện dự án. Chi phí liên quan đến việc thuê chuyên gia để đào hầm bằng phương pháp máy đào hầm nói chung là rất lớn. Trong khi đó, chi phí liên quan đến nhân công xây dựng đường hầm bằng phương pháp khoan nổ là nhỏ hơn rất nhiều, đặc biệt là ở các nước đang phát triển.

Các tiêu chí lựa chọn máy đào hầm: Để lựa chọn thiết bị đào đường hầm trong đất yếu cho phù hợp cần phải căn cứ vào những tiêu chí cần thiết theo khuyến cáo của Hiệp hội Công trình

ngầm và Không gian ngầm thế giới (The International Tunneling and Underground Space Association, ITA - AITES) năm 2000.

Việc lựa chọn máy đào hầm phụ thuộc vào các yếu tố cơ bản là như:

- Đặc tính khối đất đường hầm đào qua;
- Các thông số kỹ thuật công trình đã thiết kế;
- Yêu cầu bảo vệ môi trường xung quanh khu vực thi công.

Cụ thể, khi lựa chọn phải chú ý đến các yếu tố:

- Loại máy đào hầm thích hợp với điều kiện địa chất;
- Loại máy đào hầm có thể sử dụng phương pháp phụ trợ khi cần thiết;
- Loại máy đào hầm thích hợp với chiều dài, đường cong của tuyến hầm;
- Có năng lực thích hợp với những thiết bị, điều kiện địa lý, môi trường thi công;
- Đảm bảo an toàn lao động.

Đặc biệt cần phải thích nghi với điều kiện địa chất của toàn tuyến hầm, điển hình như một số điều kiện tiêu biểu như sau:

- Đất sét yếu có tính lưu động cao;
- Lớp cát dễ sụp lở;
- Lớp cát có nước ngầm;
- Lớp đất có lẫn cuội tảng lớn;
- Lớp đất có những vật như thân cây, v.v...
- Lớp đất phức tạp gồm cả đất mềm yếu và đất cứng.

3. Kết quả và thảo luận

Máy đào hầm cơ giới đặc biệt là loại máy khiên đào được sử dụng thi công các đường hầm trong điều kiện xây dựng khó khăn như điều kiện địa kỹ thuật phức tạp hay đất yếu trong thành phố vì phương pháp thi công bằng loại máy khiên đào có thể giảm thiểu độ lún mặt đất hay giảm thiểu những tác động đến các công trình trên mặt đất. Khoang công tác ở phía sau mâm cắt luôn duy trì áp lực nhằm cân bằng áp lực đất đá và áp lực nước ngầm để giữ ổn định cho gương đào và giảm những dịch chuyển lún trên mặt đất.

Theo nguyên lý chống giữ gương đào bằng phương pháp cân bằng áp lực gương thì máy khiên đào có những loại chính là máy khiên đào cân bằng áp lực khí nén; máy khiên đào cân bằng áp lực vừa và máy khiên cân bằng áp lực đất.

Máy khiên đào cân bằng áp lực đất và máy khiên đào cân bằng áp lực vừa được sử dụng hiệu quả khi thi công các đường hầm tàu điện ngầm trong điều kiện thành phố.

Máy khiên đào cân bằng áp lực khí nén được sử dụng hiệu quả khi thi công qua địa tầng có chứa nước ngầm như đường hầm qua biển, dưới lòng sông hồ, v.v...

Công tác duy trì áp lực trên gương đào để giữ cân bằng áp lực gương đào, ổn định gương đào, kiểm soát lượng đất đá dịch chuyển vào trong gương đào, hạn chế độ lún mặt đất. Giá trị áp lực cân bằng gương được xác định phụ thuộc vào đường kính, chiều sâu bố trí đường hầm và đặc tính cơ lý khối đất đá xung quanh đường hầm.

Giá trị áp lực phụt vừa lấp đầy khoảng trống giữa vỏ hầm và bề mặt đất đá ở cũng được tính toán xác định nhằm nâng cao độ ổn định cho đường hầm và giảm thiểu độ lún mặt đất.

Khi xây dựng đường hầm đô thị bằng máy khiên đào cần khảo sát điều kiện địa chất, địa chất thủy văn khu vực thi công đường hầm để lựa chọn phương pháp cân bằng áp lực gương đào và giá trị áp lực duy trì lên gương đào hợp lý.

4. Kết luận

Máy đào hầm cơ giới, đặc biệt là loại máy khiên đào được chế tạo sản xuất để thi công các đường hầm trong điều kiện xây dựng khó khăn như điều kiện địa kỹ thuật phức tạp hay đất yếu trong thành phố, có khả năng chống giữ kịp thời khối đất xung quanh và ngăn nước ngầm xâm nhập vào khoang khai đào, công tác chống giữ bảo vệ được thực hiện bởi lớp vỏ khiên và lớp vỏ hầm phía sau khiên đào.

Công nghệ thi công đường hầm bằng máy đào hầm có những đặc điểm nổi bật như sau:

- Nâng cao tốc độ đào hầm: So với phương pháp khoan nổ mìn thì phương pháp thi công bằng máy đào hầm có tốc độ đào có thể nhanh hơn từ 3 đến 10 lần.

- So với các phương pháp đào hầm khác thì đây là phương pháp đào hầm đảm bảo độ bền, độ ổn định cho đường hầm là cao nhất.

- Phương pháp thi công gây ảnh hưởng đến các công trình xung quanh là nhỏ nhất.

- Giảm sự phụ thuộc vào công nhân, điều này rất có lợi cho những quốc gia có sự thiếu hụt lao động nghiêm trọng ở các nước phát triển như châu Âu, Nhật Bản, Úc, v.v...

- Về trình độ tay nghề của người vận hành: Mặc dù lượng công nhân giảm từ 30 - 40% so với phương pháp khác, tuy vậy, phương pháp này lại yêu cầu trình độ công nhân, người vận hành ở mức cao. Ngoài ra, đi kèm với đó còn là các vấn đề sửa chữa, bảo dưỡng, phụ tùng thay thế, v.v...

- Suất đầu tư ban đầu lớn: So với các phương pháp thi công khác thì suất đầu tư ban đầu khi sử dụng máy đào hầm lại khá cao, có thể lên đến hàng triệu đô la.

- Không linh hoạt thay đổi hình dạng tiết diện đào: Thực tế, máy đào hầm chỉ thi công được mặt cắt hình tròn nên thường được sử dụng trong thi công các công trình ngầm có mặt cắt hình tròn như: đường hầm tàu điện ngầm, đường hầm dẫn nước, điện cáp ngầm, v.v...

Tài liệu tham khảo

Đỗ Ngọc Thái, 2018. Bài giảng - Thi công công trình ngầm. Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Hà Nội.

Đỗ Ngọc Thái, Đặng Văn Kiên, 2019. Phân tích ổn định bề mặt gương đào khi xây dựng đường hầm trong điều kiện đất đá yếu bằng máy khiên đào. *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ - Địa chất*. Tập 60, Kỳ 1 năm 2019.

Đỗ Ngọc Thái, Lý Văn Hương, Phạm Thị Phương, Bùi Thị Phương, Trần Văn Dương, Nguyễn Vũ Hiếu, Đỗ Đức Toàn, 2019. Mô hình phân tích dự báo độ lún bề mặt đất khi xây dựng đường hầm đô thị bằng máy khiên đào. *Tạp chí Công nghiệp mỏ*, số 6 năm 2019.

Trần Quý Đức, 2018. Nghiên cứu dự báo lún mặt đất do đào đường hầm bằng khiên đào trong đất yếu. *Học Viện Kỹ thuật quân sự*, Hà Nội.

Do Ngoc Thai and Protosenya, A. G. , 2017. The effect of tunnel face support pressure on ground surface settlement in urban areas due to shield tunneling. *Geo - Spatial Technologies and Earth resources*, 415 - 420.

Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: *Proc. 7th ICSMFE, State-of-the-art Volume*, Mexico City. Mexico: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 225-290.

S. Kanayasu, I. Kubota, N. Shikibu, 1995. Stability of face during shield tunnelling - a survey of Japanese shield tunneling, *Underground Construction in Soft Ground*, Balkema, Rotterdam (1995) pp. 337-343.

Schmidt, B., (1974). "Prediction of Settlements Due To Tunnelling in Soil: Three Case Histories", *Proceedings, Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, V2, pp. 1 179- 1 199.

Vittorio Guglielmetti, 2007. Mechanized Tunneling in Urban Areas: Design methodology and construction control / Vittorio Guglielmetti, Piergiorgio Grasso, Shulin Xu. 2007. - 504 p.

www.herrenknecht.com

Metro tunnel construction in urban areas by tunnelling machines

Do Ngoc Thai

Hanoi University of Mining and Geology

Corresponding author: dongocthai@humg.edu.vn

Abstract

Tunneling in urban areas is growing in response to the increased needs for efficient transportation, many urban tunnels are constructed in soft ground at shallow depths. The construction of tunnels in urban areas may cause ground displacement which distort and damage overlying buildings. In the past few decades, tunnel boring machines have been used to drill in increasingly difficult geotechnical conditions such as soft ground like soft clay. This is particularly true for mechanised tunnelling and specific boring machines, as, for examples, the compressed air shield, the earth pressure balanced shield and the slurry shield, have been developed in the recent decades for managing the instability of the excavation profile in unfavourable geotechnical and hydrogeological conditions, with challenge external constraints. This paper presents the research results on new technologies for metro tunnel construction in urban conditions by tunnelling machines.

Keywords: *tunnel, tunnelling methods, tunnelling machines, tunnel face stability.*

PHÂN TÍCH ỨNG SUẤT BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT ĐÁ XUNG QUANH HAI ĐƯỜNG HÀM KHI CÓ SỰ THAY ĐỔI ĐIỀU KIỆN BỀ MẶT ĐẤT

Trần Tuấn Minh^{1,3*}, Đặng Trung Thành¹, Nguyễn Duyên Phong¹, Đỗ Quang Tuấn²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất; ²Viện Công nghiệp Môi trường; ³Nhóm nghiên cứu GCMS

*Tác giả chịu trách nhiệm: trantuanminh@humg.edu.vn

Tóm tắt

Sự phát triển mạnh mẽ của các tuyến đường ở Việt Nam để phát triển cơ sở hạ tầng ở các vùng miền của đất nước đang được diễn ra mạnh mẽ. Do đặc điểm địa hình các tuyến đường đi qua khu vực vùng núi nên quá trình xây dựng các đường hầm xuyên núi để giảm chiều dài tuyến, tránh khu vực đèo hiểm trở là cần thiết. Việc xây dựng các đường hầm giao thông xuyên núi cũng như các đường hầm tàu điện ngầm thường sử dụng hai đường hầm song song để tăng năng lực vận tải cũng như thuận tiện trong quá trình vận hành các đường hầm. Hiện nay, các bài toán phân tích hai đường hầm thường sử dụng các giả thiết cho các đường hầm mặt cắt ngang tròn trong môi trường đàn hồi, đồng nhất đẳng hướng bề mặt đất được giả thiết là bằng phẳng, hai đường hầm trong bán không gian vô hạn. Tuy nhiên, trên thực tế các đường hầm thường có các dạng mặt cắt ngang khác nhau tùy thuộc vào mục đích sử dụng của đường hầm cũng như công nghệ khai đào các đường hầm. Trên thực tế, điều kiện địa chất thì biến đổi rất phức tạp không tuân theo quy tắc đàn hồi, đồng nhất đẳng hướng. Mặt cắt ngang đường hầm có thể là hình vòm, hình vòm móng ngựa, chữ nhật cong, elip, ôvan và các dạng hình dạng khác. Điều kiện bề mặt địa hình khu vực có những thay đổi không phải là bằng phẳng giống như các bài toán lý thuyết đơn giản hóa. Điều này đòi hỏi phải có các nghiên cứu chuyên sâu để đảm bảo hiệu quả công tác khai đào, chống giữ và sử dụng các đường hầm. Bài báo tìm hiểu sự biến đổi cơ học xung quanh các đường hầm có mặt cắt ngang khác nhau trong điều kiện địa hình biến đổi trên cơ sở phần mềm số. Kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng, trong cả hai trường hợp nghiên cứu cụ thể như trong bài báo, mặt cắt ngang đường hầm phù hợp có dạng hình vòm móng ngựa.

Từ khóa: đường hầm song song; sườn dốc; hầm không tròn; neo; bê tông phun; mô hình số.

1. Khái quát chung

Sự phát triển mạnh mẽ của nền kinh tế ở các khu vực trên thế giới trong đó có Việt Nam dẫn đến sự thay đổi tích cực của cơ sở hạ tầng, giao thông trong các khu vực giữa miền núi với miền xuôi, đồng bằng với thành phố đô thị. Các đường hầm giao thông xuyên núi, hệ thống tàu điện ngầm ngày càng được quan tâm chú trọng và xây dựng nhiều tại nhiều quốc gia, trong đó có Việt Nam (Nguyễn Quang Phích, 2007, 2020; Đỗ Ngọc Thái, 2020, 2021; Do Ngọc Anh, 2016, 2021 và các nhà khoa học khác). Việc phân tích, tính toán các đường hầm đôi đã được nhiều nhà khoa học quan tâm. Họ thường giả thiết bài toán đường hầm đôi trong môi trường bán không gian vô hạn, mặt cắt ngang đường hầm tròn (Nguyễn Quang Phích, 2007; Võ Trọng Hùng, 2006), (Do Ngọc Anh, 2014, 2020; Đỗ Ngọc Thái, 2020). Với các dạng mặt cắt ngang đường hầm không tròn thường được giải quyết bằng phương pháp hàm biến phức, chuyển đổi mặt cắt tương đương (N.S. Bulutrev, 1994 và Fotieva N.N, 1996). Các bài toán thường là dạng xem xét sự thay đổi nội lực, sự biến đổi cơ học (vùng biến dạng dẻo, vùng phân bố áp lực) xung quanh các đường hầm này (Do Ngọc Anh, 2021 và Đỗ Ngọc Thái 2020. Thời gian gần đây, việc khai đào các đường hầm trong đô thị bằng công nghệ khiên đào phổ biến thì các bài toán xem xét đến lún sụt bề mặt do thi công đường hầm đơn và hầm đôi cũng được quan tâm nhiều hơn (Do Ngọc Anh, 2020; Đỗ Ngọc Thái 2021).

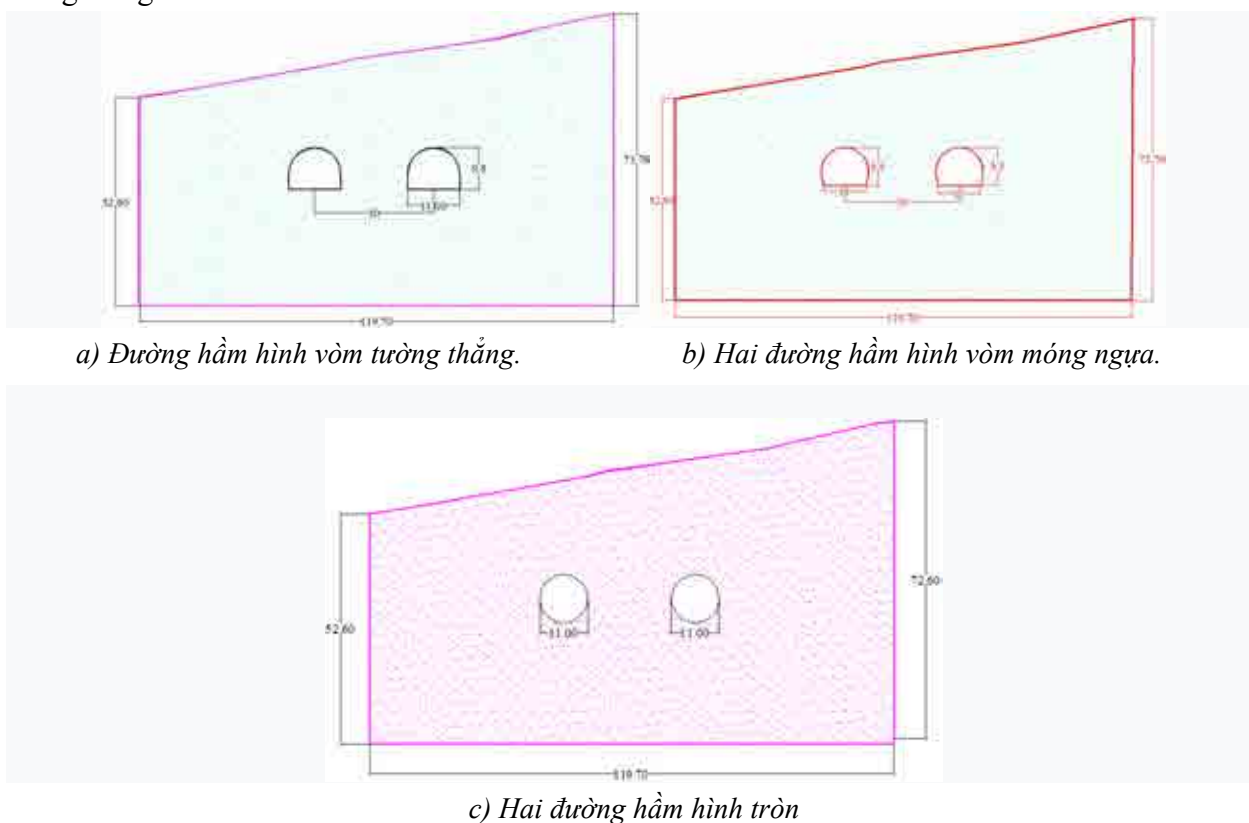
Hiện nay công nghệ và phần mềm phát triển, các phần mềm số ngày càng được sử dụng rộng rãi mang lại những hiệu quả cao trong công tác thiết kế các đường hầm (Do Ngọc Anh, 2016; Tran Tuan Minh, 2015). Các phần mềm chuyên dụng hiện nay có thể được chia ra ở các nhóm phân tích khác nhau như: các phương pháp phân tích biến dạng không liên tục DDA

(Discontinuous Deformation Analysis), phần tử hữu hạn FEM (Finite Element Method), sai phân hữu hạn DEM (Different Element Method), phần tử biên BEM (Boundary Element Method). Ưu điểm của nhóm phương pháp này là mô hình được sát với điều kiện thực tế, kể được cùng lúc nhiều yếu tố ảnh hưởng của điều kiện địa chất, địa chất thủy văn công trình khu vực xây dựng đường hầm. Không những vậy, chúng còn có thể mô phỏng cho cả các quá trình thi công, các bước thi công và quá trình lắp đặt các kết cấu chống giữ các đường hầm. Trong bài báo này sẽ đi phân tích sự biến đổi cơ học, tính ổn định của hai đường hầm với các dạng mặt cắt ngang tròn, vòm một tâm tường thẳng và hình vòm móng ngựa.

2. Mô hình cho bài toán phân tích

2.1. Thiết lập mô hình

Xem xét một trường hợp thực tế bao gồm hai đường hầm sẽ được xây dựng tại khu vực sườn dốc, sườn núi có sự thay đổi điều kiện bề mặt địa hình (không bằng phẳng). Do điều kiện khu vực thi công, giảm khoảng cách giữa hai hầm để rút ngắn các đường ngang nối giữa hai hầm thuận tiện cho công tác thi công và lánh nạn nên vị trí của hai hạng mục này được thiết kế tương đối gần nhau. Đường hầm có chiều rộng $B = 11$ m, chiều cao $H = 9,8$ m được khai đào trong khu vực đất đá có điều kiện tương đối vững chắc. Bài toán được thực hiện cho 3 dạng mặt cắt ngang đường hầm khác nhau để xem xét sự biến đổi cơ học cũng như sự thay đổi chuyển vị của đất đá xung quanh biên các đường hầm trong điều kiện 2 đường hầm được khai đào song song với nhau cùng lúc. Mô hình bài toán được thực hiện như trên Hình 1, đường hầm được sử dụng có khẩu độ 11m, đào trong khu vực đất đá yếu chủ yếu là đất phủ với các thông số đất đá được mô tả như trong Bảng 1.



Hình 1. Mô hình lý thuyết cho bài toán phân tích.

2.2. Mô hình phân tích số cho các trường hợp

Bằng phần mềm số Phase 2 chúng ta có thể mô phỏng được mô hình cho các bài toán với các tham số đầu vào như Bảng 1 và mô hình lý thuyết (Hình 1) như trong Hình 2. Kết quả phân tích cho phân bố chuyển vị đất đá xung quanh hai đường hầm được thể hiện như trong Hình 3.

Bảng 1. Các thông số đất đá cho mô hình bài toán

N ^o	Tên các tham số	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
1	Trọng lượng thể tích đất đá	γ	0,018	MN/m ³
2	Độ bền kéo của khối đá	σ_k	0,02	MPa
3	Lực dính kết của khối đá	c	0,05	MPa
4	Góc ma sát trong của khối đất đá	φ	19	độ
5	Môđun đàn hồi của khối đá	E	300	MPa
6	Hệ số Poisson của khối đá	μ	0,30	-
7	Chiều rộng đường hầm	B	11	m

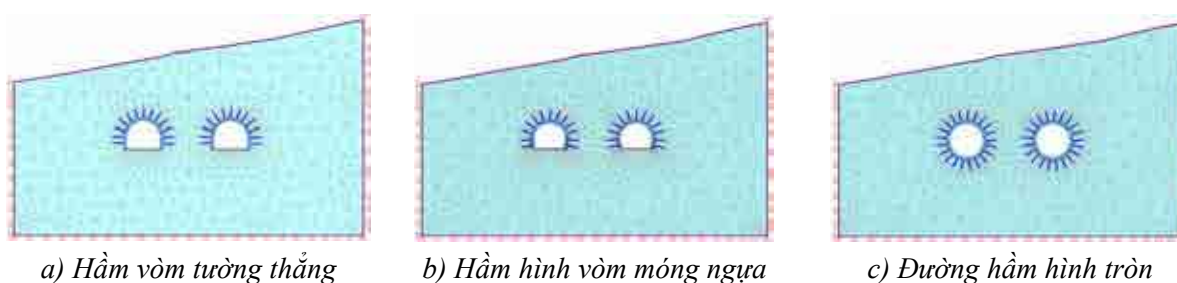
Đường hầm được chống bằng neo kết hợp với bê tông phun lưới thép trên cơ sở mô hình số để lựa chọn các tham số neo và bê tông phun lưới thép. Đặc tính của kết cấu chống neo, bê tông phun kết hợp với lưới thép được mô tả như trong Bảng 2 và 3.

Bảng 2. Các thông số của kết cấu chống neo

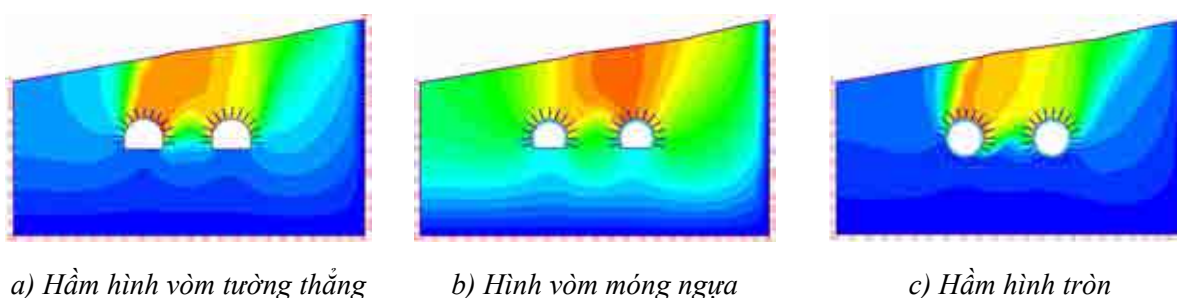
TT	Các thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
1	Đường kính của thanh cốt neo thép	d	20	mm
2	Môđun đàn hồi của cốt neo	E _t	200000	MPa
3	Khả năng chịu kéo	P _k	0,1	MN
4	Khả năng chịu kéo dư	P _{dur}	0,01	MN
5	Kích thước mạng neo axb	axb	2x1,5	m
6	Chiều dài neo sử dụng	L	4,0	m
7	Góc cắm neo vuông góc với biên hầm	-	-	-

Bảng 3. Các tham số bê tông phun lưới thép

TT	Các tham số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
1	Lưới thép sử dụng B40x40 đường kính	ϕ	4	mm
2	Chiều dày bê tông phun	d	3	cm
3	Môđun đàn hồi	E _{bt}	36000	MPa
4	Hệ số Poisson	μ	0,15	-
5	Cường độ bền nén	σ_b	41,0	MPa
6	Độ bền kéo	σ_{bk}	5,0	MPa

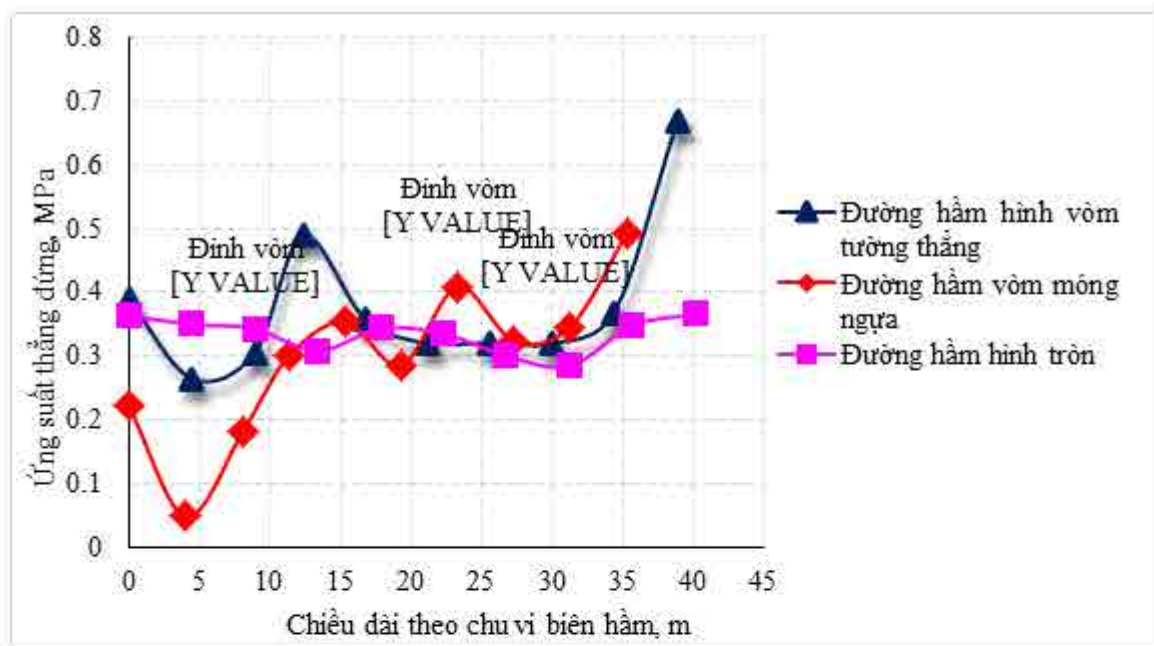


Hình 2. Mô hình số cho bài toán phân tích.

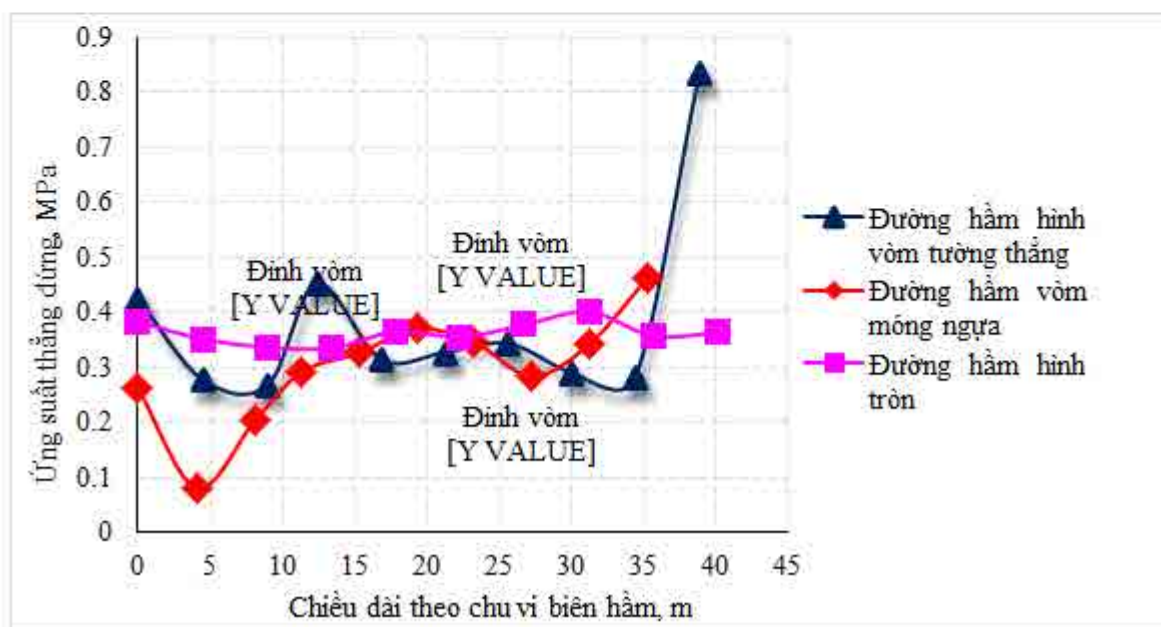


Hình 3. Phân bố chuyển vị xung quanh các đường hầm.

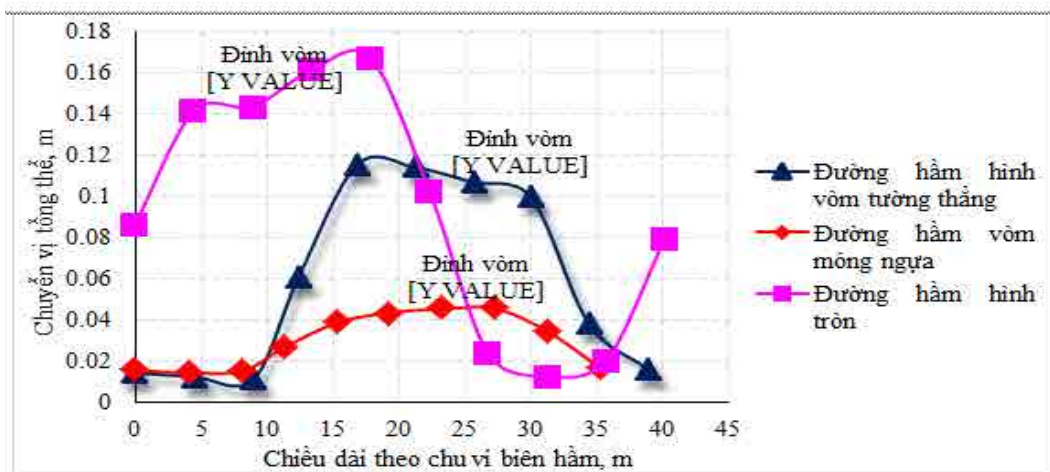
Quan sát kết quả phân bố chuyển vị trên Hình 3 thấy rằng, phân bố chuyển vị xung quanh đường hầm tròn có vùng ảnh hưởng nhỏ nhất, tiếp sau đó là đường hầm hình móng ngựa và sau cùng là đường hầm hình vòm tường thẳng. Để thấy được sự thay đổi ứng suất - biến dạng xung quanh các đường hầm, tiến hành xây dựng biểu đồ giá trị ứng suất và chuyển vị trên các vị trí khác nhau của biên hầm. Mục đích nhằm đánh giá vai trò của hình dạng đến sự thay đổi giá trị của ứng suất và chuyển vị của đất đá trên biên đường hầm, từ đây đánh giá loại hình mặt cắt ngang hiệu quả cho các đường hầm. Qua phân tích chúng ta thu được mối quan hệ giữa ứng suất thẳng đứng và chuyển vị của biên hầm của hai đường hầm bên trái và bên phải mô hình cho 3 trường hợp hình dạng đường hầm khác nhau khi điều kiện bề mặt địa hình dốc từ phải sang trái (Hình 2) được thể hiện như trong các hình từ Hình 4 đến Hình 7.



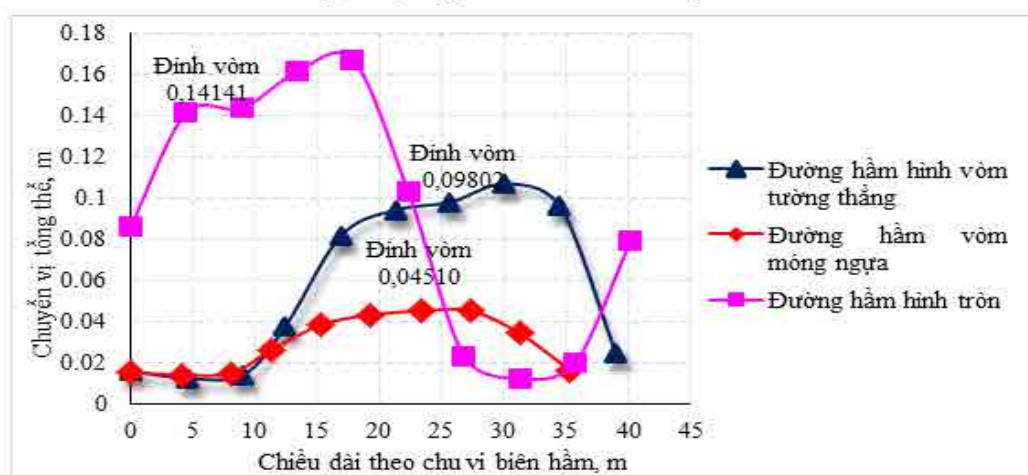
Hình 4. Ứng suất thẳng đứng của đường hầm bên trái.



Hình 5. Ứng suất thẳng đứng của đường hầm bên phải.



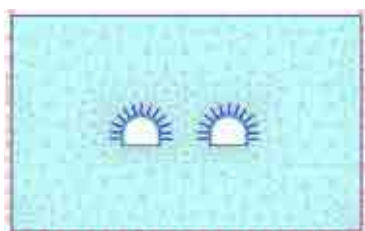
Hình 6. Chuyển vị tổng thể trên biên đường hầm bên trái.



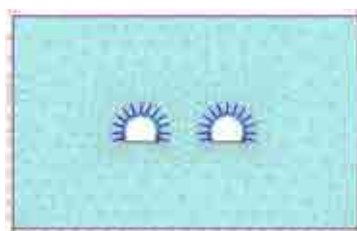
Hình 7. Chuyển vị tổng thể trên biên đường hầm bên phải.

Các kết quả trên các Hình 4 đến Hình 7 chỉ ra rằng, cho mỗi mặt cắt ngang đường hầm khác nhau, ở các đường hầm khác nhau (bên trái hoặc bên phải) thì giá trị ứng suất và chuyển vị ở trên đỉnh vòm (nơi có sự nguy hiểm) có khả năng gây mất ổn định đường hầm sẽ có các giá trị khác nhau. Tuy nhiên, giá trị ứng suất nhỏ nhất trên nóc trong trường hợp đường hầm có hình vòm móng ngựa cũng có giá trị nhỏ nhất, tương ứng với hình dạng ổn định hơn cả.

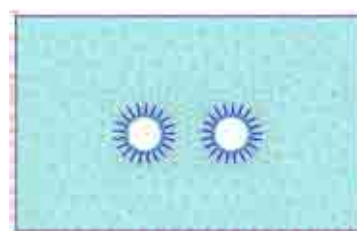
Để thấy rõ sự khác biệt giữa hai đường hầm trong điều kiện thay đổi bề mặt, tiến hành phân tích so sánh đối chứng với trường hợp hai đường hầm trong điều kiện bề mặt nằm ngang trong điều kiện tương tự bằng mô hình phân tích số như Hình 8. Kết quả mô hình số cho phân bố chuyển vị xung quanh các đường hầm này được mô tả trong Hình 9.



a) Hầm vòm tường thẳng

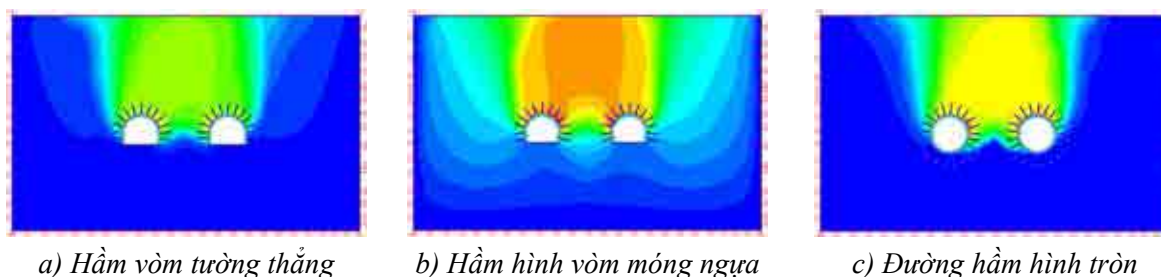


b) Hầm hình vòm móng ngựa



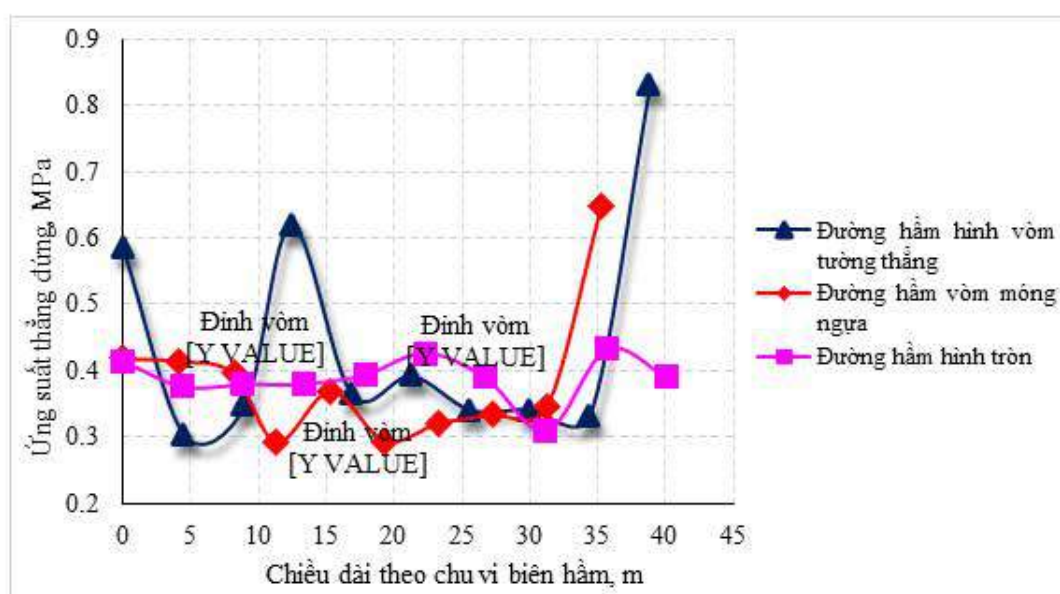
c) Đường hầm hình tròn

Hình 8. Mô hình bài toán cho trường hợp bề mặt đất bằng phẳng.

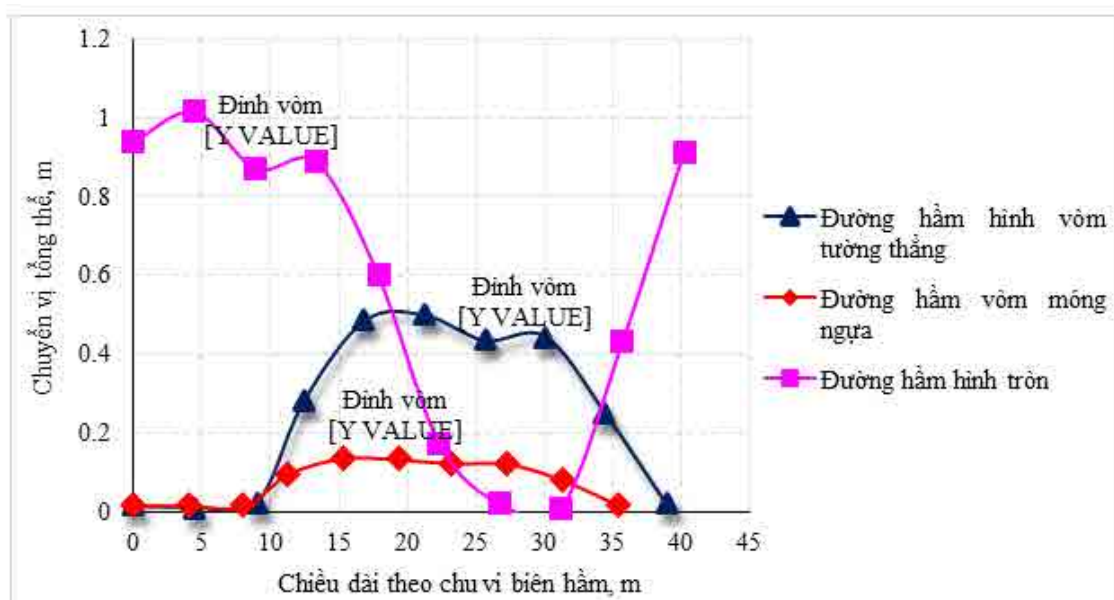


Hình 9. Phân bố chuyển vị đất đá xung quanh đường hàm.

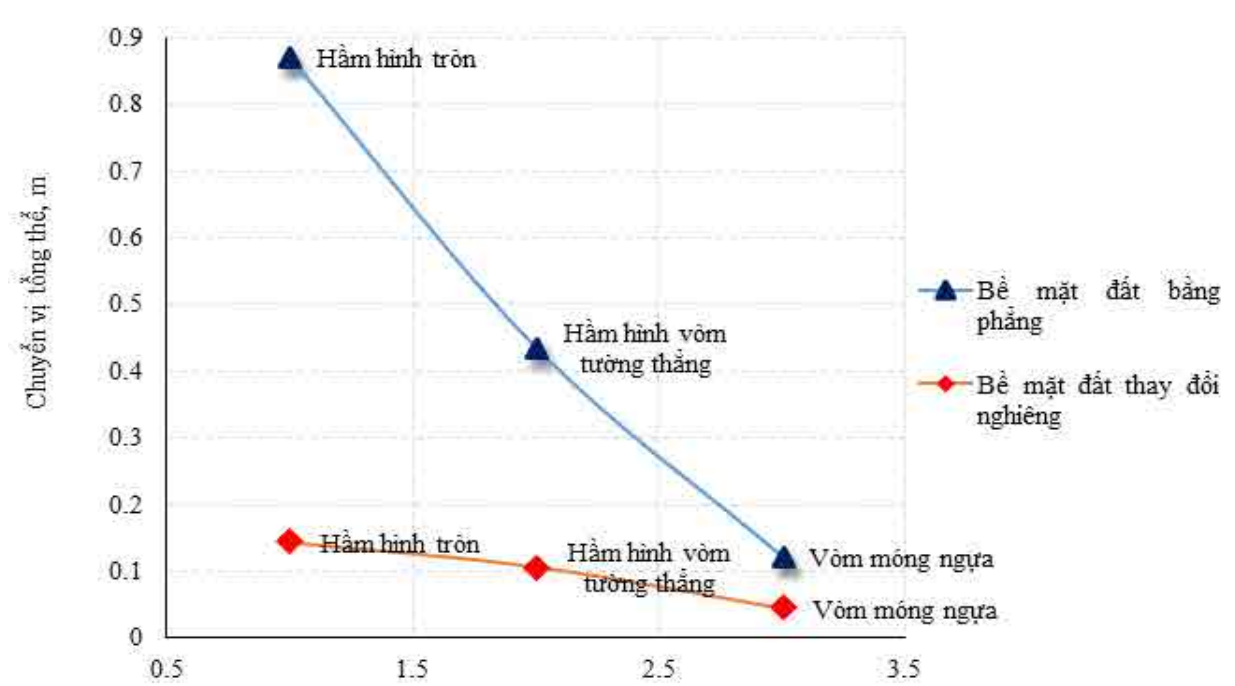
Do bài toán bề mặt đất bằng phẳng, mô hình bài toán có tính chất đối xứng nên việc xác định ứng suất và chuyển vị tổng thể trên biên hàm có thể lấy ở bất cứ hàm nào (bên trái hoặc bên phải). Sau khi thiết lập, chúng ta thu được quy luật biến thiên của ứng suất và chuyển vị trên biên hàm như trên Hình 10 và 11.



Hình 10. Ứng suất thẳng đứng trên biên hàm trường hợp bề mặt đất bằng phẳng.



Hình 11. Chuyển vị tổng thể trên biên hàm trường hợp bề mặt đất bằng phẳng.



Hình 12. So sánh giá trị chuyển vị tổng thể trong trường hợp bề mặt đất bằng phẳng và bề mặt đất thay đổi độ dốc.

3. Kết luận và kiến nghị

Qua phân tích các lý thuyết cũng như kết quả mô hình phân tích số ở trên thấy rằng. Điều kiện bề mặt đất biên mô hình có ảnh hưởng nhất định đến sự phân bố ứng suất, chuyển vị trong khối đất đá và trên biên các đường hầm trong các trường hợp khác nhau.

Trong trường hợp điều kiện bề mặt đất bằng phẳng thì giá trị ứng suất, chuyển vị là đối xứng xung quanh các đường hầm. Tuy nhiên, trong điều kiện bề mặt đất thay đổi như trong bài toán nghiên cứu thì các giá trị ứng suất và chuyển vị có xu hướng bị lệch sang trái, do bề mặt đất có độ dốc từ phải qua trái lên phía phải của các đường hầm giá trị ứng suất và chuyển vị lớn hơn phía hầm bên trái. Điều này được giải thích do sự chênh lệch của địa hình, trong bài toán đồng nhất nên ứng suất và chuyển vị càng vào phía sâu trong lòng núi thì càng tăng.

Trong cả hai trường hợp bề mặt đất bằng phẳng và dốc nghiêng thì dạng mặt cắt ngang phù hợp cho hai đường hầm này nên có dạng vòm móng ngựa. Khi đó, giá trị ứng suất và chuyển vị ở vị trí nóc hầm sẽ là nhỏ nhất, đường hầm có dạng ổn định hơn cả về giá trị áp lực tác dụng lên vỏ hầm.

Mô hình phân tích số cũng như phương pháp số nên được áp dụng trong quá trình phân tích và thiết kế, dự báo sớm áp lực đất đá và sơ bộ lựa chọn kết cấu chống ban đầu trong phân tích. Tuy nhiên, cần thiết phải có sự linh hoạt, thay đổi khi cập nhật điều kiện địa chất ở từng đoạn, từng khu vực đường hầm khai đào trong thực tế.

Tài liệu tham khảo

- Võ Trọng Hùng, Phùng Mạnh Đắc, 2006. Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình
- Nguyễn Quang Phích, 2007. Cơ học đá. NXB Xây Dựng.
- Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Khắc Cường, Nguyễn Ngọc Huệ, 2020. Ảnh hưởng của mực nước ngầm đến trạng thái cơ học trong khối đá xung quanh công trình ngầm và tác động lên kết cấu, Hội nghị toàn quốc Khoa học trái đất và tài nguyên với phát triển bền vững (ERSD 2020), tiểu ban công trình ngầm và địa kỹ thuật, tr84-90, 2020.

- Đỗ Ngọc Thái, Nguyễn Đức Trường, 2021. *Nghiên cứu dự báo độ lún mặt đất khi thi công hai đường hầm song song trong đô thị bằng máy khiên đào*, Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ - Địa chất, T 62, No 2, Tr 47-56, 2021.
- Đỗ Ngọc Thái, 2020. *Phương pháp dự báo độ lún mặt đất khi thi công hai đường hầm song song*, Tạp chí Công nghiệp mỏ, 5, 34-38, 2020.
- Ngoc Anh Do, Daniel Dias, Trong Thang Dang, 2021. *A Numerical Investigation of the Impact of Shield Machine's Operation Parameters on the Settlements above Twin Stacked Tunnels - A case study of Ho Chi Minh Urban Railway Line 1*, Vietnam Journal of Earth Sciences, 43, 4, 443-457, 2021.
- Do Ngoc Anh, Dias Daniel, Oreste Pierpaolo, 2016. *3D Numerical Investigation of Mechanized Twin Tunnels in Soft Ground - Influence of Lagging Distance between Two Tunnel Faces*, Engineering Structures, 109, 117-125, 2016.
- Do Ngoc Anh, Dias Daniel, Oreste Pierpaolo, 2014. *3D numerical investigation on the interaction between mechanized twin tunnels in soft ground*, Environmental Earth Sciences, 73, 5, 2101-2113, 2014.
- Thai Do Ngoc, Kien Dang Van, Vi Pham Van, Quang Nguyen Van, 2022. *Prediction of surface settlement due to twin tunnel construction in soft ground of Hanoi metro line 03*, International Journal of GEOMATE, Vol. 22, Issue 94, pp. 66-72, 2022.
- Tran Tuan Minh, Nguyen Duyen Phong, 2015. *Research on determination of optimal distance between two unsupported tunnels when consideration to shape changes*, Vietrock 2015 International Symposium "Rock mechanics for sustainable development", Ha Noi 12-13 March - 2015, P401-409, 2015.
- Tran Tuan Minh, Nguyen Duyen Phong, 2015. *Research on determination of optimal distance between two unsupported tunnels when consideration to shape changes*, International conference CIGOS-PARIS-2015.
- N.S. Bulutrev, 1994. *Underground mechanics*, Moscow Publishouse.
- Fotieva N.N., Bulychev N.S., Sammal A.S, 1996. *Design of shallow tunnel linings*. Proceeding of the ISRM international Symposium Eurock' 96. Rotterdam: Balkema, 1996, P677-680.

Analysis of stress and deformation of rock mass around two parallel tunnels in case of changing surface conditions

Tran Tuan Minh^{1,3*}, Dang Trung Thanh¹, Nguyen Duyen Phong¹, Do Quang Tuan²

¹Ha Noi university of mining and geology; ²Environmental Industry Institute; ³The research group GCMS

*Corresponding author: trantuanminh@humg.edu.vn

Abstract

The strong development of roads in Vietnam for infrastructure development in regions of the country is taking place strongly. Due to the topographical characteristics of the surfaces passing through mountainous areas, the process of building tunnels through the mountains to reduce the length of them and avoid the dangerous pass area is necessary. The process of building traffic tunnels through mountains as well as metro tunnels have been used two parallel tunnels to enhance the operating capacity and convenience in the operation of the tunnels. Currently, two-tunnels analysis problems are often used assumptions for circular tunnels in an elastic, isotropic and homogeneity medium of the soil mass, the surface also is assumed to be flat. However, in practice tunnels often have different cross-sections depending on the intended use of the tunnel and the tunneling technology. The geological conditions are very complicated and do not follow the rules of elasticity and isotropic homogeneity medium. Tunnel cross-section can be arch, horseshoe arch, curved rectangle, ellipse, oval and other shapes. The topographical surface conditions also have changes that are not flat as the simplified theoretical problems. Related to this problem required in-depth researches to ensure effective excavation, protection and effective use of tunnels. In this article was studied the alteration rock mass mechanism around tunnels with different cross-sections in case of changing the surface conditions basing on the numerical software. The results show that, in cases of detail conditions in this paper, suitable cross-sections of tunnels are hose-shoe shap.

Keywords: *parallel tunnels, slopes, non-circular tunnels, rock bolts, shotcrete, numerical simulation.*

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA PUZOLAN TỰ NHIÊN ĐẾN CHẤT LƯỢNG HỖN HỢP ĐẤT GIA CỐ DỪNG TRONG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Bùi Trường Sơn^{1,2*}, Vũ Bá Thao³, Nguyễn Huy Vượng³, Phạm Minh Tân⁴

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

²Nhóm nghiên cứu Địa chất công trình và Địa môi trường (EEG)

³Viện Thủy công, Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam

⁴Ban quản lý dự án đầu tư các công trình giao thông tỉnh Ninh Thuận

*Tác giả chịu trách nhiệm: buitruongson@hmg.edu.vn

Tóm tắt

Ở Việt Nam, việc khai thác và sử dụng puzolan tự nhiên còn hạn chế, chủ yếu dùng trong chế tạo xi măng puzolan, trong bê tông khối lớn, bê tông đầm lăn, bê tông mặt đường và sản xuất gạch không nung. Nhưng hiện chưa có nhiều các công bố khoa học về nghiên cứu sử dụng puzolan thiên nhiên để gia cố đất yếu, hoặc trộn với đất tại chỗ để xây dựng đường giao thông.

Trong báo cáo này sẽ trình bày nghiên cứu về ảnh hưởng của puzolan tự nhiên đến chất lượng hỗn hợp đất gia cố dùng trong công trình giao thông, kết quả nghiên cứu thí nghiệm trong phòng đã chỉ ra cấp phối hợp lý là P8C5L2,5 (puzolan 8%, xi măng 5%, vôi 2,5%) so với trọng lượng đất khô để thiết kế hỗn hợp đất gia cố đường giao thông.

Từ khóa: puzolan tự nhiên; đất gia cố; đường giao thông.

1. Đặt vấn đề

Theo các kết quả của nhiều nhà nghiên cứu, puzolan được phát hiện và sử dụng ở nhiều nơi trên thế giới của (Ruben Snellings và nnk, 2012), trên bản đồ phân bố toàn cầu puzolan tự nhiên, Việt Nam cũng là nước có trữ lượng khá lớn, tập trung khá nhiều ở khu vực miền Trung và Tây Nguyên.

Puzolan được phân làm hai loại, puzolan tự nhiên và puzolan nhân tạo; puzolan tự nhiên là sản phẩm của các quá trình hoạt động địa chất nội sinh và ngoại sinh như tro núi lửa, tuff, thủy tinh núi lửa, diatomit, trepel, opoka và một số sản phẩm có nguồn gốc biến chất hoặc phong hoá khác. Puzolan nhân tạo không có hoạt tính ở trạng thái tự nhiên, nhưng sau khi đã được xử lý kỹ thuật thích hợp sẽ có đủ tính chất đặc trưng của puzolan như tro bay, muối silic, xỉ than, gạch nung nhẹ lửa. Puzolan tự nhiên là vật liệu chứa SiO_2 hoặc chứa SiO_2 và Al_2O_3 có ít hoặc không có tính chất kết dính, nhưng khi được nghiền mịn và trong môi trường ẩm ướt thì có phản ứng hóa học với Ca(OH)_2 ở nhiệt độ thường để tạo thành các hợp chất có tính dính kết (K. Harichane và nnk, 2011; A.H.Vakili và nnk, 2013).

Nhiều nghiên cứu của tác giả nước ngoài đã khẳng định được hiệu quả của puzolan trong bê tông khối lớn và bê tông đầm lăn (M. Mateos, 1977). Khi thay đổi một phần xi măng bằng puzolan, nhiệt thủy hóa sẽ giảm đi, do đó hạ thấp nhiệt độ trong bê tông khối lớn. Các puzolan nghiền mịn còn làm tăng thành phần hạt mịn trong bê tông đầm lăn (BTĐL) làm cho sản phẩm BTĐL sau này được đặc chắc hơn và làm tăng khả năng chống thấm cho đập bê tông đầm lăn. Cường độ ban đầu của bê tông pha phụ gia puzolan thấp hơn cường độ bê tông chỉ dùng xi măng poocăng, nhưng cường độ tăng cao hơn tại các ngày tuổi 56, 90 (R. C. Mielenz, 1983).

Ở Việt Nam, từ năm 1960 đã phát hiện ra puzolan tại một số địa điểm ở Sơn Tây và đã được khai thác để sản xuất vôi - puzolan, vôi - xi măng - puzolan và xi măng puzolan. Việc nghiên cứu sử dụng puzolan tự nhiên trong xây dựng đập bê tông đầm lăn ở Việt Nam đã được tiến hành từ nhiều năm trước đây. Một số đề tài nghiên cứu về các nguồn phụ gia khoáng Việt Nam để làm chất độn mịn cho bê tông đầm lăn; nghiên cứu sử dụng đá bazan Mỏm Chanh làm phụ gia khoáng cho xi măng; nghiên cứu puzolan Long Phước và đá vôi làm phụ gia cho xi măng Sao Mai (Vũ Bá Thao, 2019).

Việc sử dụng phụ gia puzolan thiên nhiên để làm bê tông đầm lăn đã được Bộ nông nghiệp và Phát triển Nông thôn áp dụng vào đập Định Bình, đập Nước Trong và rất nhiều các đập khác. Bộ Công Thương cũng đã sử dụng puzolan trong thi công bê tông BTĐL cho các đập thủy điện như: Bản Vẽ - Nghệ An, Đồng Nai 3, 4. Khi xây dựng đập thủy điện Sơn La cũng đã đưa puzolan vào chương trình nghiên cứu. Trong luận án tiến sĩ (N. Q. Hiệp, 2005) đã nghiên cứu sử dụng puzolan ở Gia lai để chế tạo bê tông đầm lăn cho đập và mặt đường trong điều kiện Việt Nam. Một số công trình nghiên cứu khác (Đ. H. Hải, 2007; N. Q. Phú, 2013; N. V. Tươi, 2016) cũng tiến hành nghiên cứu và ứng dụng puzolan tự nhiên cho sản xuất xi măng và bê tông đầm lăn.

Một số tiêu chuẩn quốc gia (TCVN 3735:1982, TCVN8862:2011, TCVN10379:2014) liên quan đến đánh giá chất lượng, khả năng ứng dụng và hướng dẫn sử dụng puzolan đã được ban hành nhằm tiêu chuẩn hóa việc áp dụng và thúc đẩy việc áp dụng loại nguyên liệu này trong xây dựng công trình bê tông.

Trong xu thế phát triển bền vững, sản xuất gạch ngói từ đất sét nung truyền thống đang từng bước được hạn chế, vật liệu xây dựng không nung ngày càng được chú trọng phát triển. Ở các nước công nghiệp tiên tiến, khuynh hướng này đã được chú trọng từ những năm 1960 - 1970. Ở nước ta, trong những năm 1980, vật liệu xây dựng không nung đã được tuyên truyền, giới thiệu, tuy vậy, việc sản xuất vật liệu xây dựng không nung chưa được phát triển đồng bộ, thiếu cơ sở khoa học cả về công nghệ cũng như nguyên liệu và đặc biệt công tác điều tra cơ bản, nghiên cứu về nguồn nguyên liệu đã không được chú trọng, hơn nữa, vấn đề môi trường cũng chưa được đặt đúng với tầm quan trọng như ngày nay, nên ngành sản xuất vật liệu xây dựng không nung ở nước ta đã chưa được quan tâm trong một thời gian dài. Trong những năm qua, Viện Địa chất thuộc Viện Khoa học và Công nghệ Việt Nam đã mở nhiều đề tài nghiên cứu nguyên liệu và công nghệ sản xuất vật liệu xây dựng không nung từ các nguồn puzolan thiên nhiên, kết quả nghiên cứu đã được thử nghiệm và chuyển giao thành công tại một số tỉnh như Nghệ An, Quảng Trị, Lâm Đồng và Gia Lai (K. Q. Nam, 1997, Vũ Bá Thao 2019).

Qua các số liệu thu thập cho thấy Việt Nam có nguồn puzolan tự nhiên phong phú chạy dài khắp các vùng miền trong cả nước. Hầu hết các nguồn puzolan trong nước ta có các chỉ tiêu chất lượng đạt độ hoạt tính theo tiêu chuẩn ASTM C618 quy định. Tuy vậy, việc khai thác và ứng dụng còn rất hạn chế, chủ yếu dùng trong chế tạo xi măng puzolan, trong bê tông khối lớn, bê tông đầm lăn, bê tông mặt đường và sản xuất gạch không nung. Hiện chưa có nhiều các công bố khoa học về nghiên cứu sử dụng puzolan thiên nhiên để gia cố đất yếu, hoặc trộn với đất tại chỗ để xây dựng đường giao thông, chính vì vậy trong báo cáo khoa học này sẽ trình bày nghiên cứu ảnh hưởng của puzolan tự nhiên đến chất lượng hỗn hợp đất gia cố dùng trong công trình giao thông.

Bảng 1. Trữ lượng và đặc tính của một số mỏ puzolan ở Việt Nam

TT	Tên mỏ	Vị trí (tỉnh)	Trữ lượng dự kiến, (triệu tấn)	Tổng hàm lượng $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$
1	Trung Mậu	Vĩnh Phúc	0,67	Đ
2	Hương Canh	Vĩnh Phúc	-	KĐ
3	Mậu Thông	Vĩnh Phúc	3,2	Đ
4	Núi Đanh	Vĩnh Phúc	6,1	Đ
5	Xóm Ca	Vĩnh Phúc	1	Đ
6	Sơn Tây	Hà Tây	2,	Đ
7	Thanh Trắc	Hà Tây	0,5	Đ
8	Pháp Cỗ	Hải Phòng	71,5	Đ
9	Cát Bà	Hải Phòng	10	Đ
10	Phương Nhĩ	Hà Nam	0,55	Đ
11	Nông Công	Thanh Hóa	5-7	Đ
12	Phủ Quì	Nghệ An	5-7	Đ

TT	Tên mỏ	Vị trí (tỉnh)	Trữ lượng dự kiến, (triệu tấn)	Tổng hàm lượng $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$
13	Núi Voi - Núi Ngang	Quảng Ngãi	5	Đ
14	Đông Điền	Quảng Ngãi	2	KĐ
15	Thình Thình	Quảng Ngãi	5	KĐ
16	Đòng Danh	Quảng Ngãi	2	KĐ
17	Trung Sơn	Quảng Ngãi	10	KĐ
18	An Dương	Bình Định	-	Đ
19	Núi Mái Nhà	Phú Yên	5	-
20	Kon Tum	Kon Tum	-	Đ
21	Thuận An	Kon Tum	4	-
22	Chư Nga	Buôn Ma Thuột	-	-
23	Bình Long	Bình Phước	1,04	KĐ
24	Lộc Ninh	Bình Phước	-	KĐ
25	Vĩnh Tân	Đồng Nai	35	Đ
26	Xuân Lộc	Đồng Nai	5	-
27	Núi Nhạn	Bà Rịa - Vũng Tàu	-	-
28	Núi Đất	Bà Rịa - Vũng Tàu	-	Đ
29	Gia Quỳ (Mu Rùa)	Bà Rịa - Vũng Tàu	40,7	Đ
30	Cam Nghĩa	Quảng Trị	1	KĐ
31	An Giang	An Giang	-	Đ
32	Lâm Đồng	Lâm Đồng	-	Đ

Ghi chú: Đ - đạt; KĐ - không đạt (theo tiêu chuẩn ASTM C618); - chưa biết rõ.

2. Vật liệu dùng thí nghiệm

2.1. Puzolan tự nhiên

Vật liệu puzolan tự nhiên được lấy ở mỏ Quảng Phú thuộc huyện Krông Nô, tỉnh Đắk Nông. Thành phần vật chất và tính chất vật lý của puzolan tự nhiên trình bày tại bảng 2.

Bảng 2. Thành vật chất và tính chất vật lý của puzolan tự nhiên

TT	Thành phần khoáng vật, %		TT	Thành phần hóa học, %		TT	Tính chất vật lý	
1	Augit	27,50	1	SiO_2	46,60	1	Độ hút vôi	75,38
2	Forsterit	23,00	2	Fe_2O_3	12,90	2	Độ hoạt tính	75,43
3	Thạch anh	5,25	3	Al_2O_3	13,43	3	Cường độ hoạt tính so với XM	81,77
4	Hematit	11,75	4	CaO	8,77	4	Hệ số nghiền	1,15
5	Cristobalit	1,50	5	MgO	8,72	5	Khối lượng thể tích, kN/m^3	18,10
6	Lepidocrocit	5,00				6	Tỷ trọng, kN/m^3	28,50
7	Albit	26,00				7	Độ rỗng, %	38,26

Từ kết quả của bảng 2 cho thấy puzolan tự nhiên tại vùng nghiên cứu có tổng hàm lượng SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 là 72,93% > 70%, phù hợp để làm chất kết dính theo tiêu chuẩn ASTM C618-03. Độ hút vôi của puzolan có độ hoạt tính trung bình. Các mẫu puzolan tự nhiên đều đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật làm phụ gia hoạt tính, nửa hoạt tính trong sản xuất xi măng. Theo các nghiên cứu tương tự về puzolan tự nhiên gia cố đất, loại puzolan này có thể làm chất kết dính để cải tạo đất tại chỗ.

2.2. Đất dùng thí nghiệm

Đất dùng trong nghiên cứu lấy từ tỉnh Ninh Thuận, kết quả phân tích thành phần khoáng vật và hóa học tại Viện Địa chất bằng phương pháp phổ huỳnh quang tia X (XRF) trình bày trong bảng 3.

Bảng 3. Thành phần khoáng vật và hóa của đất thí nghiệm

TT	Thành phần khoáng vật chính, %		TT	Thành phần hóa học chính, %	
1	Quartz	4	1	SiO ₂	20,83
2	Kaolinite	23	2	TiO ₂	3,15
3	Gibbsite	61	3	Al ₂ O ₃	29,63
4	Hematit	4	4	T-Fe ₂ O ₃	23,87
5	Goetit	7	5	Hữu cơ	0,7

Các chỉ tiêu cơ lý của đất được thí nghiệm tại phòng Nghiên cứu Địa kỹ thuật, Viện Thủy công, được trình bày tại bảng 4.

Bảng 4. Một số chỉ tiêu cơ lý của đất thí nghiệm

TT	Chỉ tiêu thí nghiệm	Giá trị	TT	Chỉ tiêu thí nghiệm	Giá trị
	Đất tự nhiên			Đất sau khi chế bị K =0,98	
1	Thành phần hạt P, %		1	Hệ số nén lún a ₁₋₂	0,031
	- Hạt sạn (20 -2,0)	20,3	2	Góc ma sát trong (bão hòa), độ	18 ⁰ 47'
	- Hạt cát (2,0-0,05)	11,5	3	Lực dính (bão hòa) C _{bh} , kN/m ²	29,5
	- Hạt bụi (0,05-0,005)	37,1	4	Hệ số thấm K, cm/s	4.77×10 ⁻⁶
	- Hạt sét (<0,005)	31,1	5	Độ trương nở R, %	0,8
2	Giới hạn chảy W _L , %	52,4	6	Tan rã hoàn, phút	720
3	Giới hạn dẻo W _p , %	32,2			
4	Chỉ số dẻo I _p , %	20,2			

Theo tiêu chuẩn về gia cố đất bằng chất kết dính làm đường giao thông TCVN 10379:2014, các loại đất có giới hạn chảy, W_L > 45%, chỉ số dẻo, I_p > 27 và hàm lượng hạt sét > 30% thì không nên gia cố bằng xi măng. Hơn nữa, theo khuyến cáo của Hiệp hội Công binh Mỹ, đất có W_L > 40%, chỉ số dẻo, I_p > 20 thì không nên gia cố với xi măng. So sánh kết quả thí nghiệm đất lấy tại Ninh Thuận, các chỉ tiêu đều vượt quá ngưỡng khuyến cáo gia cố đất với xi măng của hai tiêu chuẩn trên, tức là W_L = 52,4% > [40,0%], I_p =20,2 > [20,0], hàm lượng hạt sét 31,1% > [30,0%]. Có thể thấy đất tại khu vực nghiên cứu có các tính chất cơ lý bất lợi khi gia cố bằng xi măng. Tuy vậy, Hiệp hội Công binh Mỹ cũng khẳng định rằng, đối với các loại đất có các chỉ tiêu vượt ngưỡng khuyến cáo vẫn có thể gia cố được với xi măng nếu sử dụng các biện pháp thi công đảm bảo làm tối đất để trộn được đều xi măng (AUACEW, 1984). Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả đã sử dụng loại máy đặc chủng của Đức, có khả năng xới tơi, mịn đất, đã được sử dụng thi công thành công một số tuyến đường tại Việt Nam gia cố đất bằng xi măng và phụ gia RoadCem.

2.3. Xi măng và vôi

Xi măng sử dụng dùng để chế tạo mẫu là xi măng poocăng PCB40 Hà Tiên có thành phần khoáng: Alite (C₃S) 16,75%, Belite (C₂S) 54,45%, Aluminate (C₃A) 14,08%, Ferrites (C₄AF) 8,52%, Gypsum 1,4%; Thành phần hóa học: (SiO₂) 3,4%, (Al₂O₃) 7,1%; (T-Fe₂O₃) 2,8%; (MgO) 2,4%; (CaO) 60,5%; (Na₂O) 0,2%; (K₂O) 0,6%; (SO₃) 1,4%; Cl <0,01%.

Vôi dùng trong nghiên cứu này là loại vôi sống nghiền mịn đóng bao chống ẩm, được lấy tại công ty Khánh Hà - Ninh Bình. Thành phần hóa học của vôi bao gồm: (SiO₂) 0,25 %, (Al₂O₃) 0,09%, (T-Fe₂O₃) 0,11%, (MgO) 1,5%, (CaO) 87,86%, (Na₂O)<0,01%, (K₂O) 0,01%, SO₃ 0,037%; Tổng hàm lượng CaO và MgO là 89,36%, đạt loại II theo TCVN 10379-2014 [18], đảm bảo chất lượng gia cố đất.

3. Lựa chọn cấp phối và tiêu chuẩn thí nghiệm

Tham khảo kết quả các nghiên cứu trong và ngoài nước về gia cố đất, nhóm nghiên cứu lựa chọn hàm lượng các chất kết dính như sau: Puzolan tự nhiên (P): 0, 5, 10, 15, 20%; Xi măng (C): 0, 3, 5, 10, 12% và Vôi (L): 0, 4, 8%, ký hiệu các cấp phối là: PxCyLz, trong đó x, y, z là tỉ lệ phần trăm các chất kết dính so với trọng lượng đất khô.

Bảng 5. Các tiêu chuẩn áp dụng cho thí nghiệm

TT	Chỉ tiêu thí nghiệm	Tiêu chuẩn
1	Đầm nén	22 TCVN 333: 2006
2	Chế bị và dưỡng hộ mẫu	ASTM D1632
3	Cường độ chịu nén	ASTM D2166
4	Chỉ số CBR	22TCVN 332-06
5	Cường độ ép chặt	TCVN 8862:2011
6	Mô đun đàn hồi	TCVN 9843:2011

Các bước thí nghiệm tiến hành như sau: (1) Thí nghiệm đầm nén hỗn hợp đất gia cố puzolan, xi măng, vôi với các tỷ lệ khác nhau, để xác định khối lượng thể tích khô lớn nhất và độ ẩm tối ưu của hỗn hợp đất gia cố; (2) Chế bị mẫu hình trụ, đường kính $d=110$ mm, chiều cao $h=120$ mm; (3) Thí nghiệm cường độ kháng nén của mẫu đất gia cố ở 14 ngày tuổi, trạng thái bão hòa, dưỡng hộ mẫu trong điều kiện chuẩn trong 7 ngày đầu và ngâm bão hòa trong 7 ngày tiếp theo; (4) Căn cứ cường độ kháng nén R_n^{14bh} chọn được hai cấp phối hợp lý; (5) Đối với hai cấp phối hợp lý đã chọn, tiến hành thí nghiệm xác định cường độ kháng nén, ép chặt, mô đun đàn hồi và CBR ở các ngày tuổi 7 ngày, 28 ngày và 90 ngày. Các chỉ tiêu và tiêu chuẩn thí nghiệm thể hiện trong bảng 5.

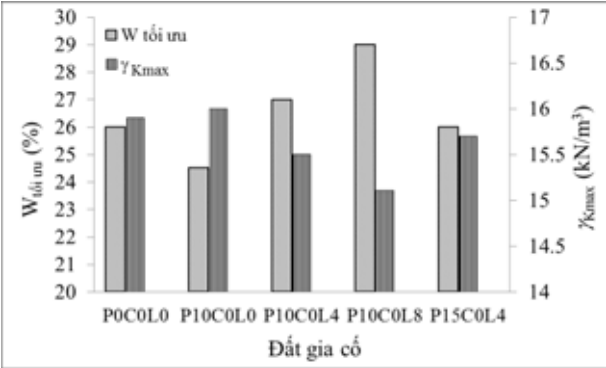
4. Kết quả thí nghiệm

Các kết quả thí nghiệm của hỗn hợp đất - puzolan - xi măng - vôi với các tỷ lệ đã trình bày ở trên thể hiện trong hình 1 và 2. Từ các kết quả thí nghiệm trên có thể nhận xét như sau:

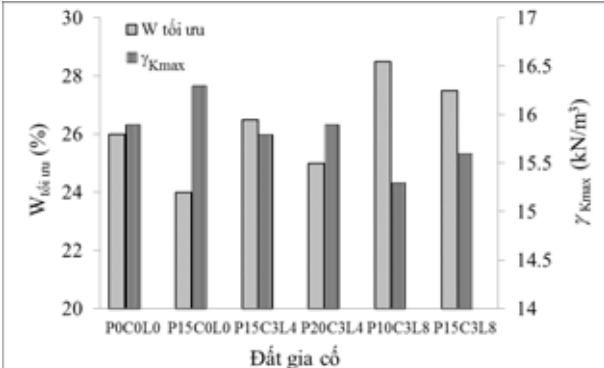
Khi đầm nén, độ rỗng của đất giảm làm sức kháng cắt tăng, tính thấm và tính nén lún giảm theo. Đối với vật liệu đất đắp, khối lượng thể tích khô lớn nhất và độ ẩm tốt nhất là hai chỉ tiêu quan trọng cần xác định để chế bị mẫu và thi công hiện trường. Kết quả thí nghiệm đầm nén một số cấp phối thể hiện tại hình 1, hình 2. Có thể thấy rằng khối lượng thể tích khô lớn nhất của hỗn hợp đất gia cố tỷ lệ thuận với tổng hàm lượng puzolan và xi măng. Độ ẩm tối ưu cũng tỷ lệ thuận với hàm lượng vôi và tỷ lệ nghịch với tổng hàm lượng puzolan và xi măng. Như vậy, sự có mặt của puzolan và xi măng làm tăng khối lượng thể tích khô tốt nhất cho hỗn hợp đất gia cố, có được kết quả như vậy vì khối lượng riêng của puzolan ($2,85 \text{ kg/cm}^3$) hoặc xi măng ($3,18 \text{ kg/cm}^3$) đều lớn hơn khối lượng riêng của đất ($2,78 \text{ kg/cm}^3$).

Tỷ lệ phối trộn hợp lý là tỷ lệ puzolan có thể thay thế được hàm lượng xi măng trộn vào trong đất sao cho cường độ đất gia cố đạt được theo tiêu chuẩn TCVN 10379:2014. Để đơn giản hóa kịch bản thí nghiệm, nghiên cứu này đã tiến hành thí nghiệm xác định cường độ kháng nén bão hòa tại 14 ngày tuổi của toàn bộ các cấp phối đã thiết kế trong kịch bản. Kết quả thí nghiệm cho thấy, cường độ kháng nén của hỗn hợp đất gia cố khi sử dụng một loại chất kết dính puzolan 20%, xi măng 12% hay vôi 4% hoặc kết hợp hai loại chất kết dính xi măng - vôi, puzolan- xi măng hay puzolan - vôi đều không đạt yêu cầu về cường độ kháng nén theo TCVN 10379:2014. Mẫu đất không gia cố (P0C0L0) và đất gia cố puzolan (P10L0C0) khi bão hòa nước đều bị tan rã hoàn toàn, chứng tỏ puzolan chỉ là chất trợ không có các phản ứng hóa học nếu thiếu chất xúc tác phù hợp. Với cùng một hàm lượng xi măng, đất gia cố bằng hỗn hợp puzolan - xi măng có cường độ kháng nén thấp hơn mẫu đất gia cố với chỉ xi măng, điều này cho thấy rằng nếu gia cố đất bằng hỗn hợp puzolan và xi măng không hiệu quả. Do đó, để cường độ kháng nén của hỗn hợp thỏa mãn theo TCVN 10379:2014 cần sử dụng hỗn hợp puzolan - xi măng - vôi. Điều này phù

hợp với phương trình phản ứng hóa học của puzolan, theo đó puzolan phải tác dụng với vôi để tạo ra chất keo CSH, CAH, hoặc CASH. Kết quả thí nghiệm xác định tương quan giữa tỷ lệ phối trộn hỗn hợp puzolan - xi măng - vôi với cường độ kháng nén trong điều kiện bão hòa nước tại 14 ngày tuổi được thể hiện tại hình 3.

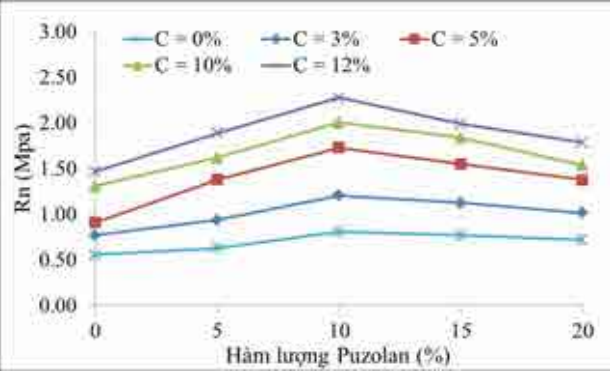


Hình 1. Ảnh hưởng của puzolan và vôi đến tính đầm nén của đất gia cố.



Hình 2. Ảnh hưởng của puzolan, xi măng và vôi đến tính đầm nén của đất gia cố.

Khi gia cố puzolan - xi măng - vôi với hàm lượng vôi là 4%, cường độ kháng nén của đất gia cố đạt giá trị lớn nhất khi hàm lượng puzolan 10%. Hàm lượng puzolan lớn hơn 10% thì cường độ kháng nén của hỗn hợp giảm tỷ lệ nghịch với hàm lượng puzolan. Trong phạm vi nghiên cứu, có thể thấy tỷ lệ puzolan/vôi thích hợp là 2,5. Căn cứ vào điều kiện thực tế tại khu vực nghiên cứu, hàm lượng vôi cần sử dụng hạn chế vì phải vận chuyển từ miền Bắc với giá thành cao, nên sử dụng tối đa lượng puzolan sẵn có. lựa chọn tỷ lệ hợp lý puzolan và chất kết dính vô cơ để gia cố đất là P10C5L4. Để giảm tối đa lượng vôi chúng tôi lựa chọn thêm một tỷ lệ để nghiên cứu thí nghiệm là P8C5L2,5. Kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ học về cường độ kháng nén, ép chặt, mô đun đàn hồi, CBR của hai tỷ lệ trên ở các độ tuổi khác nhau thể hiện trong bảng 6.



Hình 3. Ảnh hưởng của puzolan - xi măng - vôi (4%) đến cường độ kháng nén của đất gia cố.

Bảng 6. Kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ học của hai cấp phối hợp lý

TT	Cấp phối	Chỉ tiêu	Tuổi dưỡng hộ				
			7	14	28	28 ^{bh}	90
1	P8C5L2,5	R_n , MPa	1,64	1,91	2,09	1,84	2,24
2	P10C5L4		1,70	2,01	2,16	1,9	2,32
3	P8C5L2,5	R_{ech} , MPa	0,16	0,24	0,30	0,25	0,32
4	P10C5L4		0,19	0,27	0,34	0,29	0,35
5	P8C5L2,5	E , MPa	158,32	254,72	353,96	290,6	385,33
6	P10C5L4		192,84	278,91	366,07	303,84	401,64
7	P8C5L2,5	CBR				122,5	
8	P10C5L4					136,9	

Kết quả thí nghiệm từ bảng 6 cho thấy: (1) đất sau khi gia cố có cấu trúc ổn định khi tác dụng với nước, nghĩa là có khả năng chịu được trong điều kiện ngập nước; (2) Đất gia cố bằng puzolan - xi măng - vôi có các chỉ tiêu cơ học (R_n , R_{ech} , E) tăng nhanh trong 28 ngày đầu và có xu hướng phát triển chậm dần sau 28 ngày; (3) hai cấp phối lựa chọn về cường độ kháng nén và mô đun đàn hồi đạt độ bền cấp II theo TCVN 10379:2014, cường độ kéo khi ép chỉ đạt độ bền cấp III, giá trị CBR cho thấy đất sau khi gia cố tương đương với đá dăm loại I. Không có sự khác biệt quá lớn giữa hai cấp phối về mặt cường độ kháng nén, kéo khi ép chẻ và mô đun đàn hồi. Từ kết quả trên, nhóm nghiên cứu kiến nghị, chọn cấp phối P8C5L2,5 để thiết kế hỗn hợp đất gia cố đường giao thông khi đi vào thi công thử nghiệm hiện trường.

5. Kết luận

Ở Việt Nam có trữ lượng puzolan tự nhiên lớn, có thể sử dụng vào nhiều mục đích khác nhau, trong đó puzolan tự nhiên có thể sử dụng để làm tăng cường độ của hỗn hợp đất dùng cho công trình giao thông.

Qua các thí nghiệm đã nghiên cứu được ảnh hưởng của puzolan tự nhiên đất hỗn hợp đất gia cố sử dụng cho công trình giao thông. Đồng thời cũng xác định được tỷ lệ cấp phối hợp lý để kiến nghị cho thi công là puzolan 8%, xi măng 5% và vôi 2,5%, so với trọng lượng đất khô.

Lời cảm ơn

Nhóm tác giả ghi nhận và trân trọng cảm ơn TS Vũ Bá Thao, Chủ nhiệm đề tài cấp Nhà nước ĐTĐL.CN - 55/16 đã đồng ý cung cấp các số liệu cho nhóm tác giả sử dụng trong báo cáo khoa học này.

Nhóm tác giả trân trọng cảm ơn Nhóm nghiên cứu Địa chất công trình và Địa môi trường (EEG) đã tài trợ kinh phí tham dự Hội nghị VietGeo 2023.

Tài liệu tham khảo

- Đ. H. Hải, 2007. Nghiên cứu ứng dụng phụ gia Puzolan vào công nghệ thi công đập bê tông trọng lực ở Việt Nam. Trường Đại học Thủy lợi.
- N. Q. Hiệp, 2005. Nghiên cứu chế tạo bê tông đầm lăn cho đập và mặt đường trong điều kiện Việt Nam.
- N. Q. Phú, N. Đ. Nam, and N. T. Lê, 2013. Ảnh hưởng của phụ gia khoáng tro bay nhiệt điện và Puzolan thiên nhiên đến một số tính chất cơ lý của bê tông đầm lăn (RCC). Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng, vol. 2, pp. 94-100.
- N. V. Tươi and N. Q. Phúc, 2016. Sử dụng phụ gia Puzolan tự nhiên để cải thiện độ chống thấm ion clo và tuổi thọ kết cấu bê tông ở môi trường biển. Tạp chí Giao thông vận tải.
- Vũ Bá Thao và nnk, 2019. Nghiên cứu sử dụng puzolan tự nhiên trong xây dựng và bảo trì các công trình giao thông nông thôn, thủy lợi trên địa bàn tỉnh Đắk Nông. Đề tài độc lập cấp Nhà nước ĐTĐL.CN - 55/16.
- AUACEW, 1984. Soil Stabilization for Pavements Mobilization Construction. Departement of the army U.s.Army corps of engineers Washington DC
- A.H.Vakili, M.R.Salamat, and H.Moayedí, 2013. Effects of using Puzolan and Porland cement in the treatment of dispersive clay. Sientific World J., vol. 2013.
- K. Harichane, M. Ghrici, and S. Kenai, 2011. Effect of the combination of lime and natural pozzolana on the compaction and strength of soft clayey soils: A preliminary study.
- M. Mateos, 1977. Strength of natural pozzolan, lime and sand bituminous mixtures. Transp. Road Res. Lab., vol. 3141, pp. 36-42.
- R. Snellings, G. Mertens, and J. Elsen, 2012. Supplementary Cementitious Materials. Rev. Mineral. Geochemistry, vol. 74, pp. 211-278..
- R. C. Mielenz, 1983. Mineral admixtures - history & background. Concr. Int., vol. 5, pp. 34-42.
- TCVN3735:1982, Phụ gia hoạt tính Puzolan.

TCVN10379:2014. Gia cố đất bằng chất kết dính vô cơ, hóa chất hoặc gia cố tổng hợp, sử dụng trong xây dựng đường bộ: Thi công và nghiệm thu.

TCVN8862:2011. Quy trình thí nghiệm xác định cường độ kéo khi ép chế của vật liệu hạt liên kết bằng các chất kết dính.

Effects of natural puzolan on the quality of reinforced soil mixtures used in transportation construction

Bui Truong Son^{1,2 *}, Vu Ba Thao³, Nguyen Huy Vuong³, Pham Minh Tan⁴

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Engineering and Geoenvironment (EEG)

³Hydraulic Construction Institute, Vietnam Institute of Water Resources Science

⁴Board of investment project management for traffic works, Ninh Thuan province

*Corresponding author: buitruongson@humg.edu.vn

Abstract

In Vietnam, the exploitation and use of natural pozzolan is still limited, mainly used in the production of pozzolan cement, in mass concrete, roller compacted concrete (RCC), road surface concrete and unburnt brick production. There are currently not many scientific publications on the utilization of natural pozzolan to reinforce soft soil, or mixed with local soil for road construction. In this paper, we will study the effects of natural pozzolans on the quality of reinforced soil mixtures used in traffic works. The results of laboratory experiments have shown that the suitable mixture P8C5L2.5 (pozzolan 8%, cement 5%, lime 2.5% compared to dry soil weight) can be used for road construction.

Keywords: *natural puzolan, reinforced soil, road.*

TỔNG QUAN VỀ SỬ DỤNG CỌC BÊ TÔNG CỐT THÉP ĐƯỜNG KÍNH NHỎ ĐỂ GIA CƯỜNG NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH LỊCH SỬ - VĂN HÓA

Nguyễn Văn Mạnh^{1,*}, Bùi Văn Đức¹

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

* Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenvanmanh@humg.edu.vn

Tóm tắt

Cọc bê tông cốt thép đường kính nhỏ (micropile) đã được Lizzi nghiên cứu và đề xuất để sửa chữa, phục hồi các công trình lịch sử - văn hóa bị hư hỏng sau chiến tranh thế giới lần thứ hai ở Napoli, Italia vào đầu những năm 1950. Hiện nay, cọc micropile được sử dụng rất rộng rãi trên thế giới để gia cường, sửa chữa nền móng các công trình lịch sử - văn hóa với các yêu cầu khắt khe về điều kiện không gian thi công chật hẹp; không ảnh hưởng đến kiến trúc - kết cấu công trình cần sửa chữa cũng như các công trình lân cận. Tuy nhiên, ở nước ta việc sử dụng cọc micropile để sửa chữa, gia cường nền móng các công trình lịch sử - văn hóa vẫn còn rất hạn chế. Bài báo trình bày tổng quan về cọc micropile và ứng dụng chúng trong việc sửa chữa, gia cường nền móng một số công trình lịch sử - văn hóa trên thế giới và khả năng áp dụng vào điều kiện Việt Nam.

Từ khóa: cọc đường kính nhỏ; micropile; lịch sử, văn hóa.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, khi cần sửa chữa, cải tạo một công trình xây dựng nói chung, công trình có giá trị về lịch sử - văn hóa nói riêng do bị lún, nứt hoặc thay đổi chức năng sử dụng, tăng thêm số tầng... trong các khu đô thị với mật độ xây dựng cao, mặt bằng thi công hạn chế có thể áp dụng nhiều giải pháp để xử lý nền móng khác nhau như: cọc khoan nhồi đường kính nhỏ D400 - D600, cọc bê tông cốt thép đúc sẵn, công nghệ jet-grouting. Tuy nhiên, thực tiễn áp dụng cho thấy các công nghệ này có khá nhiều nhược điểm, đặc biệt đối với các công trình có không gian thi công hạn chế, như là: sơ đồ công nghệ phức tạp, cần mặt bằng lớn, không gian lớn đủ để bố trí đầy đủ dây chuyền công nghệ (jet-grouting), cần chiều cao lớn để đảm bảo tối thiểu một hành trình của thiết bị hạ cọc có thể hoạt động bình thường (cọc bê tông cốt thép đúc sẵn); không có khả năng thi công các cọc có độ nghiêng theo yêu cầu cần gia cường của nền móng; mức độ ảnh hưởng đến công trình lân cận cao.

Để khắc phục những nhược điểm của các công nghệ nêu trên, có thể sử dụng cọc micropile. Cọc micropile được định nghĩa là loại cọc đường kính ≤ 300 mm được khoan và bơm vữa cường độ cao tại chỗ cùng với cốt thép gia cường (Sabatini và nnk., 2005).

Trên cơ sở yêu cầu cần phải bảo tồn tối đa hiện trạng của các di tích lịch sử - văn hóa cổ bị hư hỏng, phá hoại trong chiến tranh thế giới lần thứ 2 ở Napoli - Italia, Lizzi đã xây dựng bốn triết lý cơ bản để tìm giải pháp kỹ thuật phù hợp như sau (Bilotta và nnk., 2013):

i) Giải pháp kỹ thuật để sửa chữa công trình lịch sử - văn hóa không được gây ảnh hưởng tiêu cực đến độ bền kết cấu và sự ổn định của công trình cần sửa chữa cũng như các công trình lân cận;

ii) Giải pháp kỹ thuật để sửa chữa công trình cần phải duy trì tốt trạng thái cân bằng của kết cấu công trình hiện hữu;

iii) Giải pháp kỹ thuật để sửa chữa công trình cần phải gia cường đồng thời cả nền móng và kết cấu công trình hiện hữu;

iiii) Giải pháp kỹ thuật để sửa chữa công trình cần phải có khả năng bảo tồn đến mức tối đa hoặc thậm chí hoàn toàn các kết cấu, kiến trúc, mỹ quan của công trình hiện hữu.

Từ đó công nghệ thi công cọc micropile đã lần đầu tiên được nghiên cứu và phát triển bởi

Lizzi vào đầu những năm 1950 để sửa chữa, phục hồi các di tích lịch sử - văn hóa cổ bị tàn phá bởi chiến tranh thế giới lần thứ 2.

Các công trình lịch sử - văn hóa có một ý nghĩa rất quan trọng đối với mỗi quốc gia và thường nằm trong các khu đô thị cổ với mật độ xây dựng rất lớn. Do các công trình lịch sử - văn hóa được xây dựng từ rất xa xưa nên kết cấu móng thường là móng nông đặt trên nền đất yếu. Theo thời gian, các công trình này bị xuống cấp cần phải được tu bổ, cải tạo nhưng vẫn phải đảm bảo giữ nguyên được kiến trúc, kết cấu giá trị cổ của nó. Đây là một vấn đề khó khăn cho các đơn vị thi công, bởi không gian để đưa thiết bị máy móc vào thi công rất hạn chế, xung quanh thường bị bao bọc dày đặc các công trình xây dựng khác. Ngoài ra, quá trình thi công còn có thể gây ra ảnh hưởng đến các công trình lân cận như gây lún, nứt, thậm chí có thể gây sụp đổ.

Ở nước ta, các công trình lịch sử - văn hóa thường tập trung nhiều ở các thành phố lớn hoặc cổ đô như Hà Nội, Thành phố Hồ Chí Minh, Đà Nẵng, Huế,... Theo báo Vietnamplus.vn ngày 22/11/2021, trải qua những biến động của lịch sử, chiến tranh cùng với điều kiện thời tiết khắc nghiệt, nhiều công trình quan trọng trong Đại Nội - Huế như điện Thái Hòa, điện Cần Chánh, điện Kiến Trung đã bị xuống cấp nghiêm trọng hoặc bị phá hủy trở thành phế tích cần được cải tạo, nâng cấp và phục hồi nguyên trạng. Kết quả khảo sát của Trung tâm Bảo tồn Di tích Cổ đô Huế cho thấy hiện trạng công trình điện Thái Hòa đã xuống cấp nghiêm trọng, nền điện có các độ cao không đồng đều, móng bó vĩa nứt gãy do nền đất lún nghiêng, mất ổn định. Hệ thống sân và lan can của sân Đại triều nghi bị nghiêng lún cục bộ, nứt vỡ ở một số vị trí; tường chắn và lan can xuất hiện các vết nứt, nhiều vị trí xô lệch mất liên kết, có nguy cơ gây đổ cao cần được gia cường, sửa chữa. Vì vậy, việc nghiên cứu công nghệ để gia cố nền móng cho các công trình có giá trị về mặt lịch sử - văn hóa mà vẫn bảo tồn được tính nguyên trạng của chúng là cần thiết.

2. Cọc micropile

Cọc micropile được thi công bằng cách khoan một lỗ khoan, sau đó lắp đặt cốt thép và bơm vữa vào lỗ khoan. Cọc micropile có thể chịu được tải trọng nén dọc trục tương đối lớn và tải trọng ngang ở mức trung bình. Do đó, loại cọc này có thể xem là một sự thay thế cho các loại cọc đóng (ép) truyền thống hoặc cọc khoan nhồi hoặc là một thành phần trong tổ hợp khối đất và cọc tùy thuộc vào phương pháp thiết kế.

Quá trình thi công cọc micropile ít gây ảnh hưởng đến các công trình lân cận và môi trường xung quanh. Chúng có thể được thi công ở những nơi hạn chế về không gian và trong tất cả các loại điều kiện đất, đá khác nhau. Ngoài ra, cọc micropile còn có thể được thi công với những góc nghiêng khác nhau, đây là một trong những điểm khác biệt lớn so với các loại cọc truyền thống khác.

Cọc micropile có cấu tạo điển hình là thép thanh hoặc ống thép đặt trong lỗ khoan làm cốt và được bơm vữa xi măng lấp đầy. Cọc micropile làm việc chủ yếu dựa dựa vào lực ma sát giữa thân cọc và đất nền. Sức chịu tải nén và kéo của cọc micropile đều tốt.

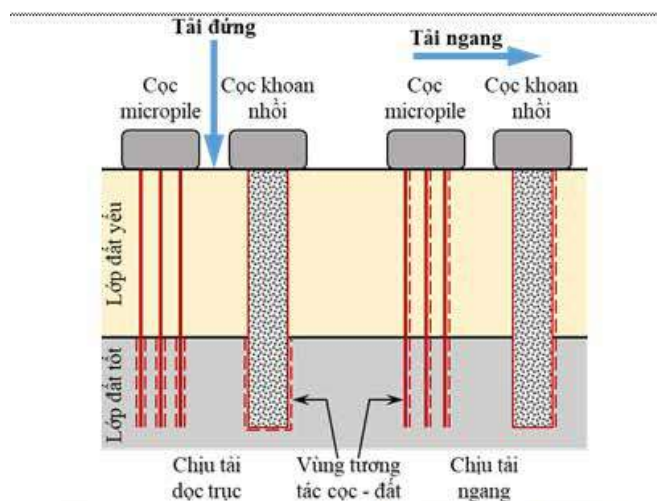
2.1. Phân loại cọc micropile

Cọc micropile được phân loại theo 2 tiêu chí: phương pháp thiết kế cọc và phương pháp thi công cọc (Sabatini và nnk., 2005).

a) Phân loại cọc micropile theo thiết kế:

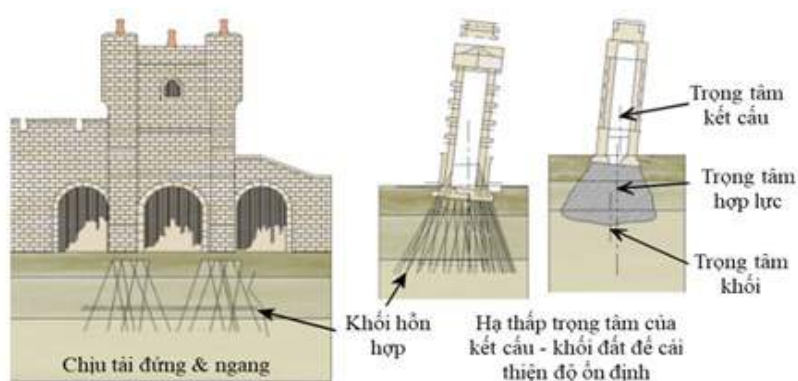
Theo cách phân loại này, cọc micropile được chia thành 2 loại:

- Cọc loại 1: Cọc micropile được thiết kế để chịu phần lớn tải trọng trực tiếp của công trình bên trên (hình 1). Cọc loại 1 có thể được sử dụng để thay thế cho các loại cọc thông thường do chúng được sử dụng để truyền tải trọng từ kết cấu sang tầng đất sâu ổn định hơn.



Hình 1. Cọc micropile loại 1 (Sabatini và mk., 2005).

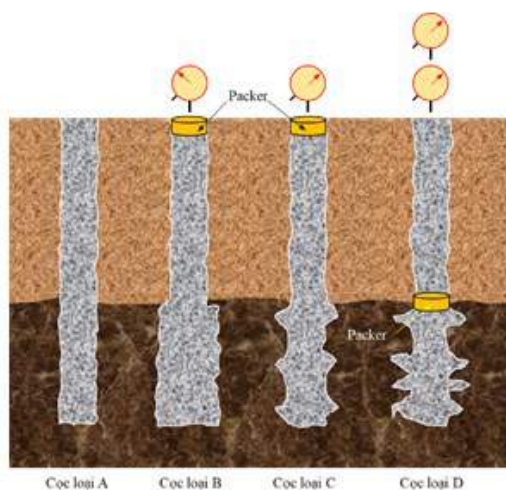
- Cọc loại 2: Cọc micropile trong trường hợp này là một mạng lưới cọc (hình 2), có tác dụng gia cường nền, khi đó khối hỗn hợp nền - cọc làm việc kết hợp với nhau, tải trọng kết cấu bên trên sẽ truyền trực tiếp lên khối nền - cọc hỗn hợp.



Hình 2. Cọc micropile loại 2 (Sabatini và mk., 2005).

b) Phân loại cọc micropile theo phương pháp thi công:

Phương pháp thi công vữa cọc ảnh hưởng rất lớn tới khả năng bám dính giữa vữa và thành lỗ khoan (loại đất, đá), giữa vữa và cốt thép. Theo phương pháp thi công vữa cọc, cọc micropile được chia thành 4 loại (hình 3):



Hình 3. Phân loại cọc micropile theo phương pháp thi công (Sabatini và mk., 2005).

- Loại A: Vữa cọc được bơm đầy theo phương pháp bơm vữa trọng lực. Vữa cọc có thể sử dụng là hỗn hợp xi măng - cát - nước hoặc chỉ có xi măng - nước. Cọc micropile thi công theo phương pháp này chủ yếu để tăng khả năng chịu kéo.

- Loại B: Vữa cọc được bơm theo phương pháp bơm vữa áp lực đồng thời với quá trình rút ống vách tạm, áp lực bơm vữa nằm trong khoảng từ 0,5 đến 1,0 MPa để tránh sự phá hủy thành lỗ khoan hoặc tổn quá nhiều vữa và để duy trì độ kín xung quanh thành lỗ khoan khi rút ống vách tạm.

- Loại C: Quá trình bơm vữa tạo cọc được thực hiện làm 2 giai đoạn. Giai đoạn 1: bơm vữa trọng lực (giống loại A); giai đoạn 2: bơm vữa áp lực với áp lực bơm ít nhất 1 MPa, giai đoạn bơm vữa áp lực được thực hiện trước khi vữa bơm đợt 1 đông cứng (khoảng 15 - 25 phút).

- Loại D: Tương tự loại C, tuy nhiên sau khi lớp vữa đợt 1 đông cứng, tiếp tục bơm vữa đợt 2 qua ống đặt sẵn với áp lực bơm khoảng từ 2 - 8 MPa, thời gian bơm vữa đợt hai thường 24 giờ sau khi kết thúc bơm vữa đợt 1. Cách thi công loại cọc này được sử dụng phổ biến trên thế giới.

2.2. Thiết bị khoan tạo lỗ cọc micropile

Hiện nay, các phương pháp thông dụng để khoan tạo lỗ cho cọc micropile gồm:

- Khoan đập: được sử dụng để khoan tạo lỗ cho cọc micropile. Đây là phương pháp phá vỡ đất/đá nhờ tác động đập trực tiếp của bộ công cụ khoan hoặc búa khoan. Thiết bị khoan dạng đập phù hợp với các dạng địa chất mềm, có dăm sạn hoặc đá gốc với chiều sâu < 100 m nên rất phù hợp để sử dụng khoan tạo lỗ thi công cọc micropile.

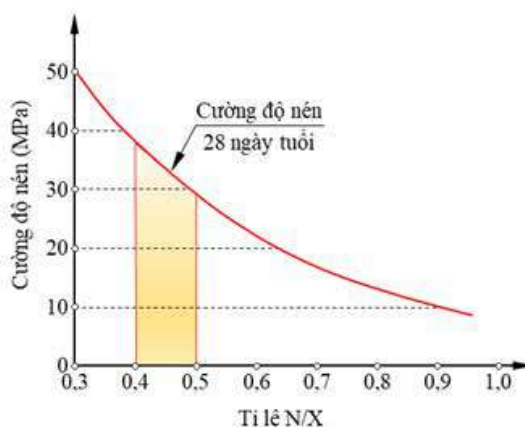
- Khoan xoay: sử dụng nguyên lý xoay đầu mũi khoan để cắt vào đất, do đó phương pháp khoan xoay chỉ phù hợp để sử dụng khoan trong các lớp đất mềm.

- Khoan đập xoay: đây là phương pháp phá vỡ đất/đá nhờ tác dụng kết hợp của lực đập và lực xoay. Đặc trưng của phương pháp khoan đập xoay là năng lượng đập lớn, tốc độ xoay nhỏ nên rất phù hợp sử dụng để khoan tạo lỗ cọc micropile trong các loại đất, đá khác nhau.

2.3. Vữa cọc và sức chịu tải của cọc micropile

Phương pháp bơm vữa có ảnh hưởng lớn đến chất lượng của cọc micropile. Hiện nay, trên thế giới có nhiều cách bơm vữa khác nhau tùy thuộc vào cách thức tiến hành và chất lượng nguồn nguyên liệu ở địa phương. Tuy nhiên, cần chú ý các điểm sau khi sử dụng vật liệu và cách thức trộn vữa:

- Vữa cọc micropile được thiết kế để tạo cường độ lớn nhất nhưng cũng phải có tính công tác cao để có thể bơm dễ dàng. Trên hình 4 thể hiện quan hệ giữa tỉ lệ nước/xi (N/X) và cường độ của vữa. Tỉ lệ N/X sử dụng để chế tạo vữa cọc thường được chọn trong khoảng 0,4 - 0,5 theo trọng lượng;



Hình 4. Ảnh hưởng của tỉ lệ N/X đến cường độ nén 28 ngày tuổi của vữa (Sabatini và nnk., 2005).

- Nước dùng để trộn vữa là nước sạch để tránh hiện tượng ăn mòn cốt thép;
- Sử dụng các loại xi măng đúng theo tiêu chuẩn;
- Hỗn hợp xi măng - nước được sử dụng phổ biến nhất, tuy nhiên ở một số nước có thể sử dụng thêm cát (Italia, Anh). Các loại phụ gia chỉ nên được sử dụng trong trường hợp cần cải thiện khả năng bơm như khoảng cách bơm vữa tương đối xa hoặc thi công bơm vữa trong điều kiện nắng nóng (tránh mất nước nhanh);
- Cường độ nén của vữa cọc micropile thường được thiết kế trong khoảng từ 28 - 35 MPa với trường hợp vữa cọc chỉ bao gồm hỗn hợp xi măng - nước;
- Nếu sử dụng thêm chất phụ gia thì chất phụ gia cần phải có tính chất hóa học tương thích để tránh các phản ứng hóa học bất lợi có thể xảy ra.

Quá trình bơm vữa để đạt được một số mục tiêu sau:

- Truyền tải trọng qua lại giữa cốt thép và địa tầng xung quanh cọc;
- Vữa là một phần mặt cắt ngang của cọc micropile có thể chịu tải trọng;
- Có tác dụng bảo vệ cốt thép không bị ăn mòn;
- Vữa có thể xâm nhập ra ngoài phạm vi lỗ khoan do các quá trình thấm vào các lỗ rỗng hoặc nứt nẻ của địa tầng xung quanh thành lỗ khoan, làm tăng liên kết của cọc micropile với môi trường đất, đá xung quanh.

Do đó, vữa cọc cần phải có đầy đủ các tính chất như độ chảy, cường độ, độ ổn định và độ bền lâu dài. Yêu cầu về tính lưu động của vữa cọc có thể làm tăng hàm lượng nước, tuy nhiên nó lại ảnh hưởng tiêu cực đến các mục tiêu khác của vữa. Trong tất cả các yếu tố ảnh hưởng thì các yếu tố như độ chảy của vữa, thời gian ninh kết và tỉ lệ N/X đóng vai trò quan trọng nhất.

Một trong những điều quan trọng là phải bảo tồn được tính nguyên vẹn của cọc micropile sau khi bơm vữa lấp đầy, tránh bất kỳ hiện tượng tổn thất vữa từ bất kỳ vị trí nào của cọc micropile để cọc đủ khả năng chịu tải theo thiết kế và chống ăn mòn cốt thép tốt nhất. Để đạt được điều này cần tiến hành bơm vữa cọc liên tục cho đến khi xảy ra hiện tượng “chối” vữa thì mới dừng lại.

Sức chịu tải của cọc micropile phụ thuộc vào tỉ lệ N/X. Nếu tỉ lệ N/X càng thấp thì cường độ chịu nén càng cao, tuy nhiên sẽ gây khó khăn cho công tác bơm vữa cọc. Ngược lại nếu tỉ lệ N/C càng lớn thì cường độ chịu nén càng giảm nhưng lại có khả năng thi công vữa rất thuận lợi.

Theo Sabatini và nnk., 2005, cọc micropile có cường độ chịu nén đơn trục thông thường khoảng 30 - 40 MPa với hỗn hợp vữa cọc được trộn theo tỉ lệ $N/X = 0,37 - 0,5$. Ngoài ra, tính công tác của vữa cọc cần được thiết kế sao cho đảm bảo điều kiện thuận lợi nhất cho quá trình bơm vữa vào lỗ khoan tạo cọc. Tính công tác của vữa cọc phụ thuộc vào tỉ lệ N/X, khoảng cách từ máy bơm vữa cọc đến vị trí cọc, đường kính cọc, chiều sâu cọc và dạng cốt thép cọc, ...v.v.

Khả năng chịu tải của cọc micropile không những phụ thuộc vào tỉ lệ N/X mà còn phụ thuộc vào loại cốt thép được sử dụng, hàm lượng cốt thép, đường kính cọc, địa tầng, ...

2.4. Cốt thép cọc micropile

Lượng cốt thép đặt trong cọc micropile phụ thuộc vào tải trọng tác dụng, độ cứng yêu cầu của cọc. Do đó, tùy thuộc vào từng điều kiện cụ thể có thể sử dụng một thanh cốt đơn, một nhóm các thanh cốt thép (lồng thép), thanh thép rỗng, ống vách tạm thời (hình 5). Thực tế ở Mỹ thường sử dụng một thanh cốt đơn hoặc ống thép rỗng cường độ cao để làm cốt thép cho cọc micropile (Sabatini và nnk., 2005).



Hình 5. Các dạng cốt thép sử dụng cho cọc micropile.

Cốt thép có thể được đặt vào lỗ khoan trước khi bơm vữa hoặc đặt sau khi bơm đầy vữa vào lỗ khoan trước khi rút ống vách tạm (trong trường hợp sử dụng ống vách tạm). Cốt thép phải được làm sạch trước khi sử dụng. Sử dụng bộ định tâm phù hợp để đảm bảo đủ chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép. Nếu sử dụng lồng cốt thép thì cần phải đảm bảo đủ chắc chắn để chịu được các va đập trong quá trình lắp đặt, bơm vữa cũng như quá trình rút ống vách tạm.

2.5. Ưu - nhược điểm của cọc micropile

Ưu điểm:

- Sử dụng tốt trong điều kiện mặt bằng thi công chật hẹp;
- Khả năng chịu tải ngang tương đối tốt;
- Có thể thi công trong hầu hết các điều kiện địa chất;
- Sử dụng được cả với bài toán gia cố nền và làm kết cấu móng;
- Có khả năng tạo các cọc có góc nghiêng khác nhau mà các công nghệ cọc truyền thống khác khó hoặc không thực hiện được.

Nhược điểm:

- Giá thành tương đối cao so với các cọc truyền thống khác: cọc bê tông cốt thép đúc sẵn, cọc khoan nhồi;
- Thường chỉ sử dụng làm kết cấu móng cọc hiệu quả (về mặt kết cấu) với công trình có tải trọng vừa và nhỏ;
- Năng suất thi công thấp, công nghệ thi công tương đối phức tạp và khó kiểm soát chất lượng thân cọc;
- Khó đánh giá sức chịu tải của cọc thông qua các số liệu thi công hiện trường.

2.6. Phạm vi ứng dụng của cọc micropile

Cọc micropile thông thường được sử dụng để: làm kết cấu chịu lực - trường hợp này cọc micropile chịu phần lớn tải trọng tác dụng trực tiếp; và gia cố nền móng tại chỗ - nơi mà các cọc micropile kết hợp cùng nền đất để tạo ra khối hỗn hợp cọc micropile - nền đất có khả năng chịu tải trọng do kết cấu bên trên truyền xuống tốt hơn ban đầu.

Cọc micropile sử dụng làm kết cấu chịu lực cho các trường hợp:

- Móng cho công trình xây mới;
- Tăng cường khả năng kháng chấn cho kết cấu;
- Tăng khả năng chịu tải cho móng đã được xây dựng trước đó.

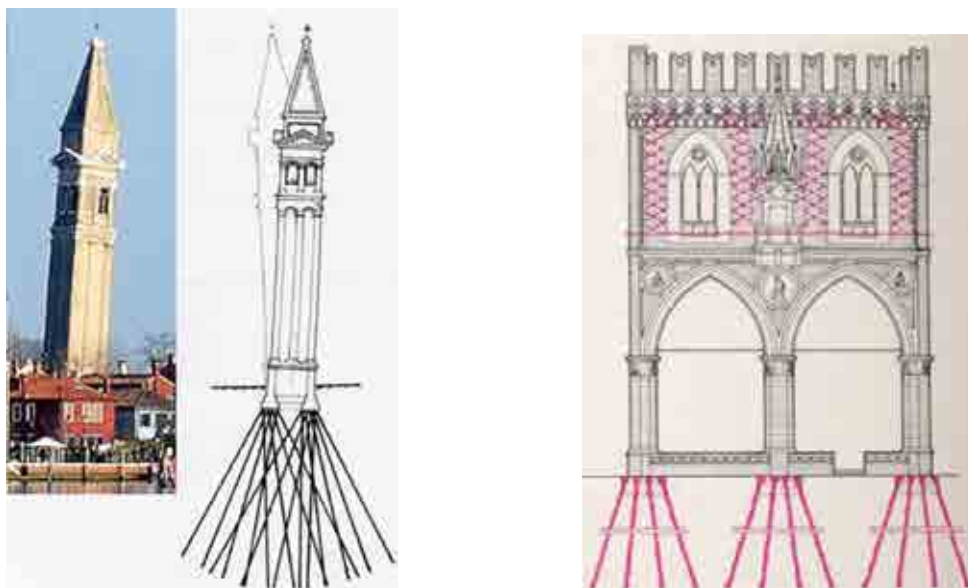
Cọc micropile sử dụng để gia cố tại hiện trường:

- Giữ ổn định mái dốc và ngăn chặn trượt lở;

- Sửa chữa hoặc thay thế các nền móng xuống cấp hoặc không phù hợp;
- Giảm lún, tăng khả năng chống xói mòn cho các nền móng nhạy cảm với xói mòn;
- Giữ ổn định kết cấu, truyền tải trọng xuống tầng đất/đá sâu hơn.

3. Gia cố nền, móng công trình bằng cọc micropile

Quá trình thiết kế nền móng không phù hợp hoặc do khảo sát địa chất chưa chính xác dẫn đến khi nền móng công trình làm việc sẽ xảy ra các hiện tượng lún, nứt gây mất an toàn. Các công trình cần nâng thêm số tầng, nền móng cần được nâng cấp cải tạo để tăng sức chịu tải. Khi đó, cần có giải pháp gia cố cho nền móng cho công trình. Một trong những giải pháp gia cố nền móng hiệu quả trong điều kiện không thể mở rộng móng, công trình ở khu vực đô thị đông đúc, khu vực khó tiếp cận do đường vào nhỏ hẹp, không gian thi công chật hẹp,... đó là sử dụng cọc micropile (Malik và nnk., 2021). Ngoài ra, so với một số loại cọc thông thường khác, cọc micropile còn có khả năng thi công với một góc nghiêng bất kỳ. Đây là một trong những ưu điểm đặc biệt của cọc micropile.



a) Tháp chuông nghiêng Burano

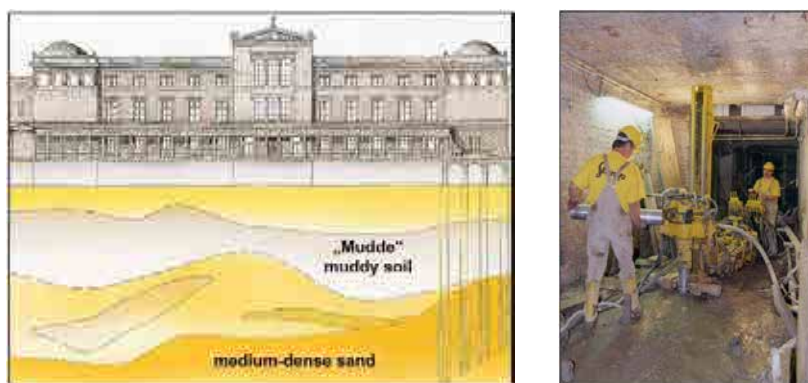
b) Tòa nhà Palazzo della Mercanzia

Hình 6. Sử dụng cọc micropile để sửa chữa, gia cường nền móng công trình lịch sử - văn hóa (Herbst, 2007; D'Agostino và Tocco, 2013).

Hiện nay trên thế giới đã có rất nhiều nghiên cứu ứng dụng cọc micropile để gia cố nền móng công trình xây dựng nói chung và gia cố, sửa chữa nền móng các công trình lịch sử - văn hóa nói riêng. Trên hình 6 thể hiện sử dụng cọc micropile để sửa chữa, gia cường nền móng công trình lịch sử - văn hóa: Tháp chuông nghiêng Burano (Herbst, 2007) và Tòa nhà Palazzo della Mercanzia ở Italia (D'Agostino và Tocco, 2013).

Dietz và Schürmann, 2006 đã sử dụng cọc micropile để gia cường nền móng cho hai công trình lịch sử - văn hóa là Tòa nhà Bảo tàng đảo ở Berlin và Nhà thờ St. Kolumba ở Cologne. Bảo tàng đảo được xây dựng từ những năm 1841 đến 1855 và bị phá hủy một phần trong chiến tranh thế giới lần thứ 2. Nền móng của công trình này được đặt trên nền đất yếu và ban đầu sử dụng móng cọc gỗ. Tuy nhiên, sau khi kiểm tra cho thấy có khoảng 70% cọc gỗ đã bị hư hỏng. Do đó cần sửa chữa, gia cường nền móng cho công trình bằng cọc micropile.

Cọc micropile sử dụng để gia cường nền móng công trình Bảo tàng đảo có đường kính 240mm. Chiều cao lớn nhất để thi công cọc micropile là 2,3 m nên phải sử dụng thiết bị khoan đặc biệt. Kết quả thí nghiệm cho thấy cọc có thể chịu được tải trọng yêu cầu là 800 kN với hệ số an toàn gấp đôi.



Hình 7. Sử dụng cọc micropile để sửa chữa, gia cường nền móng công trình lịch sử - văn hóa: Nhà thờ St. Kolumba (Dietz và Schürmann, 2006).

Cọc micropile được sử dụng để gia cố cho móng băng và cho thấy khả năng mang tải của móng tăng lên 260%, trong khi đó độ lún giảm đi 46% so với trường hợp móng chưa được gia cường bằng cọc micropile (Azzam và Basha, 2018). Khi sử dụng cọc micropile để gia cường xung quanh móng vuông và nghiên cứu các tham số ảnh hưởng đến khả năng mang tải của nền đất. Kết quả cho thấy khả năng mang tải của nền đất tăng lên và độ lún giảm đi khi được gia cường bằng cọc micropile. Tuy nhiên khả năng mang tải của nền đất giảm đi khi tăng khoảng cách giữa mép móng và cọc micropile cũng như khi tăng khoảng cách giữa các cọc micropile. Do đó để tăng được khả năng gia cường nền đất thì vị trí cọc càng gần mép móng càng tốt (Bhattacharjee và nnk., 2011).

Cọc micropile không những được áp dụng trong việc sửa chữa, gia tăng khả năng chịu tải cho nền móng mà còn được sử dụng để thiết kế các móng mới xây dựng đã được chỉ ra trong một số công trình được công bố (Alnuaim và nnk. (2014), (2015), (2016), (2018)). Trong thực tế, cọc micropile sử dụng để sửa chữa, gia cường nền móng có thể ở dạng thẳng đứng hoặc nghiêng một góc nào đó so với phương ngang. Để phục hồi tổng thể hệ thống móng công trình tòa nhà 2 tầng, sử dụng hệ thống cọc micropile có đường kính 100mm và chiều dài 4 m được khoan nghiêng một góc 70° so với phương ngang để gia cường khả năng chịu tải của nền đất (Babu và nnk., 2021).

Tòa nhà cao 15 tầng ở Alexandria - Ai Cập sau thời gian sử dụng 8 năm đã bị lún, nứt. Để sửa chữa, gia cường cho nền móng, sử dụng 60 cọc micropile. Kết quả quan trắc sau đó 2 năm cho thấy công trình đã không bị lún thêm nữa (AbdelSalam, 2014). Để xử lý nền móng của một tòa nhà 9 tầng bị lún nghiêng ở Dakahlia - Ai Cập. Tác giả (Elgamal, 2019) đã sử dụng 111 cọc micropile có đường kính 200 mm và chiều dài 17,6m với khả năng chịu tải của mỗi cọc là 300 kN để gia cường nền móng cho công trình. Kết quả quan trắc sau đó cho thấy tòa nhà đã được ổn định không bị lún thêm nữa. Điều này cho thấy hiệu quả gia cường nền móng của cọc micropile.

Để sửa chữa hiện tượng lún nghiêng và nứt của một tòa nhà 11 tầng trong khu vực trung tâm thành phố đông đúc, không đủ không gian cho thiết bị khoan lớn, sử dụng 89 cọc micropile có đường kính 200 mm và chiều dài 20m để gia cường nền móng (Elgamal, 2019). Kết quả quan trắc sau đó trong thời gian hơn một năm cho thấy hiện tượng lún ngừng sau thời gian 20 ngày khi nền móng được gia cường bằng cọc micropile hoàn thành.

Trong nghiên cứu của mình (Gutierrez, 2004) đã sử dụng 62 cọc micropile đường kính 150 mm, với khả năng chịu tải thiết kế của mỗi cọc là 25 tấn để gia cường sửa chữa nền móng cho công trình Bảo tàng Khoa học và Nghệ thuật bị xuống cấp trong điều kiện thi công rất chật hẹp.

Ở Việt Nam, cọc micropile đã và đang được sử dụng ở một số dự án để gia cố nền như dự án nhiệt điện Mông Dương - Quảng Ninh năm 2012; dự án gia cố mái dốc đứng chiều cao lớn đến 30m tại Hạ Long, Quảng Ninh năm 2019; dự án mở rộng khu du lịch Casa Marina Resort tại Quy Nhơn, Bình Định; dự án tuyến cáp treo Bà Nà Hill (Đà Nẵng). Cọc micropile sử dụng trong các dự án này có đường kính thông thường từ 150 mm đến 250 mm; cọc được sử dụng chủ yếu vào mục đích gia cường nền và làm kết cấu móng cọc cho các công trình xây mới (Bùi Văn Đức, 2022).

Trong công bố của mình (Bùi Văn Đức và nnk., 2022) đã sử dụng cọc micropile để gia cường nền móng cho công trình biệt thự cũ bị xuống cấp và cải tạo công năng. Kết quả chỉ ra rằng khả năng chịu tải của nền móng đã được cải thiện đáng kể sau khi gia cường bằng cọc micropile.

Lê Công Minh, 2011 đã giới thiệu tổng quát về phương pháp tính toán ứng dụng cọc siêu nhỏ trong điều kiện Việt Nam. Ứng dụng cọc micropile để thiết kế móng cho các công trình dân dụng xây dựng tại thành phố Thái Nguyên. Nguyễn Cường Việt, 2016 chỉ ra rằng các công trình quy mô 5 - 7 tầng thì giá thành của phương án móng cọc micropile tương đương hoặc cao hơn không đáng kể so với phương án cọc ép; đối với các công trình xây chen từ 9 tầng trở lên thì giá thành phương án móng cọc micropile giảm hơn so với phương án móng cọc ép và có độ an toàn cao hơn.

Phương pháp tính toán và áp dụng móng cọc siêu nhỏ cho khu vực Hà Nội và gia cố nền móng cho các công trình cũ được trình bày trong luận văn (Hà Huy Hoàng, 2014). Tác giả chỉ ra rằng công nghệ thi công cọc đường kính nhỏ đổ tại chỗ phù hợp với các công trình có tải trọng vừa đến tương đối lớn, cọc đường kính nhỏ không yêu cầu cao về mặt bằng thi công nên có thể áp dụng hiệu quả trong việc cải tạo, nâng cấp công trình cũ mà các giải pháp gia cố nền móng khác khó áp dụng được.

Như vậy có thể nhận thấy việc sử dụng cọc micropile để gia cường, sửa chữa các công trình lịch sử - văn hóa với các yêu cầu cao về tính ổn định và bảo tồn công trình ở nước ta chưa được đề cập đến nhiều.

6. Kết luận và kiến nghị

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu tổng quan về khả năng áp dụng cọc micropile ở trên để gia cường nền móng các công trình xây dựng nói chung và công trình lịch sử - văn hóa nói riêng ở nước ta và trên thế giới, cho thấy cọc micropile có nhiều ưu điểm khi áp dụng để sửa chữa, gia cường nền móng các công trình xây dựng khi bị xuống cấp hoặc cần cải tạo chức năng sử dụng như: có khả năng chịu tải tương đối lớn; dễ dàng thi công trong các loại nền đất, đá khác nhau; có khả năng thi công cọc với góc nghiêng khác nhau; có khả năng thi công trong không gian chật hẹp mà các phương pháp khác khó có thể thực hiện; quá trình thi công cọc micropile thường ít gây ảnh hưởng đối với các kết cấu xung quanh... nên rất phù hợp trong việc gia cố nền móng hoặc cải tạo các công trình lịch sử - văn hóa mà không ảnh hưởng đến kết cấu cũng như kiến trúc của bản thân công trình cần gia cố hay các công trình lân cận có tính khả thi cao.

Do vậy, việc nghiên cứu áp dụng cọc micropile để gia cường, sửa chữa nền móng các công trình xây dựng nói chung, công trình lịch sử - văn hóa nói riêng ở nước ta trong thời gian tới cần được quan tâm và hiện thực hóa nhiều hơn nữa góp phần bảo tồn các công trình di tích cổ cho các thế hệ mai sau.

Lời cảm ơn

Nhóm tác giả xin được cảm ơn sự hỗ trợ kinh phí từ đề tài nghiên cứu khoa học cấp Bộ Giáo dục và Đào tạo, mã số B2023-MDA-07 để hoàn thành bài báo.

Tài liệu tham khảo

- AbdelSalam, S.S. 2014. Repair of a Tilted Building Resting on a Deep Soft Clay Using Micropiles and Raft. *Geo-Congress 2014: Geo-characterization and Modeling for Sustainability*. ASCE: Atlanta, Georgia, USA.
- Alnuaim, A M., El Naggar, M.H. and El Naggar, H. 2014. Performance of micropiled raft in sand subjected to vertical concentrated load: centrifuge modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 52, No. 1, pp. 33-45.

- Alnuaim, A.M., El Naggar, M.H. and El Naggar, H. 2015. Performance of micropiled raft in clay subjected to vertical concentrated load: centrifuge modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 52, No. 12, pp. 2017-2029.
- Alnuaim, A.M., El Naggar, M.H. and El Naggar, H. 2016. Centrifuge applications in micropile foundations. In *Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference*, Astana, Kazakhstan, 5-7 August 2016.
- Alnuaim, A.M., El Naggar, M.H. and El Naggar, H. 2016. Numerical investigation of the performance of micropiled rafts in sand. *Computers and Geotechnics*, Vol. 77, pp. 91-105.
- Alnuaim, A.M., El Naggar, M.H. and El Naggar, H. 2018. Performance of micropiled rafts in clay: Numerical investigation. *Computers and Geotechnics*, Vol. 99, pp. 42-54.
- Azzam, W.R. and Basha, A.M. 2018. Utilization of micro-piles for improving the sub-grade under the existing strip foundation: experimental and numerical study. *Innovative Infrastructure Solutions*, Vol. 3, pp. 44.
- Babu, G.L.S., Murthy, B.S. Murthy, D.S.N. and Nataraj, M.S. 2004. Bearing Capacity Improvement Using Micropiles: A Case Study. *GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods and Specialty Foundation Systems*. ASCE: Reston, Virginia, USA.
- Bhattacharjee, A., Mittal, S. and Krishna, A.M. 2011. Bearing capacity improvement of square footing by micropiles. *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 5, Iss. 1, pp. 113-118.
- Bilotta, E., Flora, A., Lirer, S. and Viggiani, C. 2013. Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites. *Proceedings of the Second International Symposium on Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites*, Napoli - Italy, 30-31 May 2013.
- Bùi Văn Đức, 2022. Báo cáo tổng kết đề tài Khoa học và Công nghệ cấp Cơ sở T22-49. Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Hà Nội.
- Bùi Văn Đức, Nguyễn Văn Mạnh, Nguyễn Đăng Trọng và Vũ Nho Trường, 2022. Nghiên cứu đánh giá sự cải thiện sức chịu tải của móng nông sử dụng cọc đường kính nhỏ. *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ - Địa chất*, tập 63, kỳ 4, tr. 106-117.
- D'Agostino, S. and Tocco, G. 2013. Archaeology and geotechnical engineering. *Proceedings of the second international symposium on geotechnical engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites - Bilotta, Flora, Lirer and Viggiani (editors)*, Napoli, Italy 30-31 May 2013.
- Dietz, K. and Schürmann, A. 2006. Foundation improvement of historic buildings by micro piles, Museum Island, Berlin and St. Kolumba, Cologne. *7th ISM workshop*, Schrobenuhausen, Germany.
- Elgamal, A. 2019. Using micropile to retrofit of tilting building rested on alluvium deposits: Case study of inclined eleven stories building at egyptian delta. In *Proceedings of the 4th World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering (CSEE'19)*, Rome, Italy, 7-9 April 2019.
- Gutierrez and Manuel, A. 2004. *Report on Geotechnical Investigation and Foundation Recommendations for the Design of the Proposed Arts and Science Museum*. University of Puerto Rico: Mayaguez, Puerto Rico, 2004.
- Hà Huy Hoàng, 2014. Nghiên cứu ứng dụng cọc nhỏ (micropile) trong xây dựng công trình tại khu vực Hà Nội. *Luận văn Thạc sĩ Kỹ thuật*, Trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội.
- Herbst, T.F. 2007. Historical review and analysis of 55 years of micropile. *8th International Society for Micropiles workshop*, Toronto, Canada 2007.
- Lê Công Minh, 2011. Nghiên cứu phương pháp tính toán ứng dụng cọc siêu nhỏ trong điều kiện Việt Nam. *Luận văn Thạc sĩ Kỹ thuật*, Trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội.
- Malik, B.A., Shah, M.Y. and Sawant, V.A. 2021. Influence of micropile parameters on bearing capacity of footings. *Environmental Science and Pollution Research*, Vol. 28, Iss. 35, pp. 48274-48283.
- Nguyễn Cường Việt, 2016. Nghiên cứu áp dụng giải pháp móng cọc khoan nhồi đường kính nhỏ cho xây dựng dân dụng tại thành phố Thái Nguyên. *Luận văn Thạc sĩ Kỹ thuật*, Trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội.
- Sabatini, P.J., Tanyu, B., Armour, T., Groneck, P. and Keeley, J. 2005. Micropile Design and Construction. *National Highway Institute*.
- <https://www.vietnamplus.vn/trung-tu-phuc-hoi-nhieu-cong-trinh-quan-trong-trong-dai-noi-hue/755398.vnp>

Overview of the use of micropiles to strengthen the foundation of the historical - cultural buildings

Nguyen Van Manh^{1,*}, Bui Van Duc¹

¹Hanoi University of Mining and Geolgy

*Corresponding author: nguyenvanmanh@humg.edu.vn

Abstract

Micropile has been studied and proposed by Lizzi to repair and restore the damaged historical - cultural buildings after the World War II in Scoula Angiulli, Napoli, Italy in the early 1950s. Currently, micropiles are widely used to strengthen and repair the foundations of historical - cultural buildings with strict requirements on construction space limited; micropiles are installed by methods that does not affect the architecture - the structure of the buildings to be repaired as well as the neighboring structures. However, the use of micropile piles to repair and strengthen the foundation of historical - cultural buildings is still limited in Vietnam. The article presents an overview of micropile piles and their application in repairing and strengthening the foundations of some historical - cultural buildings in the world and their applicability to Vietnam conditions.

Keywords: *Micropile, historr, cultural.*

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA THAM SỐ HÌNH HỌC ĐẾN BIỂU HIỆN CỦA KẾT CẤU CHỐNG ĐƯỜNG HÀM HÌNH MÓNG NGỰA

Nguyễn Tài Tiến^{1,*}, Đỗ Ngọc Anh¹

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyentaitien@humg.edu.vn

Tóm tắt

Các đường hầm không tròn được xây dựng bằng máy khoan hầm (TBM) ngày càng phổ biến, như đường hầm móng ngựa, do diện tích sử dụng lớn trên mặt cắt ngang, mức độ cơ giới hóa cao của TBM và công nghệ vật liệu phát triển ở trình độ cao. Tuy nhiên, các nghiên cứu về ứng xử vỏ chống khi đào hầm bằng khiên đào hình móng ngựa còn hạn chế. Trong bài báo này, từ khổ tĩnh không của hầm đường sắt hai làn xe làm ví dụ, tác giả đã đề xuất quy trình xác định mặt cắt ngang hợp lý của hầm móng ngựa. Một loạt các mặt cắt ngang hình móng ngựa đã được nghiên cứu bằng cách sử dụng Phương pháp lực kháng đàn hồi (HRM) để xác định ứng xử của vỏ chống đường hầm và thiết lập mặt cắt tối ưu về mặt nội lực. Kết quả cho thấy, ứng xử vỏ hầm móng ngựa bị ảnh hưởng đáng kể bởi bán kính cong của các phần (nóc, hông, nền) trên biên đường hầm, đặc biệt là mômen uốn lớn nhất.

Từ khóa: hình dạng đường hầm; hình móng ngựa; ứng xử kết cấu; kết cấu chống.

1. Đặt vấn đề

Đường hầm có mặt cắt ngang hình thường được sử dụng cho hệ thống đường sắt đô thị do tính ổn định về kết cấu và hiệu suất của máy khoan hầm (TBM). Tuy nhiên, nhược điểm chính của đường hầm có mặt cắt ngang tròn là tỷ lệ sử dụng không gian nhỏ. Ngày nay, các máy TBM có thể đào các hình dạng hầm khác nhau, chẳng hạn như móng ngựa, hình elip, v.v... tùy theo mục đích kỹ thuật. Đường hầm hình móng ngựa có tỷ lệ sử dụng không gian cao hơn và do đó yêu cầu khối lượng đất đào nhỏ hơn so với đường hầm có dạng hình tròn (Li, 2017). Đường hầm có mặt cắt ngang hình móng ngựa thường được đào bằng phương pháp thông thường, tuy nhiên gần đây có thể thi công bằng phương pháp TBMs do sự phát triển của ngành chế tạo máy. Máy đào hầm hình móng ngựa đầu tiên trên thế giới được sản xuất tại Trung Quốc và được sử dụng cho đường hầm Baicheng trong tuyến đường sắt Menghua.

Ứng xử của các đường hầm hình móng ngựa đã được nghiên cứu bằng phương pháp giải tích (Sammal et al., 2004; Lu et al., 2014; Protosenya et al., 2016; Shi và Bai, 2017; Gospodarikov và Zatsepin, 2019; Zhang et al., 2020) phương pháp số (Ravandi and Rahmancejad, 2013; Abdellah et al., 2018; Zhang et al., 2018; Du et al., 2018a; Du et al., 2020a; Nguyen và Gospodarikov, 2020; Obaidur Rahaman, 2020; Tien et al., 2020; Zhang et al., 2020) hoặc bằng phương pháp thực nghiệm (Besrodny & Lebedev, 2017; Wang, et al., 2019; He, et al., 2020). Tất cả các nghiên cứu kể trên đều chưa đề cập đến ảnh hưởng của các thông số hình học của mặt cắt ngang hình móng ngựa đến ứng xử của kết cấu vỏ hầm. Mặt cắt ngang hình móng ngựa trong nghiên cứu này bao gồm một số vòm với các tâm khác nhau. Kiểu mặt cắt này đã được đề cập trong nghiên cứu của Shi và Bai (2017), He et al. (2020). Trong thực tế, có thể xây dựng nhiều mặt cắt ngang hình móng ngựa với các tham số hình học khác nhau để thỏa mãn một hoặc một số chức năng cụ thể của đường hầm. Tuy nhiên, ứng xử cơ học của vỏ hầm ở mỗi mặt cắt ngang khác nhau tùy thuộc vào các thông số hình học của nó. Vì vậy, nghiên cứu này trình bày thuật toán xác định mặt cắt ngang hầm móng ngựa dựa trên khổ tĩnh không thi công đường đôi (TCVN, 1988). Kết cấu chống đường hầm hình móng ngựa sẽ bao phủ khổ tĩnh không này. Đường hầm mặt cắt ngang hình móng ngựa được xác định có dạng trơn nhẵn ở vòm ngược và vách hầm để tránh tập trung ứng suất ở các góc. Bằng cách sử dụng một quy trình kết hợp dựa trên phương pháp lực kháng đàn hồi (HRM - Hyperstatic reaction method) và thuật toán xác định mặt cắt

ngang hầm móng ngựa, ứng xử của vỏ chống hầm móng ngựa về biến dạng và lực kết cấu sinh ra trong vỏ hầm khi thay đổi tham số hình học của mặt cắt ngang có thể được xác định.

2. Phương pháp lực kháng đàn hồi

Phương pháp lực kháng đàn hồi (HRM) (Oreste, 2007; Do, et al., 2014a) phù hợp để xác định nội lực kết cấu và biến dạng gây ra trong vỏ chống đường hầm. Phương pháp này được phát triển bởi Oreste (2007) và Do et al. (2014a) dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn. Kết cấu chống được chia thành các phần tử thanh một chiều. Kết cấu vỏ chống tương tác với đất đá xung quanh thông qua các lò xo pháp tuyến và tiếp tuyến được liên kết với các nút trên kết cấu và thông qua các tải trọng bên ngoài tác dụng lên kết cấu.

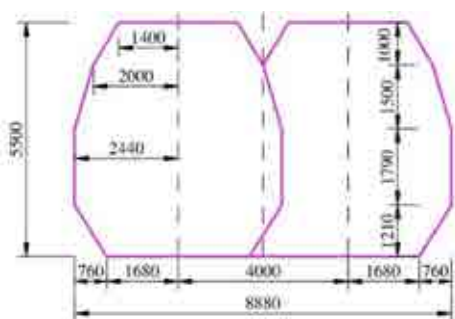
Phương pháp này đã được áp dụng trong các hình dạng đường hầm, chẳng hạn như hình tròn (Do, et al., 2014a; Do, et al., 2014b;), hình chữ U (có hoặc không có phần vòm ngược) (Du, et al. 2018, 2020a, 2020b) và các đường hầm phụ hình chữ nhật (Do, et al., 2020; Du, et al., 2020c) để nghiên cứu ứng xử của vỏ chống. Không giống như trong Du et al. (2018, 2020b) sử dụng đường hầm hình chữ U với tường thẳng đứng, trong nghiên cứu này sử dụng tường cong. Các chi tiết của phương pháp HRM đã được trình bày trong các nghiên cứu (Oreste, 2007; Do, et al., 2014a) và do đó chúng không được trình bày chi tiết trong nghiên cứu này. Người đọc có thể tham khảo các bài báo của Do et al. (2014a, 2020), Oreste (2007), Du et al. (2018, 2020b, 2020c).

3. Quy trình xác định hình dạng

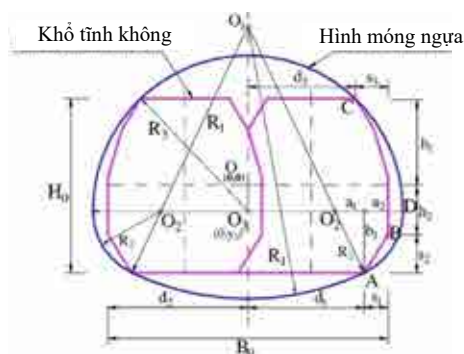
Trong nghiên cứu này, khổ tính không cho đường hầm tàu điện ngầm nêu trong tiêu chuẩn kỹ thuật Việt Nam (TCVN, 1988), được lấy làm trường hợp tham khảo (Hình 1). Mặt cắt ngang bên trong của hầm hình móng ngựa được xác định theo nguyên tắc tối thiểu phải bao phủ được diện tích khổ tính không (Hình 2). Trên thực tế, có rất nhiều mặt cắt ngang hầm thỏa mãn tiêu chí này. Sự thay đổi các thông số hình học của mặt cắt hình móng ngựa dẫn đến sự thay đổi tải trọng tác dụng lên vỏ hầm cũng như ứng xử của nó. Đề xuất quy trình xác định mặt cắt hầm móng ngựa gắn với nghiên cứu ứng xử vỏ hầm khi thay đổi mặt cắt hầm bằng phương pháp HRM làm cơ sở lựa chọn mặt cắt tối ưu.

Trong Hình 2, đường màu tím và đường màu xanh lam tương ứng thể hiện khổ tính không của đường hầm hai làn xe và mặt cắt ngang bên trong hầm. Để có được mặt cắt trong đường hầm với lực kết cấu nhỏ nhất gây ra trong vỏ hầm, một thuật toán cho phép xác định lực kết cấu vỏ hầm tùy thuộc vào sự thay đổi mặt cắt ngang của đường hầm đã được xây dựng.

Cần lưu ý rằng hình móng ngựa đối xứng qua trục thẳng đứng của đường hầm, do đó một nửa hình móng ngựa được xem xét trong thuật toán. Sau khi xác định được một nửa đường hầm hình móng ngựa, toàn bộ ranh giới đường hầm có thể được xác định (Hình 2). Phần nóc của hình móng ngựa tương ứng với nửa trên của hình tròn.



Hình 1. Khổ tính không đường hầm hai làn xe (mm).



Hình 2. Sơ đồ xác định mặt cắt ngang đường hầm hình móng ngựa.
($d_2 = B_0/2 = h_1 + s_1 = h_3 + s_3$; $h_1 = H_0/2 = h_2 + s_2$)

Tâm $O_1(0, y_1)$ của phần vòm ngược và tâm $O_3(0, y_3)$ của phần nóc nằm trên trục thẳng đứng đối xứng của mặt cắt khổ tĩnh không; tâm $O_2(x_2, y_2)$ của phần bên hông là giao điểm của đường thẳng, với phương trình $y = y_3$, và đường thẳng O_1A . Thuật toán xác định mặt cắt ngang hình móng ngựa của đường hầm bao gồm các bước sau:

- 1) Lựa chọn vị trí tâm O_3 và tính toán bán kính R_3 .
- 2) Xác định vị trí tâm O_2 .
- 3) Xác định vị trí tâm O_1 .

Bước 1: Giả định giá trị y_3 của tâm O_3 đã biết (trên trục thẳng đứng, $-h_2 < y_3 < 0$). Bán kính R_3 được xác định bởi tâm đường tròn O_3 đi qua điểm $C(d_3, h_1)$, sử dụng công thức sau:

$$R_3 = \sqrt{d_3^2 - (h_1 - y_3)^2} \quad (1)$$

R_3 phải thỏa mãn điều kiện: $R_3 > O_3B$;

Bước 2: Vị trí của tâm O_2 là chưa biết. Đường tròn tâm O_2 đi qua hai điểm $A(d_1, -h_1)$ và $D(R_3, y_3)$. Điểm D là giao điểm của đường thẳng $y = y_3$ và đường tròn tâm O_3 với bán kính R_3 ở phần bên phải. Do đó, vị trí của tâm O_2 thỏa mãn điều kiện:

$$O_2A = O_2D.$$

Độ dài đoạn O_2A được xác định theo công thức (2):

$$O_2A = \sqrt{a_1^2 + b_1^2} = \sqrt{a_1^2 + (h_1 + y_3)^2}, \quad (2)$$

ở đây $b_1^2 = h_1 + y_3$.

Độ dài đoạn O_2D được xác định theo công thức:

$$O_2D = a_1 + a_2, \text{ ở đây } a_2 = R_3 - d_1 \quad (3)$$

Trong cả hai công thức (2) và (3), giá trị a_1 là chưa biết. Dựa trên điều kiện $O_2A = O_2D$, có thể biểu diễn như sau:

$$a_1^2 + b_1^2 = (a_1 + a_2)^2 \rightarrow a_1 = \frac{b_1^2 - a_2^2}{2a_2} \quad (4)$$

Từ các tính toán trên, có thể nhận được giá trị x_2 của tâm O_2

$$x_2 = d_1 - a_1 \quad (5)$$

$$y_2 = y_3$$

Bán kính R_2 được xác định thông qua đường tròn có tâm O_2 đi qua điểm $A(d_1, -h_1)$, theo công thức sau:

$$R_2 = \sqrt{(x_2 - d_1)^2 - (y_2 + h_1)^2} \quad (6)$$

Hoặc
$$R_2 = R_3 - x_2$$

R_2 phải thỏa mãn điều kiện: $R_2 > O_2B$.

Bước 3: Khi đó vị trí tâm O_1 được xác định. Tọa độ y_1 của tâm O_1 là giao điểm của trục thẳng đứng với đường thẳng O_2A .

Phương trình đường thẳng O_2A : $y = ax + b$

$$a = \frac{y_2 + h_1}{x_2 - d_1} - \text{Hệ số góc}; \quad (7)$$

$b = -h_1 - a \cdot d_1$ - Tung độ góc.

Khi đường thẳng O_2A giao với trục thẳng đứng ($x = 0$), tọa độ y_1 của tâm O_1 : $y_1 = b$. Khi đó bán kính R_1 có thể được xác định theo công thức sau:

$$R_1 = \sqrt{d_1^2 - (-h_1 - y_1)^2} \quad (8)$$

Khi giá trị y_3 đã biết, các giá trị chưa biết như x_2 , y_2 và y_1 sẽ được xác định. Tương ứng với mỗi giá trị của y_3 là một giá trị duy nhất của tọa độ tâm O_1 và O_2 được xác định. Gọi θ_1 là góc của $O_3O_1O_2$; θ_2 là góc của AO_2D và θ_3 là góc của DO_3O_1 , khi đó các công thức sau có thể được xác định:

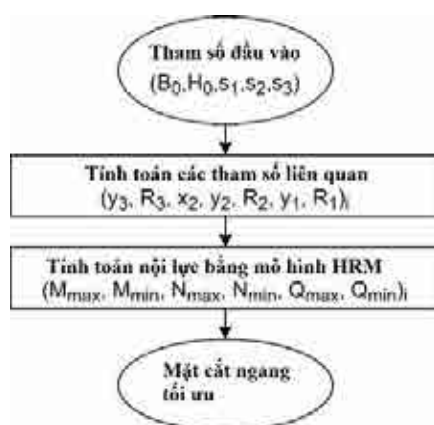
$$\theta_1 = \arctan \frac{x_2}{y_1} = \arctan \frac{d_1 - a_1}{-h_1 - a \cdot d_1} \quad (9)$$

$$\theta_2 = \arctan \frac{b_1}{a_1}$$

Diện tích trong của mặt cắt ngang đường hầm hình móng ngựa (đường màu xanh) Hình 3, A_{hors} được xác định bằng công thức sau:

$$\begin{aligned} A_{\text{hors}} &= 2 \cdot \left[\pi \frac{R_3^2}{4} + \frac{R_1^2}{2} \cdot \theta_1 + \frac{R_2^2}{2} \cdot \theta_2 - \frac{1}{2} \cdot x_2 \cdot (y_1 - y_3) \right] \\ &= \pi \frac{R_3^2}{2} + R_1^2 \cdot \theta_1 + R_2^2 \cdot \theta_2 - x_2 \cdot (y_1 - y_3) \end{aligned} \quad (10)$$

Hình 3 trình bày quy trình xác định mặt cắt ngang hầm móng ngựa và lực kết cấu sinh ra trong vỏ hầm dựa trên mô hình HRM. Trong quy trình này, ứng xử của vỏ hầm móng ngựa xét về nội lực và chuyển vị được suy ra bằng cách thay đổi các thông số hình học của hình dạng hầm với tham số xác định của đất. Từ các kết quả thu được trong mô hình HRM, có thể chọn mặt cắt bên trong tối ưu của đường hầm hình móng ngựa xét về mômen uốn.



Hình 3. Quy trình tối ưu hóa đường hầm móng ngựa.

4. Kiểm chứng mô hình HRM bằng mô hình số

Để kiểm chứng phương pháp HRM và để làm nổi bật ảnh hưởng hình dạng đường hầm đối ứng xử của kết cấu chống đường hầm, một đường hầm hình móng ngựa và một đường hầm hình tròn có cùng khổ tĩnh không được nghiên cứu. Căn cứ vào khổ không thi công hầm (TCVN, 1988) xác định mặt cắt ngang hầm hình tròn tối thiểu (Hình 4b và Bảng 1). Xét $y_3 = -0,8$, theo thuật toán đã trình bày ở phần trên xác định được mặt cắt ngang và hình dạng hầm móng ngựa (Hình 4a và Bảng 1).

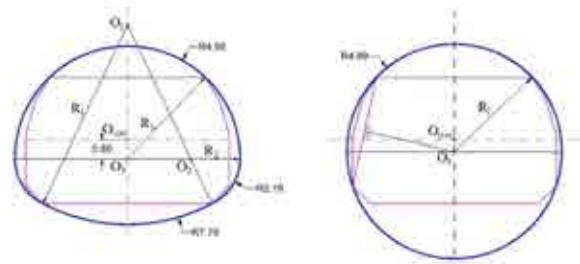
Cả đường hầm hình tròn và hình móng ngựa đều được mô hình hóa bằng HRM và mô hình phần tử hữu hạn 2D. Đối với mô hình thứ hai, phần mềm Plaxis2D (Brinkgreve, 2002) (được sử dụng để phát triển mô hình biến dạng phẳng). Bảng 2 và Bảng 3 cho thấy các tham số của đất và vỏ chống đường hầm.

So sánh các lực sinh trong kết cấu được thể hiện trong Bảng 4 và Hình 7. Các lực kết cấu xác định từ mô hình HRM được so sánh với các kết quả thu được từ các kết quả số 2D. Dựa trên các quan sát, một sự phù hợp cao giữa mô hình HRM và Plaxis 2D, cả về dạng và độ lớn của các lực kết cấu.

Hình 7 trình bày so sánh giữa nội lực sinh ra trong kết cấu với vỏ hầm hình tròn và móng ngựa. Chênh lệch mômen uốn tối đa giữa mô hình số HRM và 2D trong đường hầm hình móng ngựa và đường hầm tròn lần lượt là 7,33% và 1,81%. Mômen uốn tối thiểu sinh ra trong đường hầm hình móng ngựa và đường hầm hình tròn thu được từ mô hình HRM cao hơn tương ứng là

5,08% và 0,77% so với mômen thu được từ mô hình số 2D. Dạng giống nhau và một sự khác biệt nhỏ có thể được quan sát thấy đối với độ lớn của các giá trị. Điều thú vị là mômen uốn ở phần đáy và thành bên của vỏ chống đường hầm hình móng ngựa cao hơn mômen uốn ở phần nóc, khác biệt so với nội lực sinh ra trong hầm hình tròn.

Lực dọc tối đa gây ra trong các đường hầm hình móng ngựa và hình tròn được xác định trong mô hình HRM thấp hơn tương ứng là 4,97% và 5,46% so với các giá trị thu được bằng mô phỏng số 2D. Lực dọc tối thiểu gây ra trong đường hầm hình móng ngựa và đường hầm hình tròn thu được từ mô hình HRM lần lượt là 1,77% và 6,31%, lớn hơn lực dọc được quan sát trong mô hình số 2D.



Hình 4. Tham số hình học của đường hầm hình móng ngựa và hình tròn.

Bảng 1. Thông số hình học của các trường hợp hình dạng đường hầm

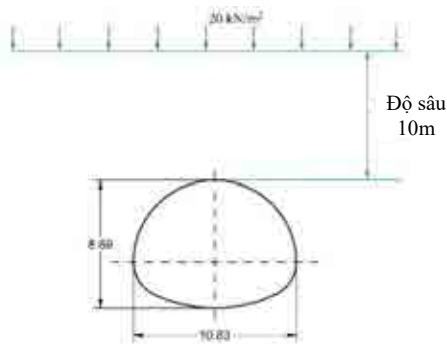
Trường hợp	Chiều rộng (B) (m)	Chiều cao (H) (m)	R ₁ (m)	R ₂ (m)	R ₃ (m)	Area (m ²)	Dạng mặt cắt ngang
1	9,38	9,38	4,69	-	-	69,1	Hình tròn
2	9,83	7,69	7,79	2,16	4,92	60,3	Hình móng ngựa

Bảng 2. Tham số địa kỹ thuật của đất

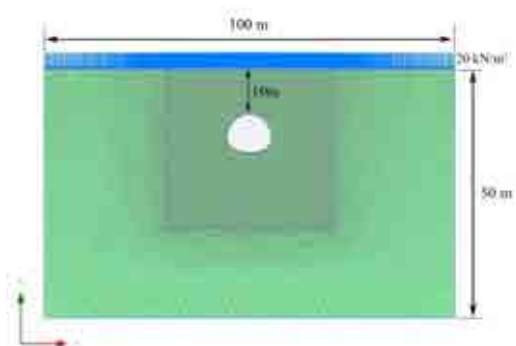
Tham số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Trọng lượng thể tích	γ_s	18	kN/m^3
Môđun Young	E_s	3,6	MPa
Hệ số Poisson	ν_s	0,495	-
Góc ma sát trong	φ	16,5	Độ
Lực dính kết	c	25,6	kPa
Hệ số áp lực theo phương ngang	K_0	0,6	-
Độ sâu đặt hầm	H	10	m

Bảng 3. Tham số về vỏ chống

Tham số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Loại vật liệu	Đàn hồi; đẳng hướng		
Môđun Young	E	35	GPa
Hệ số Poisson	ν	0,15	-
Chiều dày vỏ chống	m	0,5	m



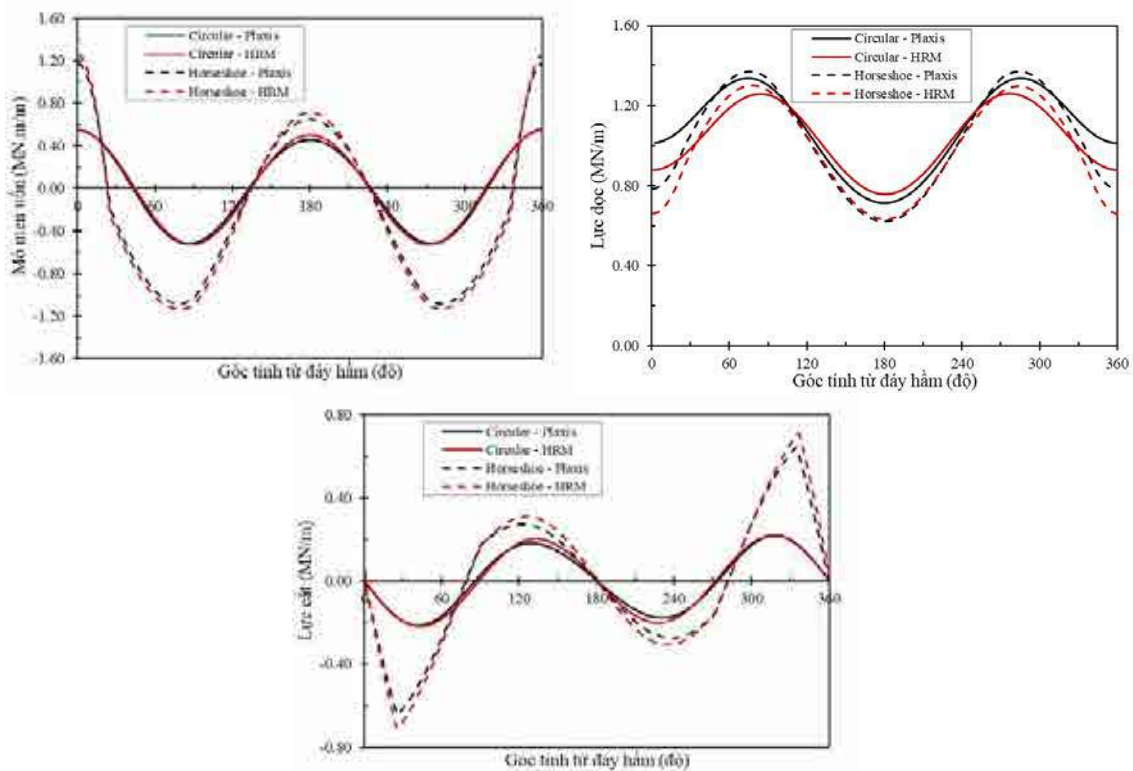
Hình 5. Vị trí đặt hầm.



Hình 6. Kích thước và lưới phần tử hữu hạn.

Bảng 4. So sánh nội lực sinh ra trong kết cấu chống bằng mô hình HRM và mô hình số 2D

Trường hợp	Mô hình	Hình tròn	Hình móng ngựa
Mômen uốn lớn nhất (MN.m/m)	HRM	0,543	1,260
	Mô hình số 2D	0,553	1,174
Chênh lệch (%)		-1,81	7,33
Mômen uốn nhỏ nhất (MN.m/m)	HRM	-0,524	-1,138
	Mô hình số 2D	-0,520	-1,083
Chênh lệch (%)		0,77	5,08
Lực dọc lớn nhất (MN /m)	HRM	1,263	1,301
	Mô hình số 2D	1,336	1,369
Chênh lệch (%)		-5,46	-4,97
Lực dọc nhỏ nhất (MN /m)	HRM	0,758	0,632
	Mô hình số 2D	0,713	0,621
Chênh lệch (%)		6,31	1,77
Lực cắt lớn nhất (MN /m)	HRM	0,221	0,710
	Mô hình số 2D	0,218	0,646
Chênh lệch (%)		1,38	9,91
Lực cắt nhỏ nhất (MN /m)	HRM	-0,220	-0,711
	Mô hình số 2D	-0,218	-0,646
Chênh lệch (%)		0,92	10,06



Hình 7. Nội lực sinh ra trong kết cấu chống hầm.

Sự chênh lệch giữa giá trị lực cắt tối thiểu và tối đa sinh ra trong đường hầm tròn được xác định bởi mô hình số HRM và 2D là không đáng kể (dưới 1,38%). Tuy nhiên, chênh lệch giữa lực cắt tối đa và tối thiểu sinh ra trong đường hầm móng ngựa thu được bằng hai phương pháp này lớn hơn, chênh lệch lần lượt là 9,91% và 10,06%.

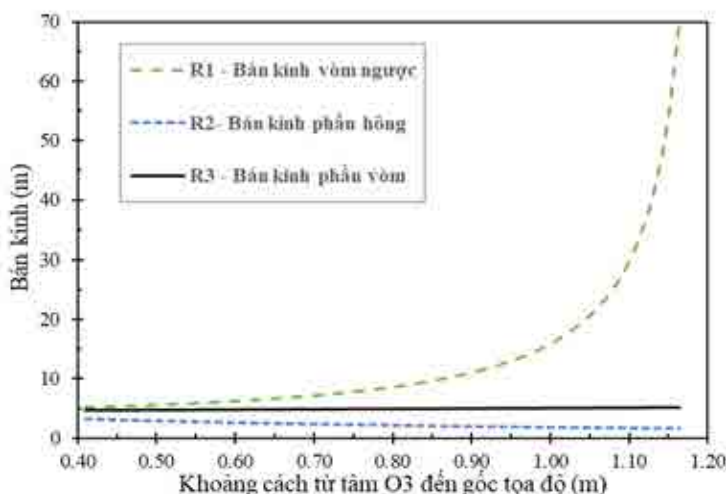
Trong cả hai mô hình số HRM và 2D, mômen uốn cực đại trong vỏ hầm hình móng ngựa cao gấp 2 lần so với vỏ hầm tròn. Lực cắt lớn nhất sinh ra trong hầm mặt cắt ngang móng ngựa cao gấp 3 lần so với hầm mặt cắt ngang tròn. Có sự chênh lệch nhỏ giữa lực dọc cực đại sinh ra trong kết cấu chống đường hầm tròn và đường hầm hình móng ngựa. Mặc dù lực kết cấu sinh ra trong vỏ hầm tròn nhỏ hơn vỏ hầm móng ngựa nhưng diện tích bên trong mặt cắt ngang móng

ngựa nhỏ hơn 0,87 lần so với đường hầm hình tròn, tương ứng là 60,3 m² và 69,1 m².

Từ những phân tích trên, có thể thấy rằng sự chênh lệch về kết quả giữa HRM và mô hình số 2D là nhỏ (thấp hơn 10%). Một sự tương đồng giữa mô hình HRM và mô hình số 2D, khi phân tích nội lực sinh ra trong kết cấu đường hầm hình tròn và móng ngựa cả về dạng và độ lớn. Sự tương đồng này, cho thấy rằng mô hình HRM được trình bày ở trên là đủ tin cậy để đánh giá ứng xử của kết cấu của đường hầm móng ngựa.

5. Ảnh hưởng của hình dạng hầm

Trong phần này, các đường hầm mặt cắt ngang hình móng ngựa với các kích thước khác nhau được nghiên cứu để xác định ảnh hưởng của các kích thước hình học khác nhau đối với ứng xử của vỏ chống đường hầm. Bước lắp -0,01 m được sử dụng khi thay đổi khoảng cách giữa tâm O₃(0,y₃) và tọa độ gốc O(0,0). Sự thay đổi vị trí tâm O₃ dẫn đến sự thay đổi bán kính R₃ và các bán kính khác R₂, R₁.

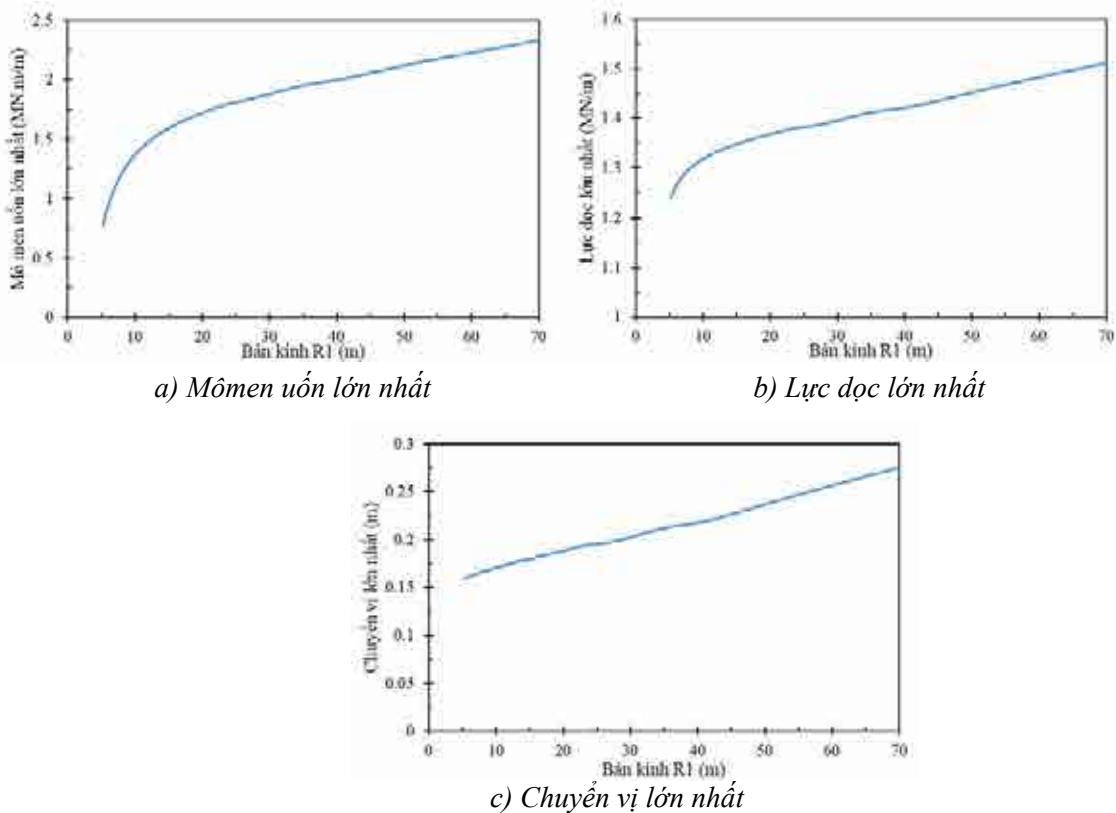


Hình 8. Sự phụ thuộc của các bán kính R₁, R₂, R₃ vào tọa độ tâm O₃.

Hình 8 thể hiện sự thay đổi bán kính của các phần khác nhau trong mặt cắt ngang hình móng ngựa khi thay đổi vị trí của tâm O₃. Với mỗi tọa độ y₃ xác định được kích thước mặt cắt hình móng ngựa tương ứng với các bán kính R₁, R₂, R₃. Theo quy trình xác định mặt cắt đã trình bày ở phần 3, tọa độ y₃ của tâm O₃ thay đổi trong khoảng từ -0,41 m đến -1,17 m. Tọa độ y₃ càng nhỏ thì bán kính R₁ và R₃ (phần vòm ngược và phần vòm) càng lớn, bán kính phần bên hông R₂ càng nhỏ. Tuy nhiên, có thể thấy rằng sự thay đổi tọa độ y₃ có ảnh hưởng đáng kể đến bán kính R₁ hơn là bán kính R₃.

Các tham số về đất và kết cấu chống đường hầm được lấy từ Bảng 2 và Bảng 3. Hình 9 biểu diễn các kết quả thu được khi sử dụng mô hình HRM. Momen uốn lớn nhất (M_{max}) luôn quan sát được tại phần vòm ngược của hình móng ngựa (R₁) cho tất cả các trường hợp nghiên cứu. Do đó, mối quan hệ giữa nội lực, chuyển vị kết cấu và bán kính phần vòm ngược của đường hầm được xem xét (Hình 9).

Việc tăng bán kính vòm ngược R₁ làm tăng các mômen uốn cực đại, các lực dọc và các chuyển vị. Ảnh hưởng khi thay đổi bán kính R₁ đối với các mômen uốn cực đại lớn. Sự thay đổi độ cong (1/R) hoặc độ phẳng của các đoạn cong trong kết cấu hầm gây ra sự thay đổi phản lực tác dụng lên vỏ hầm từ đất đá xung quanh. Độ cong càng nhỏ thì tải trọng pháp tuyến hướng lên (P_{un}) tác dụng lên kết cấu đường hầm càng lớn nhưng tải trọng tiếp tuyến hướng lên (P_{us}) càng nhỏ. Tải trọng hướng lên thông thường tác động lên phần vòm ngược cao hơn tải trọng thẳng đứng tác động lên phần vòm. Momen uốn lớn nhất luôn lớn hơn giá trị tuyệt đối của momen uốn nhỏ nhất và giá trị mômen uốn lớn nhất luôn quan sát thấy tại đáy vòm ngược. Mặt khác, giá trị bán kính R₁ tăng (R₃ - bán kính vòm tăng, xem Hình 8) làm tăng chiều rộng đường hầm. Do đó, tổng tải trọng thẳng đứng và tải trọng hướng lên tác dụng lên đường hầm sẽ tăng lên.



Hình 9. Ảnh hưởng của bán kính R_1 và mô đun biến dạng của đất (E_s) đến nội lực kết cấu vỏ hầm và chuyển vị.

Bên cạnh đó, độ cong của từng phần trên biên hầm thay đổi, cơ cấu truyền tải trọng dọc trục trong vỏ hầm cũng sẽ thay đổi. Vì vậy, hình dạng đường hầm có ảnh hưởng đáng kể đến nội lực sinh ra trong kết cấu vỏ chống đường hầm. Việc tăng bán kính R_1 sẽ dẫn đến giảm ổn định kết cấu vỏ hầm.

6. Kết luận

Mặt cắt ngang đường hầm hình móng ngựa thường được sử dụng do hệ số sử dụng diện tích lớn của chúng. Tuy nhiên, các nghiên cứu liên quan đến thiết kế hầm móng ngựa còn hạn chế. Trong bài báo này, sự kết hợp dựa trên mô hình HRM và quy trình xác định mặt cắt ngang của hầm móng ngựa đã được phát triển để ước tính nội lực sinh ra trong kết cấu của vỏ hầm. Quy trình kết hợp này đã được xác thực bằng cách so sánh với tính toán phần tử hữu hạn, Plaxis 2D. Các kết quả thu được từ thuật toán được phát triển dựa trên mô hình HRM có sự phù hợp tốt cả về dạng và độ lớn so với kết quả từ mô hình số 2D. Dựa trên quy trình xác định mặt cắt ngang hình móng ngựa, một loạt tính toán dựa trên phương pháp HRM đã được thực hiện để ước tính nội lực trong kết cấu và biến dạng trong vỏ hầm. Kết quả cho thấy, bán kính phần vòm ngược R_1 càng nhỏ thì nội lực sinh ra trong kết cấu chống đường hầm càng nhỏ. Nói cách khác, tọa độ y_3 càng gần gốc tọa độ thì tiết diện hình móng ngựa càng ổn định về mặt nội lực. Hình dạng đường hầm có ảnh hưởng đáng kể đến các lực kết cấu gây ra trong vỏ chống, đặc biệt là mômen uốn cực đại.

Sử dụng mặt cắt ngang hình móng ngựa trong đường hầm hai làn cho phép giảm khối lượng đất đào so với mặt cắt tròn. Tuy nhiên, nội lực sinh ra trong kết cấu chống đường hầm móng ngựa cao hơn trong đường hầm hình tròn. Không nên sử dụng bán kính lớn cho phần vòm ngược của mặt cắt ngang móng ngựa. Tâm O_3 (tọa độ y_3) nên được bố trí càng gần gốc tọa độ càng tốt để nội lực sinh ra trong vỏ hầm móng ngựa là nhỏ nhất. Tuy nhiên, khoảng cách giữa tâm O_3 và gốc tọa độ càng gần thì mặt cắt móng ngựa càng lớn khi áp dụng quy trình xác định mặt cắt trong bài báo này.

Tài liệu tham khảo

- Abdellah, W. R., Ali, M. A. & Yang, H.-S., 2018. Studying the effect of some parameters on the stability of shallow tunnels. *Journal of Sustainable Mining*, 17(1), pp. 20-33.
- Besrodny, K. P. & Lebedev, M. O., 2017. About rock pressure loads on tunnel linings constructed using trenchless method. *Journal of Mining Institute*, Volume 228, pp. 649-654.
- Brinkgreve, R., 2002. *Plaxis: finite element code for soil and rock analyses*. Delft, Netherlands: s.n.
- Do, N. A., Dias, D., Oreste, P. & Maigrea, I. D., 2014a. The behaviour of the segmental tunnel lining studied by the hyperstatic reaction method. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 18(4), pp. 489-510.
- Do, N. A., Dias, D. & Oreste, P., 2014b. 2D seismic numerical analysis of segmental tunnel lining behaviour. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 47(3), pp. 1-11.
- Do, N. A. et al., 2020. Study on the behavior of squared and sub-rectangular tunnels using the Hyperstatic Reaction Method. *Transportation Geotechnics*, Volume 22.
- Du, D., Dias, D., Do, N. A. & Oreste, P. P., 2018. Hyperstatic reaction method for the design of U-shaped tunnel supports. *International Journal of Geomechanics*, 18(6).
- Du, D., Dias, D. & Do, N., 2020a. Effect of surcharge loading on horseshoe-shaped tunnels excavated in saturated soft rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12(6), pp. 1339-1346.
- Du, D., Dias, D., Do, N. & Vo, T., 2020b. U-shaped tunnel lining design using the Hyperstatic Reaction Method - Influence of the invert. *Soils and Foundations*, 60(3), pp. 592-607.
- Du, D., Dias, D. & Do, N., 2020c. Lining performance optimization of sub-rectangular tunnels using the Hyperstatic Reaction Method. *Computers and Geotechnics*, Volume 117.
- Gospodarikov, P. & Zatsepin, M., 2019. Mathematical modeling of boundary problems in geomechanics. *Gornyi Zhurnal*, Volume 12.
- He, B.-G., Li, H.-P. & Zhang, Z.-Q., 2020. The effect of earth pressure on the failure mode of high-speed railway tunnel linings. *Engineering Failure Analysis*, Volume 110.
- Li, J., 2017. Key Technologies and Applications of the Design and Manufacturing of Non-Circular TBMs. *Engineering Volume 3, Issue 6*, 3(6), pp. 905-914.
- Lu, A.-z., Zhang, N. & Kuang, L., 2014. Analytic solutions of stress and displacement for a non-circular tunnel Analytic solutions of stress and displacement for a non-circular tunnel. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Volume 70, p. 69-81.
- Miliziano, S. & Lillis, A. d., 2019. Predicted and observed settlements induced by the mechanized tunnel excavation of metro line C near S. Giovanni station in Rome. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 86, pp. 236-246.
- Nguyen, C. & Gospodarikov, A. P., 2020. Hyperstatic reaction method for calculations of tunnels with horseshoe-shaped cross-section under the impact of earthquakes. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Volume 19, pp. 179 - 188.
- Oreste, P., 2007. A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports.. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(2), pp. 185-205.
- Protosenya, A. G., Karasev, M. A. & Belyakov, N. A., 2016. Elastoplastic Problem for Noncircular Openings under Coulomb's Criterion. *Journal of Mining Science*, 52(1), pp. 53-61.
- Rahaman, O. & Kumar, J., 2020. Stability analysis of twin horse-shoe shaped tunnels in rock mass. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 98, pp. 1-18.
- Ravandi, E. G. & Rahmannejad, R., 2013. Wall displacement prediction of circular, D shaped and modified horseshoe tunnels in non-hydrostatic stress fields. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 34, pp. 54-60.
- Sammal, A., Fotieva, N., Bulychiev, N. & Khrenov, S., 2004. Design of tunnel lining with variavle thickness located new ground surface (in Russian). *Journal of Mining Institute.*, Volume 156, pp. 24-26.
- Shi, H. & Bai, M., 2017. Plastic Zone Analysis of Deep-Buried, Noncircular Tunnel and Application on the High-Speed Railway in the Karst Area. *Mathematical Problems in Engineering*, pp. 1-10.

- TCVN, 1988. *Hầm đường sắt và hầm đường ô tô - Tiêu chuẩn thiết kế. 4527-1988*, s.l.: s.n.
- Tien, N. T. et al., 2020. Influence of tunnel shape on tunnel lining behaviour. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers -Geotechnical Engineering*, pp. 1-17.
- Wang, S. et al., 2019. Instability Process of Crack Propagation and Tunnel Failure Affected by Cross-Sectional Geometry of an Underground Tunnel. *Advances in Civil Engineering*, p. 17.
- Zhang, J. et al., 2018. Upper-bound stability analysis of dual unlined horseshoe-shaped tunnels subjected to gravity. *Computers and Geotechnics*, Volume 97, pp. 103-110.
- Zhang, C., Li, W., Zhu, W. & Tan, Z., 2020. Face stability analysis of a shallow horseshoe-shaped shield tunnel in clay with a linearly increasing shear strength with depth. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 97.

Influence of geometric parameters of horseshoe-shaped cross-sectional tunnel on its lining behavior

Nguyen Tai Tien^{1,*}, Do Ngoc Anh¹

¹Hanoi University of Mining and Geology

*Corresponding author: nguyentaitien@hmg.edu.vn

Abstract

Non-circular tunnels constructed by tunnel boring machines (TBMs) are increasingly popular, for example, horseshoe tunnels, due to the large utilization area in cross-section, the high mechanization degree of TBMs and high-level developed material technology. Studies on the tunnel lining behavior excavated by horseshoe-shaped shield are however still limited. In this paper, taking a construction clearance of a double-track railway tunnel as an example, a procedure for determining the appropriate cross-section of horseshoe tunnel is presented. A series of horseshoe cross-sections were investigated by using Hyperstatic Reaction Method (HRM) to estimate the tunnel lining behavior and to establish the optimal cross-section in terms of internal forces. The results showed that the horseshoe tunnel lining behavior is significantly affected by the radii of parts along the tunnel boundary, especially the maximum bending moment.

Keywords: tunnel shape, horseshoe tunnels, structural behavior, structural resistance.

NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG LÝ THUYẾT DÂY MỀM TRONG TÍNH TOÁN KẾT CẤU LƯỚI THÉP SỬ DỤNG TRONG KHAI THÁC HÀM LÒ TẠI CÁC MỎ THAN QUẢNG NINH

Nguyễn Phi Hùng¹, Vũ Minh Ngạn^{1,*}

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

* Tác giả chịu trách nhiệm: vuminhngan@humg.edu.vn

Tóm tắt

Trong hoạt động khai thác tại các mỏ than, việc thu hồi than nóc và hạn chế đá thải lẫn trong than là một công tác quan trọng để giảm thiểu tổn thất than và tăng mức độ hiệu quả của hoạt động khai thác. Một trong những giải pháp thu hồi hiệu quả là sử dụng lưới thép để ngăn cách giữa lớp than khai thác và lớp đá rơi trên vách. Lưới thép là một trong những loại vật liệu có độ bền cao và thường được sử dụng tại các công trường làm lớp giữa ngăn cách giữa than với các mảnh đá rơi giúp hạn chế và hạn chế đá thải di chuyển và trộn lẫn với than, do đó nâng cao tỷ lệ thu hồi của than và nâng cao mức độ an toàn khi khai thác. Bài báo trình bày nghiên cứu ứng dụng lý thuyết về dây mềm tính toán xác định tải trọng làm việc của lưới thép phù hợp với trạng thái và công nghệ khai thác áp dụng của lò chợ. Nghiên cứu đã ứng dụng lý thuyết trong trường hợp khai thác tại lò chợ vỉa 10 mức -140/-60 của Công ty than Thống Nhất. Kết quả nghiên cứu cho phép xác định tải trọng lớn nhất của lưới thép qua đó đưa ra số sợi lưới và số lớp lưới cần thiết cho hoạt động khai thác.

Từ khóa: khai thác hầm lò; kết cấu; lưới thép; mỏ than Thống Nhất; lò chợ; vỉa 10.

1. Đặt vấn đề

Do sản lượng khai thác tăng theo thời gian và trữ lượng than trên bề mặt ngày càng giảm, chiều sâu khai thác hầm lò vùng Quảng Ninh đang tăng dần theo thời gian, do vậy áp lực mỏ trong hầm lò khai thác tăng lên đáng kể. Điều này dẫn đến rủi ro mất ổn định trong khai thác, cụ thể là mất ổn định ngăn cách giữa các lớp khai thác, đá rơi... gây mất an toàn lao động, tăng tỉ lệ làm nghèo, giảm tỉ lệ thu hồi than nóc... Với các yêu cầu hiện nay trong khai thác than, vấn đề an toàn và năng suất là nhiệm vụ ưu tiên hàng đầu tại các khu vực khai thác. Trong các vật liệu phổ biến được sử dụng trong khai thác, lưới thép với những đặc tính chịu kéo nén tốt, độ bền cao, lưới thép rất cứng, chắc và có chỉ số giòn thấp được sử dụng trong khai thác với nhiều mục đích khác nhau. Một trong những nhiệm vụ chính của lưới thép chủ yếu là ngăn chặn đá rơi vào không gian thi công và hỗ trợ sự ổn định của đất đá khi đất đá xung quanh khu vực đường lò chịu tác động của các phay phá, ứng suất yếu, nổ mìn... phá vỡ các khối nguyên làm rạn nứt, phân mảnh đá, than không mong muốn (Dennis R, 2006; C. Lukey, 2008, A. Thompson, 2012; J. Dorion, 2014; Fischer, G, 2017; Saisai Wu, 2017). Ngoài ra, lưới thép còn có vai trò như một tấm liên kết mỏng hoạt động như một dầm dẽ giữa các vì chống, tham gia vào quá trình chịu tải, đặc biệt là những vị trí đất đá yếu dễ vỡ vụn. (J R. Player, 2008; Akash, 2019). Tùy theo vị trí và mục tiêu sử dụng lưới thép mà vai trò của các tấm lưới cũng khác nhau. Vị trí sử dụng là lò vận tải thì chức năng chủ yếu là hỗ trợ các vì neo hoặc là tấm liên kết bê tông phun... hoặc lưới thép được đặt trên giá chống có tác dụng ngăn cách đất đá tràn vào không gian lò chợ, hỗ trợ thu hồi than hoặc ngăn cách đá lớp trên hòa lẫn vào than hạ trần lớp dưới... Về cấu tạo, lưới thép thường được sử dụng như một vật liệu cấu trúc hợp kim của sắt và cacbon (lượng carbon khoảng 0,2 đến 1,5%), được đan hoặc hàn với nhau để tạo ra những liên kết giữa các sợi với nhau bao gồm lưới hàn, lưới dệt và lưới kim loại đã qua sử dụng không quá phổ biến (Thyni, 2014).

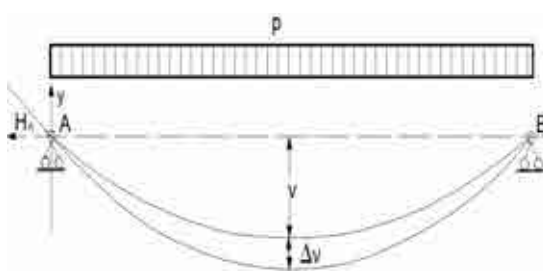
Bài báo trình bày nghiên cứu ứng dụng lý thuyết về dây mềm, tính toán xác định tải trọng làm việc của lưới thép, chỉ số độ bền của vật liệu phù hợp với trạng thái và công nghệ khai thác

áp dụng của lò chợ. Nghiên cứu đã ứng dụng lý thuyết trong trường hợp khai thác tại lò chợ vỉa 10 mức -140/-60 của Công ty than Thông Nhất. Kết quả nghiên cứu cho phép xác định tải trọng lớn nhất của lưới thép, qua đó đưa ra số sợi lưới và số lớp lưới cần thiết cho hoạt động khai thác.

2. Cơ sở lý thuyết

Khi phân tích sự làm việc của lưới thép khi chịu tải trọng của quá trình khai thác, lý thuyết dây mềm được sử dụng. Hai trường hợp được xem xét bao gồm trường hợp dây treo trên hai gối đều (hai gối có cùng độ cao) và trên hai gối lệch (không cùng độ cao). Các lý thuyết tính dây mềm được sử dụng nhiều trong thiết kế cầu dây (Tống Văn Luyến, 2017) được sử dụng trong nghiên cứu này.

2.1. Trường hợp dây treo hai gối đều



Hình 1. Sơ đồ tính dây thép treo trên hai gối đều (Tống Văn Luyến, 2017).

Hình 1 mô tả biến dạng của dây mềm dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều q.

Chiều dài L ban đầu của sợi dây theo hình 1 là:

$$L = l \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{v}{l} \right) \right] \quad (1)$$

Lực căng T (tại gối) được xác định theo công thức:

$$T = \frac{ql^2}{8v} \sqrt{1 + 16 \left(\frac{v}{l} \right)} \quad (2)$$

Độ giãn dài của dây xác định theo công thức:

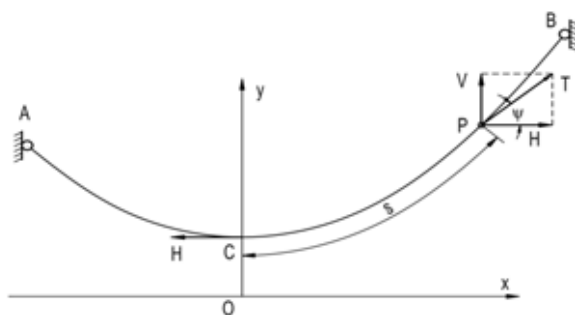
$$\Delta l = \frac{T \cdot L}{E \cdot A} \quad (3)$$

Trong đó: E là môđun đàn hồi của sợi dây (N/mm^2); A là diện tích mặt cắt sợi thép.

Độ võng gia tăng được xác định theo công thức sau:

$$\Delta v = \frac{\Delta l}{\frac{16}{15} \left(\frac{v}{l} \right) \cdot \left[5 - 24 \left(\frac{v}{l} \right)^2 \right]} \quad (4)$$

2.2. Trường hợp dây treo trên hai gối lệch



Hình 2. Sơ đồ tính dây thép treo trên hai gối lệch (Tống Văn Luyến, 2017).

Xét dây đơn treo trên hai gồ lệch mức A và B, dây có tiết diện không thay đổi và trọng lượng của dây phân bố đều dọc theo chiều dài của dây, C là điểm thấp nhất trên dây khi dây bị võng như trên hình 2.

Dây được xem là dây mềm tuyệt đối với g là trọng lượng trên một đơn vị dài của dây và s là chiều dài dây tính từ điểm C đến một điểm P bất kỳ trên dây.

Từ điều kiện cân bằng của dây:

$$T \cos \psi = H \quad (5)$$

$$T \sin \psi = gs \quad (6)$$

Với T là lực căng trong dây tại điểm P, H là thành phần chiếu lên phương ngang của lực căng trong dây, V là thành phần hình chiếu lên phương đứng của lực căng trong dây, ψ là góc nghiêng giữa tiếp tuyến của dây tại P với phương ngang.

Chiều dài dây s được tính theo công thức:

$$s = c \sinh \frac{x}{c} \quad (7)$$

Độ võng y của dây được tính theo công thức sau:

$$y = c \cosh \frac{x}{c} \quad (8)$$

Lực căng dây có phương tiếp tuyến với đường cong dây và được tính như sau:

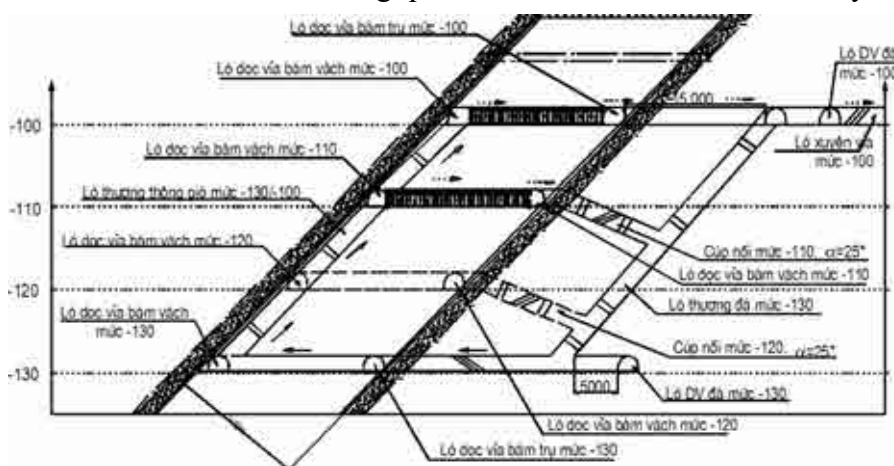
$$T = gy \quad (9)$$

Lực căng dây đạt giá trị lớn nhất thường ở vị trí một trong các gồ treo dây và có giá trị nhỏ nhất tại điểm có độ võng lớn nhất.

3. Xác định chế độ kết cấu của lưới thép cho lò chợ vỉa 10 mức -140/-60

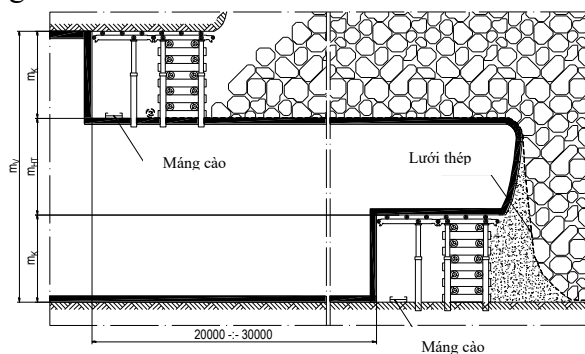
Vỉa 10 mức -140/-60 có chiều dài theo phương thay đổi từ 240 – 394 m, trung bình 290 m, chiều dài theo hướng dốc trung bình 82 m. Chiều dày toàn vỉa thay đổi từ 7,57 - 29,32 m, trung bình 21,2 m. Trong đó: chiều dày riêng than thay đổi từ 6,9 - 23,31 m, trung bình 16,2 m, chiều dày đá kẹp thay đổi từ 0,67 - 8,74 m, trung bình 4,8 m. Góc dốc vỉa thay đổi từ 40 - 800, trung bình 550. Trữ lượng địa chất 461,1 ngàn tấn. Kích thước khu vực khấu theo đường phương là 290 m, theo hướng dốc là 82 m, chia vỉa than thành các phân tầng khai thác, chiều dài lò 10 - 16 m chợ tùy theo độ dày của vỉa than để bổ sung thêm giá hoặc rút bớt số giá chống, chiều cao khấu 2,2 m, chiều cao hạ trần 7 - 8 m.

Khu vực ứng dụng lý thuyết dây mềm để tính toán kết cấu lưới thép là khu vực khai thác loại vỉa dày, dốc nghiêng đến dốc đứng ($\alpha_{tb} > 40^\circ$), hệ thống khai thác chia lớp bằng. Hình 3 cho thấy lò chợ lớp 1 (mức -100) khai thác không thu hồi than hạ trần, trong quá trình khai thác trải lưới nóc thay chèn, trải lưới nền lò chợ tạo lớp ngăn cách than, đất đá và bùn nhằm hạn chế ảnh hưởng đến khai thác các lò chợ lớp dưới. Từ lò chợ lớp 2 (mức -110) và các lớp tiếp theo khai thác lò chợ có hạ trần thu hồi than nóc, trong quá trình khai thác trải lưới nóc thay chèn.

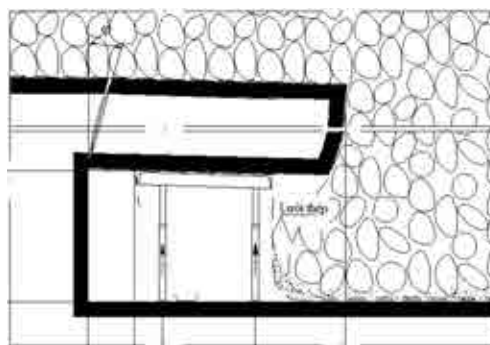


Hình 3. Sơ đồ chuẩn bị hệ thống khai thác.

Lưới thép được trải xuống nền lò lớp trên (hình 4), nằm ở khoảng trống ở nền lò chợ giữa máng cào lò chợ và hàng cột sau (hàng cột của luồng bảo vệ). Khi đất đá lớp trên sập xuống, lớp lưới này có vai trò ngăn cách đá chảy vào lò chợ hoặc làm cho đá không hòa lẫn vào than thu hồi. Kết cấu lớp ngăn cách có thể gồm: một hoặc hai lớp lưới B40 trải đan xen lồng một với nhau, tùy theo yêu cầu của mỗi lò chợ (hình 5). Sau khi khâu than, chống chuyển máng cào hoặc máng trượt lò chợ sang luồng mới, vệ sinh công nghiệp nền lò chợ, phạm vi giữa máng cào (hoặc máng trượt) lò chợ và hàng cột của luồng bảo vệ (có thể hàng cũi hoặc hàng cột) đảm bảo nền lò sau khi dọn phải đảm bảo phẳng, thẳng, không gian thông thoáng để không làm ảnh hưởng đến công tác trải lưới nền.

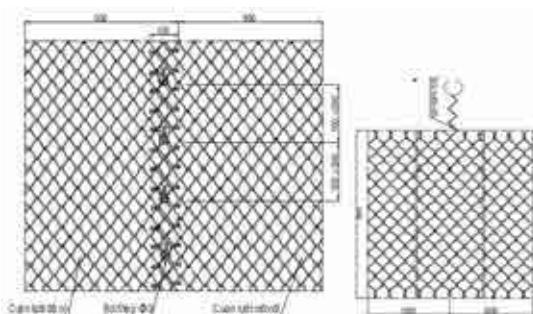


a. Trải lưới nền làm vật liệu ngăn cách giữa lớp trên và lớp dưới.

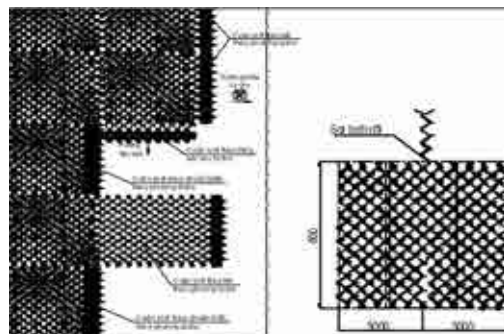


b. Trải lưới ngăn cách đá khi khai thác hạ trần.

Hình 4. Vị trí trải lưới trong khu vực khai thác.



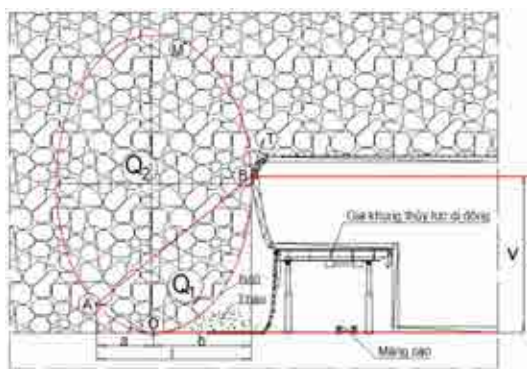
a. Kết cấu lưới đơn.



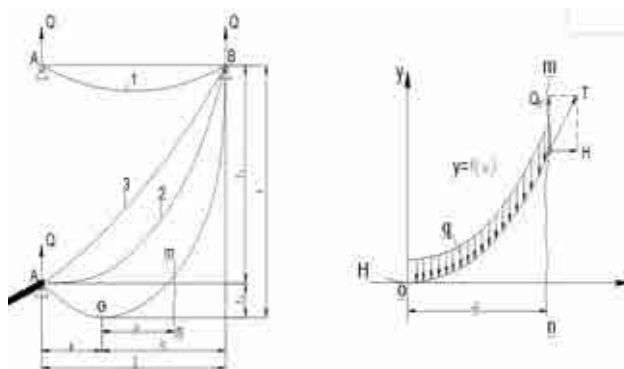
b. Kết cấu lưới nhiều lớp đan với nhau.

Hình 5. Kết cấu lưới B40 dùng trong khai thác.

3.2. Xác định chế độ làm việc của lưới thép B40 cho khu vực



a. Vị trí làm việc của lưới B40.



b. Mô hình tính toán.

Hình 6. Sơ đồ làm việc và mô hình tính toán lưới thép.

Hình 6 mô tả vị trí làm việc của lưới B40 (hình 6a) và mô hình tính toán lưới thép (hình 6b). Hình 6b cho thấy trạng thái lưới làm việc ở lớp trên có parabol A1B, khi khai thác hết lớp trên vị trí điểm A di chuyển xuống dưới, theo hướng khẩu của lò chợ lớp dưới các parabol gồm A3B trạng thái chưa võng nhiều, A2B trạng thái võng trung gian, A0B trạng thái võng cực đại. Tương ứng là áp lực tác dụng lên lưới do trọng lượng than và đất đá phá hỏa nằm trong 2 parabol (M.S. Cheung, 2000; Tổng Luyện, 2017; Lều Thọ Trình, 2003).

$$Q_1 = \frac{1}{8} \pi \gamma_0 l^2 f \quad (10)$$

$$Q_2 = \frac{\pi \gamma_0 l_0^3}{2 \tan \beta} \quad (11)$$

Trong đó: Q_1 là trọng lượng đất đá (than) nằm trong parabol dưới AOC;

Q_2 là trọng lượng đất đá nằm trong parabol trên AMB;

Trọng lượng toàn bộ đất đá:

$$Q_{ob} = Q_1 + Q_2 = (\pi \gamma_0 l^2 f)/8 + (\pi \gamma_0 l_0^3)/(2 \tan \beta) = (\pi \gamma_0)/2 \times (l^2/4 + l_0^3/\tan \beta) \quad (12)$$

Trong đó:

f là độ chênh lệch giữa hai gối tựa lưới, m;

l_0 là 1/2 khoảng cách nhịp lưới;

β là góc ma sát trong của đất đá;

γ_0 là trọng lượng thể tích của đất đá.

Từ hình 6b, cường độ tải trọng phân bố đều trên lưới được xác định:

$$Q = Q_{ob}/l = \pi \cdot \gamma_0/2 \cdot l (f.l/4 + l_0^3/\tan \beta) \quad (13)$$

Với: l là khoảng cách nhịp lưới;

v là độ chênh lệch giữa hai gối tựa lưới;

l_0 là 1/2 khoảng cách nhịp lưới;

Tải trọng phân bố đều trên lưới được xác định:

$$Q = Q_{ob}/l = \pi \cdot \gamma_0/2 \cdot l (f.l/4 + l_0^3/\tan \beta) \quad (14)$$

H là thành phần chiếu lên phương ngang của lực căng trong dây:

$$H = ql^2/2f \quad (15)$$

- Đối với trường hợp 2 gối tựa chênh nhau về độ cao thì $b = l$; $f = v$.

- Đối với trường hợp 2 gối tựa ngang nhau về độ cao (cùng mức) thì $v_1 = v_2 = v$; $a = b = l/2$.

Ta có:

$$H = ql^2/8v \quad (16)$$

$$Q = ql/v \quad (17)$$

Khi đó dây mềm chịu ứng lực lớn nhất.

$$T_{max} = \sqrt{H^2 + Q^2} = \sqrt{\left(\frac{ql^2}{8v}\right)^2 + \left(\frac{ql}{2}\right)^2} = \frac{ql^2}{8v} \sqrt{1 + 16 \frac{v^2}{l^2}} \quad (18)$$

Ta có:

$$T_{max} = \frac{\gamma_0 l^2}{16v} \left(v + \frac{l}{2 \tan \beta}\right) \sqrt{1 + 16 \frac{v^2}{l^2}} \quad (19)$$

$$\text{Hoặc} \quad T_{max} = \frac{\gamma_0 b^2 \cos \alpha}{4v} \left(v + \frac{b}{\tan \beta}\right) \sqrt{1 + \frac{4v^2}{b^2}} \quad (20)$$

Trong đó: α là góc dốc của vỉa; b là 1/2 khoảng cách giữa hai gối tựa lưới;

4. Kết quả và thảo luận

Tải trọng lớn nhất gây phá hoại lưới tính trong điều kiện lò chợ via 10 Cái Đá được xác định theo công thức (20) với $\gamma_0 = 1,45 \text{ T/m}^3$ là trọng lượng đất đá phá hỏa và than lớp trên; b - Bước thu hồi dự kiến của lò chợ dưới lưới ngăn cách; b = 1,6 m; f - Độ chênh nhịp lưới, f = 10 m, chiều dày lớp khai thác; β - Góc ma sát trong của đất đá phá hỏa, $\beta = 65^\circ$; α - Góc dốc lò chợ, $\alpha = 0^\circ$; kết quả đạt $T_{\max} = 12,5 \text{ tấn/m}$.

Để lưới ngăn cách không bị đứt, phải thỏa mãn điều kiện sau:

Đối với mắt lưới ô vuông:

$$\frac{U_k}{K} = \frac{T_{\max}}{ns\sqrt{2}} \quad (21)$$

Trong đó:

$U_k = 4500 \text{ Kg/cm}^2$ là ứng suất kéo tới hạn của sợi lưới;

$K = 1,5 - 2$ là hệ số làm việc an toàn của sợi lưới;

$s = 0,1256 \text{ cm}^2$ là tiết diện ngang của sợi lưới;

n là số sợi lưới cần thiết.

Từ công thức (21), ta xác định được: $n = 23$ (sợi lưới).

Đối với lưới thép loại B40, một mét dài có 15 sợi, nên để đảm bảo ngăn cách cần trải hai lớp lưới.

Theo giải pháp công nghệ, việc trải lớp lưới ngăn cách được thực hiện trong quá trình khai thác lớp 1, mức -100, lưới ngăn cách được trải trên nền lò chợ. Mặt khác, trong quá trình khai thác lớp này, trên nóc lò chợ đã có một lớp lưới trải thay chèn. Sau khi di chuyển vì chống để chống giữ lò chợ, lớp lưới này hạ xuống và phủ lên trên 2 lớp lưới ở dưới nền lò chợ tăng cường cho lớp ngăn cách. Khi đó, lớp ngăn cách gồm 3 lớp lưới, đảm bảo ngăn cách, hạn chế mức độ ảnh hưởng của than đá và bùn đất đến công tác khai thác lò chợ các lớp hạ trần.

5. Kết luận

Lưới thép là vật liệu có độ bền cao và thường được sử dụng tại các công trường làm lớp ngăn cách giữa than với các mảnh đá rơi và giúp hạn chế đá thải di chuyển và trộn lẫn với than, do đó nâng cao tỷ lệ thu hồi của than và nâng cao mức độ an toàn khi khai thác. Do vậy việc sử dụng lưới thép góp phần giảm thiểu tổn thất than và tăng mức độ hiệu quả của hoạt động khai thác. Trong tính toán thiết kế lưới thép hiện nay, lý thuyết về dây mềm được sử dụng để tính toán xác định tải trọng làm việc của lưới thép, chỉ số độ bền của vật liệu phù hợp với trạng thái và công nghệ khai thác áp dụng của lò chợ. Bài báo đã trình bày ứng dụng lý thuyết trong trường hợp khai thác tại lò chợ via 10 mức -140/-60 của Công ty than Thống Nhất. Kết quả nghiên cứu cho phép xác định tải trọng lớn nhất của lưới thép qua đó đưa ra số sợi lưới và số lớp lưới cần thiết cho hoạt động khai thác.

Tài liệu tham khảo

- Thompson, E. Villaescusa, and C., 2012. Windsor, Ground support terminology and classification: An update, *Geotech. Geol. Eng.* 30, pp. 553-580.
- Akash Talapatra, 2019. Strength and Weakness Characteristics of Using Polymer Based Alternative to Steel Mesh In Underground Coal Mine Strata. *Journal of Advanced Civil and Environmental Engineering* Vol.2, No.1, pp 37-45 ISSN: 2599-3356. Pp 37-45.
- B.P. Watson, D. van Niekerk, and M. Page., 2017. An improved method of testing tendon straps and weld mesh. *The Southern African Institute of Mining and Metallurgy*,. ISSN 2225-6253. <http://dx.doi.org/10.17159/2411-9717/2017/v11n12a8>.
- Bùi Minh Trí., 2001. Quy hoạch toán học, *NXB Khoa học và kỹ thuật*, Hà Nội.

- Lukey, G. Spinks¹, E. Baafi¹, I. Porter¹ and J. Nemcik. Polymer-based alternative to steel mesh for coal mine strata reinforcement., 2008. Coal Operators' Conference The AusIMM Illawarra Branch. Pp 110-116.
- Fischer, G; Ruiz-Tagle, J; Bucher, R; Luis, R., 2017. Ground support installations, using a mechanised unroller and flexible high-tensile strength chain link mesh. *Deep Mining: Proceedings of the Eighth International Conference on Deep and High Stress Mining*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 773-784, https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1704_53_Bucher.
- J R. Player, E C Morton, A G Thompson and E Villaescusa., 2008. Static and dynamic testing of steel wire mesh for mining applications of rock surface support. *The 6th International Symposium on Ground Support in Mining and Civil Engineering Construction*. Pp 1-14.
- J. Dorion and J. Hadjigeorgiou., 2014. Corrosion considerations in design and operation of rock support systems, *Min. Technol.* 123, pp. 59-68.
- Lều Thọ Trình, 2003. Cách tính hệ treo theo sơ đồ biến dạng, Nxb Xây dựng, Hà Nội.
- M.S. Cheung, D.T. Lau and W.C. Li, 2000. Recent developments on computer bridge analysis and design, *Progress in Structural Engineering Mater*, John Wiley & Sons, Ltd.
- Morton, E.C., Thompson, A.G., & Villaescusa, E., 2009. The performance of mesh, shotcrete and membranes for surface ground support. In: M Diederichs. G Grasselli (Ed.), *Proceedings of the 3rd GANUS Rock Mechanics Symposium* (pp. 1-13). Toronto.
- Saisai Wu, Matthew Northover, Peter Craig, Ismet Canbulat, Paul C. Hagan & Serkan Saydam., 2017. Environmental influence on mesh corrosion in underground coal mines. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, DOI: 10.1080/17480930.2017.1299604.
- Thyni, F., 2014. Design of Shotcrete for Dynamic Rock Support by Static Testing. (Master of Science in Engineering Technology Civil Engineering, *Luleå University of Technology, Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering*).
- Tổng Văn Luyện, 2017. Tính toán dây mềm theo phương pháp nguyên lý cực trị Gauss, *Luận văn thạc sĩ kỹ thuật xây dựng công trình dân dụng & công nghiệp*, Trường Đại học Dân lập Hải Phòng.

Application of string theory in steel mesh lattice using in coal mines in Quang Ninh

Nguyen Phi Hung¹, Vu Minh Ngan^{1,*}

¹Hanoi University of Mining and Geology

*Corresponding author: vuminhngan@humg.edu.vn

Abstract

In mining operations at coal mines, the recovery of roof coal and the reduction of waste rock mixed in coal is an important task to minimize coal loss and increase the efficiency of mining operations. One of the effective recovery solutions is to use steel mesh lattice to separate the mined coal layer and the rock falling on the wall. Steel mesh lattice is one of the materials with high durability and is often used at construction sites as a middle layer to separate coal from falling rock fragments to help limit and limit waste rock moving and mixing with coal, thus improving the recovery rate of coal and improving the safety level when mining. This paper presents an application of string theory to calculate the working load of the steel mesh lattice with the state and applied mining technology of the kiln. The study has applied the theory in the case of mining at the 10-level -140/-60 seam of Thong Nhat Coal Company. The research results allow determining the maximum load of the wire mesh, thus giving the number of mesh fibers and the number of mesh layers required for mining operations.

Keywords: underground mining, structure, steel mesh lattice, Thong Nhat coal mine, working face, # 10 coal seam.

NGHIÊN CỨU CÁC YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG TỚI HỆ SỐ THỪA TIẾT DIỆN KHI THI CÔNG CÁC ĐƯỜNG LÒ BẰNG PHƯƠNG PHÁP KHOAN NỔ MÌN TRONG CÁC MỎ THAN HÀM LÒ VÙNG QUẢNG NINH

Đặng Văn Kiên^{1,*}, Đỗ Ngọc Anh¹, Trương Văn Hà²

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất

²Sở Tài Nguyên Môi trường tỉnh Hà Nam

*Tác giả chịu trách nhiệm: kienxdn@gmail.com

Tóm tắt

Tại các mỏ than hầm lò của Tập đoàn Công nghiệp Than và Khoáng sản Việt Nam (TKV), khối lượng đường lò đào hằng năm trung bình từ 230 - 250 km đường lò, trong đó các đường lò chống bê tông chiếm khoảng từ 7 - 10%. Các đường lò chống bê tông thường có tiết diện trung bình từ 12 - 16 m² (đặc biệt một số hầm trạm có tiết diện đến 50 m²). Do không có quy định rõ nên từ công tác thiết kế - dự toán công trình, các đường lò chống bê tông chưa tính đến hệ số đào lẹm, bù bê tông, điều đó gây khó khăn cho chủ đầu tư và nhà thầu thi công; trong các hạng mục đó thì phần khối lượng bê tông bù lẹm do nhà thầu thi công chịu gây ra căng thẳng đến các bên, có một số trường hợp xác định do yếu tố khách quan về điều kiện địa chất được chủ đầu tư thanh toán trong dự phòng chi phí khối lượng phát sinh. Bài báo tiến hành nghiên cứu các yếu tố ảnh hưởng tới hệ số thừa tiết diện khi thi công các đường lò bằng phương pháp khoan nổ mìn trong các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh thông qua việc tổng hợp, phân tích các số liệu đo đạc thực tế. Trong đó bài báo đi sâu vào phân tích ảnh hưởng của yếu tố khách quan là điều kiện địa chất (gồm đặc điểm cấu trúc khối đá, hệ số kiên cố của đất đá f - hàm của độ bền nén...) đến giá trị hệ số thừa tiết diện tại các đường lò bằng. Kết quả nghiên cứu là cơ sở để hoàn thiện các nghiên cứu và đề xuất giá trị hệ số thừa tiết diện cho vùng than Quảng Ninh.

Từ khóa: hệ số thừa tiết diện; hệ số lẹm; khoan nổ mìn; địa chất; nổ mìn.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay tại Tập đoàn Công nghiệp Than và Khoáng sản Việt Nam (TKV), công tác đào lẹm (đào vượt) biên thiết kế trong các đường lò được chấp nhận trong xây dựng các đường lò, công trình ngầm trong mỏ khi thi công các đường lò trong mỏ bằng phương pháp khoan nổ mìn (KNM) như các công trình ngầm trong lĩnh vực giao thông, thủy điện... Tuy nhiên, các tiêu chuẩn và quy định của Nhà nước hiện nay về hệ số thừa tiết diện trong lĩnh vực hầm lò không có hoặc chưa rõ ràng dẫn đến những vướng mắc lớn trong thiết kế, thi công và nghiệm thu công trình ngầm, mỏ. Do không có quy định rõ ràng nên từ công tác thiết kế - dự toán công trình, các đường lò chống bê tông chưa tính đến hệ số đào lẹm, bù bê tông, điều đó gây khó khăn cho chủ đầu tư và nhà thầu thi công; trong các hạng mục đó thì phần khối lượng bê tông bù lẹm do nhà thầu thi công chịu nên gây ra căng thẳng đến các bên, có một số trường hợp xác định do yếu tố khách quan về điều kiện địa chất được chủ đầu tư thanh toán trong dự phòng chi phí khối lượng phát sinh. Hiện tại, Tập đoàn Công nghiệp Than và Khoáng sản Việt Nam đang trình Bộ Công Thương thẩm định: "Định mức dự toán xây dựng mỏ than hầm lò", trong đó nhiều nội dung đã được TKV giải trình làm rõ về cơ sở pháp lý; tuy nhiên trong công tác bù lẹm bê tông phần hao phí theo giải trình vẫn chưa được Bộ Công Thương chấp thuận vì thiếu căn cứ pháp lý, mặc dù TKV viện dẫn phương pháp tính được vận dụng theo quy định của các nước và một số văn bản nội bộ của Việt Nam. Vì vậy, đối với ngành khai thác than hầm lò, xác định giá hệ số thừa tiết diện cho phép khi thi công các đường lò bằng khoan nổ là việc rất cần thiết, đó là hành lang pháp lý để xác định hệ số bù lẹm bê tông trong công tác lập thiết kế - dự toán công trình làm cơ sở phê duyệt thi công xây dựng.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Hệ số thừa tiết diện trong đào lò

Khi thi công công trình ngầm bằng phương pháp KNM, hiệu quả công tác KNM nói chung và khả năng giảm hệ số thừa tiết diện nói riêng được xem là nhân tố quan trọng góp phần nâng cao hiệu quả, chất lượng công trình xây dựng. Trong thực tế hệ số thừa tiết diện (μ) được tính bằng tỷ số giữa diện tích hầm đào thực tế bằng KNM và diện tích theo thiết kế theo công thức (1.1), và hình 1.3. dưới đây (Nguyễn Văn Được, Võ Trọng Hùng, 1997):

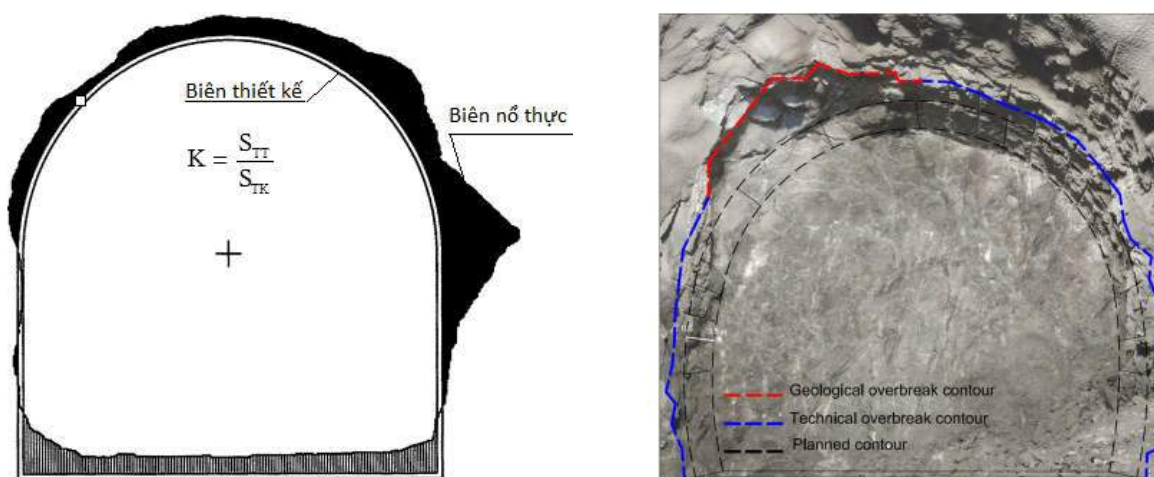
$$\mu = \frac{S_{tt}}{S_{tk}}. \quad (1.1)$$

Trong đó: S_{tt} - diện tích tiết diện thực tế đào, m^2 ; S_{tk} - diện tích tiết diện theo quy định của thiết kế, m^2 ; Thông thường $\mu \geq 1$; Giá trị (μ) cũng có thể tính bằng phần trăm (%) theo trị số diện tích tiết diện thiết kế như công thức (1.2) và hình 1 dưới đây (Nguyễn Quang Phích, 2003; Nguyễn Quang Phích, 2005):

$$\mu = \frac{S_{tt} - S_{tk}}{S_{tk}}.100. \quad (1.2)$$

Qua khảo sát thực tế và phân tích tổng hợp có thể rút ra những nguyên nhân chính dưới đây dẫn đến thừa tiết diện như hình 2.1 gồm:

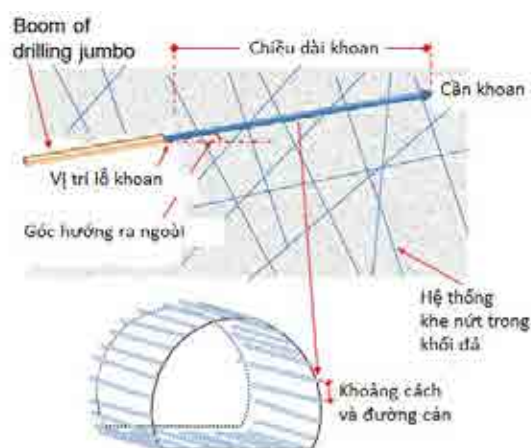
- Do điều kiện địa chất công trình.
- Do cấu tạo thiết bị khoan (búa khoan và tính đàn hồi của cần khoan).
- Do giải pháp công nghệ: hộ chiếu khoan nổ mìn, sơ đồ nổ.
- Do quản lý và thực hiện công tác nổ mìn (sai số do đo vẽ gương hầm, sai số do định vị lỗ khoan).



Hình 1. Vùng phá hủy vượt gây ra hệ số thừa tiết diện trong đào hầm.

2.2. Về yếu tố địa chất

Trong các nguyên nhân trên, nguyên nhân “Điều kiện địa chất công trình” thường có ảnh hưởng rất khó, khó lường và tiềm ẩn nhiều rủi ro khi đào lò và giá trị hệ số thừa tiết diện hình 2. Từ kinh nghiệm thực tế, người ta phân biệt trước hết giữa đá dẻo và đá không dẻo. Đá dẻo như sét và các loại đá muối. Phần lớn các đá khác thuộc vào nhóm đá không dẻo; các loại đá này lại được chia ra đá giòn và đá dai (hay quánh). Các yếu tố gây ảnh hưởng rất đa dạng, có thể xếp vào ba nhóm là: các yếu tố về cấu trúc và địa chất, các yếu tố vật chất và các yếu tố ảnh hưởng do các tính chất công nghệ (Schmit, R.M., et al. , 2006):



Hình 2. Tổng hợp một số yếu tố ảnh hưởng đến hệ số thừa tiết diện.

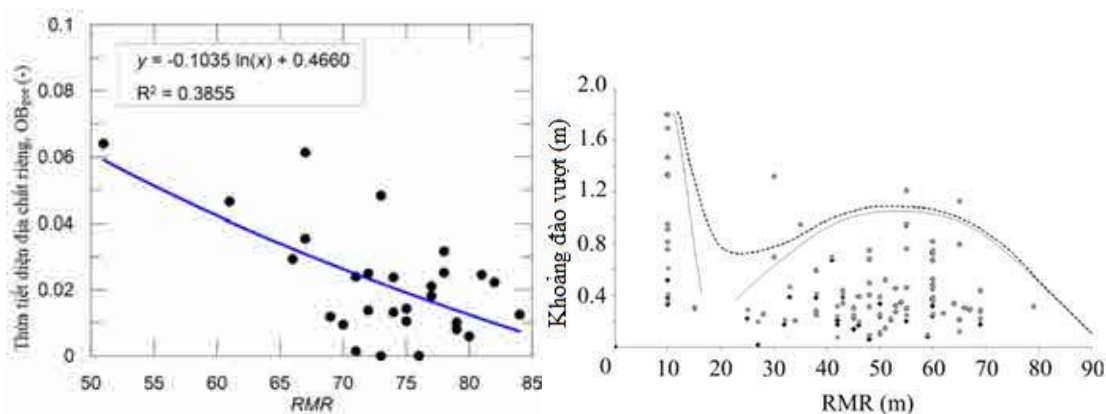
❖ Ảnh hưởng của điều kiện địa chất không đồng nhất

Trong môi trường địa chất bình thường (khi lò đào qua đá điển hình trong vùng than Quảng Ninh), khối đá trên gương lò thường không đồng nhất. Biểu hiện, trên cùng một gương hầm có vùng nứt nẻ, có vùng liền khối, hệ số kiên cố cũng thay đổi khác nhau trên các vùng. Điều đó ảnh hưởng rất lớn đến chất lượng của công tác khoan nổ đường biên lò. Do tính chất phức tạp của địa chất nên khi thiết kế khoan nổ mìn không thể chọn các thông số phù hợp với toàn bộ gương lò. Như vậy sau khi nổ mìn, trên biên hầm tại các vị trí vùng đá yếu sẽ bị long rời và lở xuống không còn dấu hiệu vết khoan biên từ đó dẫn tới trên biên hầm, *thường chỉ còn tồn tại 40 - 60% vết khoan biên lò trong điều kiện nổ tốt*. Tại một số gương gấp đá rắn cứng lại gây ra hiện tượng lòi vào phải khoan xử lý cũng gây ra lẹm. Giá trị độ rộng khoảng đào vượt cho phép có thể tính toán như sau (Tổng Công ty Sông Đà, 2001):

$$\Delta R_{dc} = 40\% \times 0,15 \text{ cm} = 6 \text{ cm}$$

Trong đó: 15 cm là kích thước trung bình của cục đá bị long rời và lở xuống theo kinh nghiệm.

Hiện nay việc sử dụng một số chỉ tiêu để định lượng chất lượng khối đá đã khá phổ biến tại các mỏ. Các chỉ số đánh giá chất lượng khối đá RMR, RQD, Q... là những thước đo về chất lượng khối đá phục vụ công tác khoan nổ mìn và chống giữ các đường lò. Trong các chỉ số trên thì RMR được sử dụng để đánh giá ảnh hưởng của điều kiện địa chất đến hệ số thừa tiết diện trong đào lò. RMR cũng có ảnh hưởng đến hệ số thừa tiết diện, tuy nhiên quy luật không rõ ràng như Hình 3 theo (Schmitz & Viroux Eurock 2006). Ảnh hưởng hướng khe nứt đến hệ số tiết diện được thể hiện trên Hình 2.9, kết quả cho thấy khi nổ mìn trong lớp đất đá nghiêng một góc 45° thì mức độ phá thừa tiết diện lớn nhất khoảng 20%.



Hình 3. Ảnh hưởng của RMR đến hệ số thừa tiết diện (Schmit, R.M., et al., 2006).

Ngoài ra, tại một số dự án thủy điện của Việt Nam, chiều dày lẹm cho phép theo RMR như sau:

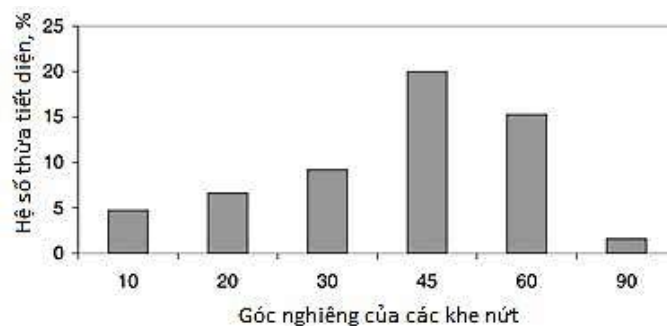
Đối với các đường hầm nằm ngang:

- Đối với $RMR = 40 - 60$: 26,0 cm;
- Đối với $RMR > 60$: 22,5 cm;
- Đối với $RMR < 40$ cm thanh toán theo hoàn công thực tế.

Đối với các giếng nghiêng và giếng đứng

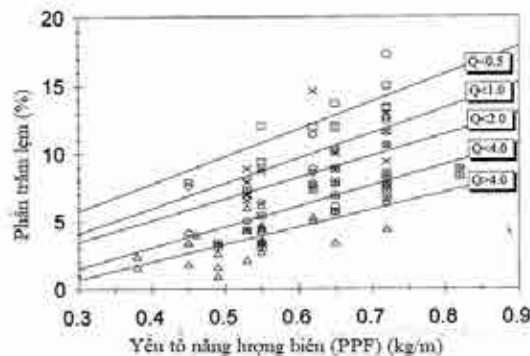
- Đối với $RMR = 40 - 60$: 26,0 cm;
- Đối với $RMR > 60$: 22,5 cm;
- Đối với $RMR < 40$ cm thanh toán theo hoàn công thực tế.

Tốc độ truyền sóng trong đá phản ánh sự đồng nhất của khối đá. Theo đó, khi tốc độ truyền sóng càng lớn thì hệ số thừa tiết diện càng giảm do giảm sự có mặt của khe nứt, mặt phân cách trong khối đá (hình. 4).

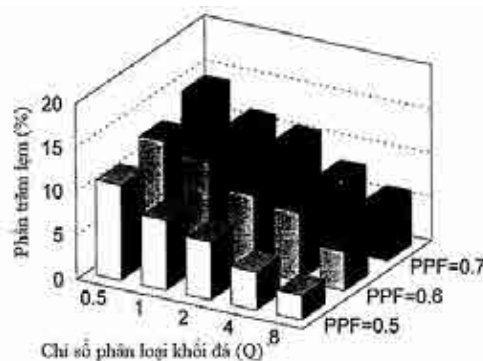


Hình 4. Ảnh hưởng của góc cắm đến hệ số thừa tiết diện theo (Singh, S. P., 2005).

Theo kinh nghiệm có thể tính đến mức độ lẹm (tính theo %) qua giá trị chỉ số phân loại khối đá (Q) như công thức và hình 5 phía dưới.



Hình 5. Ảnh hưởng của hệ số năng lượng trên biên (PPF) đến mức độ lẹm (tính theo %) (Singh, S. P., 2005).



Hình 6. Ảnh hưởng của chỉ số phân loại khối đá Q đến mức độ lẹm (%) (Singh, S. P., 2005).

Phần trăm lẹm (%) = $-0,12 + 15,07 * PPF - 2,55 * \log(Q)$.

Phần trăm lẹm vào trong (%) = $9,33 - 11,14 * PPF + 0,72 * \log(Q)$.

Trong các phân tích trên cho thấy các thông số điều kiện địa chất có ảnh hưởng trực tiếp đến chất lượng công tác khoan nổ mìn cũng như hệ số thừa tiết diện bao gồm chất lượng khối đá theo chỉ tiêu Q, RQD, RMR, tốc độ truyền sóng trong khối đá liên quan đến đặc điểm cấu trúc đất đá. Ngoài ra, hệ số thừa tiết diện còn chịu ảnh hưởng của các thông số khác như độ cứng của đất đá; đặc tính dòn và dẻo xác định bằng tỷ số giữa giới hạn bền nén và bền kéo; mức độ mài mòn của đất đá; hàm lượng thành phần khoáng vật và cỡ hạt trong cấu trúc của đá.

2.3. Phân tích ảnh hưởng của cấu tạo thiết bị khoan (búa khoan và tính đàn hồi của cần khoan)

Kỹ thuật khoan và nổ mìn có ảnh hưởng trực tiếp đến hệ số thừa tiết diện khi đào lò. Điều quan trọng cần nhớ là kiểm soát các phá hủy được bắt đầu từ vụ nổ của lỗ mìn nhóm đột phá được đánh dấu và khoan bởi đội khoan và nổ mìn.

Quá trình khoan và nổ mìn là thiết kế mười phần trăm thiết kế và chín mươi phần trăm thực hiện và thực hành. Chín mươi phần trăm bao gồm cả nạp bằng tay của đội khoan và nổ mìn. Do đó, đội nổ mìn cần được đào tạo tốt, có động cơ và hiệu lợi ích của việc kiểm soát đường biên lò. Chia khóa thành công của một giải pháp kiểm soát sự phá hủy do nổ mìn đào lò nằm trong sự hiểu biết của đội khoan nổ. Điều này phụ thuộc vào những yếu tố sau đây:

- Ảnh hưởng đến khối lượng vượt mức của công nhân khoan nổ;
- Mức độ sai lệch so với thực tiễn hiện tại;
- Ảnh hưởng đến an toàn và môi trường lao động;
- Bản chất và loại kỹ thuật khoan;
- Thời gian khoan lỗ mìn;
- Kết quả đánh giá, đo lường và quan sát được;
- Cam kết và hỗ trợ của ban quản lý đối với hoạt động khoan thực tế.

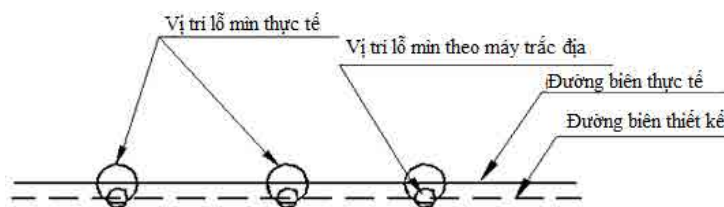
❖ Kỹ thuật và sơ đồ nổ

Cho đến nay, kỹ thuật và sơ đồ nổ thường xuyên được nghiên cứu cải tiến nhằm đạt các mục tiêu sau:

- Tách bóc được phần đất đá ra khỏi khối nguyên trong phạm vi hình dạng và kích thước của khoảng không gian định đào với năng lượng và chi phí tối thiểu;
- Giữ gìn hoặc hạn chế ở mức tối thiểu các ảnh hưởng đến trạng thái của khối đá;
- Khối đá nổ ra gọn, có kích cỡ các cục hợp lý, thuận lợi cho công tác xúc bóc và vận chuyển.

❖ Nguyên nhân sai số đo vẽ gương lò

Công tác đo vẽ tìm tuyến lò, đánh dấu cao độ, vẽ biên lò... sử dụng các máy trắc địa chuyên dùng, mia, thước thép cuộn, quả rơi, sào gỗ tròn. Do trong điều kiện thi công hầm/lò ẩm ướt, khói bụi, nên khi vẽ biên lò, tìm lò, cao độ... phải sử dụng bút sơn có nét đậm đường kính từ 4 đến 5 cm (bút sơn thường làm bằng giẻ quấn vào đầu các que gỗ tròn) để đảm bảo vết sơn không bị trôi mất do nước và thợ khoan có thể nhìn rõ vết sơn đánh dấu lỗ khoan viên trên gương hầm như Hình 7 và Hình 8. Gương hầm lồi lõm không bằng phẳng cũng là nguyên nhân dẫn đến sai số. *Giá trị độ rộng khoảng đào vượt do công tác đo đạc tạm lấy bằng 1/2 đường kính bút sơn 2cm (Tổng Công ty Sông Đà, 2001):*



Hình 7. Mô tả sai số công nghệ vẽ gương hàm/lò.



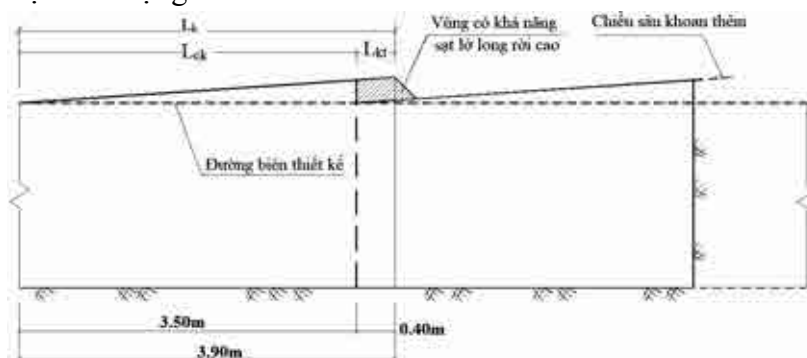
Hình 8. Hình ảnh điểm vẽ gương hàm/lò trên thực tế (Tổng Công ty Sông Đà, 2001).

❖ Nguyên nhân do khoan thêm

Khi đào lò bằng phương pháp khoan nổ mìn, để đạt được bước đào là L_{ck} trong một lần nổ thì nhất thiết phải khoan thêm các lỗ khoan một giá trị L_{kt} . Giá trị L_{kt} được tính theo công thức (4.1) và Hình 9 (Tổng Công ty Sông Đà, 2001):

$$L_{kt} = L_k - L_{ck} = L_{ck}/\mu - L_{ck} = L_{ck}(1/\mu - 1) \quad (4.1)$$

Trong đó μ là hệ số sử dụng lỗ mìn.



Hình 9. Ảnh hưởng của công tác khoan thêm đến độ rộng khoảng đào vượt.

Như vậy, trong mỗi lần nổ mìn còn lại phần chiều sâu lỗ khoan ở trong đá là L_{kt} . Trong các lần nổ mìn tiếp theo, vùng gương lò có lỗ khoan nạp thuốc khi nổ gây chấn động, long rời và gây ra đào vượt. Giá trị thừa tiết diện này được tính theo sơ đồ Hình 9 (Tổng công ty Sông Đà, 2001):

ΔK - Giá trị độ rộng khoảng đào vượt lớn nhất tính từ biên thiết kế do khoan thêm gây ra là:

$$\Delta K = L_k \times \tan(\alpha) \quad (4.2)$$

Phần nổ lẹm trung bình do chiều sâu khoan thêm gây ra được tính cho một chu kỳ đào là:

$$\Delta K' = \Delta K \times L_{kt} / L_{ck} \quad (4.3)$$

3. Nghiên cứu ảnh hưởng của điều kiện địa chất đến giá trị hệ số thừa tiết diện tại các đường lò bằng

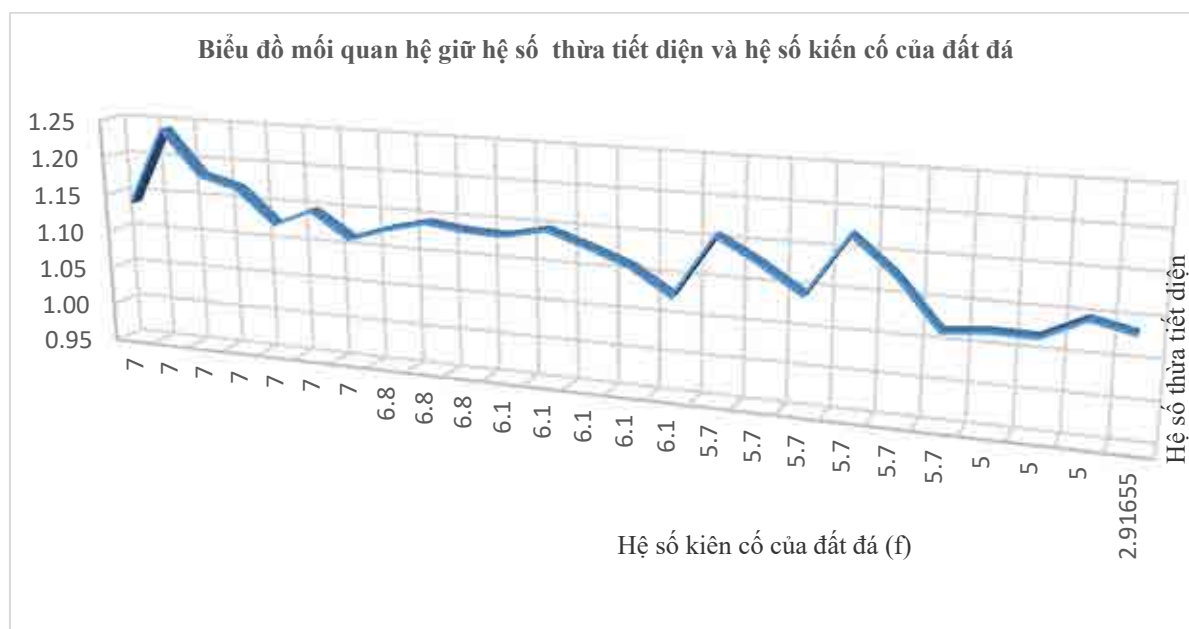
Trong phần nghiên cứu điển hình, nhóm tác giả tiến hành phân tích dữ liệu thực nghiệm để thấy rõ ảnh hưởng của yếu tố địa chất thông qua hệ số kiên cố của đất đá - phản ánh độ bền nén đến hệ số thừa tiết diện. Thông số được khảo sát là hệ số kiên cố của đất đá (f), đặc trưng cho độ bền nén của khối đá.

Kết quả phân tích kết quả đo hiện trường hệ số thừa tiết diện tại Lò dọc vỉa đá mức +200 vỉa 6, Hạng mục: lò dọc vỉa đá mức +200 vỉa 6 (Khu Bình Minh - Công ty than Mạo Khê - TKV). Quan hệ giữa hệ số thừa tiết diện và hệ số độ kiên cố đất đá (f) tại lò dọc vỉa đá mức +200 vỉa 6 (Khu Bình Minh - Công ty than Mạo Khê) được thể hiện trên Hình 10.

Kết quả phân tích kết quả đo hiện trường hệ số thừa tiết diện tại hạng mục: Lò VT mức -280 đến -250 (Công Ty CP than Hà Lâm - VINACOMIN). Quan hệ giữa hệ số thừa tiết diện và hệ số độ kiên cố đất đá (f) tại Lò VT mức -280 đến -250 được thể hiện trên Hình 11.



Hình 10. Quan hệ giữa hệ số thừa tiết diện và hệ số độ kiên cố đất đá f tại lò dọc vỉa đá mức +200 vỉa 6 (khu Bình Minh - Công ty than Mạo Khê - TKV).



Hình 11. Quan hệ giữa hệ số thừa tiết diện và hệ số độ kiên cố đất đá (f) tại lò VT mức -280 ÷ -250.

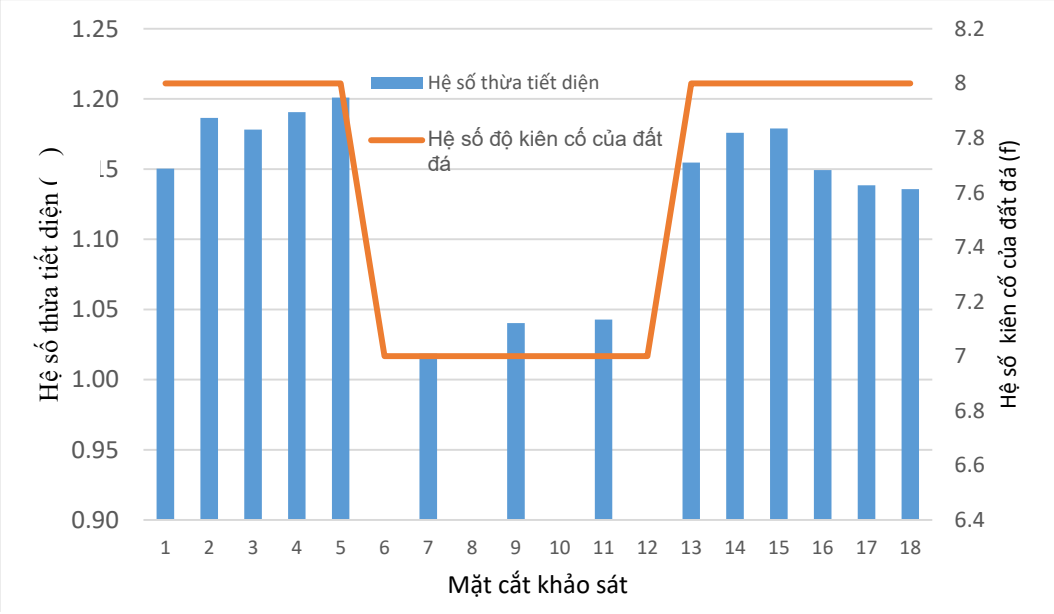
Kết quả đồ thị quan hệ giữa hệ số thừa tiết diện và hệ số độ kiên cố đất đá (f) tại Lò dọc vỉa đá mức +200 vỉa 6, hạng mục: lò dọc vỉa đá mức +200 vỉa 6 (Khu Bình Minh - Công ty than Mạo Khê - TKV) cho thấy ảnh hưởng của hệ số thừa tiết diện không có quy luật rõ ràng với hệ số kiên cố của đất đá, trong đó hệ số thừa tiết diện trung bình đạt 1,152 khi hệ số kiên cố của đất đá trung bình là 6,35. Trong khi với lò VT mức -280 ÷ -250 (Công ty than Hà Lâm - TKV) cho thấy hệ số thừa tiết diện tỉ lệ thuận với hệ số kiên cố của đất đá.

Trong nghiên cứu điển hình tiếp theo, nhóm tác giả khảo sát tại ga tránh goòng xuyên vỉa mức -50 Công ty than Nam Mẫu (Hình 12), ga tránh -120 Công ty than Nam Mẫu. Quan hệ giữa hệ số thừa tiết diện và hệ số độ kiên cố đất đá (f) tại ga tránh goòng xuyên vỉa mức -50 Công ty

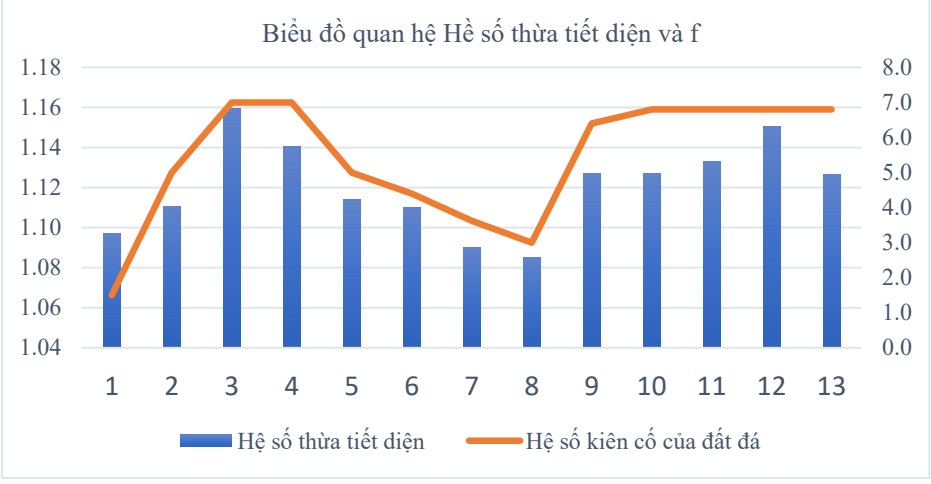
than Nam Mẫu - TKV kết quả quan hệ giữa hệ số thừa tiết diện và hệ số độ kiên cố đất đá (f) thể hiện trên Hình 13.



Hình 12. Mặt bằng ga tránh goòng xuyên vỉa mức -50 Công ty Than Nam Mẫu.



Hình 13. Quan hệ giữa hệ số thừa tiết diện và hệ số độ kiên cố đất đá (f) tại ga tránh goòng xuyên vỉa mức -50 Công ty than Nam Mẫu - TKV.



Hình 14. Quan hệ giữa hệ số thừa tiết diện và hệ số độ kiên cố đất đá (f) tại ga chân trực mức -120 (Công ty than Nam Mẫu - TKV).

4. Kết quả và thảo luận

Qua phân tích đánh giá các nhóm yếu tố cơ bản ảnh hưởng tới hệ số thừa tiết diện khi đào lò bằng khoan nổ mìn thì ngoài yếu tố về con người ra còn phải kể đến bốn nhóm yếu tố cơ bản: Do điều kiện địa chất công trình, do thiết bị khoan lỗ mìn, do giải pháp công nghệ: hộ chiếu khoan nổ mìn, sơ đồ nổ, các thông số khoan nổ và do quản lý và thực hiện công tác nổ mìn (sai số do đo vẽ gương hầm, sai số do định vị lỗ khoan). Do đó, để đạt được hiệu quả trong thi công các đường lò bằng khoan nổ mìn, giảm thiểu hệ số thừa tiết diện cần thiết phải khảo sát tỉ mỉ điều kiện địa chất đất đá, sử dụng thích hợp hộ chiếu cho từng loại đá của mỏ để lựa chọn phương tiện nổ, xác định các thông số để xây dựng được hộ chiếu tối ưu, đạt được mục tiêu biên đào của các đường lò gần đúng với biên thiết kế và khối đá ít bị phá hoại nhất, giảm thiểu hệ số thừa tiết diện. Trên cơ sở việc khảo sát các kết quả thực tế, nhóm tác giả đã đưa ra một số kết quả nghiên cứu điển hình về ảnh hưởng của hệ số kiên cố đất đá (f) đến giá trị hệ số thừa tiết diện cho các đường lò bằng, sân ga. Kết quả nghiên cứu cho thấy giá trị hệ số thừa tiết diện cho các đường lò bằng, sân ga chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố khác nhau và chưa có những quy luật rõ ràng. Để có cơ sở đánh giá lại đề xuất sát thực hơn cần tiếp tục tiến hành theo dõi đánh giá hệ số thừa tiết diện tại một số hạng mục các đường lò đào bằng phương pháp khoan nổ mìn tại các đường lò trong TKV cũng như thống nhất lấy hệ số kiên cố của đất đá là thông số lưu trữ, đánh giá, nghiệm thu chất lượng công tác khoan nổ mìn.

Tài liệu tham khảo

- Nguyễn Quang Phích, Đỗ Ngọc Anh, Đặng Văn Kiên và n.n.k, 2003. Báo cáo đề tài NCKH “Nghiên cứu giải pháp đảm bảo và nâng cao chất lượng các công trình ngầm”, Hợp đồng KHCN giữa Trung tâm Nghiên cứu và ứng dụng khoa học công nghệ Sông Đà và Công ty Tư vấn, Triển khai Công nghệ và Xây dựng Mỏ - Địa chất (CODECO), thực hiện từ tháng 7/2003 đến hết tháng 12/2003.
- Nguyễn Quang Phích, Đỗ Ngọc Anh, Đặng Văn Kiên, Đặng Trung Thành, 2005. *Về các giải pháp nâng cao hiệu quả nổ mìn trong xây dựng CTN*, Tạp chí KHKT Mỏ - Địa chất, 7, 2005.
- Nguyễn Văn Đức, Võ Trọng Hùng, 1997. Công nghệ Xây dựng công trình ngầm, Nxb Giao thông vận tải, Hà Nội.
- Schmit, R.M., S. Viroux, R. Charlier, 2006. *The role of rock mechanics in analysing overbreak: application to the Soumagne tunnel*. EUROCK 2006 - Multiphysics Coupling and Long Term Behaviour in Rock Mechanics - Van Cotthem, Charlier, Thimus & Tshibangu (EDS).
- Ngo Doan Hao, Dang Van Kien, Nguyen Van Tri, 2008. Smooth blasting design for drifts excavation by using KNMTB1.0 software, International conference on advances in mining and tunneling, Hanoi, Vietnam, 2008.
- Đặng Văn Kiên và n.n.k, 2022. Báo cáo tổng kết đề tài khoa học và công nghệ cấp TKV “Nghiên cứu cơ sở khoa học và thực tiễn, đề xuất giá trị hệ số thừa tiết diện cho phép và khối lượng bê tông bù lệm cho các mỏ than hầm lò trong TKV”. Mã số: KC.06.Đ18-21/16-20. Hà Nội 7/2022.
- TCVN 9161:2012. Công trình thủy lợi. Khoan nổ mìn đào đá. Phương pháp thiết kế, thi công và nghiệm thu.
- Tổng công ty Sông Đà, 2001. *Tổng kết công tác thi công công trình thủy điện Ialy*, NXB Xây dựng, Hà Nội 2001.
- Trịnh Đăng Hưng và n.n.k, 2016. *Nghiên cứu các giải pháp kỹ thuật công nghệ khoan nổ mìn nhằm giảm hệ số thừa tiết diện khi thi công giếng đứng chống bằng bê tông liền khối, phù hợp với điều kiện các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh*. Báo cáo tổng kết đề tài cấp Bộ Công thương. Viện Khoa học Công nghệ mỏ - Vinacomin. Hà Nội 2016.
- Singh.P.K., Roy.S.K., Sinha. A., 2003. A new blast damage index for the safety of underground coal mine openings, Min, Technol, 112 (2), 97-104.
- Singh. S.P., Xavier. P., 2005. Causes, impact and control of overbreak in underground excavations, Tunn, Undergr, Space Technol, 20, 63-71.

Research on factors affecting on value of overbreak coefficient during tunnels excavation by blasting method in underground coal mines in Quang Ninh area

Dang Van Kien^{1,*}, Do Ngoc Anh¹, Truong Van Ha²

¹Hanoi University of Mining and Geology

² Department of Natural Resources and Environment of Ha Nam province

*Corresponding author: kienxdn@gmail.com

Abstract

Drilling and blasting has been a preferred method of rock excavation world-wide. Blasting inevitably causes damage to the peripheral rock mass, which culminates in the form of overbreak and damaged zone. Damage or overbreak not only endangers the safety of structure and cost escalation but also delayed completion. Too large damage zone endangers the safety of the front line workers due to reduction of stand-up time especially for poor rock mass. Functionality and postconstruction performance of structures get affected due to large extent of damage zone, if not taken care in time. This paper will carry out a study factors affecting on value of overbreak coefficient during tunnels excavation by blasting method in underground coal mines in Quang Ninh area.

Keywords: section excess coefficient, undercut coefficient, drilling and blasting, geology, blasting.

NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN BƯỚC CHỐNG VÌ THÉP CHO ĐƯỜNG LÒ MỨC -250 ÷ -300 NĂM DƯỚI BÃI THẢI ĐIỀU KIỆN MỎ THAN MÔNG DƯƠNG

Nguyễn Hữu Sà¹, Đào Viết Đoàn^{2,*}, Đặng Văn Kiên²

¹Trường Đại học Bà Rịa - Vũng Tàu

²Trường Đại học Mở - Địa chất

*Tác giả chịu trách nhiệm: daovietdoan@gmail.com

Tóm tắt

Trên cơ sở nghiên cứu của bài viết “Hiện trạng tính toán áp lực tác dụng lên đường lò nằm dưới bãi thải và xây dựng mô hình tính áp dụng cho mỏ than Mông Dương” đăng vào số 6-2022 của Tạp chí Công nghiệp mỏ. Bài viết tiếp tục dựa vào mặt cắt địa chất tuyến AA đi qua trung tâm mỏ than Mông Dương cũng là vị trí có chiều cao đổ thải lớn nhất, lập mô hình số bằng phần mềm Phase² có kích thước chiều cao × chiều rộng mô hình bằng 600 × 800 m để mô phỏng nghiên cứu áp lực tác dụng lên vỉ chống vì thép và lựa chọn bước chống hợp lý cho các đường lò mức - 250 ÷ -300 nằm dưới bãi thải mỏ. Các phương án nghiên cứu bao gồm đường lò có diện tích đào (S_d) là 9,6 m², 13 m² và 17,9 m² đào qua vỉa than, đá bột kết, cát kết chống giữ bằng vỉ thép SVP22, SVP27 và SVP33 với các loại bước chống khảo sát bằng 0,3 m/vỉ, 0,5 m/vỉ, 0,8 m/vỉ và 1 m/vỉ. Từ kết quả nội lực trong vỉ chống lựa chọn bước chống như sau: đối với đường lò trong than: $S_d = 9,6$ m² sử dụng vỉ thép SVP27 bước chống nhỏ hơn 0,3 m/vỉ; $S_d = 13$ m² sử dụng vỉ thép SVP33 bước chống nhỏ hơn 0,3 m/vỉ; $S_d = 17,9$ m² sử dụng vỉ thép SVP33 bước chống nhỏ hơn 0,3 m/vỉ; Đối với đường lò trong đá bột kết: $S_d = 9,6$ m² sử dụng vỉ thép SVP33 bước chống bằng 0,5 m/vỉ; $S_d = 13$ m² sử dụng vỉ thép SVP33 bước chống bằng 0,5 m/vỉ; $S_d = 17,9$ m² sử dụng vỉ thép SVP33 lựa chọn bước chống bằng 0,3 m/vỉ; Đối với đường lò trong đá cát kết: $S_d = 9,6$ m² sử dụng vỉ thép SVP22 bước chống bằng từ 1 ÷ 1,5 m/vỉ; $S_d = 13$ m² sử dụng vỉ thép SVP27 bước chống bằng từ 1 ÷ 1,5 m/vỉ; $S_d = 17,9$ m² sử dụng vỉ thép SVP27 bước chống bằng từ 1 ÷ 1,5 m/vỉ.

Từ khóa: bãi thải khai thác mỏ; nội lực vỉ chống; bước chống vỉ thép.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay tại các mỏ than hầm lò của nước ta đa phần kết cấu chống giữ cho đường lò đều sử dụng kết cấu chống vì thép. Các loại vỉ thép thường dùng là SVP22, SVP27, SVP33, CBII22, CBII27, CBII33, tùy thuộc vào diện tích tiết diện đường lò, tùy thuộc vào loại khối than đá đường lò đào qua thì bước chống đường lò từ khoảng 0,3 m/vỉ ÷ 1 m/vỉ, thậm chí trong một số trường hợp đặc biệt có thể chống liên vỉ. Tại nhiều mỏ than hầm lò đã, đang và sẽ tiếp tục khai thác trong điều kiện ngày càng xuống sâu và bên trên bề mặt có bãi thải mỏ đã ngừng đổ thải hoặc vẫn đang tiếp tục đổ thải đến cao độ thiết kế. Khối đất đá đổ thải trên mặt sẽ gây ra áp lực nhân tạo tác dụng lên hệ thống đường lò khai thác bên dưới, làm cho các đường lò chịu áp lực lớn từ đó cần phải gia tăng chỉ chí chống giữ, chống xén. Hiện nay các tính toán thiết kế tham số kết cấu chống vì thép cho các đường lò nằm dưới bãi thải mỏ vẫn chưa kể đến áp lực nhân tạo do bãi thải phía trên gây ra tác dụng lên và như vậy sẽ chưa phù hợp trong các điều kiện thực tế. Chính vì vậy, việc xây dựng các mô hình mô phỏng điều kiện hiện trường có xét đến bãi thải, tính toán áp lực tác dụng lên kết cấu chống và lựa chọn tham số chống giữ cho đường lò là hết sức cần thiết và hoàn toàn xuất phát từ thực tế khách quan. Bài viết dựa vào điều kiện mặt cắt địa chất tuyến AA đi qua trung tâm mỏ than Mông Dương cũng là vị trí có chiều cao đổ thải lớn nhất, lập mô hình số bằng phần mềm Phase² tính toán các phương án khoảng cách bước chống ứng với các loại vỉ thép SVP cho một số loại diện tích đường lò điển hình đào qua than và các loại khối đá. Dựa vào kết quả nội lực trong kết cấu chống lựa chọn bước chống vì thép cho đường lò nằm dưới bãi thải mức - 250 ÷ -300 của mỏ than Mông Dương.

2. Điều kiện địa chất khu vực qua mặt cắt tuyến AA trung tâm mỏ than Mông Dương

Để tiến hành nghiên cứu áp lực mỏ tác dụng lên đường lò nằm dưới bãi thải mỏ than Mông Dương lựa chọn mặt cắt địa chất tuyến AA đi qua trung tâm mỏ than Mông Dương. Mặt cắt địa chất thể hiện bãi thải mỏ và các vỉa than nằm dưới bãi thải của tuyến AA thể hiện trên hình 1 (Công ty than Mông Dương - Vinacomin).

Trên mặt cắt tuyến AA từ mức +30 trở lên là phần bãi thải mỏ, phần bên dưới bãi thải mỏ bao gồm các loại khối đá như cuội kết, sạn kết, cát kết, bột kết, vỉa than. Nhưng các lớp cuội kết và sạn kết không đáng kể có chiều dày phân lớp mỏng, chủ yếu là đá cát kết và bột kết có chiều dày phân lớp lớn. Các loại đá trên mặt cắt tuyến AA được mô tả như sau (Công ty Cổ phần Tin học, Công nghệ, Môi trường - Vinacomin):

+ Tầng đá thải: thành phần gồm các tầng, hòn đá cuội kết, sạn kết, cát kết, bột kết và sét kết kích thước không đồng đều, sắp xếp rất hỗn độn. Đây là sản phẩm của quá trình khai thác lộ thiên của mỏ Cao Sơn, vỉa 10, vỉa 9 và đầu lộ vỉa đổ ra tạo nên, tầng này chưa ổn định. Kết cấu rời xốp có nhiều hang hốc nhỏ.

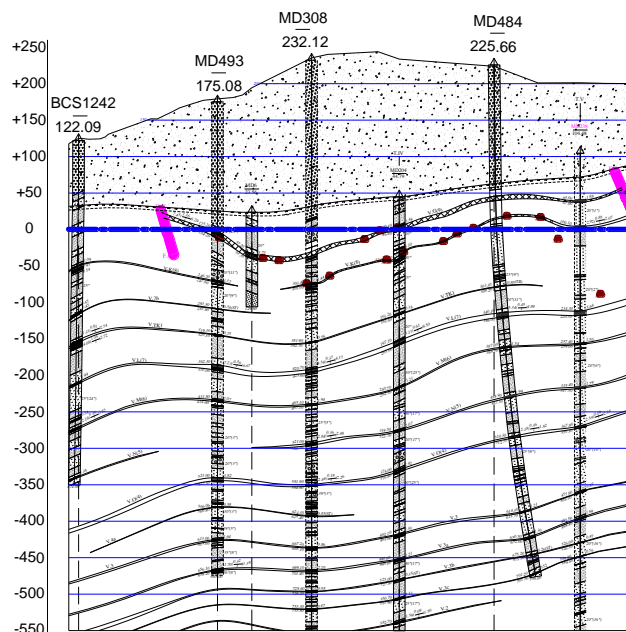
+ Cuội kết: là loại đá có màu xám đến xám sáng, thành phần hạt chủ yếu là thạch anh.

+ Sạn kết: là loại đá tương đối phổ biến trong cột địa tầng, độ hạt chuyển tiếp từ cuội kết sang cát kết.

+ Cát kết: là loại đá phổ biến nhất trong cột địa tầng. Đá có màu xám sáng, đến xám tối.

+ Bột kết: là loại đá phân bố trong địa tầng giữa các vỉa than hoặc phân vách trụ các vỉa than. Đá có màu xám đến xám đen, cấu tạo dạng phân lớp, gắn kết tương đối rắn chắc.

+ Sét kết: là loại đá phổ biến ở vách trụ hoặc nằm kẹp trong các vỉa than.

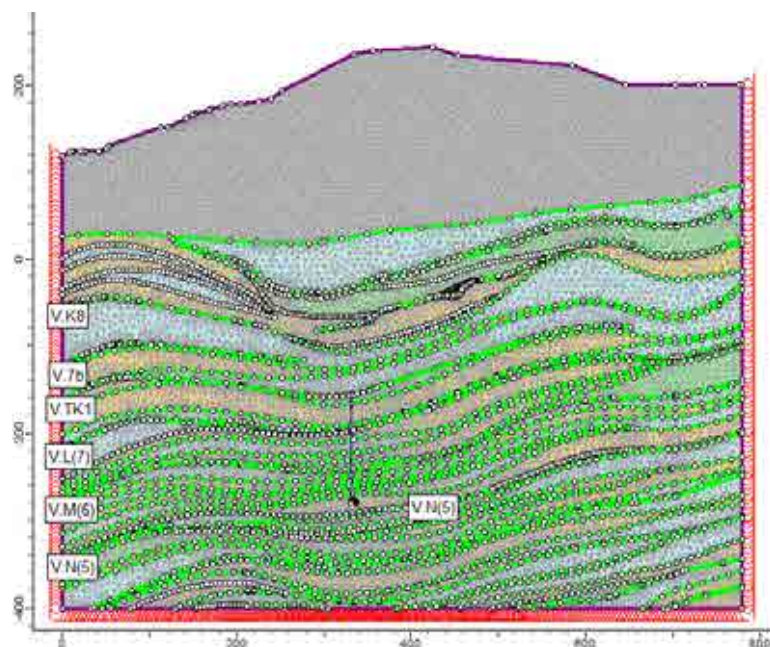


Hình 1. Mặt cắt địa chất tuyến AA qua khu trung tâm mỏ than Mông Dương.

Điều kiện địa chất thủy văn trong mặt cắt AA có mực nước ngầm tại cốt cao +00.

3. Lập mô hình tính

Để nghiên cứu áp lực tác dụng lên đường lò nằm dưới bãi mỏ nhóm tác giả lựa chọn phần mềm số Phase² (Rocscience. Phase2 - User's Guide, 2001). Từ điều kiện chiều cao đồ thải, địa chất, địa chất thủy văn, địa hình, điều kiện thể nằm các lớp đất đá, vỉa than, chiều dày vỉa than, cấu tạo vỉa than, cấu tạo các lớp đất đá của tuyến mặt cắt AA qua khu trung tâm mỏ than Mông Dương tiến hành lập mô hình mô phỏng với kích thước mô hình có chiều cao \times rộng bằng 600×800 m. Mô hình mô phỏng thể hiện trên hình 2.



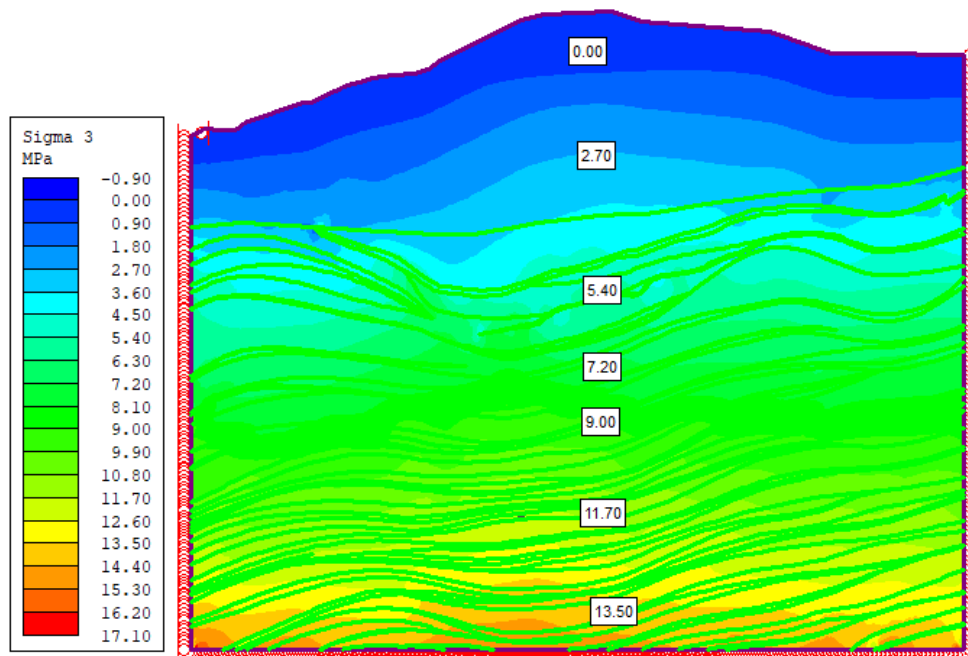
Hình 2. Mô hình tính toán áp lực mỏ tác dụng lên đường lò.

Trong mức -250 ÷ -300 bao gồm vỉa than, khối đá bột kết và khối đá cát kết, vì vậy các phương án mô phỏng bao gồm 3 diện tích đào là 9,6 m², 13 m², 17,9 m² đặt trong vỉa than, khối đá bột kết và khối đá cát kết chống giữ bằng vỉ thép SVP22, SVP27 và SVP33 với các loại bước chống bằng 0,3 m/vì, 0,5 m/vì, 0,8 m/vì và 1 m/vì.

4. Kết quả thảo luận

4.1. Phân bố ứng suất trong mô hình tính

Phân bố ứng suất σ_3 từ mặt bãi thải đến mức -250 ÷ -300 thể hiện trên hình 3.



Hình 3. Phân bố ứng suất σ_3 từ mặt bãi thải đến mức -250 ÷ -300.

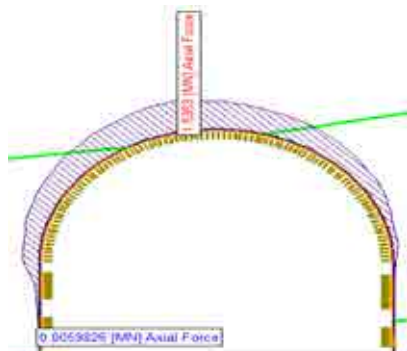
Từ kết quả phân bố ứng suất trong mô hình tính có thể thấy rằng ứng suất σ_3 tăng dần theo độ sâu của mô hình, tại khu vực trên bề mặt ứng suất bằng 0 và tăng đến gần đáy mô hình ứng suất bằng khoảng 13,5 Mpa.

4.2. Kết quả tính toán nội lực trong vòm chống mức -250 ÷ -300

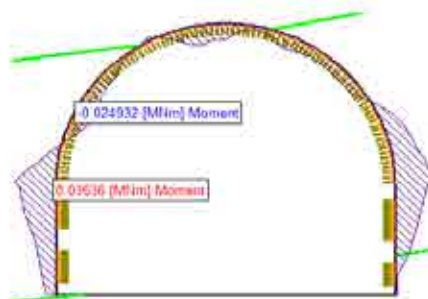
Dưới đây sẽ xuất một số hình ảnh kết quả tính toán nội lực trong vòm chống thép trong trường hợp đường lò đào qua than, đá bột kết và cát kết ứng với các diện tích đào và bước chống. Do giới hạn số trang của bài báo nên một số kết quả giá trị nội lực của các trường hợp khác không xuất hình ảnh, kết quả nội lực của các trường hợp được thể hiện trong bảng 1.

4.2.1. Kết quả tính toán nội lực vòm chống trong than

Kết quả tính toán nội lực trong vòm chống trường hợp đường lò đào qua than mức -250 ÷ -300 có $S_d = 9,6 \text{ m}^2$ chống bằng thép SVP27 với bước chống 0,3 m/vì thể hiện trên hình 4 và hình 5.

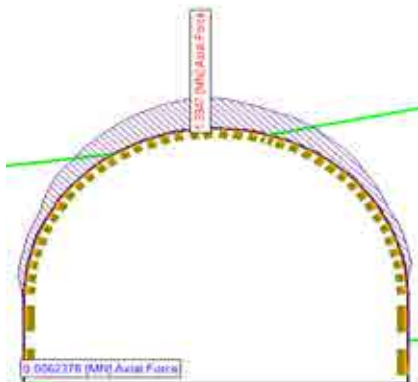


Hình 4. Lực dọc trong vòm thép SVP27 bước chống 0,3 m, $S_d = 9,6 \text{ m}^2$.

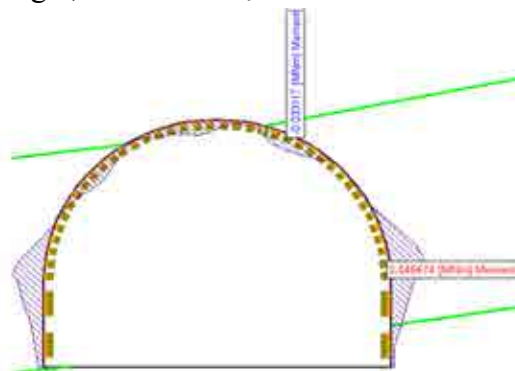


Hình 5. Mômen trong vòm thép SVP27 bước chống 0,3 m, $S_d = 9,6 \text{ m}^2$.

Kết quả tính toán nội lực trong vòm chống trường hợp đường lò đào qua than mức -250 ÷ -300 có $S_d = 13 \text{ m}^2$ chống bằng thép SVP33 với bước chống 0,3 m/vì thể hiện trên hình 6 và hình 7.

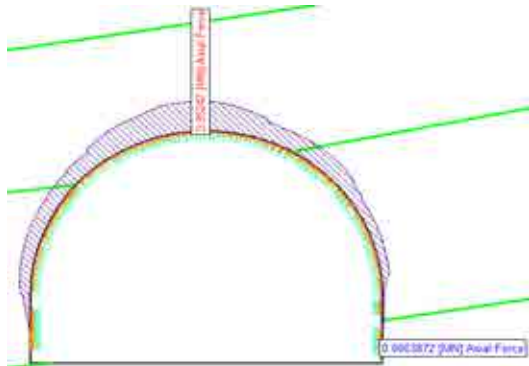


Hình 6. Lực dọc trong vòm thép SVP33 bước chống 0,3 m, $S_d = 13 \text{ m}^2$.

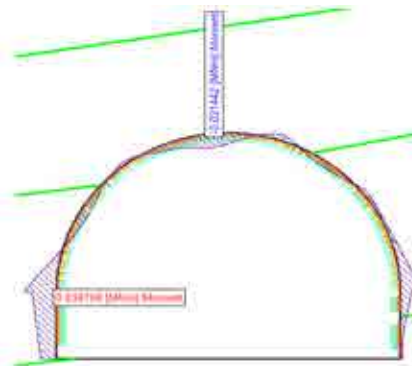


Hình 7. Mômen trong vòm thép SVP33 bước chống 0,3 m, $S_d = 13 \text{ m}^2$.

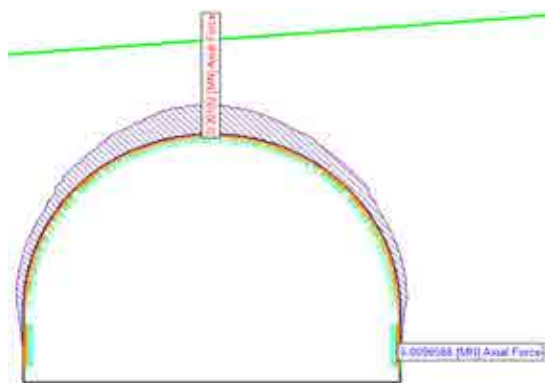
Kết quả tính toán nội lực trong vòm chống trường hợp đường lò đào qua than mức -250 ÷ -300 có $S_d = 17,9 \text{ m}^2$ chống bằng thép SVP33 với bước chống 0,3 m/vì thể hiện trên hình 8 và hình 9.



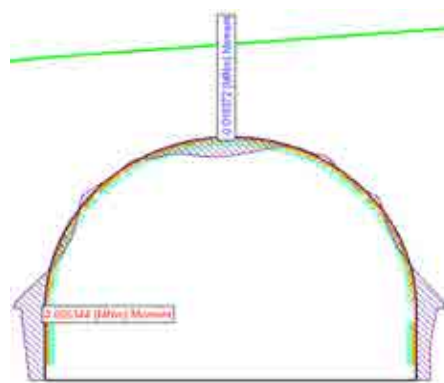
Hình 8. Lực dọc trong vòm thép SVP33 bước chống 0,3 m, $S_d = 17,9 \text{ m}^2$.



Hình 9. Mômen trong vòm thép SVP33 bước chống 0,3 m, $S_d = 17,9 \text{ m}^2$.



Hình 14. Lực dọc trong vì thép SVP33 bước chống 0,3 m, $S_d = 17,9 \text{ m}^2$.

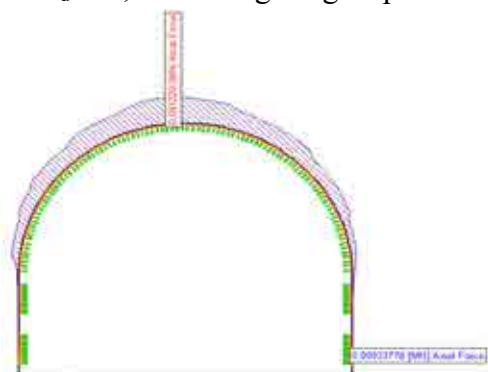


Hình 15. Mômen trong vì thép SVP33 bước chống 0,3 m, $S_d = 17,9 \text{ m}^2$.

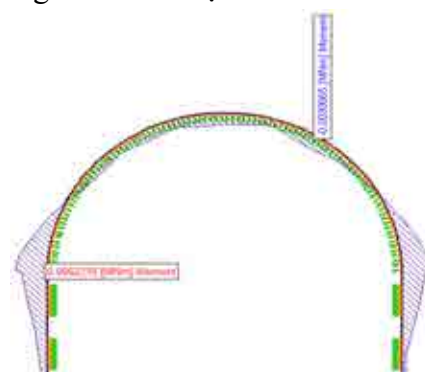
Từ kết quả biểu đồ phân bố lực dọc và mômen trong trường hợp đào qua đá bột kết cũng cho kết quả lực dọc trong vì chống có giá trị lớn nhất tại phần nóc đường lò còn mômen lớn nhất tại phần đỉnh tường và chân vòm. Trong trường hợp đường lò $S_d = 9,6 \text{ m}^2$ chống thép SVP22 bước chống 0,3 m lực dọc lớn nhất bằng tại đỉnh vòm bằng 0,48 MN, mômen lớn nhất tại phần đỉnh tường và chân vòm bằng 0,036 MNm. Trong trường hợp đường lò $S_d = 13 \text{ m}^2$ chống thép SVP33 bước chống 0,5 m lực dọc lớn nhất tại đỉnh vòm bằng 1,96 MN, mômen lớn nhất tại phần đỉnh tường và chân vòm bằng 0,04 MNm. Trong trường hợp đường lò $S_d = 17,9 \text{ m}^2$ chống thép SVP33 bước chống 0,3 m lực dọc lớn nhất tại đỉnh vòm bằng 0,3 MN, mômen lớn nhất tại phần đỉnh tường và chân vòm bằng 0,025 MNm.

4.2.3. Kết quả tính toán nội lực vì chống trong đá cát kết

Kết quả tính toán nội lực trong vì chống trường hợp đường lò đào qua đá cát kết mức -250 ÷ -300 có $S_d = 9,6 \text{ m}^2$ chống bằng thép SVP22 với bước chống 1m/vì thể hiện trên hình 16 và hình 17.

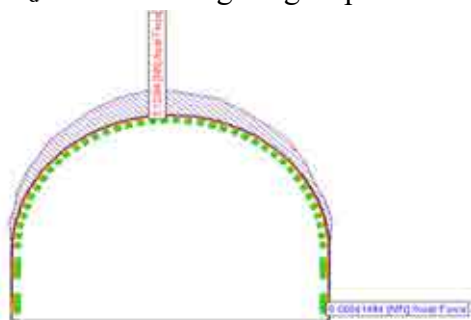


Hình 16. Lực dọc trong vì thép SVP22 bước chống 1 m, $S_d = 9,6 \text{ m}^2$.

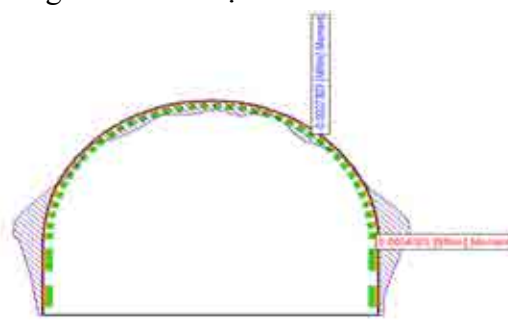


Hình 17. Mômen trong vì thép SVP22 bước chống 1 m, $S_d = 9,6 \text{ m}^2$.

Kết quả tính toán nội lực trong vì chống trường hợp đường lò đào qua đá cát kết mức -250 ÷ -300 có $S_d = 13 \text{ m}^2$ chống bằng thép SVP27 với bước chống 1 m/vì thể hiện trên hình 18 và hình 19.

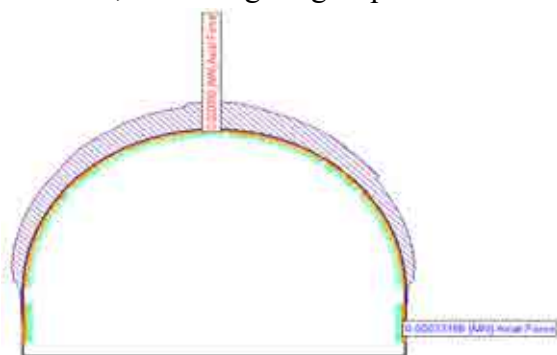


Hình 18. Lực dọc trong KCC thép SVP27 bước chống 1 m, $S_d = 13 \text{ m}^2$.

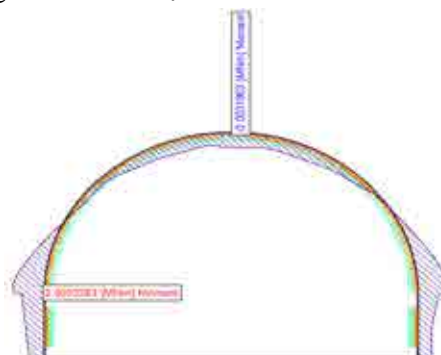


Hình 19. Mômen trong KCC thép SVP27 bước chống 1 m, $S_d = 13 \text{ m}^2$.

Kết quả tính toán nội lực trong vòm chống trường hợp đường lò đào qua đá cát kết mức -250 ÷ -300 có $S_d = 17,9 \text{ m}^2$ chống bằng thép SVP27 với bước chống 1 m/vì thể hiện trên hình 20 và hình 21.



Hình 20. Lực dọc trong vòm thép SVP27 bước chống 1 m, $S_d = 17,9 \text{ m}^2$.



Hình 21. Mômen trong vòm thép SVP27 bước chống 1 m, $S_d = 17,9 \text{ m}^2$.

Từ kết quả biểu đồ phân bố lực dọc và mômen trong trường hợp đào qua đá cát kết cũng cho kết quả lực dọc trong vòm chống có giá trị lớn nhất tại phần nóc đường lò còn mômen lớn nhất tại phần đỉnh tường và chân vòm. Trong trường hợp đường lò $S_d = 9,6 \text{ m}^2$ chống thép SVP22 bước chống 1 m lực dọc lớn nhất bằng tại đỉnh vòm bằng 0,04 MN, mômen lớn nhất tại phần đỉnh tường và chân vòm bằng 0,009 MNm. Trong trường hợp đường lò $S_d = 13 \text{ m}^2$ chống thép SVP27 bước chống 1m lực dọc lớn nhất tại đỉnh vòm bằng 0,12 MN, mômen lớn nhất tại phần đỉnh tường và chân vòm bằng 0,0054 MNm. Trong trường hợp đường lò $S_d = 17,9 \text{ m}^2$ chống thép SVP27 bước chống 1m lực dọc lớn nhất tại đỉnh vòm bằng 0,02 MN, mômen lớn nhất tại phần đỉnh tường và chân vòm bằng 0,009 MNm.

Kết quả tính toán chịu lực trong vòm chống ở mức -250 ÷ -300 ứng với đào lò qua vỉa than, đá bột kết, cát kết với các loại tiết diện và bước chống khác nhau thể hiện trên bảng 1.

Bảng 1: Bảng kết quả nội lực trong vòm chống tại mức -250 ÷ -300

Mức (m)	Lớp đá đặt đường lò	Độ sâu đặt đường lò (m)	Bước chống (m)	Vòm chống	Tiết diện (m^2)	Lực dọc trong khung chống N (MN)	Mômen trong vòm chống Mmax (MNm)	Ứng suất trong vòm chống σ_{\max} (MPa)	Hệ số an toàn K
- 250 ÷ - 300	Than	596	0.3	SVP27	9.6	0.149	0.036	294.9	0.9
			0.3	SVP33	13	0.120	0.046	317.0	0.9
			0.3	SVP33	17.9	0.042	0.36	327.0	0.8
			0.8	SVP33		0.059	0.084	855.4	0.3
	Bột kết	568	0.3	SVP22	9.6	0.069	0.036	495.8	0.5
			0.3	SVP27		0.061	0.024	257.4	1.0
			0.5	SVP33	13	0.087	0.04	283.4	1.0
			0.5	SVP27		0.236	0.030	364.4	0.7
			0.3	SVP33	17.9	0.046	0.025	232.6	1.2
			0.5	SVP33		0.047	0.029	307.7	0.9
			0.8	SVP33		0.050	0.037	381.1	0.7
			0.8	SVP22		0.005	0.006	84.8	3.2
	Cát kết	580	1	SVP22	9.6	0.066	0.005	89.7	3.0
			1	SVP27	13	0.01	0.005	75.4	3.6
			0.8	SVP27	17.9	0.004	0.007	81.3	3.3
			1	SVP27		0.005	0.009	91.3	3.0

Các đại lượng trong bảng được giải thích như sau.

- Độ sâu đặt đường lò, m: là độ sâu tính từ mặt đất đến mức nền đường lò;
- Ứng suất trong kết cấu: σ_{\max} được tính theo công thức sau:

$$|\sigma_{\max}| = \left| \frac{N}{F} + \frac{M_{\max}}{W_x} \right| \quad (1)$$

Trong đó: σ_{\max} : Ứng suất trong kết cấu tại điểm có mômen lớn nhất;

N: Lực dọc trong kết cấu tại điểm mômen lớn nhất, MN;

M_{\max} : Mômen lớn nhất trong kết cấu, MNm;

F: Diện tích mặt cắt ngang của kết cấu thép, m²;

W_x : Mômen chống uốn của kết cấu thép, m³;

K: Hệ số an toàn được tính theo công thức sau:

$$K = [\sigma] / |\sigma_{\max}| \quad (2)$$

Trong đó: $[\sigma]$ là độ bền chịu uốn của thép, 270 Mpa;

Từ kết quả tính toán trên bảng 1 lựa chọn bước chống cho các diện tích đường lò mức -250 ÷ -300 như sau:

*** Đối với đường lò đào qua than:**

- Tiết diện S = 9,6 m² sử dụng thép SVP27 lựa chọn bước chống nhỏ hơn 0,3 m/vì;
- Tiết diện S = 13 m² sử dụng thép SVP33 lựa chọn bước chống nhỏ hơn 0,3 m/vì;
- Tiết diện S = 17,9 m² sử dụng thép SVP33 lựa chọn bước chống nhỏ hơn 0,3/vì.

*** Đối với đường lò đào qua đá bột kết:**

- Tiết diện S = 9,6 m² sử dụng thép SVP33 lựa chọn bước chống bằng 0,5 m/vì;
- Tiết diện S = 13 m² sử dụng thép SVP33 lựa chọn bước chống bằng 0,5 m/vì
- Tiết diện S = 17,9 m² sử dụng thép SVP33 lựa chọn bước chống bằng 0,3/vì.

*** Đối với đường lò đào qua đá cát kết:**

- Tiết diện S = 9,6 m² sử dụng thép SVP22 lựa chọn bước chống bằng từ 1 ÷ 1,5 m/vì;
- Tiết diện S = 13 m² sử dụng thép SVP27 lựa chọn bước chống bằng từ 1 ÷ 1,5 m/vì;
- Tiết diện S = 17,9 m² sử dụng thép SVP27 lựa chọn bước chống bằng từ 1 ÷ 1,5 m/vì.

5. Kết luận

Dựa vào điều kiện bãi thải, các điều kiện địa chất, kỹ thuật của Mỏ than Mông Dương và kết quả mô phỏng nội lực trong vỉ chống, lựa chọn bước chống cho các loại đường lò đào qua vỉa than, đá bột kết và cát kết như sau: Đối với đường lò trong than: S_d = 9,6 m² sử dụng vỉ thép SVP27 bước chống nhỏ hơn 0,3 m/vì; S_d = 13 m² sử dụng vỉ thép SVP33 bước chống nhỏ hơn 0,3 m/vì; S_d = 17,9 m² sử dụng vỉ thép SVP33 bước chống nhỏ hơn 0,3/vì. Đối với đường lò trong đá bột kết: S_d = 9,6 m² sử dụng vỉ thép SVP33 bước chống bằng 0,5 m/vì; S_d = 13 m² sử dụng vỉ thép SVP33 bước chống bằng 0,5 m/vì; S_d = 17,9 m² sử dụng vỉ thép SVP33 lựa chọn bước chống bằng 0,3/vì. Đối với đường lò trong đá cát kết: S_d = 9,6 m² sử dụng vỉ thép SVP22 bước chống bằng từ 1 ÷ 1,5 m/vì; S_d = 13 m² sử dụng vỉ thép SVP27 bước chống bằng từ 1 ÷ 1,5 m/vì; S_d = 17,9 m² sử dụng vỉ thép SVP27 bước chống bằng từ 1 ÷ 1,5 m/vì.

Tài liệu tham khảo

Công ty CP than Mông Dương – Vinacomin, 2020. Bản vẽ mặt cắt địa chất tuyến AA.

Công ty Cổ phần Tin học, Công nghệ, Môi trường - Vinacomin, 2020. Báo cáo kết quả thăm dò nâng cấp trữ lượng khu Trung tâm mỏ than Mông Dương.

Rocscience. Phase2 - User's Guide, 2001.

编委会. 最新矿山井巷工程施工综合技术与规范实用手册. 吉林电子出版社, 2005 年 3 月.

Research on selection of svp steel resisting step for roadway at -250 ÷ -300 level located under the waste dump of Mong Duong coal mine

Huu Sa Nguyen¹, Dao Viet Doan^{2,*}, Van Kien Dang²

¹Baria - Vungtau University

²Hanoi University of Mining and Geology

*Corresponding author: daovietdoan@gmail.com

Abstract

Based on the result of paper “Overview the situation of rock pressure methods on the tunnels below the mining waste dump and developing the numerical simulation model in Mong Duong coal mine” in number 6-2022 in Mining Industry Magazine. This paper continues based on the geological cross-section of the AA route passing through the center of Mong Duong coal mine, which is also the location with the largest dumping height, using numerical simulation method by Phase² software with the model height \times width. by 600×800 m to simulate the study of the rock pressure acting on the steel support and to choose a reasonable steel frame for the drifts – 250 ÷ -300 located below the mine waste dump. The research options include the drift with excavation area (S_d) of 9.6 m^2 , 13 m^2 and 17.9 m^2 dug through coal seam, siltstone, sandstone with steels SVP22, SVP27 and SVP33 with different grades of steel. the anti-survey step is 0.3 m/frame, 0.5 m/frame, 0.8 m/frame and 1 m/frame. From the results of internal force for anti-selective step resistance as follows: for furnace line in coal: $S_d = 9.6 \text{ m}^2$ used because SVP27 steel resisting step is less than 0.3 m/frame; $S_d = 13 \text{ m}^2$ used because of SVP33 steel, the resistance step is less than 0.3 m/frame; $S_d = 17.9 \text{ m}^2$ used because steel SVP33 resisting step is less than 0.3/frame; For the kiln line in siltstone: $S_d = 9.6 \text{ m}^2$ used for steel SVP33 with 0.5 m/frame; $S_d = 13 \text{ m}^2$ used for steel SVP33 with 0.5 m/frame; $S_d = 17.9 \text{ m}^2$ used because SVP33 steel chooses the resistance step equal to 0.3/frame; For the kiln line in sandstone: $S_d = 9.6 \text{ m}^2$ used frame of SVP22 steel, the leveling step is from $1 \div 1.5$ m/frame; $S_d = 13 \text{ m}^2$ used frame of SVP27 steel step-by-step from $1 \div 1.5$ m/frame; $S_d = 17.9 \text{ m}^2$ used because of SVP27 steel step-by-step from $1 \div 1.5$ m/frame.

Key words: mining waste dump, internal force of SVP steel, SVP steel resisting step

NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA KẾT CẤU CHỐNG GIỮ KHO CHỨA KHÍ NGẦM LPG CỦA HSVC TẠI CÁI MÉP, VŨNG TÀU BẰNG PHƯƠNG PHÁP SỐ

Vũ Tiến Dũng¹, Đặng Văn Kiên^{2*}, Joséphine DONNARD³

¹Nghiên cứu sinh ngành Kỹ thuật Xây dựng Công trình ngầm, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

²Trường Đại học Mỏ - Địa chất; ³Trường Đại học Polytech Grenoble, Cộng hòa Pháp

*Tác giả chịu trách nhiệm: kienxdn@gmail.com

Tóm tắt

Vấn đề địa kỹ thuật trong xây dựng công trình ngầm luôn rất phức tạp, dẫn đến khó có thể dự báo chính xác điều kiện địa chất trong các khu vực đường hầm đi qua do những hạn chế của các phương pháp khảo sát cũng như sự tồn tại các mặt phân cách, sự không đồng nhất của khối đá. Phương pháp phân tích số đã được đưa vào ứng dụng trong bài toán địa kỹ thuật và góp phần phân tích đặc điểm biến dạng dẻo và tính phi tuyến của các quan hệ ứng suất biến dạng của khối đá xung quanh. Bài báo thể hiện kết quả mô hình số tại kho chứa khí ngầm Cái Mép, Vũng Tàu. Căn cứ vào hồ sơ thiết kế kỹ thuật do chủ đầu tư cung cấp, các điều kiện đầu vào của mô hình thiết kế, kết quả tính toán bằng phần mềm RockScienc-Phase2 (mô hình 2D) đã chỉ ra ứng xử của kết cấu chống kho chứa khí ngầm tại dự án kho chứa khí ngầm LPG của HSVC tại Cái Mép. Kết quả nghiên cứu sẽ là tài liệu tham khảo bổ ích cho các dự án tương lai trong điều kiện tương tự.

Từ khóa: kho chứa khí ngầm; ứng xử cơ học; kết cấu chống; chuyển vị; phương pháp số; Cái Mép.

1. Tổng quan về kho chứa khí ngầm

Hiện nay, trong bối cảnh khủng hoảng năng lượng toàn cầu do chiến tranh nên an ninh năng lượng đặt ra một yêu cầu quan trọng về lưu trữ nguồn cung cấp năng lượng nhằm đáp ứng cho các ngành công nghiệp và dịch vụ. So với các kho lạnh lộ thiên tương đương, việc sử dụng, xây dựng các kho lạnh ngầm nhiều công dụng có những ưu điểm nổi bật sau đây: cho phép làm giảm đáng kể chi phí làm lạnh do nhiệt độ, độ ẩm trong kho lạnh ngầm gần như không thay đổi; không tồn tại hiện tượng mất mát năng lượng làm lạnh như trong các kho lạnh lộ thiên (Công ty Hóa chất Hyosung VINA, Báo cáo thiết kế kỹ thuật kho chứa ngầm Cái Mép, 2019). So với các nhà máy lộ thiên tương đương, phương án xây dựng các nhà máy ngầm có những ưu điểm sau đây: cho phép giảm các chi phí sử dụng thường xuyên để sửa chữa mái che, chi phí sơn, kính và chi phí bảo vệ; đảm bảo khả năng chống cháy tốt; có khả năng nguy trang tốt cho nhà máy; có khả năng chống lại hiện tượng xâm nhập của các chất độc, chất phóng xạ hạt nhân từ phía ngoài vào công trình ngầm.

Hiện nay có thể tận dụng các đường hầm, hầm trạm trong các mỏ khai thác hầm lò chuẩn bị đóng cửa để làm kho chứa ngầm. Ngoài ra, kho chứa ngầm có thể xây dựng hoàn toàn mới dưới dạng các công trình ngầm, hầm trạm bằng phương pháp ngầm. Các kho chứa ngầm cũng có thể được xây dựng bằng phương pháp hóa lý (ví dụ như bằng phương pháp hòa tan các vỉa muối bằng nước ngọt). Bảng 1 giới thiệu các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật xây dựng các kho chứa lộ thiên và các kho chứa ngầm xây dựng bằng phương pháp ngầm thông thường và phương pháp hòa tan các vỉa muối. Số liệu trong Bảng 1 cho thấy: phương pháp xây dựng kho chứa ngầm bằng giải pháp hòa tan các vỉa muối có các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật cao nhất.

Bảng 1. So sánh giá thành xây dựng quy đổi cho kho chứa (Võ Trọng Hùng, 2013).

Chủng loại kho chứa	Giá thành xây dựng quy đổi cho kho chứa, %	Chi phí thép, kg/m ³	Chi phí lao động cho 1,0 m ³ , người - giờ
Kho chứa thép xây dựng bằng phương pháp lộ thiên	100,0	317,5	9,0
Xây dựng bằng phương pháp thông thường	22,5	7,1	2,7
Xây dựng bằng phương pháp hòa tan vỉa muối	3,8	4,8	0,8

Phương pháp giả thiết vòm áp lực trong môi trường đất rời rạc: với các tác giả điển hình như V.Ritter, M.M.Protodiakonov, Komerell, K.Terzaghi, A.Birbaumer, M.M.Protodiakonov - Tximbarevich... Đặc biệt đối với các kho chứa ngầm và gian máy có tiết diện lớn, vùng phá hủy hình thành xung quanh công trình ngầm rất lớn dẫn đến việc tính toán kết cấu chống không còn phù hợp. Các giải thuyết hay sử dụng cho trường hợp hầm tiết diện lớn gồm tính toán áp lực lên nóc hầm theo Moxtkop, tuy nhiên giả thuyết *không phản ánh đầy đủ ảnh hưởng của quá trình đào chia gương khi thi công kho chứa khí ngầm*.

Phương pháp phân loại đá: để xác định áp lực đá (còn gọi là phương pháp dựa trên đánh giá số lượng các chỉ tiêu của đá) với các tác giả điển hình Deere, Lauffer, Bieniawski, Barton,... các hệ thống phân loại sử dụng như RQD, RMR, Q... Ưu điểm của nhóm phương pháp này là kết quả tương đối chính xác hơn; sử dụng kỹ thuật đánh giá kết quả hiện đại. Bên cạnh đó vẫn tồn tại nhược điểm phải đo trực tiếp trên hiện trường do những kỹ sư địa chất hiện trường có kinh nghiệm. Với hệ các kho chứa ngầm thông thường sử dụng hệ thống phân loại khối đá Q của Barton, Lien và Lunde, RMR...

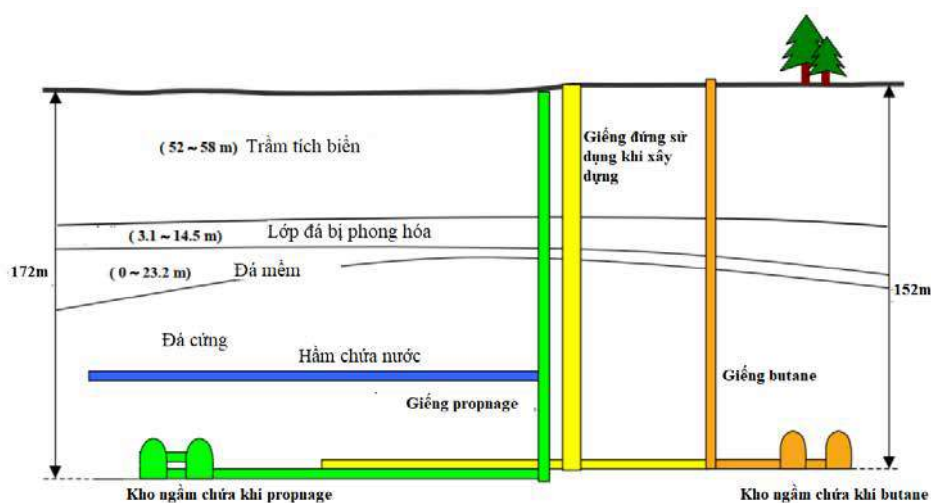
Phương pháp số đã được sử dụng khá phổ biến trong việc mô phỏng ảnh sự ổn định của kho chứa ngầm trên thế giới do những ưu điểm vượt trội cho phép tính toán các kho chứa ngầm có hình dạng khác nhau. Tại Việt Nam, do kho chứa ngầm là công trình cấp đặc biệt và còn mới mẻ do chưa được sử dụng nhiều. Gần đây, các tác giả (Đặng Văn Kiên, Võ Trọng Hùng, 2020; Dang Van Kien, Do Ngoc Anh, Do Ngoc Thai, 2022) đã có những nghiên cứu đầu tiên về công trình này dựa trên việc mô phỏng số đánh giá ổn định của kho chứa khí ngầm và hệ thống giếng đứng tại dự án Kho ngầm chứa LPG của HSVC tại Cái Mép bằng phương pháp số thông qua việc sử dụng phần mềm Rock Scienc-Phase 2. (Đặng Văn Kiên, 2020; Dang Van Kien, 2022). Tuy nhiên, các nghiên cứu đến nay mới chỉ dừng lại ở giai đoạn thi công kho chứa, chưa kể đến ảnh hưởng của các yếu tố khác trong thời gian sử dụng kho chứa như áp lực khí bên trong...

3. Ứng dụng phương pháp số mô phỏng ứng xử kết cấu chống kho chứa khí ngầm LPG của HSVC tại Cái Mép

Dự án Kho ngầm chứa LPG của HSVC tại Cái Mép, tỉnh Bà Rịa - Vũng Tàu, Việt Nam là dự án Kho chứa khí ngầm lớn nhất Đông Nam Á và là dự án Kho chứa khí ngầm đầu tiên tại Việt Nam thuộc Nhóm A (theo khoản 2, Điều 8, Luật Đầu tư công số 49/2014/QH13 ngày 18/06/2014), cấp công trình đặc biệt do Công ty TNHH Hóa chất Hyosung Vina làm chủ đầu tư, do Công ty Consultant for Technical Design Document: HDEC - HSHI JV KOREA của Hàn Quốc thiết kế và Công ty cổ phần Thiết kế Công nghiệp Hóa chất là đơn vị tư vấn thẩm tra.

Kho chứa khí ngầm LPG Cái Mép, tỉnh Bà Rịa - Vũng Tàu gồm hai kho ngầm chứa khí đều có tiết diện ngang hình elip đứng theo thiết kế. Trong đó, điểm sâu nhất của kho ngầm chứa khí propane nằm ở độ sâu từ -150 m tới -172 m, đáy sâu nhất của kho là -192 m so với mực nước biển. Kho này có sức chứa 170.000 tấn với 4 khoang chứa, chiều rộng mỗi khoang là 17 m, chiều cao 22 m (Công ty Hóa chất Hyosung VINA, Báo cáo thiết kế kỹ thuật kho chứa ngầm Cái Mép, 2019).

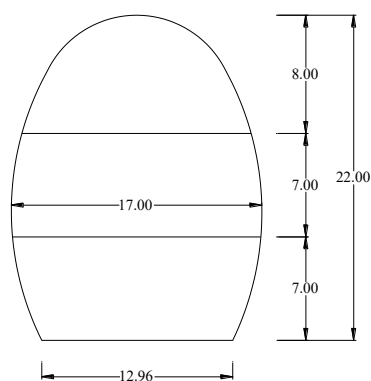
Kho chứa khí ngầm butane nằm ở độ sâu từ -110 m đến -132 m, với điểm sâu nhất là -152 m so với mực nước biển. Kho này có sức chứa 70.000 tấn với 2 khoang. Tổng chiều dài hầm của kho chứa gần 4,8km, với kích cỡ và sức chứa trên, kho chứa khí ngầm LPG tại Bà Rịa - Vũng Tàu được coi là lớn nhất Đông Nam Á có dạng như hình 3 với tiết diện mặt cắt ngang khu chứa khí như hình 4.



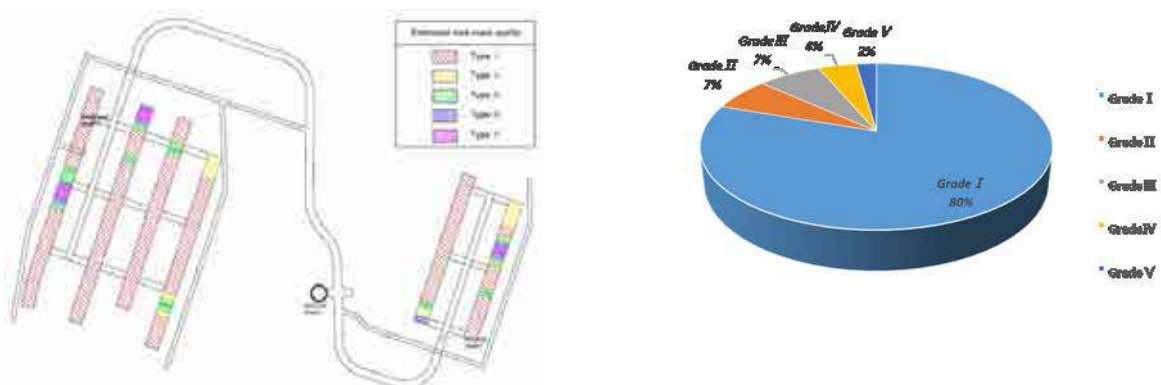
Hình 3. Sơ đồ bố trí các kho chứa ngầm với 2 loại propnag và butane.

3.1. Đặc điểm của khối đá xung quanh đường hầm

Theo kết quả khảo sát, khối đá xung quanh đường hầm được thể hiện trên Bảng 1. Các kho chứa ngầm được đặt hoàn toàn trong đá rắn cứng loại I theo phân loại khối đá Q của Barton như hình 5 và Bảng 1, Bảng 2 (Công ty Hóa chất Hyosung VINA, Báo cáo thiết kế kỹ thuật kho chứa ngầm Cái Mép, 2019). Theo đó phần phía trên đường hầm đào trong sét pha, cát, toàn bộ kho ngầm đặt trong lớp đá gốc với đặc tính như Bảng 3. Trên cơ sở đó kết cấu gia cố các kho ngầm được thể hiện trên Bảng 4 tương ứng. Khả năng mang tải của bê tông phun (thể hiện qua ứng suất nén và kéo cho phép) và khả năng chịu kéo của thanh neo theo kết quả thí nghiệm hiện trường thể hiện trong Bảng 5.



Hình 4. Hình dạng và kích thước của kho ngầm tại dự án LPG Cái Mép.



Hình 5. Phân bố các loại đá xung quanh các kho chứa ngầm và hệ thống công trình ngầm của dự án.

Do vậy các vấn đề thực tế đã được phân tích thành công ngoài những trường hợp đơn giản, lựa chọn được các thiết kế hợp lý. Chúng tôi sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn thông qua phần mềm Rock Scienc-Phase 2 để nghiên cứu trạng thái ứng suất biến dạng và đánh giá mức độ ổn định của các kho chứa ngầm LPG của HSVC tại Vũng Tàu nằm ở độ sâu 152 m. Để nghiên cứu ảnh hưởng của phương pháp số, phương pháp thi công dự kiến là sử dụng khoan nổ mìn với biện pháp đào chia gương thành 3 bậc nhằm đảm bảo tầm hoạt động của thiết bị khoan (Boomer 352, chiều cao khoan tối đa 8 m) với chiều cao tương ứng là: bậc 1, H = 8,0 m; bậc 2, H = 7,0 m; bậc 3, H = 7,0 m. Theo đó, quá trình mô phỏng cũng sẽ chia làm 3 giai đoạn (step) tương ứng.

Bảng 1. Đặc tính đất và đá (Công ty Hóa chất Hyosung VINA, Báo cáo thiết kế kỹ thuật kho chứa ngầm Cái Mép, 2019)

Loại	Trọng lượng, kN/m ³	Lực dính kết, kPa	Góc mất trong, độ	Môđun biến dạng, MPa	Hệ số Poisson
Loại I	26,6	9000	54,8	41000	0,25
Loại II	26,5	7100	52,6	31300	0,25
Loại III	26,4	5100	49,4	16100	0,25
Loại IV	26,1	3700	44,5	8300	0,25
Loại V	25,6	2500	40,6	4400	0,26

Bảng 2. Phương pháp phân loại khối đá theo chỉ số Q (Công ty Hóa chất Hyosung VINA, Báo cáo thiết kế kỹ thuật kho chứa ngầm Cái Mép, 2019)

Cấp đá	I	II	III	IV	V
Q	$Q > 40$	$40 \geq Q > 10$	$10 \geq Q > 4$	$4 \geq Q > 1$	$1 \geq Q > 0,1$
Chất lượng đá	Rất tốt	Tốt	Trung bình	Yếu	Rất yếu

Bảng 3. Đặc tính của các loại đất đá xung quang kho chứa ngầm

Loại đá	Trọng lượng thể tích không bão hòa, kN/m ³	Trọng lượng thể tích bão hòa, kN/m ³	Lực dính kết, kPa	Góc ma sát trong, độ	Môđun biến dạng, MPa	Hệ số Poisson	Góc dẫn nở, độ	Hệ số, K ₀
Sét	16	18	1	25	15	0,2	0	0,577
Cát	17	20	1,6	33,5	30	0,2	4	0,448
Đá gốc	26,6	26,6	7100	52,6	31300	0,25	8,5	0,234

Bảng 4. Kết cấu gia cố các kho chứa ngầm

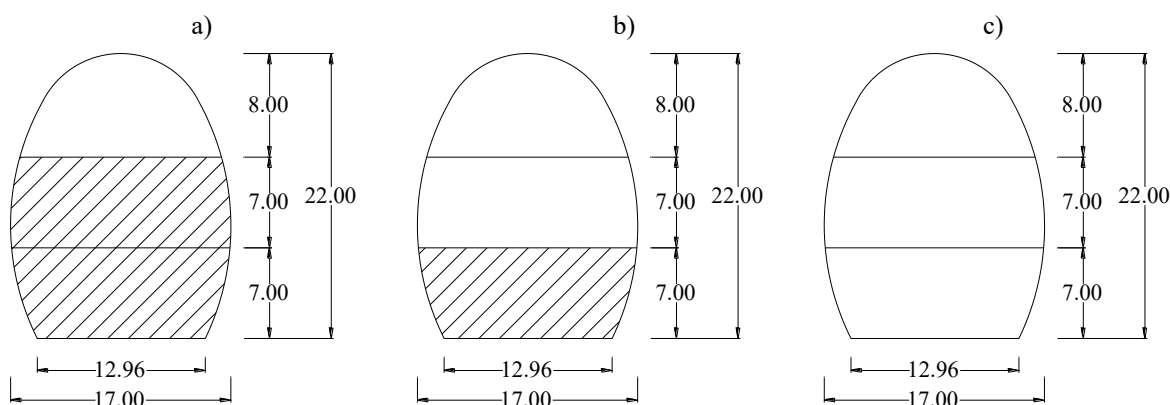
Phân loại	Kết cấu chống		I [>40]	II [40~10]	III [10~4]	IV [4~1]	V [1~0,1]
Kho chứa ngầm 17 × 22 m	Bê tông phun, cm	Dày	5,0	5,0	6,0	12,0	20,0
	Neo	Khoảng cách	Neo điểm	1 neo/5,0 m ²	1 neo/4,0 m ²	1 neo/2,0 m ²	1 neo/1,0 m ²
		Dài	4,85 m				

Bảng 5. Khả năng mang tải của hệ thống kết cấu chống kho chứa ngầm (Công ty Hóa chất Hyosung VINA, Báo cáo thiết kế kỹ thuật kho chứa ngầm Cái Mép, 2019).

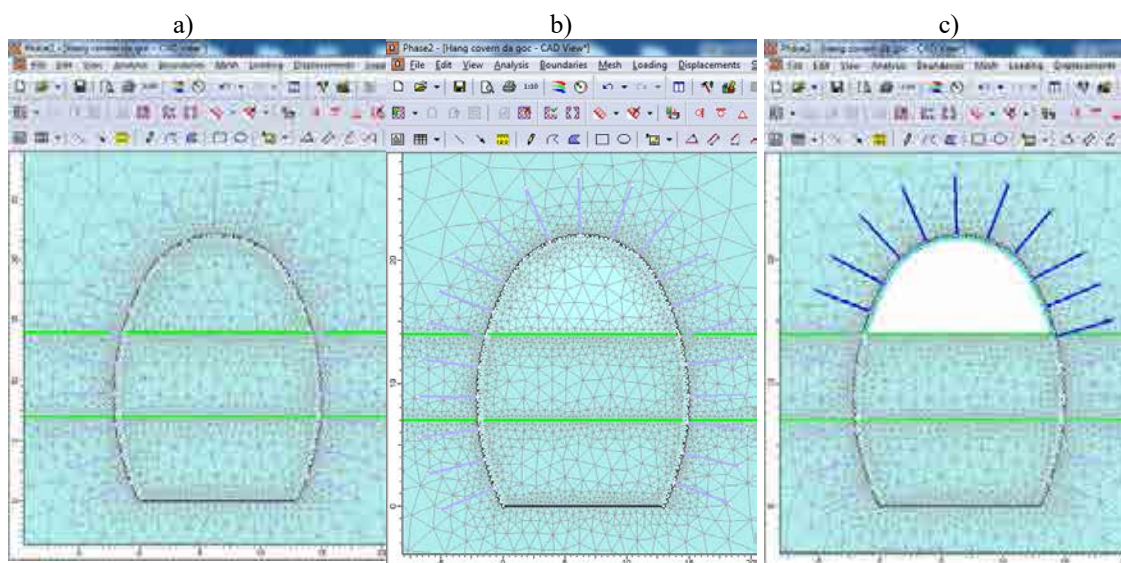
Loại hầm	Ứng suất cho phép của bê tông phun		Lực kéo cho phép của neo [kN]	Ghi chú
	Ứng suất nén [MPa]	Ứng suất kéo [MPa]		
Kho chứa ngầm	10.40	4.50	166	

3.2. Nghiên cứu độ ổn định của kho chứa ngầm bằng phương pháp số cho kho chứa ngầm đơn

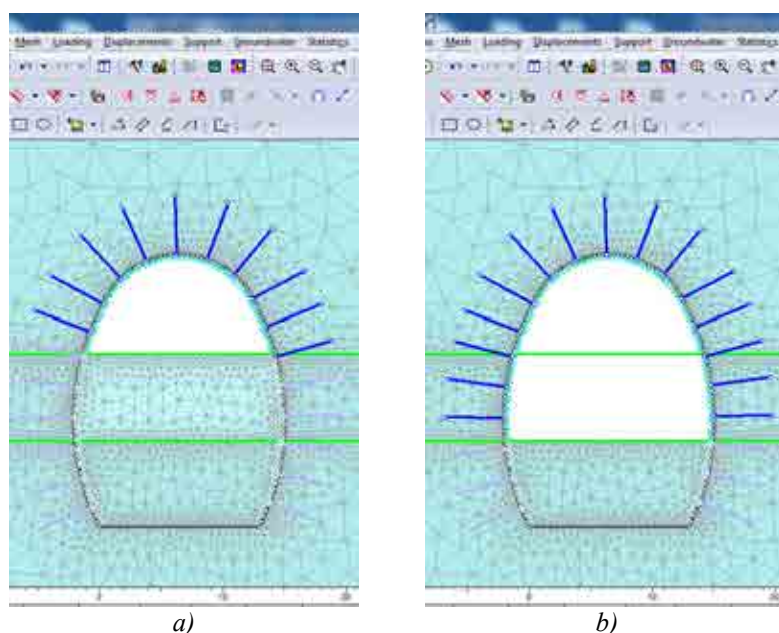
Trên cơ sở các dữ liệu đầu vào và biện pháp thi công dự kiến kho chứa ngầm, các giai đoạn tiến hành mô phỏng sự ổn định của kho chứa ngầm theo 3 giai đoạn như hình 6. Quá trình mô phỏng sử dụng phần mềm Rock Scienc-Phase 2 với các thông số đầu vào như Bảng 5. Quá trình mô phỏng được thể hiện trên các hình hình 7, hình 8 và hình 9.



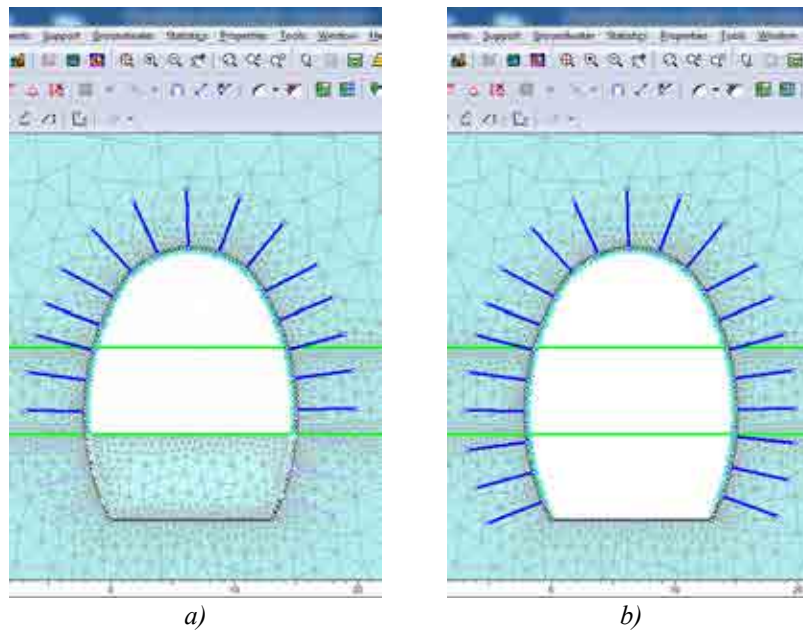
Hình 6. Các giai đoạn đào hầm chứa tương ứng với biện pháp đào chia bậc:
a - Giai đoạn 1 - đào bậc trên; b - Giai đoạn 2 - đào bậc dưới 1; c - Giai đoạn 2 - đào bậc dưới 2



Hình 7. Mô phỏng điều kiện biên và các giai đoạn đào bậc trên kho ngầm: a - Xây dựng điều kiện biên, trường ứng suất ban đầu; b - Giảm mô đun của khối đá trong hang để chú ý đến biến dạng xung quanh biên hầm chứa sau khi đào và lắp dựng kết cấu chống bậc 1; c - Công tác khai đào, lắp dựng kết cấu chống bậc trên.

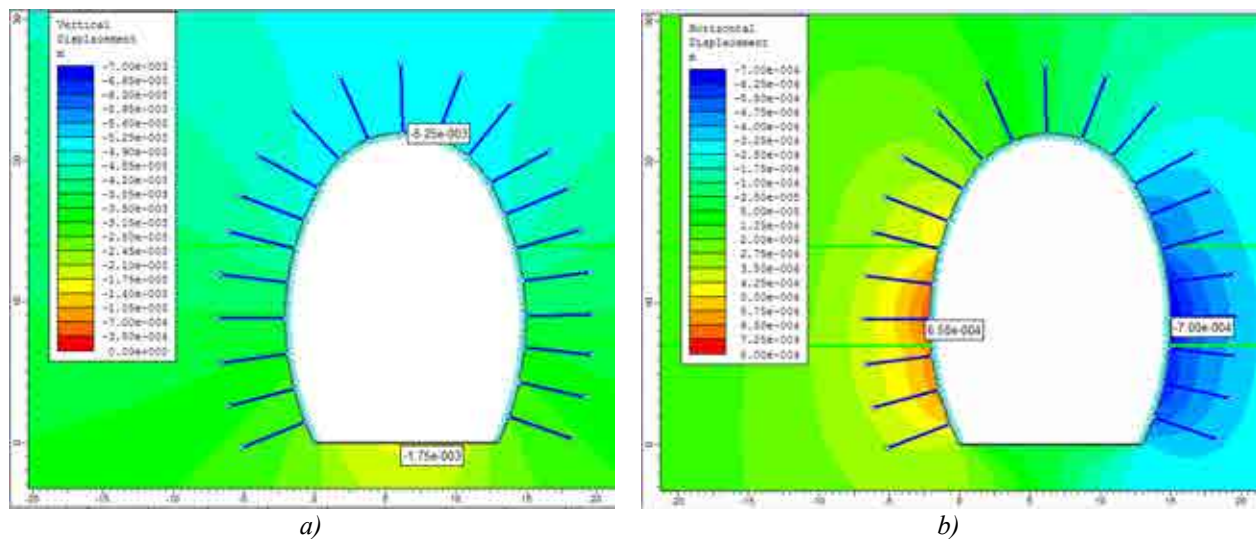


Hình 8. Mô phỏng các giai đoạn đào bậc 1: a - Bước 4; b - Bước 5.

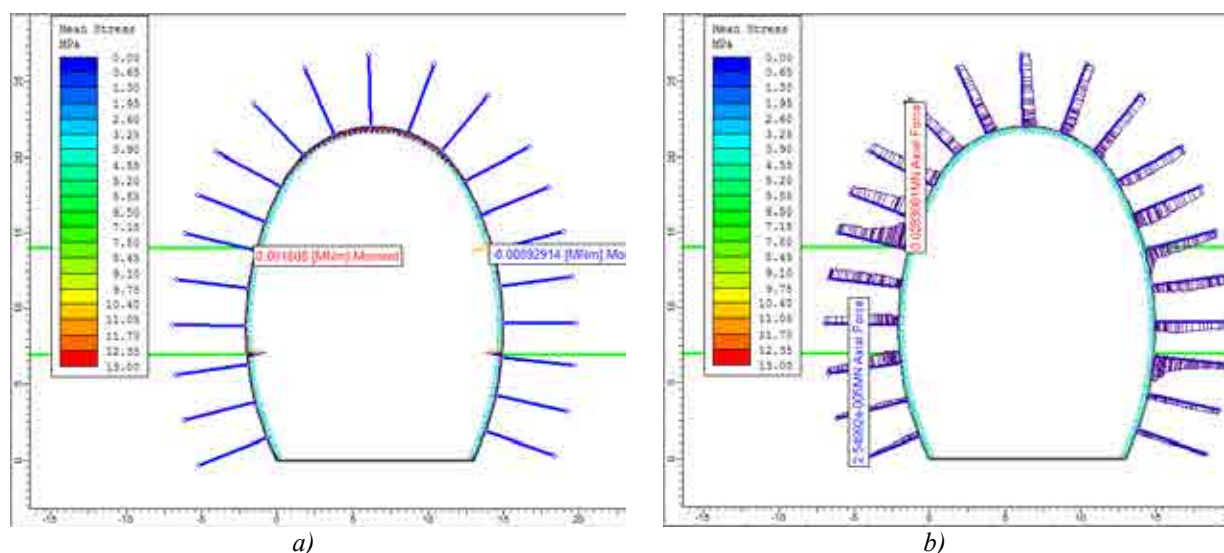


Hình 9. Các giai đoạn đào bậc 2: a - Step 6; b - Step 7.

Kết quả mô phỏng độ ổn định của gương hầm theo các bước đào được thể hiện trên các hình hình 10, hình 11. Việc so sánh kết quả giá trị ứng suất, chuyển vị trên biên hầm theo giá trị cho phép được thể hiện trên Bảng 6, Bảng 7. Kết quả thể hiện giá trị dịch chuyển khối đá xung quanh biên hầm và giá trị ứng suất lớn nhất trong vỏ chống bê tông phun và lực dọc lớn nhất xuất hiện trong thanh neo gia cố kho ngầm của dự án. Bằng cách so sánh giá trị dịch chuyển khối đá xung quanh biên hầm và giá trị ứng suất lớn nhất trong vỏ chống bê tông phun và lực dọc lớn nhất xuất hiện trong thanh neo gia cố kho ngầm ở các bảng cho thấy, các giá trị thu được nhỏ hơn giá trị cho phép theo thí nghiệm hiện trường nên kho ngầm ổn định.



Hình 10. Giá trị dịch chuyển khối đá xung quanh biên hầm
a- Dịch chuyển thẳng đứng; b- Dịch chuyển nằm ngang.



Hình 11. Kết quả tính toán độ bền của bê tông phun và neo đá: a) Ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất trong lớp vỏ bê tông phun; b) Lực dọc trục lớn nhất và nhỏ nhất trong neo đá.

Bảng 6. Giá trị chuyển vị lớn nhất của đất đá xung quanh biên hầm

Kho chứa ngầm	Dịch chuyển lớn nhất tại biên hầm		Ghi chú
	Chuyển vị ngang, mm	Chuyển vị đứng, mm	
	0,7	5,25	

Bảng 7. Ứng suất trong vỏ chống bê tông phun và lực dọc của thanh neo

Kho chứa ngầm	Bê tông phun		Lực dọc lớn nhất của neo, kN	Ghi chú
	Ứng suất nén lớn nhất, MPa	Ứng suất kéo lớn nhất, MPa		
	3,84 [10,40]*	2,23 [4,50]*	28,3 [166]*	

Trong đó: * - Giá trị cho phép theo Bảng 5.

4. Kết quả và thảo luận

Những kết quả nghiên cứu trên đây cho phép rút ra một số kết luận sau đây:

- An ninh năng lượng toàn cầu trong thời gian qua đặt ra đã đặt yêu cầu quan trọng về lưu trữ nguồn cung cấp năng lượng nhằm đáp ứng cho các ngành công nghiệp và dịch vụ. Do vậy, số lượng các kho chứa khí ngầm trong đá cứng tại Việt Nam sẽ tăng lên đòi hỏi những nghiên cứu về loại hình công trình này nhiều hơn.

- Việc tính toán, thiết kế và thi công các kho chứa khí ngầm - một loại công trình ngầm tiết diện lớn, cấp đặc biệt theo TCVN thường phức tạp do ảnh hưởng của nhiều yếu tố, đặc biệt là trạng thái ứng suất khối đá trong quá trình đào chia gương. Ngoài ra, với các kho chứa khí ngầm, kết cấu chống giữ có trạng thái chịu lực khác nhau trong giai đoạn thi công, và giai đoạn sử dụng.

- Phương pháp số là công cụ hữu hiệu hiện nay cho phép mô phỏng đầy đủ các bước đào cũng như ứng xử của khối đất đá xung quanh kho chứa khí ngầm với hình dạng phức tạp thường không phải là hình tròn.

- Bằng việc sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn thông qua phần mềm bản quyền Rock Scienc- RS2-Phase 2 tại Khoa Xây dựng, Trường Đại học Mở - Địa chất hoàn toàn cho phép mô phỏng đầy đủ quá trình thay đổi ứng suất, biến dạng trên biên khi khai đào kho chứa ngầm của dự án ngầm chứa khí tại Cái Mép, Vũng Tàu của Công ty Hóa chất Hyosung VINA.

- Kết quả cho thấy khi kho chứa ngầm được bố trí trong lớp đá gốc ở độ sâu 100 m, với hệ thống kết cấu chống tạm lấy theo phương pháp phân loại khối đá của Barton et al. in 1974, hệ thống phân loại Q, các giá trị ứng suất và chuyển vị trên biên theo kết quả mô phỏng ở trên đều nằm trong giới hạn cho phép, do vậy biên kho chứa ổn định trong giai đoạn thi công.

- Cần có những nghiên cứu nhiều hơn về phương pháp tính toán thiết kế cũng như các giải pháp thi công về loại hình công trình ngầm đặc biệt này tại Việt Nam làm cơ sở xây dựng các bộ tiêu chuẩn, quy phạm trong giai đoạn tới tại Việt Nam.

Tài liệu tham khảo

- Công ty cổ phần Hóa chất Hyosung VINA Chemicals Co.,Ltd, 2019. Báo cáo thiết kế kỹ thuật kho chứa ngầm Cái Mép-LPG-CV-GR-U-0002. Vũng Tàu.
- Đặng Văn Kiên, Võ Trọng Hùng, 2020. *Nghiên cứu đánh giá độ ổn định của kết cấu chống các kho ngầm chứa khí tại Vũng Tàu bằng phương pháp số*, Tạp chí công nghiệp mỏ, 6, 48-53, 2020.
- Dang Van Kien, Do Ngoc Anh, Do Ngoc Thai, 2022. Numerical Simulation of the Stability of Rock Mass around Large Underground Cavern, Civil Engineering Journal, 8, 1, 81-91, 2022.
- <https://tuoitre.vn/xuong-kho-ngam-lon-nhat-dong-nam-a-dang-xay-dung-o-viet-nam-sau-200m-so-voi-muc-nuoc-bien-20210426211243906.htm>
- <https://nangluongquocte.petrotimes.vn/kho-luu-tru-khi-dot-ngam-duoi-long-dat-la-gi-501701.html>
- <http://pvos.vn/underground-lpg-cavern/#>
- Hydrocarbon Storage in Unlined Rock Caverns: Norway's Use and Experience
- Park, E.-S., Chung, S.-K., Lee, D.-H., & Kim, T.-G., 2012. Innovative Method of LNG Storage in Underground Lined Rock Caverns. Natural Gas - Extraction to End Use. doi:10.5772/45771.
- Võ Trọng Hùng, 2013. Thiết kế quy hoạch công trình ngầm. Nhà Xuất bản khoa học công nghệ. Hà Nội.

Research on the mechanical behavior of the rock support of LNG storage in Cai Mep, Vung Tau by numerical method

Vu Tien Dung¹, Dang Van Kien^{2,*}, Joséphine DONNARD³

¹ PhD student, Hanoi University of Mining and Geology

² Hanoi University of Mining and Geology; ³ Polytech Grenoble University, France

*Corresponding author: kienxdn@gmail.com

Abstract

Geotechnical problems such as tunnel are complicated to the extent that it cannot be expected in other areas since non-uniformities of discontinuous area and pores that exist in materials and various properties of the components. The numerical analysis method has been introduced to geotechnical engineering and has contributed to analysis of plastic (yielding) conditions and non-linearity of stress strain relations of the ground. The paper presents the numerical simulation result at caverns of CaiMep project in Vung tau. Based on the technical design documents provided by the investor, the input conditions of the design model, the calculation results by RockScienc- RS2-Phase2 software (2D model) presented the mechanical behavior of the rock support of LPG Storage. The research results will be useful references for future projects under similar conditions.

Keywords: LPG Storage caverns, mechanical behavior, rock support, displacement, numerical simulation, Cai Mep.

NGHIÊN CỨU MÔ PHỎNG SỐ ĐÁNH GIÁ ỨNG XỬ CƠ HỌC CỦA KHỐI ĐẮP TĂNG CƯỜNG LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT TRÊN NỀN ĐẤT YẾU GIA CỐ BẰNG CỌC: MỘT ỨNG DỤNG CHO NỀN ĐƯỜNG ĐẦU CẦU

Phạm Văn Hùng

Trường Đại học Mở - Địa chất

Tác giả chịu trách nhiệm: phamvanhung@humg.edu.vn

Tóm tắt

Nền đường đầu cầu thường có chiều cao đắp tương đối lớn. Trong quá trình khai thác, dưới tác dụng của tải trọng khối đắp và tải trọng giao thông, nền đường đầu cầu thường có độ lún lớn và lún theo thời gian. Bên cạnh đó, tại vị trí tiếp giáp giữa cầu và đường, kết cấu chuyển tiếp từ kết cấu mềm với kết cấu có độ cứng lớn của móng cầu làm xuất hiện điểm gãy khúc trên trục dọc tuyến đường, thậm chí tạo thành những hố (rãnh) lún sâu sát móng cầu. Kỹ thuật khối đắp tăng cường lưới địa kỹ thuật trên nền đất yếu gia cố bằng cọc (GRPS) đã được áp dụng tương đối rộng rãi trong gia cố nền đường đầu cầu nhằm giảm độ lún giữa hai kết cấu cầu - đường và giảm thời gian thi công. Bài báo sử dụng phương pháp mô phỏng số 3D bằng phần mềm FLAC^{3D} để xây dựng hệ GRPS cho nền đường đầu cầu. Kết quả phân tích số làm sáng tỏ sự làm việc của hệ khối đắp - lưới địa kỹ thuật - cọc và hiệu quả của phương pháp GRPS. Sự tham gia của lưới ĐKT đã làm gia tăng khoảng 1,5 lần ứng suất tác dụng xuống đầu cọc, và giảm khoảng 20% ứng suất xuống nền đất yếu.

Từ khóa: nền đường; lưới địa kỹ thuật; cọc cứng; ứng suất; độ lún.

1. Tổng quan nền đường đầu cầu

Sự cố lún đường đầu cầu sau móng cầu là hiện tượng khá phổ biến với các công trình giao thông không chỉ ở Việt Nam mà cả các nước phát triển trên thế giới. Hiện tượng lún lệch tại khu vực tiếp giáp giữa cầu và đường là nguyên nhân gây cảm giác khó chịu cho lái xe và hành khách, gây hư hại xe cộ, hỏng hàng hóa, phát sinh tải trọng xung kích, trùng phục tác dụng phụ thêm lên móng cầu, làm gia tăng chi phí duy tu bảo dưỡng và giảm mức độ an toàn giao thông. Thực chất của sự cố lún là mối quan hệ tương tác giữa hệ kết cấu móng cầu và kết cấu đường dẫn đầu cầu. Trong khi kết cấu móng cầu có độ cứng lớn và ít biến dạng. Nền đường đầu cầu có độ cứng nhỏ và có thể bị lún nhiều hơn, đặc biệt là khi nền đường xây dựng trên đất yếu. Ngoài ra, tại vị trí tiếp giáp giữa cầu và đường, do có tải trọng xung kích và trùng phục, diễn biến lún sẽ nhanh hơn nhiều so với các vị trí thông thường khác. Khi nền đường đầu cầu đắp càng cao thì độ chênh lệch lún tại điểm tiếp giáp giữa móng và đường đầu cầu càng lớn (Nguyễn Trung Hồng và Trần Tiến Dũng, 2013).

Có một số nguyên nhân gây lún tại khu vực tiếp giáp giữa cầu và đường, như nền đất lún cổ kết theo thời gian; vật liệu đắp không đảm bảo; quá trình đầm nén chưa đạt độ chặt; chưa có biện pháp thoát nước móng cầu dẫn đến hiện tượng xói ngầm; do lưu lượng xe quá tải... Để giảm độ lún lệch và độ lún lớn của kết cấu chuyển tiếp giữa đường đầu cầu và kết cấu móng cầu một số giải pháp đã được sử dụng khá phổ biến như thiết kế bản giảm tải; gia tải trước kết hợp với thoát nước thẳng đứng bằng bắc thấm; sử dụng cọc cát đầm chặt; cọc bê tông, hoặc kết hợp nhiều phương pháp khác nhau.

Phương pháp bắc thấm kết hợp gia tải trước là phương pháp phổ biến trong việc xử lý nền đất yếu trong các dự án xây dựng đường giao thông ở Việt Nam, cũng như trên thế giới. Tác giả Nguyễn Hồng Trường và Nguyễn Hữu Thái (2017), nghiên cứu đánh giá độ cố kết của nền đất yếu được gia tải trước kết hợp với thoát nước thẳng đứng. Tác giả thấy rằng, độ lún cố kết đạt khoảng 90% sau thời gian gia tải là 100 ngày. Ngoài ra, thông qua quan trắc tại hiện trường, tác giả chỉ ra rằng các điểm gần bắc thấm thì độ lún cố kết lớn và các điểm xa bắc thấm thì độ lún cố

kết nhỏ hơn. Tuy nhiên, phương pháp thoát nước thẳng đứng có điểm hạn chế là thời gian thi công bị kéo dài do chờ độ lún cố kết theo thời gian.

Khi nghiên cứu về độ lún cố kết của đường đầu cầu trên nền đất yếu gia cố bằng cọc cát đầm chặt dự án quốc lộ 5B, tác giả Ngô Thị Thanh Hương (2020) thấy rằng, quá trình lún cố kết của nền đường diễn ra trong thời gian dài khoảng 800 ngày, độ lún cố kết cuối cùng quan trắc được là 1,72 m. Đồng thời, khi phân tích hai phương pháp tính lún, tác giả chỉ ra rằng độ lún dự đoán theo phương pháp tính của Nhật Bản xấp xỉ bằng 3 lần độ lún dự đoán theo phương pháp nguyên tắc chịu lực, và kết quả phương pháp tính của Nhật Bản cho kết quả gần đúng với kết quả quan trắc với độ sai khác khoảng 4%. Ngoài ra, tác giả cũng cho rằng quá trình đắp kéo dài mà tính lún trong một giai đoạn với một giá trị tải trọng cố định dẫn đến kết quả sai lệch so với thực tế. Khi tính lún cố kết cần phải chia thành nhiều giai đoạn đắp để tính.

Tác giả Trần Minh Hải và nnk (2021) nghiên cứu nền đường đầu cầu trên đất yếu gia cố bằng cọc bê tông cốt thép. Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra rằng, sử dụng cọc bê tông cốt thép gia cố nền đường mang lại hiệu quả cao do thời gian thi công nhanh, do không phải chờ lún cố kết tắt dần, chất lượng cọc được kiểm soát, hệ cọc được ngàm vào đất tốt, do đó sẽ không phát sinh lún kéo dài theo thời gian. Ngoài ra, khi phân tích bài toán nền đường đắp cao 4,5 m, trên nền đất yếu gia cố bằng cọc bê tông ly tâm D300, dài 28 m kết lớp với lưới địa kỹ thuật, kết quả kiểm toán ổn định tổng thể của nền đường sau khi gia cố đạt hệ số ổn định $K_{min} = 1,865$.

Ngô Bình Giang và nnk (2023) nghiên cứu ứng xử của nền đường đầu cầu được gia cường bằng trụ xi măng đất kết hợp với lưới địa kỹ thuật. Tác giả sử dụng phương pháp mô hình số 3D, mô phỏng lại dự án đường đầu cầu số 2 (bên móng M1), khu đô thị Mizuki Park tại xã Bình Hưng, huyện Bình Chánh. Chiều sâu xử lý chưa hết chiều dày lớp đất yếu, trụ xi măng đất được mô hình dưới dạng cọc treo nhưng hiệu quả truyền tải trọng khá cao với hệ số tập trung ứng suất thu được lớn hơn 2 và lún lệch nhỏ. Tuy nhiên những ứng xử về hiệu ứng vòm, hiệu ứng màng, và hiệu quả của cọc xi măng đất và lưới địa kỹ thuật chưa được phân tích.

Qua phân tích một số phương pháp gia cố và cải tạo nền đường đầu cầu đắp trên đất yếu, tác giả nhận thấy rằng, đã có một số giải pháp được đưa ra như phương pháp bắc thăm, cọc cát, cọc bê tông cốt thép, trụ xi măng đất... nhằm giảm độ lún, giảm chi phí xây dựng và rút ngắn thời gian thi công. Qua phân tích tổng quan, tác giả thấy rằng thậm chí khi sử dụng các cọc bê tông cốt thép hay trụ xi măng đất, độ lún của nền đường vẫn còn tương đối lớn, cần có những cải tiến hơn trong khi sử dụng cọc trong gia cố nền đường đầu cầu.

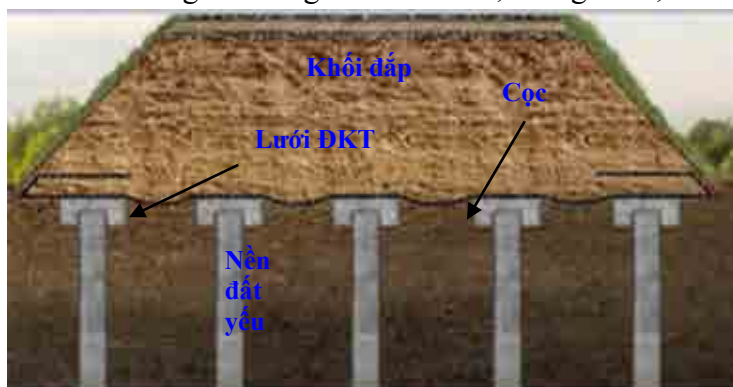
2. Phân tích cấu tạo hệ gia cố khối đắp tăng cường lưới địa kỹ thuật trên nền đất yếu gia cố bằng cọc (GRPS)

Những ưu điểm khi sử dụng cọc để gia cố nền đất yếu bao gồm: (1) xây dựng công trình được ngay mà không cần phải chờ quá trình lún cố kết; (2) giảm tổng độ lún và độ lún lệch; (3) giảm áp lực xuống nền đất và (4) không phải đào và đắp thay thế nền đất yếu. Tuy nhiên, khi sử dụng cọc gia cố, độ lún của nền đường vẫn còn tương đối lớn, đặc biệt là khi thi công qua nền đất có sức chịu tải nhỏ, hoặc có độ nén lún cao. Phương pháp GRPS là phương pháp gia cố nền đất yếu tiên tiến nhờ sự kết hợp hài hòa giữa khối đắp, lưới ĐKT và hệ cọc, trong đó đáy khối đắp được tăng cường bằng lưới địa kỹ thuật đặt trên nền đất yếu gia cố bằng hệ cọc. Sự tham gia của lưới ĐKT nhằm chống hiện tượng chọc thủng của đầu cọc với khối đắp và nâng cao hiệu quả truyền lực xuống đầu cọc. Hệ cọc gia cố nền đất yếu có vai trò tiếp nhận tải trọng từ khối đắp và truyền xuống các lớp đất dưới sâu.

Từ khi ra đời, phương pháp GRPS đã được nghiên cứu phát triển và áp dụng trong một số dự án gia cố đường đầu cầu từ những năm 80 thế kỷ XX. Bên cạnh đó, phương pháp GRPS cũng phù hợp với nền đất có điều kiện địa chất phức tạp; nền đất yếu bão hòa nước, hệ số nén lún cao; và có chiều dày đất yếu tương đối lớn (Han và Gabr, 2002).

2.1. Cấu tạo của hệ GRPS

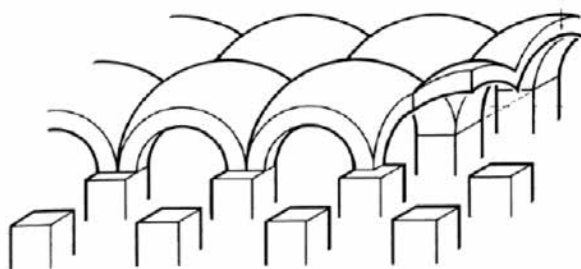
Hệ GRPS gồm nền đất yếu được gia cố bằng cọc trên toàn chiều dày hoặc một phần chiều dày lớp đất yếu. Cọc được sử dụng có thể là cọc có độ cứng lớn như cọc bê tông cốt thép, cọc thép; hay cọc có độ cứng nhỏ như cọc đất xi măng, cọc đá dăm. Các cọc được bố trí theo sơ đồ lưới ô vuông, lưới chữ nhật hoặc lưới tam giác. Để tăng diện tích truyền tải trọng xuống cọc, đầu cọc có thể mở rộng hơn nhờ mũ cọc. Tại mặt phẳng của đầu cọc, bố trí một hoặc vài lưới/vải địa kỹ thuật. Phía trên là khối đắp bằng các loại vật liệu đắp nền thông thường hoặc đắp vật liệu rời có góc ma sát trong lớn. Như vậy, cấu tạo của hệ GRPS tương đối đơn giản gồm đất yếu gia cố bằng cọc và nền đường tăng cường bằng lưới ĐKT tại mặt phẳng đáy nền đường (hình 1). Phương pháp GRPS thường được sử dụng trong kết cấu nền đường ô tô, nền đường sắt đắp trên đất yếu, gia cố dưới móng các công trình bể chứa, tường chắn, móng trụ cầu...



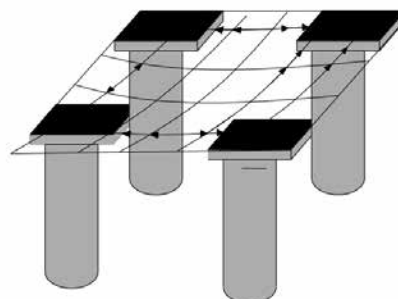
Hình 1. Cấu tạo hệ GRPS.

2.2. Nguyên lý làm việc của hệ GRPS

Khi khối đắp chịu tác dụng của tải trọng bản thân và tải trọng bên trên thì khối đất chịu nén, và phía đáy của khối đắp chịu kéo uốn. Lưới ĐKT làm tăng khả năng chịu kéo của đáy nền đường. Khi xem xét hệ gồm khối đắp - cọc - nền đất yếu, do độ cứng của cọc lớn gấp nhiều lần so với độ cứng của nền đất yếu, với sức kháng cắt lớn của vật liệu khối đắp, do đó, bên trong khối đắp có sự phân bố lại ứng suất, ứng suất truyền xuống đầu cọc lớn gấp nhiều lần so với ứng suất truyền xuống nền đất yếu, hiện tượng này thường được gọi là “hiệu ứng vòm” (hình 2). Thông thường, hiệu ứng vòm được đánh giá thông qua hệ số tập trung ứng suất (n), là tỷ số ứng suất tác dụng xuống đầu cọc (σ_p) và ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu (σ_s). Bên cạnh đó, nhờ có sự tham gia của lưới ĐKT với hiệu ứng màng và lực căng kéo lớn, phần ứng suất của nền đường tác dụng xuống lưới ĐKT, thông qua hiệu ứng màng, một phần ứng suất này được truyền dọc lưới ĐKT và truyền về vị trí đầu cọc (hình 3). Nhờ vậy mà hiệu ứng vòm trong khối đắp đã được tăng lên đáng kể.



Hình 2. Mô hình hiệu ứng vòm (Hewlett và Randolph, 1988).



Hình 3. Mô hình hiệu ứng ứng suất kéo trên đầu cọc (Phạm Anh Tuấn và Đỗ Hữu Đạo, 2015).

Nhờ có hiệu ứng vòm bên trong khối đắp, hiệu ứng màng và khả năng chịu kéo của lưới ĐKT, ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu giảm đi đáng kể, ứng suất tác dụng lên đầu cọc được

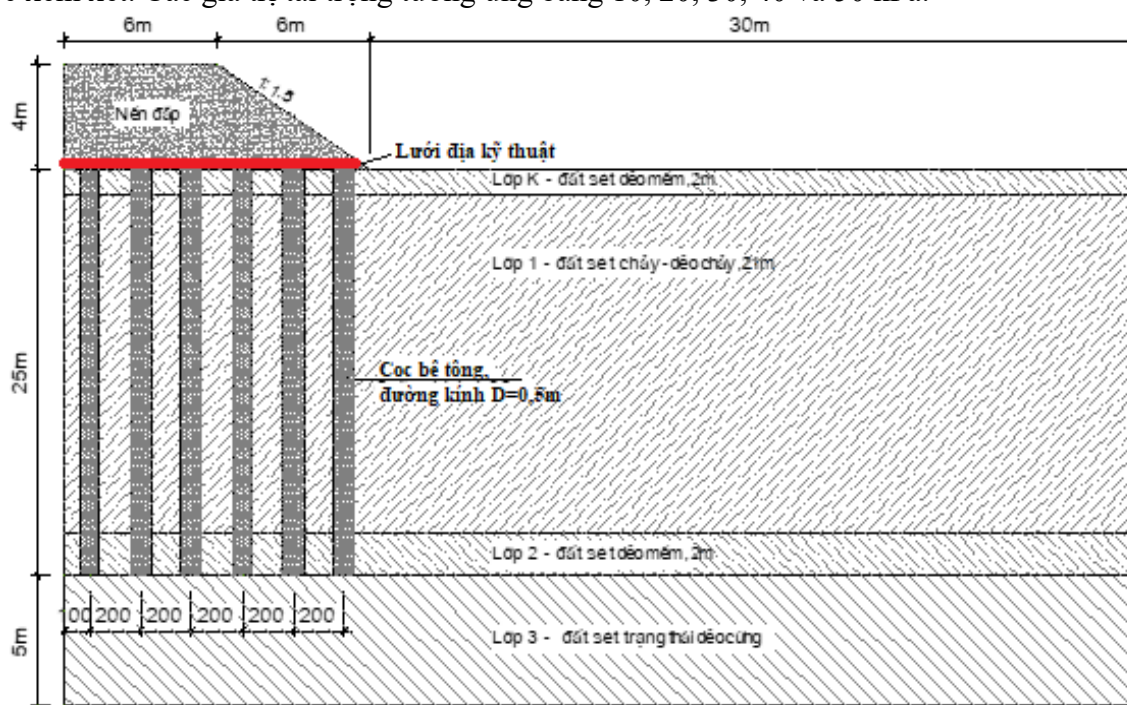
tăng lên, do đó độ lún của nền đất yếu và độ lún của nền đường giảm đi rõ rệt. Phương pháp GRPS, có cấu tạo đơn giản, và có hiệu quả cao trong việc giảm độ lún cuối cùng và độ lún lệch của khối đắp. Bài báo nghiên cứu ứng dụng công nghệ khối đắp tăng cường bằng lưới địa kỹ thuật trên nền đất yếu gia cố bằng cọc cho nền đường đầu cầu sẽ tập trung phân tích cơ chế ứng xử bên trong khối đắp, độ lún của nền đường dưới tác dụng của tải trọng bản thân và tải trọng bên trên khối đắp.

3. Sử dụng mô hình số 3D phân tích sự làm việc của hệ GRPS gia cố nền đường đầu cầu

3.1. Phương pháp xây dựng mô hình số 3D

Nghiên cứu phân tích sự làm việc của nền đường tăng cường bằng lưới ĐKT trên nền đất yếu được gia cố bằng cọc (hệ GRPS) và nền đường trên nền đất yếu được gia cố bằng cọc (hệ PE). Số liệu địa chất sử dụng trong nghiên cứu được lấy trong dự án xây dựng tuyến đường đầu cầu qua sông Gành Hào, thuộc địa phận tỉnh Bạc Liêu. Nghiên cứu đánh giá hiệu quả của việc sử dụng lưới ĐKT tăng cường nền đường trên khối đắp gia cố bằng hệ cọc thông qua phân tích độ lún của nền đường, độ lún nền đất yếu, hiện tượng truyền ứng suất bên trong khối đắp.

Nghiên cứu tiến hành xây dựng mô hình số 3D tỷ lệ thực của hệ PE và hệ GRPS. Mô hình 3D nền đường có bề rộng nền đường $B = 12$ m, chiều cao $H = 4$ m. Các cọc cứng bằng bê tông đường kính bằng 0,5 m với chiều dài bằng 25 m, được bố trí lưới hình vuông kích thước 2×2 m (hình 4). Ảnh hưởng của tải trọng tác dụng bên trên (q) đến sự phân bố ứng suất và độ lún cũng được xem xét. Các giá trị tải trọng tương ứng bằng 10, 20, 30, 40 và 50 kPa.



Hình 4. Kích thước hình học của mô hình.

Nghiên cứu xây dựng mô hình số 3D bằng phần mềm FLAC^{3D} với lời giải phương pháp sai phân hữu hạn. Mô hình dạng dải với $\frac{1}{2}$ mô hình được xây dựng với 6 cọc cứng bằng bê tông cốt thép (hình 4). Mô hình Mohr-Coulomb (MC) đã được kiến nghị sử dụng cho các lớp đất và nền đường, năm thông số của mô hình gồm mô đun đàn hồi, E , hệ số Poisson, ν , góc ma sát trong, φ , lực dính đơn vị, c và trọng lượng thể tích, γ . Các thông số được xác định từ các kết quả thí nghiệm trong phòng, và được thông kê trong bảng 1. Cọc bê tông và vật liệu lưới địa kỹ thuật được mô phỏng bằng mô hình đàn hồi tuyến tính với ba thông số chủ yếu là E , ν và γ . Các thông số của mô hình vật liệu cọc và vải ĐKT được thống kê trong bảng 2. Cao trình mực nước ngầm được giả thiết nằm ngang bằng với bề mặt của nền đất.

Bảng 1. Bảng mô hình vật liệu đất nền và thông số của các mô hình trong tính toán mô phỏng

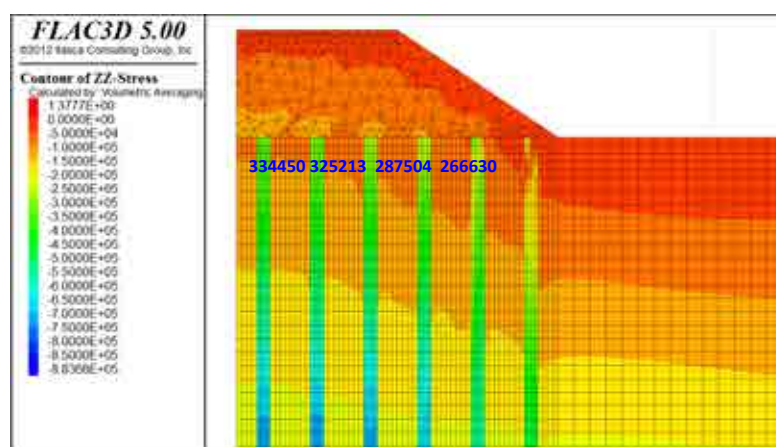
Vật liệu	Mô hình	Các thông số của mô hình
Lớp K	MC	$E = 1,5 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\varphi = 4^{\circ}36'$, $c = 5,9 \text{ kPa}$, $\gamma = 16,1 \text{ kN/m}^3$
Lớp 1	MC	$E = 2,5 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\varphi = 4^{\circ}36'$, $c = 5,9 \text{ kPa}$, $\gamma = 16,1 \text{ kN/m}^3$
Lớp 2	MC	$E = 6,5 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\varphi = 10^{\circ}04'$, $c = 19 \text{ kPa}$, $\gamma = 18,1 \text{ kN/m}^3$
Lớp 3	MC	$E = 20 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\varphi = 12^{\circ}6'$, $c = 25,6 \text{ kPa}$, $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
Nền đắp	MC	$E = 45 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\varphi = 28^{\circ}0'$, $c = 16,0 \text{ kPa}$, $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$

Bảng 2. Các thông số của cọc và lưới ĐKT sử dụng trong mô hình số

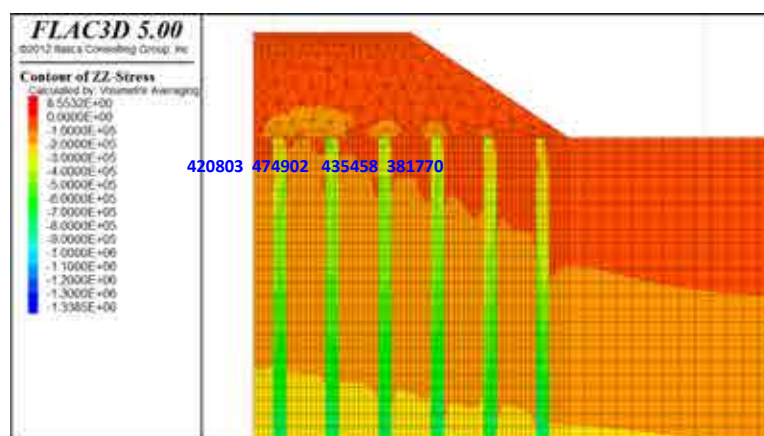
Vật liệu	E (GPa)	ν	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Cọc bê tông	20	0,3	24,0
Lưới ĐKT	26	0,33	-

3.2. Phân tích quá trình truyền ứng suất trong nền đường

Hình 5 (a, b) biểu diễn ứng suất tác dụng xuống đầu cọc trong trường hợp nền đường không và có được gia cường bằng lưới ĐKT. Có thể thấy rằng sự tham gia của lưới ĐKT đã làm tăng tải trọng truyền xuống dưới đầu cọc, xấp xỉ gấp 1,5 lần so với trường hợp không được tăng cường bằng lưới ĐKT. Hiện tượng gia tăng ứng suất tại đầu cọc có thể được giải thích rằng tại mặt phẳng đáy nền đường, phần ứng suất thẳng đứng tác dụng xuống lưới ĐKT, làm lưới ĐKT bị biến dạng võng xuống, gây lên lực kéo trong lưới ĐKT, lực kéo này được truyền dọc trong lưới ĐKT, và truyền xuống các gối tựa là các đầu cọc, điều này đã làm gia tăng ứng suất xuống đầu cọc, hiện tượng này được các nhà nghiên cứu gọi là “hiệu ứng màng”.



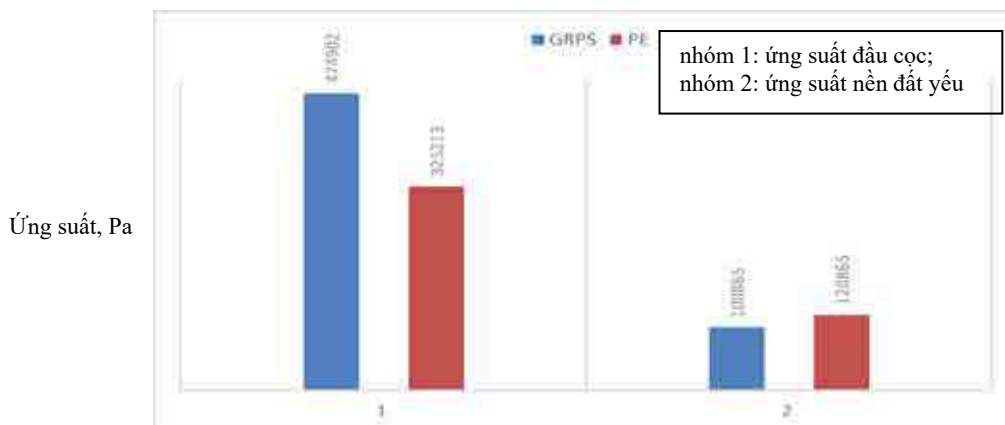
a)



b)

Hình 5. Ứng suất tác dụng xuống đầu cọc khi tải trọng $q = 30 \text{ kPa}$: a) PE; b) GRPS.

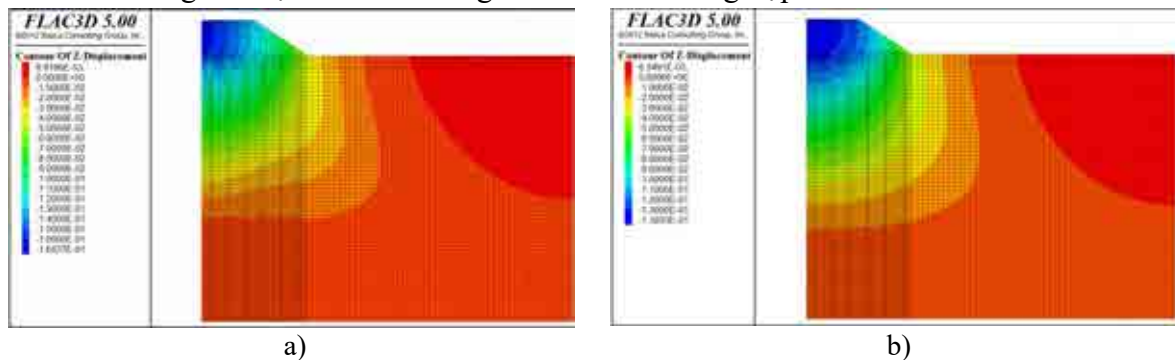
Khi tải trọng tác dụng không đổi, sự gia tăng ứng suất truyền xuống đầu cọc sẽ làm giảm ứng suất truyền xuống nền đất yếu (hình 6). Điều này phù hợp với những nghiên cứu trước đây của tác giả Han và Gabr (2002). Khi đó, hệ số tập trung ứng suất (n) tính được bằng 3,22 và 4,71 tương ứng với trường hợp PE và GRPS. Sự tham gia của lưới ĐKT đã tăng hiệu quả của hiệu ứng vòm truyền xuống đầu cọc.



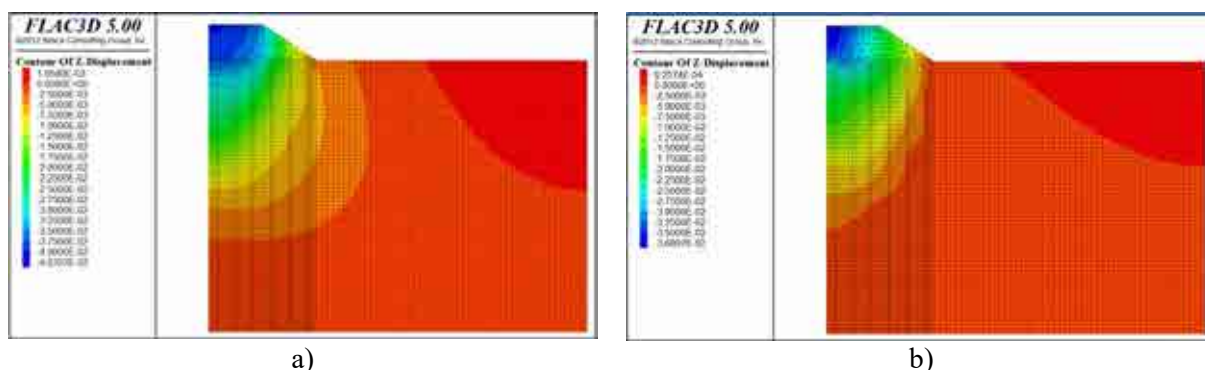
Hình 6. Ứng suất truyền xuống đầu cọc và đất yếu.

3.3. Phân tích độ lún của nền đường

Để đánh giá hiệu quả của việc sử dụng lưới ĐKT tăng cường dưới đáy nền đường, tác giả xem xét đánh giá độ lún của nền đường trong trường hợp hệ chỉ chịu tải trọng bản thân của khối đắp (hình 7), và hệ chịu tải trọng bên trên $q = 30$ kPa (hình 8). Kết quả từ hình 7 chỉ ra rằng, độ lún cuối cùng của nền đường thu được 16,4 cm với trường hợp hệ PE, trong khi độ lún bằng 13,9 cm với trường hợp hệ GRPS, tương ứng với sự giảm độ lún bằng 18%. Sau khi đắp nền đường, độ lún của nền đường được đưa về giá trị bằng “0”, và xét tiếp ảnh hưởng của tải trọng bên trên. Hình 8 thể hiện độ lún của nền đường dưới tác dụng của tải trọng $q = 30$ kPa. Độ lún của nền đường của hệ GRPS chỉ bằng 90% so với trường hợp PE.

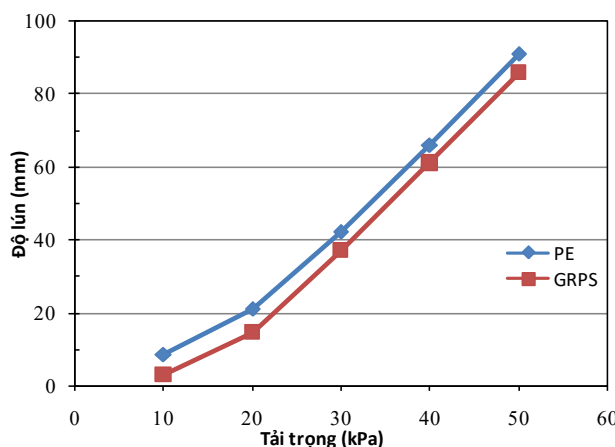


Hình 7. Độ lún của nền đường khi tải trọng bản thân: a) PE; b) GRPS.



Hình 8. Độ lún của nền đường khi tải trọng bên trên $q = 30$ kPa: a) PE; b) GRPS.

Hình 9 so sánh độ lún của nền đường trong trường hợp hệ PE và GRPS. Từ biểu đồ có thể thấy rằng hiệu quả của lưới ĐKT trong việc giảm tổng độ lún của nền đường. Tuy nhiên, khi chiều cao nền đường càng lớn, hiệu quả giảm độ lún không giảm đi. Ngoài ra, biểu đồ cũng đã chỉ ra rằng khi tải trọng tăng lên, độ lún của nền đường cũng tăng lên, và quy luật gần như là tuyến tính. Thực tế rằng, khi gia cố nền đất yếu bằng cọc, đã làm tăng sức chịu tải của nền đất yếu, dưới tác dụng của tải trọng bản thân của nền đường và tải trọng bên trên, hệ đất yếu và cọc vẫn làm việc trong giai đoạn đàn hồi, và độ lún tỷ lệ thuận với giá trị của tải trọng.



Hình 9. So sánh độ lún của nền đường của hệ PE và GRPS.

4. Kết luận

Hiện nay có một số phương pháp sử dụng để gia cố và cải tạo nền đường đầu cầu đắp trên đất yếu, mỗi phương pháp đều có những ưu nhược điểm. Hệ khối đắp tăng cường lưới địa kỹ thuật trên nền đất yếu gia cố bằng cọc (GRPS) làm việc chủ yếu dựa trên nguyên lý hiệu ứng vòm trong khối đắp và hiệu ứng màng của lưới ĐKT. Thông qua phân tích số nền đường đầu cầu sử dụng hệ khối đắp không và có gia cố lưới ĐKT trên nền đất yếu gia cố bằng cọc, so với phương pháp PE, phương pháp GRPS đã có một số ưu điểm trong việc gia tăng độ ứng suất truyền xuống đầu cọc, và giảm độ lún của nền đường.

Tài liệu tham khảo

- Ngô Bình Giang, Đỗ Thắng, Trịnh Minh Thụ, 2023. Nghiên cứu ứng xử của nền đường đầu cầu được gia cố bằng trụ xi măng đất kết hợp với lưới địa kỹ thuật. *Tạp chí Xây dựng*, Bộ Xây dựng, tháng 5 năm 2023, trang 50-53.
- Trần Minh Hải, Trịnh Minh Thụ, Đỗ Thắng, 2021. Nghiên cứu gia cường nền đất yếu đường đầu cầu bằng cọc bê tông cốt thép. *Tạp chí Khoa học kỹ thuật thủy lợi và môi trường*, số 76, 12/2021, trang 74-80.
- Han, J., Gabr, M.A., 2002. Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 1, January 1, 2002. Eng. 128 (1), pp 44-53.
- Hewlett, W.J., Randolph, M.F. 1988. "Analysis of piled embankments." *Ground Engineering*, 21(3), pp 12-18.
- Nguyễn Trung Hồng, Trần Tiến Dũng, 2013. Nguyên nhân lún lệch giữa cầu và đường yêu cầu thiết kế đoạn chuyển tiếp. *Thông tin tư vấn thiết kế*, Quý 2 năm 2013, trang 38-43.
- Ngô Thị Thanh Hương, 2020. Dự đoán lún của nền đường đầu cầu trên đất yếu gia cố bằng cọc cát đầm chặt. *Tạp chí Địa kỹ thuật*, số 3 năm 2020, trang 75-81.
- Phạm Anh Tuấn, Đỗ Hữu Đạo, 2015. Nghiên cứu sơ đồ hợp lý cho hệ cọc đất xi măng có gia cường vải địa kỹ thuật dưới nền đường đắp cao. *Hội nghị Cơ học kỹ thuật toàn quốc*, ngày 3-5 tháng 8 năm 2015, trang 551-558.

Numerical analyses to evaluate the behavior of geosynthetic reinforced pile supported embankment: an application for approach road

Pham Van Hung

Hanoi University of Mining and Geology

Corresponding author: phamvanhung@humg.edu.vn

Abstract

The approach road usually has been built with a relatively large embankment height. During the exploitation time, under the effect of embankment and traffic loads, the settlement of embankment is often accumulated over time. In addition, at the junction between the bridge abutment and the road, the transitional structure from the soft structure to the high stiffness structure of the abutment makes the broken point on the road profile, even forming deep sinks behind the bridge abutment. The technics of Geosynthetic Reinforced Pile Supported embankment (GRPS) has been widely used for approach road thanks to the reduction in final and differential settlements, the decrease in construction time. The paper analyzes the behavior of GRPS embankment of the approach road using the FLAC^{3D} software. The numerical results clearly indicate the working of the embankment-geosynthetic-pile system and the effectiveness of the GRPS method. Additionally, the presence of geosynthetic increases about 1.5 times the applied stress onto pile head, and decreases about 20% the applied stress on the soft soil.

Từ khóa: *embankment, geosynthetic, pile, stress, settlement.*

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG THAM SỐ KẾT CẤU CHỐNG ĐẾN ỨNG XỬ CƠ HỌC CỦA ĐƯỜNG LÒ PHÍA DƯỚI BÃI THẢI BỀ MẶT MỎ VÙNG THAN QUẢNG NINH

Nguyễn Hữu Sà¹, Đặng Văn Kiên^{2,*}, Đào Viết Đoàn², Ngô Đức Quyền³

¹Trường Đại học Bà Rịa - Vũng Tàu; ²Trường Đại học Mỏ - Địa chất

³Công ty Cổ phần Tư vấn đầu tư Mỏ và Công nghiệp - Vinamcomin

*Tác giả chịu trách nhiệm: dangvankien@humg.edu.vn

Tóm tắt

Ngày nay, nhiều mỏ hầm lò ở vùng than Quảng Ninh, Việt Nam đang khai thác xuống sâu và nằm dưới khu bãi thải của mỏ như mỏ than Khe Chàm II, Mông Dương, Mạo Khê... Nhiều bãi thải mỏ đã đổ thải với độ cao 100 - 300 m, đặc biệt có nơi đến 400 m. Áp lực đất đá do trọng lượng khối đất đá của bãi thải mỏ. Áp lực khối đá do trọng lượng của khối đá trong bãi thải mỏ khai thác được coi là áp lực tạo ra do hình thành từ quá trình đổ đất đá, và là một phần áp lực tác dụng lên các đường lò nằm dưới bãi thải mỏ khai thác. Bài báo trình bày hiện trạng bãi thải mỏ và kết cấu chống giữ các đường lò nằm bên dưới bãi thải mỏ vùng Cẩm Phả, Quảng Ninh và hiện trạng của bãi thải mỏ Bàng Nâu, khu đổ thải của mỏ than Khe Chàm II. Các nghiên cứu được thực hiện thông qua việc sử dụng phần mềm Phase2 để tạo ra các mô hình mô phỏng với bãi thải khai thác mỏ nhằm nghiên cứu trạng thái ứng suất chính trong khối đá. Mục tiêu của nghiên cứu này là làm nổi bật ảnh hưởng tham số kết cấu chống đến ứng xử cơ học của đường lò phía dưới bãi thải bề mặt mỏ vùng than Quảng Ninh. Với việc thay đổi các tham số kết cấu chống, trong các nghiên cứu điển hình là chiều dài, mật độ của neo ngắn CDCT và neo cáp dài cho thấy ảnh hưởng lớn đến ứng xử của đường lò (thông qua các thông số ứng suất, chuẩn bị, hệ số an toàn và vùng phá hủy xung quanh đường lò) ứng với từng trường hợp, từ đó lựa chọn phương án chống giữ phù hợp nhất. Kết quả mô phỏng sẽ giúp các đơn vị tư vấn và thi công tính toán được áp lực đất đá tác động lên các hầm nằm dưới bãi thải của mỏ.

Từ khóa: áp lực mỏ; kết cấu chống; bãi thải mặt mỏ; ứng xử kết cấu chống; chuyển vị.

1. Đặt vấn đề

Trung bình mỗi năm toàn Tập đoàn Công nghiệp Than Khoáng sản Việt Nam (TKV) đổ thải khoảng 200 triệu m³ đất đá thải, trong đó khoảng 57% khối lượng đổ thải tại các bãi thải ngoài, các bãi thải tiếp tục được đổ lên cao và mở rộng. Đến nay, nhiều bãi thải như: Đông Cao Sơn, Chính Bắc, Bàng Nâu, Núi Béo, Cọc Sáu,... đã đổ với khối lượng tới hàng trăm triệu m³ đất đá, chiều cao bãi thải tới vài trăm mét, số lượng tầng thải nhiều. Trong những năm tới, khối lượng đất bóc các mỏ than, khoáng sản lộ thiên tăng từ 10 - 60 triệu m³/năm (Viện Khoa học Công nghệ Mỏ, 2016). Không giống như thế giới, vấn đề tồn tại của ngành than liên quan đến bãi thải hiện nay do công tác quy hoạch bãi thải không được chú ý sớm, một số bãi thải nằm ngay trên khu vực khai thác (Khe Chàm II-IV); dự án khai thác bằng giếng đứng (Công ty than Mạo Khê)... Chẳng hạn như cuối năm 2020, trong vùng Cẩm Phả có khoảng 16 mỏ và công trường khai thác than lộ thiên hoạt động. Sản lượng than khai thác từ 14 - 16 triệu tấn/năm, tương ứng khối lượng đất đá bóc từ 180 - 200 triệu m³/năm, trong đó nhiều bãi thải nằm trực tiếp trên các khu vực khai thác phía dưới.

Từ thực tế sản xuất tại mỏ than Thống Nhất, mỏ than Mông Dương và đặc biệt là tại mỏ than Khe Chàm III cho thấy có những ảnh hưởng lớn của bãi thải mỏ đến độ ổn định của các đường lò phía dưới. Năm 2019, Công ty than Khe Chàm III tập trung khai thác chính tại vỉa 14.5 có điều kiện địa chất công trình và điều kiện địa chất thủy văn phức tạp, than mềm yếu, áp lực mỏ lớn do ảnh hưởng của các tầng khai thác phía trên bị phá hủy và bãi thải Bàng Nâu phía trên. Công ty than Khe Chàm phải tạm dừng 04 công trường khai thác kết hợp với 3 công trường đào lò để tập trung nhân lực chống xén các đường lò bị nén, giảm tiết diện để duy trì phục vụ sản xuất nhằm

đảm bảo an toàn và cải thiện điều kiện làm việc cho người lao động. Việc khai thác do vậy gặp nhiều khó khăn, vướng mắc gây ảnh hưởng trực tiếp đến sản lượng của công ty. Sản lượng khai thác của lò chợ giả xích trong năm dự kiến chỉ đạt từ 130.000 - 160.000 tấn/năm. Ngoài các nguyên nhân trên còn do các lò chợ khai thác tại khu vực vỉa 14.5 có điều kiện địa chất, thủy văn phức tạp, nước chảy với lưu lượng (10 - 50) m³. Áp lực mỏ lớn dẫn đến các đường lò dọc vỉa thường xuyên bị nén giảm tiết diện gây khó khăn trong công tác thông gió, vận tải, đi lại và vận chuyển vận liệu phục vụ khai thác (số lượng vật tư chuyển trong 1 chuyến chỉ bằng 50% so với điều kiện bình thường). Việc khảo sát cũng cho thấy than của vỉa 14.5 mềm yếu, trong khi áp lực mỏ lớn làm nén biến dạng phá vỡ kết cấu vì chống gây khó khăn cho công tác lắp đặt các thiết bị vận chuyển người. Mặt khác, việc các đường lò bị lún nén, bùng nển thu hẹp tiết diện và có xuất hiện nước còn làm ảnh hưởng lớn đến tình trạng làm việc và gây hư hỏng các thiết bị vận tải (máng cào, băng tải, đường sắt). Để phục vụ nghiên cứu, nhóm tác giả đã khảo sát quá trình chống giữ, đánh giá độ ổn định các đường lò chịu ảnh hưởng dưới bãi thải lộ thiên dựa trên việc nghiên cứu ảnh hưởng tham số kết cấu chống bằng phương pháp số. Các tham số khảo sát chủ yếu ở phần này là độ dài, khoảng cách neo và dự ứng lực neo, độ dài neo cấp và dự ứng lực neo cấp năm loại tham số chính của kết cấu chống.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Khái quát về bãi thải Bàng Nâu

Bãi thải Bàng Nâu gồm khu vực trong Bàng Nâu và Bắc Bàng Nâu nằm ở phía Bắc, Tây Bắc của khai trường mỏ Khe Chàm II (LT) và mỏ Cao Sơn. Theo thiết kế bãi thải dài 2.920 m, rộng 1.955 m, cốt cao mặt bãi thải đến mức +300. Sơ đồ hiện trạng bãi thải Bàng Nâu (hình 1).



Hình 1. Mặt bằng bãi thải Bàng Nâu - Cẩm Phả - Quảng Ninh.

2.2. Đặc điểm kết cấu chống giữ của hệ thống đường lò phía dưới bãi thải

Các đường lò dọc vỉa đá ở mỏ than Khe Chàm III thường có tiết diện sử dụng được thiết kế theo mục đích sử dụng và phù hợp theo sản lượng khai thác từng khu vực. Trên hình 2 thể hiện kích thước tiết diện đào của đường lò dọc vỉa đá ở mức -190 vỉa 14.5 và trắc dọc đường lò nằm dưới khu bãi thải Bàng Nâu sau khi bị nén lún. Hiện tại các đường lò đào trong than tại khu vực dưới bãi thải chủ yếu được đào bằng phương pháp khoan nổ mìn và chống giữ bằng khung chống thép CBII. Các đường lò khu vực nghiên cứu của vỉa 14.5 gồm các đoạn lò đào qua vỉa than hoặc qua các lớp đá có độ ổn định kém thì sau khi chống tạm bằng khung chống thép tiến hành chống cố định bằng vỏ chống bê tông. Những vị trí đặc biệt trong lò, có thể xuất hiện bùng nển, cũng được chống cố định bằng vỏ chống bê tông cốt thép kết hợp với dầm vòm ngược để chống bùng nển.



a) Đường thượng Vận tải 14.5 khu Đông Nam, Khe Chàm III bị biến dạng.



b) Đường thượng Vận tải 14.5 khu Đông Nam, Khe Chàm III bị lún nóc.

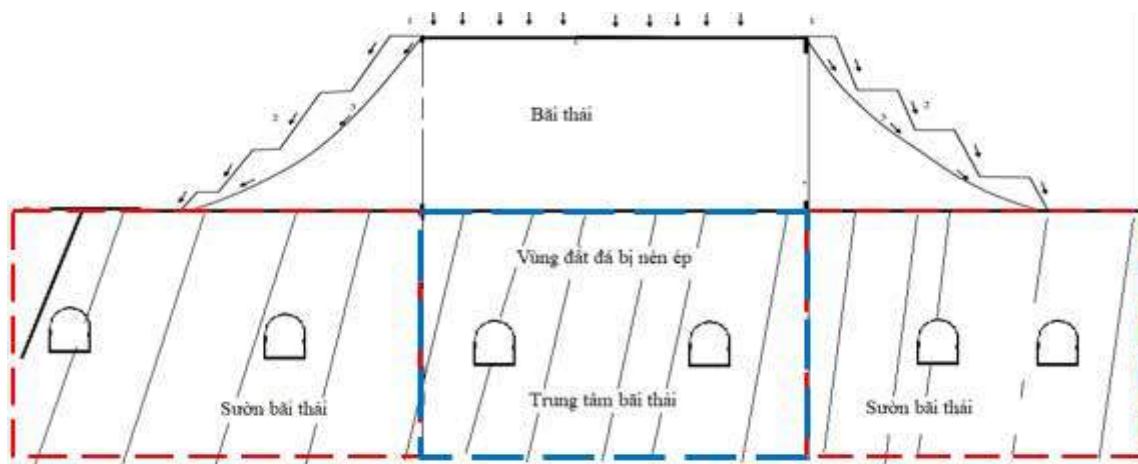
Hình 2. Hiện trạng đường lò bị phá hủy dưới bãi thải Bàng Nâu (Đặng Văn Kiên và nnk, 2022).

2.3. Các kết quả nghiên cứu đạt được và vấn đề nghiên cứu

Theo kết quả nghiên cứu của (Đặng Văn Kiên, 2021; Đặng Văn Kiên, 2022; Dang Van Kien, Nguyen Huu Sa, 2022; Nguyễn Hữu Sà và n.n.k, 2022), kết quả nghiên cứu bài báo đã tổng hợp các kết quả nghiên cứu chính về nghiên cứu ảnh hưởng bãi thải mặt mở đến ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ đường lò tại vùng than Quảng Ninh bằng phương pháp mô hình số thông qua khảo sát các đường lò tại khu vực và 14.5, Công ty than Khe Chàm III theo sơ đồ nghiên cứu hình 3. Theo kết quả nghiên cứu:

- Vấn đề quy hoạch bãi thải không được chú ý từ đầu, một số bãi thải nằm ngay trên khu vực khai thác (Khe Chàm III); Giếng đứng (Mạo Khê) đang gây những ảnh hưởng lớn đến độ ổn định cho hệ thống các đường lò khai thác phía dưới;

- Bãi thải phía trên có ảnh hưởng lớn đến trạng thái địa cơ học của hệ thống đường lò phía dưới. Tùy thuộc vào tương quan vị trí của đường lò so với bãi thải mà áp lực tác dụng lên đường lò có thể là phân bố đều với vùng đường lò ở trung tâm bãi thải (I) hoặc phân bố lệch với vùng sườn dốc bãi thải (vùng II), ảnh hưởng đến sự làm việc của kết cấu chống giữ đường lò;



Hình 3. Mô hình nghiên cứu ảnh hưởng của bãi thải đến hệ thống các đường lò phía dưới (DV Kien, 2022).

- Hiện tượng các đường lò bị phá hủy bóp méo, kết cấu chống bị phá hủy nhanh chóng sau khi đào dẫn đến phải chống xen nhiều lần gây ảnh hưởng đến công tác vận tải, nhất là đối với các đường lò cơ bản. Biến dạng các vùng xung quanh đường lò xuất hiện lớn dù kết cấu ủ bền theo giả thuyết tính toán truyền thống, do đó các giả thuyết tính toán trong trường hợp này không còn đúng nữa. Ngoài ra, kết cấu chống đang sử dụng không phù hợp trong điều kiện áp lực mỏ lớn

do bãi thải phía trên và các lớp đất đá bị vò nhàu do các tầng khai thác phía trên để lại. Việc sử dụng các mô hình số để mô phỏng sẽ cho phép tiếp cận tốt hơn các ứng xử cơ học của kết cấu chống lò;

- Bãi thải phía trên có ảnh hưởng lớn đến trạng thái địa cơ học của hệ thống đường lò phía dưới. Tùy thuộc vào tương quan vị trí của đường lò so với bãi thải mà áp lực tác dụng lên đường lò có thể là phân bố đều hoặc phân bố lệch, ảnh hưởng đến sự làm việc của kết cấu chống giữ đường lò. Nghiên cứu cũng tiến hành nghiên cứu cho một trường hợp đường lò dọc vỉa khu vỉa 14.5 thuộc Mỏ than Khe Chàm III. Kết quả mô hình số cho thấy các đường lò nằm ở khu vực sườn dốc bãi thải có chuyển vị lớn hơn, độ ổn định thấp hơn so với các đường lò nằm ở trung tâm bãi thải;

- Bãi thải phía trên có ảnh hưởng lớn đến ứng xử cơ học của các đường lò phía dưới. Tùy thuộc vào tương quan vị trí của đường lò so với bãi thải mà áp lực tác dụng lên đường lò có thể là phân bố đều với vùng đường lò ở trung tâm bãi thải (I) hoặc phân bố lệch với vùng sườn dốc bãi thải (vùng II), ảnh hưởng đến sự làm việc của kết cấu chống giữ đường lò (hình 3).

- Các nghiên cứu cũng tiến hành nghiên cứu cho một trường hợp đường lò dọc vỉa đào trong than khu vỉa 14.5 thuộc Mỏ than Khe Chàm III. Vị trí đường lò xem xét trong mô hình nằm bên sườn dốc bãi thải - áp lực lệch là trạng thái nguy hiểm với các phương án còn lại đường lò nằm ở trung tâm bãi thải Vùng I. Kết quả mô hình số cho thấy phương án sử dụng khung thép SVP 27, bước chống 0,8 m; Neo CDCT L = 2,4 m ($a \times a = 0,8 \times 0,8$ m); Neo Cáp L = 6 m ($a \times a = 1,6 \times 1,6$ m) cho chuyển vị nhỏ nhất so với các phương án nghiên cứu khác. Do vậy, phương án trên được kiến nghị sử dụng để chống giữ các đường lò khu vực vỉa 14.5 đào trong than dưới khu vực bãi thải Mỏ than Khe Chàm III.

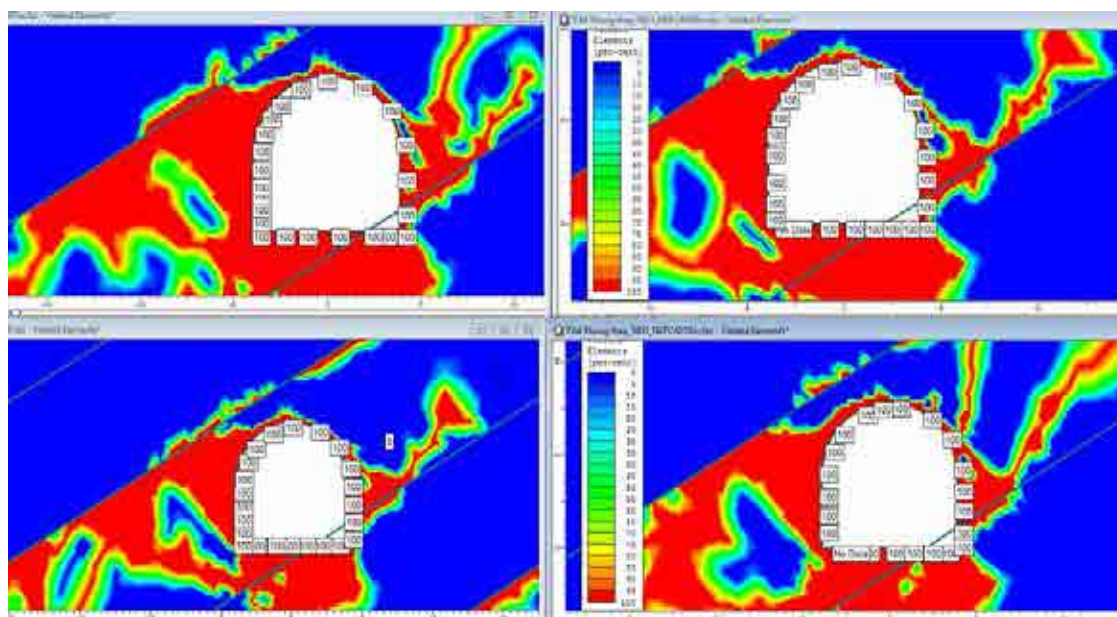
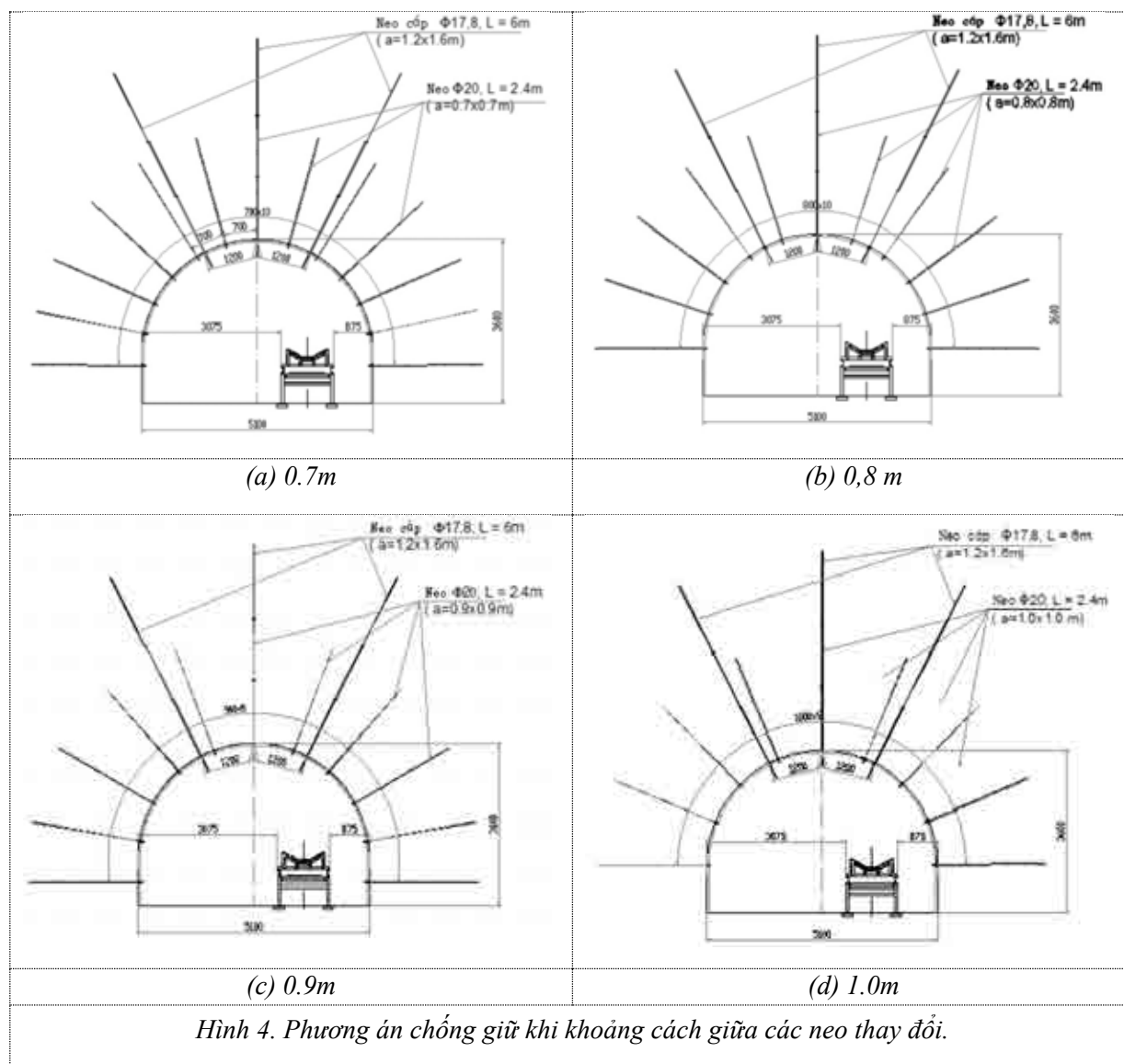
Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả tiến hành nghiên cứu dưới các điều kiện chống giữ khác nhau, quy luật phá hủy và biến dạng trong khối đá xung quanh đường lò chuẩn bị khu vực bị ảnh hưởng của bãi thải, mỗi nhân tố lựa chọn 4 cấp độ khảo sát, tổng cộng thành lập 15 mô hình các tham số chính trong mô hình thể hiện như trên Bảng 1 và Hình 4. Kết quả khảo sát bài toán bằng mô hình số được thể hiện trên các từ hình 5 đến hình 10 và Bảng 2.

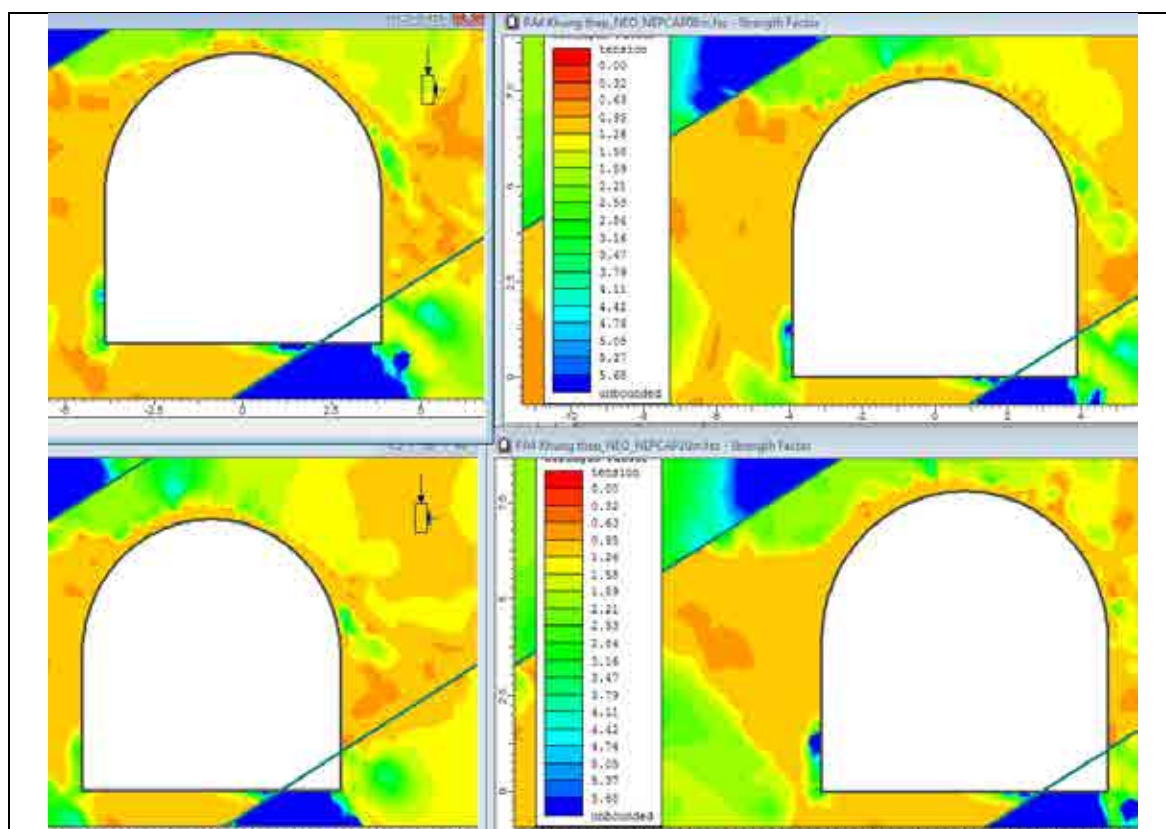
Bảng 1. Giá trị tham số kết cấu chống trong mô hình

Tham số nghiên cứu			1	2	3	3
Neo CDCT	Chiều dài neo	Chiều dài neo/m	1,5	1,8	2,1	2,4
		Số hiệu mô hình	CDN-1#	CDN -2#	CDN-3#	CDN -4#
	Khoảng cách neo	Khoảng cách neo/m	0.7	0,8	0,9	1.0
		Số hiệu mô hình	KCN-1#	KCN -2#	KCN-3#	KCN -4#
	Dự ứng lực neo	Dự ứng lực/kN	10	15	20	25
		Số hiệu mô hình	DUL-1#	DUL -2#	DUL -3#	DUL -4#
Neo cáp	Chiều dài neo cáp	Chiều dài neo cáp	6	6	6	6
		Số hiệu mô hình	CDC -1#	CDC 2#	CDC -3#	CDC -4#
	Dự ứng lực neo cáp	Dự ứng lực neo cáp/MN	0.2	0.3	0.4	0.5
		Số hiệu mô hình	DUC -1#	DUC 2#	DUC-3#	DUC - 4#

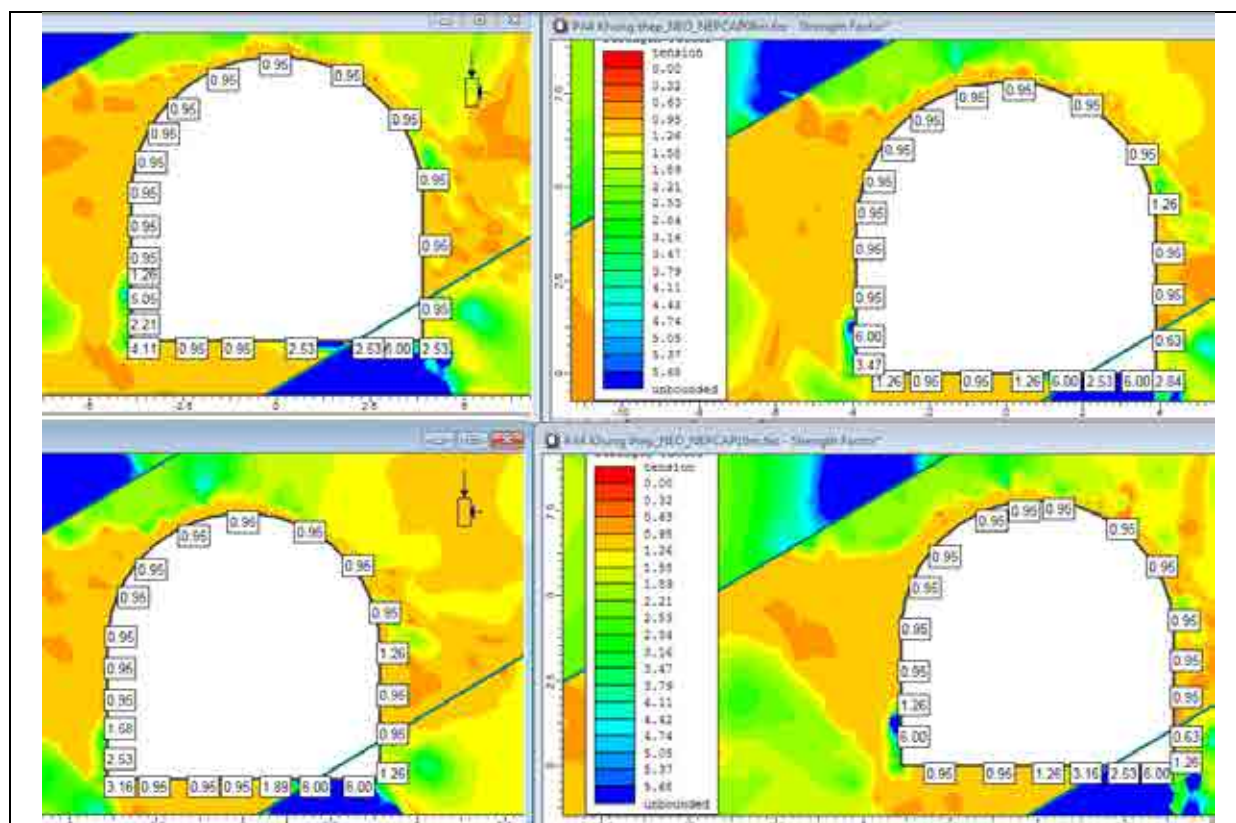
Trong đó khi khoảng cách bố trí neo thay đổi phương án kết cấu chống thể hiện như trên hình 4.

Khảo sát ảnh hưởng của mật độ neo CDCT

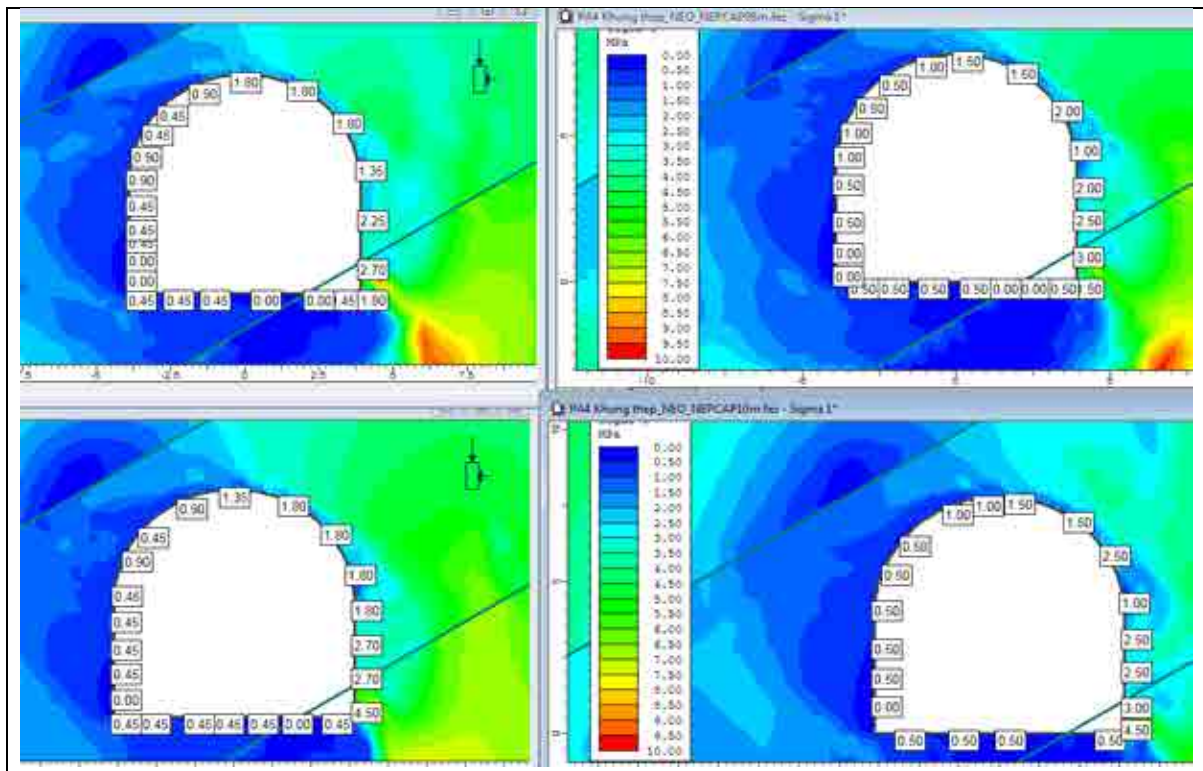




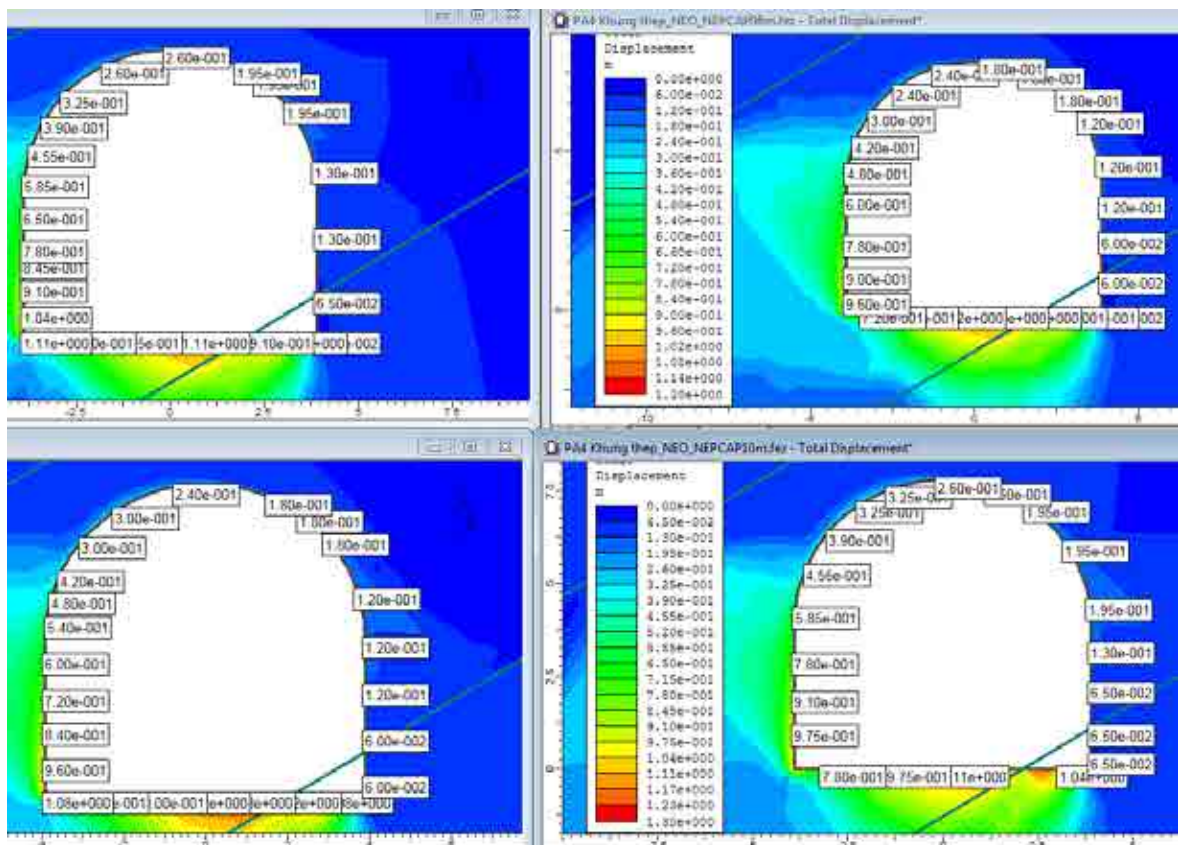
Hình 6. Hệ số bền của vùng đất đá xung quanh đường lò khi thay đổi chiều dài neo cáp và mật độ neo CDCT.



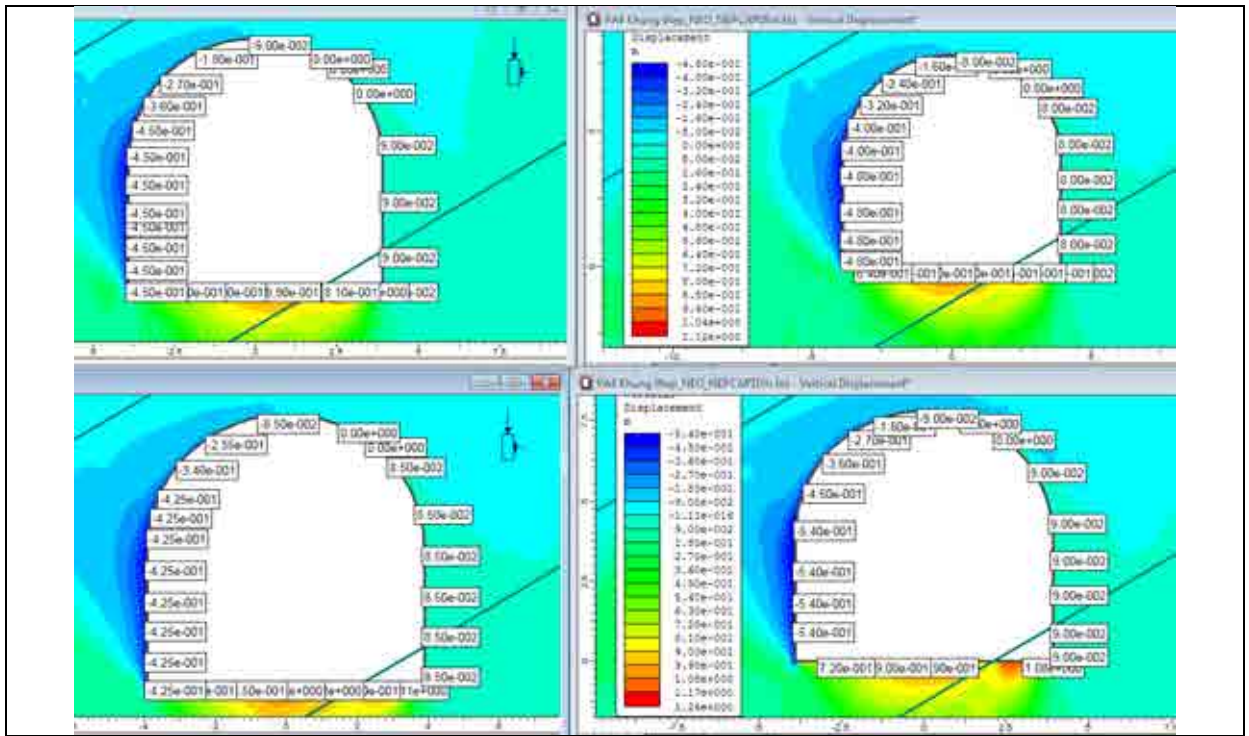
Hình 7. Giá trị hệ số bền trên biên lò.



Hình 8. Giá trị ứng suất chính xung quanh đường lỗ khi thay đổi chiều dài neo cáp và mật độ neo CDCT.



Hình 9. Tổng biến dạng xung quanh đường lỗ khi thay đổi chiều dài neo cáp và mật độ neo CDCT.



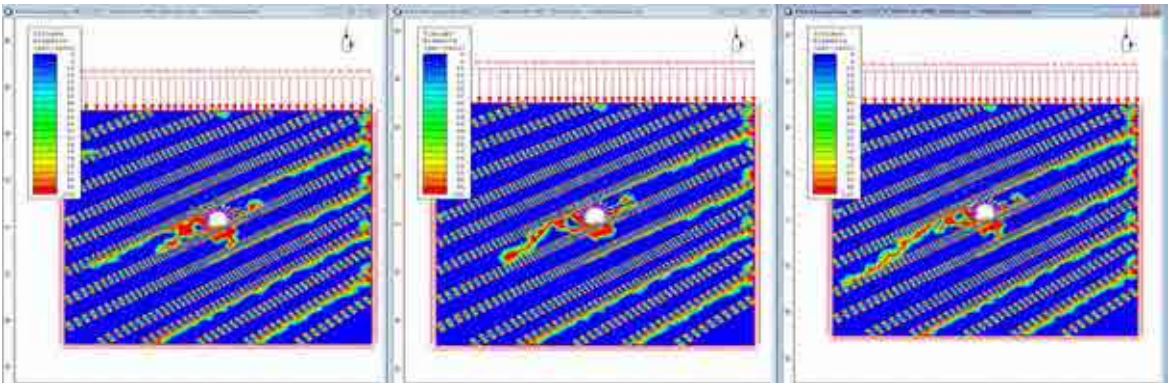
Hình 10. Biến dạng theo phương thẳng đứng xung quanh đường lò khi thay đổi chiều dài neo cáp và mật độ neo CDCT.

Bảng 2. Chuyển vị lớn nhất tại nóc đường lò nằm tại trung tâm bãi thải, tải trọng phân bố đều tại nóc lò

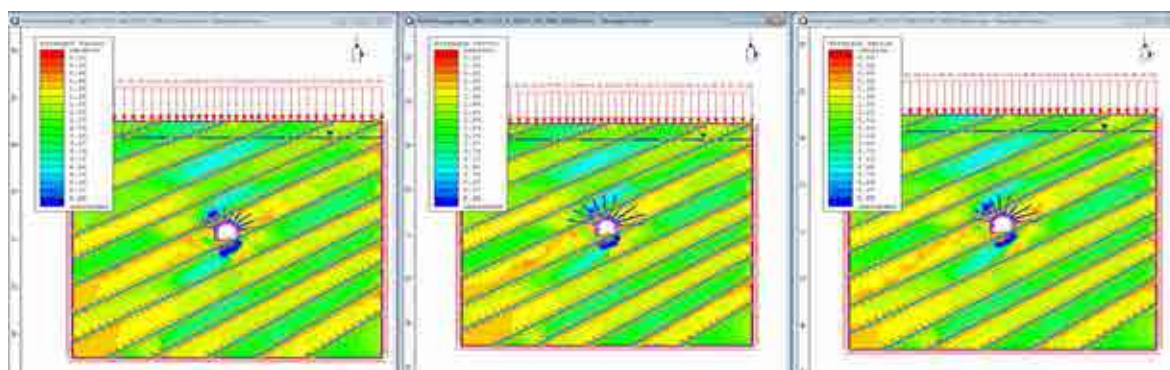
TT	Các phương án chống lò	Chuyển vị lớn nhất trên biên (mm)
1	PA1: Khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m($a \times a = 0,7 \times 0,7$ m), Neo Cáp L = 6 m	180
2	PA2: Khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m, ($a \times a = 0,8 \times 0,8$ m), Neo Cáp L = 6 m	280
3	PA3: Khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m, ($a \times a = 0,9 \times 0,9$ m), Neo Cáp L = 6 m	340
4	PA4: Khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m, ($a \times a = 1,0 \times 1,0$ m), Neo Cáp L = 6 m	360

Theo kết quả trên Bảng 3 cho thấy phương án Phương án 3 khi lò chống bằng khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m ($a \times a = 0,8 \times 0,8$ m), Neo Cáp L = 6 m cho chuyển vị nhỏ trong giới hạn cho phép nên kiến nghị được sử dụng. Ngoài ra, để hạn chế chuyển vị hông lò tăng cường một số thanh neo cáp.

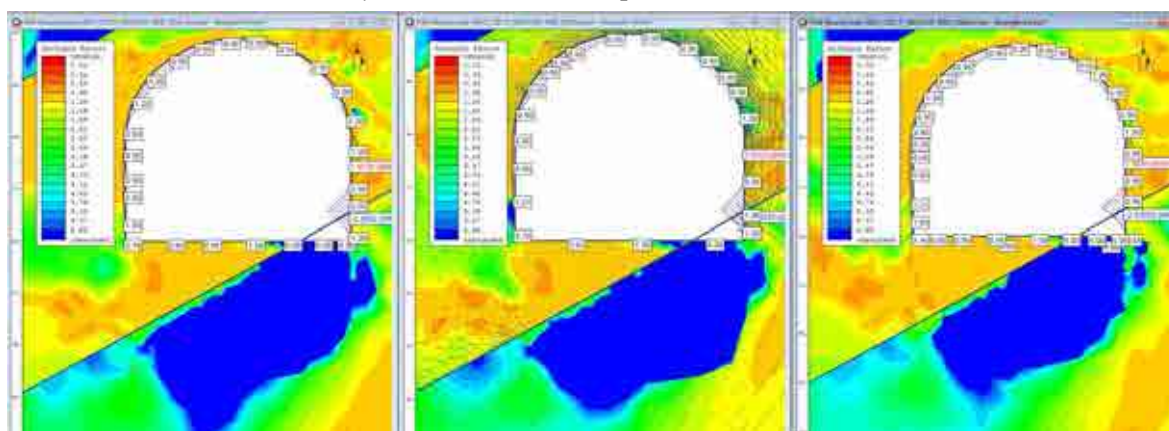
Trong phần nghiên cứu tiếp theo, nhóm tác giả tiến hành khảo sát ảnh hưởng của chiều dài neo cáp với 3 trường hợp chiều dài neo cáp khác nhau khi: L = 6,0 m; L = 8,0; L = 9,0 m. Kết quả mô hình thể hiện từ hình 11 đến hình 15 và Bảng 3 phía dưới.



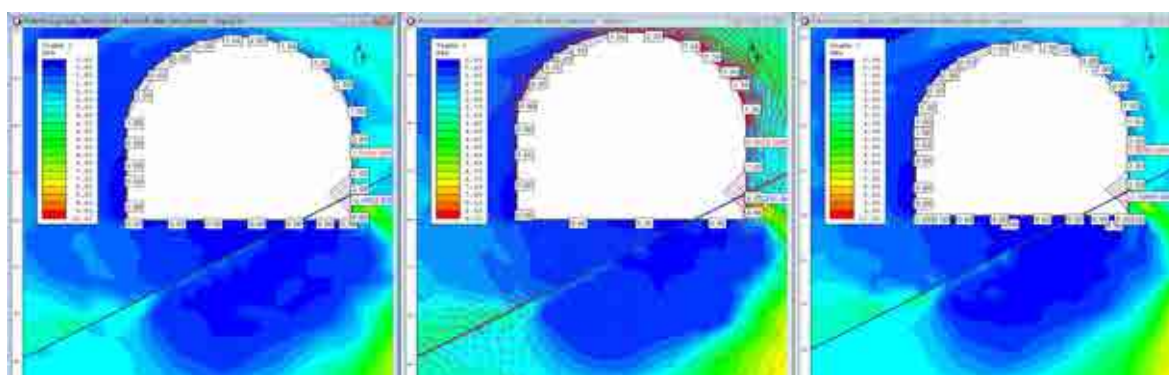
Hình 11. Vùng phá hủy xung quanh đường lò khi thay đổi chiều dài neo cáp và mật độ neo CDCT.



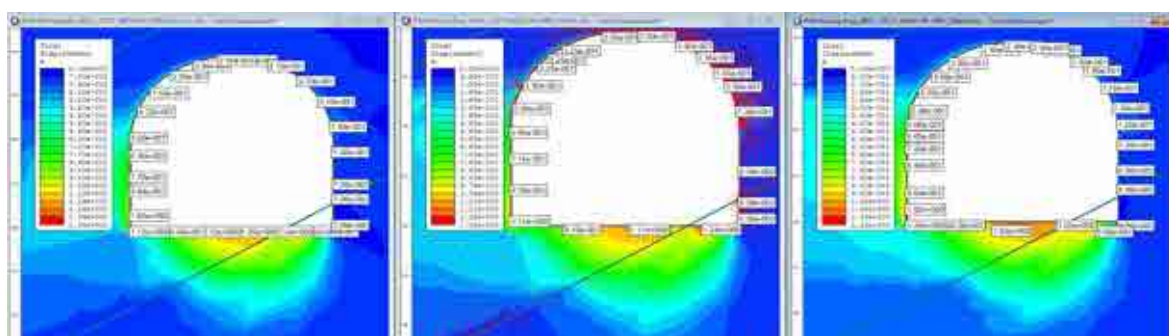
Hình 12. Hệ số bền của vùng đất đá xung quanh đường lò khi thay đổi chiều dài neo cáp và mật độ neo CDCT.



Hình 13. Giá trị hệ số bền trên biên lò.



Hình 14. Giá trị ứng suất chính xung quanh đường lò khi thay đổi chiều dài neo cáp và mật độ neo CDCT.



Hình 15. Tổng biến dạng xung quanh đường lò khi thay đổi chiều dài neo cáp và mật độ neo CDCT.

Bảng 3. Chuyển vị lớn nhất của đường lò nằm tại trung tâm bãi thải, tải trọng phân bố đều tại nóc lò

STT	Các phương án chống lò	Chuyển vị lớn nhất trên biên (mm)
1	PA1: Khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m ($a \times a = 0,8 \times 0,8$ m), Neo Cáp L = 6 m	280
2	PA2: Khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m, ($a \times a = 0,8 \times 0,8$ m), Neo Cáp L = 8,0 m	260
3	PA3: Khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m, ($a \times a = 0,8 \times 0,8$ m), Neo Cáp L = 9 m	240

Theo kết quả trên Bảng 3 cho thấy Phương án 3 (PA3) khi lò chống bằng khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m, Neo Cáp L = 9,0 m ($a \times a = 0,8 \times 0,8$ m) cho chuyển vị nhỏ nhất là 240 mm; trường hợp PA1: Khung thép SVP 27, Neo CDCT L = 2,4 m ($a \times a = 0,8 \times 0,8$ m), Neo Cáp L = 6 m cho chuyển vị lớn nhất là 280 mm. Do vậy, chuyển vị lớn nhất trên biên lò tỉ lệ nghịch với chiều dài neo cáp và giá trị có thể chấp nhận được khi L = 6,0 m đồng thời tạo điều kiện thuận lợi cho thi công, giảm chi phí. Ngoài ra, để hạn chế chuyển vị hông lò tăng cường 1 số thanh neo cáp.

3. Kết quả và thảo luận

Công tác chống giữ ổn định các đường lò trong mỏ than hầm lò vẫn luôn là một chủ đề nóng đặt ra hiện nay và được nhiều nhà khoa học quan tâm nghiên cứu. Trên cơ sở kinh nghiệm của nước ngoài và thực tế những tồn tại trong quá trình quy hoạch, thiết kế, thi công chống giữ đường lò nằm trong vùng ảnh hưởng bãi thải lộ thiên trong TKV. Kết quả bài báo cho phép rút ra một số kết luận sau:

- Phương pháp mô phỏng số, với các phần mềm thương mại, tỏ ra là công cụ đắc lực, cho phép xây dựng được các mô hình số có thể chú ý được nhiều yếu tố ảnh hưởng từ các điều kiện địa chất, các tính chất cơ học của các loại đá và khối đá cũng như các điều kiện công nghệ, yếu tố tự nhiên, khi phân tích, dự báo ổn định đường lò; cho phép làm rõ tình huống, các điều kiện có thể dẫn đến mất ổn định đường lò, sự xuất hiện đa dạng và phức tạp của các dạng mất ổn định trong các môi tác động tương quan giữa các yếu tố.

- Kết quả nghiên cứu thu được thông qua việc sử dụng phương pháp phân tử hữu hạn (bằng phần mềm Phase) với việc thay đổi các tham số kết cấu chống, trong các nghiên cứu điển hình là chiều dài, mật độ của neo ngắn CDCT và neo cáp dài cho thấy ảnh hưởng lớn đến ứng xử của đường lò (thông qua các thông số ứng suất, chuyển vị, hệ số an toàn và vùng phá hủy xung quanh đường lò) ứng với từng trường hợp.

- Tại vùng than Quảng Ninh điều kiện địa chất luôn biến động, thay đổi theo từng khu vực, nên các mô hình số được xây dựng trong đề tài, đúc rút từ kinh nghiệm thi công, từ các kết quả quan trắc, theo dõi trong thi công cho phép dự báo khả năng có thể dẫn đến mất ổn định trong đào lò tại khu vực có ảnh hưởng bãi thải lộ thiên.

- Mặc dù phương pháp mô hình số khá vạn năng, nhưng vẫn có những vấn đề, yêu cầu các dữ liệu đầu vào, điều kiện biên sát với điều kiện thực tế điều kiện địa chất mỏ. Do vậy, việc khảo sát địa chất, đánh giá đầy đủ các tác động của bãi thải đến hệ thống đường lò cho phép dự báo thời gian xuất hiện mất ổn định, liên quan với các mô hình phức tạp về biểu hiện cơ học của đá, khối đá phía dưới bãi thải mỏ.

Tài liệu tham khảo

- Viện Khoa học Công nghệ Mỏ - Vinacomin, 2016. Báo cáo tổng kết đề tài cấp Tập đoàn TKV. “Nghiên cứu độ ổn định, lựa chọn thông số, trình tự đổ thải, các giải pháp thoát nước và các công trình bảo vệ phù hợp với tình hình biến đổi khí hậu tại các bãi thải mỏ than lộ thiên thuộc TKV”. Hà Nội.
- Phạm Minh Đức, Nguyễn Văn Phương, Nông Việt Hùng, Trịnh Đăng Hưng, Nghiêm Xuân La, Ngô Văn Định và nnk, 2005. Báo cáo đề tài “ Nghiên cứu áp dụng giải pháp kỹ thuật công nghệ để chống giữ

các đường lò trong điều kiện áp lực mỏ lớn tại một số mỏ hầm lò Quảng Ninh”. Viện Khoa học Công nghệ Mỏ. Hà Nội.

Đỗ Xuân Hội, Đặng Văn Kiên, Đỗ Ngọc Anh, 2022. *Nghiên cứu ảnh hưởng của áp lực lên các đường lò dưới bãi thải bằng phương pháp mô hình số*, Tạp chí Địa kỹ thuật, 2, 39-50, 2022.

Đặng Văn Kiên, Ngô Đức Quyền, Nguyễn Chí Kiên, Nguyễn Hữu Sà, Đỗ Xuân Hội, 2022. *Nghiên cứu đề xuất các giải pháp chống giữ đường lò nằm dưới khu vực bãi thải mỏ vùng Quảng Ninh*, Hội nghị Khoa học toàn quốc ACEA - VIETGEO 2021, Phú Yên 13-14/05/2022, 347-355, 2022.

Đặng Văn Kiên, Đỗ Ngọc Anh, Lê Chí Kiên, Ngô Đức Quyền, Mai Xuân Thanh Tuấn, Ng Hữu Sà, 2022. *Nghiên cứu ảnh hưởng của tương quan vị trí đường lò phía dưới bãi thải mặt mỏ đến ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ đường lò tại vùng than Quảng Ninh*. Tuyển tập Hội nghị toàn quốc khoa học trái đất và tài nguyên với phát triển bền vững (ERSD 2022). Tr.830-839. Hà Nội 11/2022. ISBN: 978-604-76-2637-3.

Dang Van Kien, Nguyen Huu Sa, Ngo Duc Quyen, 2022. *Research on the effect of the mining waste dump on the mechanical behavior of drifts below in the Quang Ninh coal area by numerical modeling method*, Mining Viet Nam 2022, Hanoi, Viet Nam 4-5/10/2022.

Đặng Văn Kiên, Võ Trọng Hùng, Đỗ Ngọc Anh, 2022. *Nghiên cứu ảnh hưởng của bãi thải mặt mỏ đến ứng xử của kết cấu chống giữ các đường lò phía dưới tại vùng than Quảng Ninh*. Proceedings of the 5th National Conference on Sustainable Earth, Mine, Environment (EME 2022). Trang 219-230.

Nguyễn Hữu Sà, Đào Việt Đoàn, Đặng Văn Kiên, 2022. *Nghiên cứu lựa chọn bước chống vì thép cho đường lò mức -250 ÷ -300 nằm dưới bãi thải điều kiện mỏ than Mông Dương*. Tạp chí Công nghiệp Mỏ, số 6-2022.

Research on the influence of the rock support parameters of tunnels below of the mine waste dump on the tunnels behaviour of the underground tunnels in Quang Ninh coal area

Nguyen Huu Sa¹, Dang Van Kien^{2,*}, Dao Viet Doan², Ngo Duc Quyen³

¹ Ba Ria - Vung Tau University; ²Hanoi University of Mining and Geology; ³Vinamcomin

*Corresponding author: dangvankien@humg.edu.vn

Abstract

Nowadays, many underground coal mines in Quang Ninh, Vietnam have been exploiting coal seams below the mining waste dump such as Khe Cham II, Mong Duong, and Mao Khe ... coal company. Many mining waste dumps have reached the height of dumping from 100 - 300m, especially up to over 400 m. The rock mass pressure due to the weight of the rock mass in the mining waste dump is considered an artificial pressure formed from the process of dumping soil and rock, it will be part of the pressure acting on the furnace lines located under the mining waste dump. The article presents the current status of the mining waste dump and the coal seams that have been and will be exploited located below the mining waste dump in Cam Pha Quang Ninh and based on the actual conditions of the Bang Nau, Khe Cham II coal mining waste dump. The studies used Phase2 software to create simulation models with the mining waste dump to study the primary stress distribution in the rock mass. The objective of this study is to highlight the influence of the rock support parameters of tunnels below of the mine waste dump on the tunnels behaviour of the underground tunnels in Quangninh coal area. The simulation results will help the consulting and construction companies to calculate the rock pressure acting on the drifts located under the mining waste dump.

Keywords: mine pressure, mining waste dump, displacement, tunnel behavior.

NGHIÊN CỨU SẢN XUẤT GẠCH KHÔNG NUNG SỬ DỤNG CÁC CHẤT THẢI TRO BAY VÀ TRO XỈ CỦA NHÀ MÁY NHIỆT ĐIỆN

Nguyễn Ngọc Huy, Nguyễn Hữu Sơn*, Huỳnh Kỳ Phương Hạ

Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyennhuuson@hcmut.edu.vn

Tóm tắt

Hiện nay, nhu cầu sử dụng vật liệu xây dựng ngày càng tăng nhưng gạch đất sét nung gây tác động xấu đến môi trường. Vì vậy, việc thay thế gạch đất sét nung từ vật liệu phế thải công nghiệp sản xuất gạch không nung đem lại hiệu quả bảo vệ môi trường và tiêu thụ một phần lớn chất phế thải này. Nguồn vật liệu tro bay, tro xỉ lấy từ nhà máy nhiệt điện Duyên Hải, Trà Vinh được sử dụng để nghiên cứu, thử nghiệm nhằm tạo ra những sản phẩm gạch không nung với lượng tro bay, tro xỉ chiếm 50 - 70% nhằm giải quyết các vấn đề trên. Nhóm nghiên cứu thực hiện tính toán các cấp phối gạch trong phòng thí nghiệm, sau đó được sản xuất thử nghiệm trên dây chuyền sản xuất gạch không nung với sản phẩm gạch 4 lỗ nhằm đánh giá các tính chất cơ lý về cường độ chịu nén, cường độ chịu uốn, độ hút nước. Kết quả cho thấy, các tính chất cơ gạch không nung cơ bản đáp ứng được tiêu chuẩn Việt Nam tương đương với cường độ chịu nén 7,5 MPa và có thể sản xuất đại trà tham gia chuỗi nhu cầu vật liệu xây dựng không nung.

Từ khóa: tro bay; tro xỉ; gạch không nung; gạch 4 lỗ; cấp phối gạch.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, cùng với sự phát triển của khoa học kỹ thuật càng mạnh mẽ thì nhu cầu về các công trình xây dựng càng phải có chất lượng cao, tiết kiệm chi phí cũng như các vật liệu xây dựng ngày càng phải thân thiện với môi trường, nhằm nâng cao cuộc sống của con người. Từ đó, việc nghiên cứu vật liệu xây dựng gạch không nung từ các nguyên liệu là chất thải môi trường từ khu công nghiệp như: tro bay, bột vôi, bột gỗ, bột kim loại,... đang ngày càng được quan tâm.

Gạch không nung đã được sử dụng rộng rãi và phổ biến trên thế giới như ở châu Âu, Mỹ, Nhật,... Tuy nhiên ở Việt Nam, loại vật liệu này vẫn chưa được sử dụng nhiều. Trước thực trạng đó, ngày 28/4/2010, Thủ tướng Chính phủ ban hành Quyết định số 567/QĐ-TTg về việc phê duyệt chương trình phát triển vật liệu xây không nung đến năm 2020. Ngày 16/4/2012, Thủ tướng Chính phủ ra Chỉ thị số 10/CT-TTg về việc tăng cường sử dụng vật liệu xây không nung và hạn chế sản xuất, sử dụng gạch đất sét nung. Bộ Xây dựng có Thông tư số 09/2012/TT-BXD ngày 28/11/2012 quy định sử dụng vật liệu xây không nung trong các công trình xây dựng. Trong đó, các công trình xây dựng được đầu tư bằng ngân sách Nhà nước bắt buộc phải sử dụng vật liệu xây không nung từ ngày 15/01/2013. Ngoài ra, các đề án đẩy mạnh xử lý, sử dụng tro, xỉ, thạch cao của các nhà máy nhiệt điện, nhà máy hóa chất, phân bón để làm nguyên liệu sản xuất vật liệu xây dựng, trong đó có gạch không nung. Thực tế hiện nay, lượng tiêu thụ tro xỉ của các nhà máy nhiệt điện ở Việt Nam còn ít là do công nghệ đốt để lại lượng than dư trong tro xỉ còn cao; quá trình xử lý lượng than dư phức tạp, chi phí lớn.

Mặt khác, để làm các vật liệu từ tro xỉ, phải sử dụng thêm một lượng lớn xi măng, cát và đá làm chất kết dính và cải thiện tích chất cơ lý khiến chi phí sản xuất tăng cho nên rất khó ứng dụng trong thực tế. Bên cạnh đó theo quy hoạch phát triển một số ngành công nghiệp nhiệt điện thải ra lượng tro bay, tro xỉ gây ô nhiễm môi trường và cần giải pháp xử lý. Trước thực trạng này, những vấn đề cấp bách đang đặt ra, đó là cần nghiên cứu chế tạo các loại vật liệu, sử dụng triệt để lượng lớn tro xỉ, tro bay để tăng khả năng tiêu thụ phế thải đồng thời giảm các vấn đề như ô nhiễm môi trường, hiệu ứng nhà kính,... phát sinh (Zipeng et al., 2018). Trên thế giới cũng đã có những nghiên cứu để ứng dụng tro bay, tro xỉ trong sản xuất gạch (Kumar et al., 2010; J. Temuujin et al., 2010).

Ở Việt Nam, hiện nay có rất nhiều dây chuyền sản xuất gạch không nung, tuy nhiên các dây chuyền còn sử dụng nhiều nguyên liệu từ cát, xi măng làm cốt liệu, sử dụng các nguyên liệu phế thải còn ít. Nhóm nghiên cứu đã thực hiện các nghiên cứu từ các kết quả thí nghiệm vật liệu đầu vào, đúc mẫu trong phòng thử nghiệm, sau đó tính toán, điều chỉnh và tiến hành sản xuất thử nghiệm từ dây chuyền sản xuất gạch không nung từ nguyên vật liệu tro xỉ, tro bay từ các nhà máy nhiệt điện. Kết quả nghiên cứu cho thấy, tỷ lệ cấp phối tro bay, tro xỉ, đá mi được phối trộn với tỷ lệ hợp lý cho ra sản phẩm gạch không nung đạt cường độ chịu nén từ 5,0 MPa đến 7,5 MPa cơ bản đáp ứng được tiêu chuẩn Việt Nam và tương đương. Điều này góp phần thêm giải pháp để lượng chất thải công nghiệp, giảm chi phí vật liệu, đồng thời nâng cao giá trị trong việc sản xuất vật liệu xanh phục vụ cho lĩnh vực xây dựng.

2. Vật liệu và phương pháp nghiên cứu

2.1. Vật liệu



Hình 1. Các loại nguyên vật liệu sử dụng trong nghiên cứu.

Trong nghiên cứu này, tro bay và tro xỉ được lấy từ Nhà máy nhiệt điện Duyên Hải, tỉnh Trà Vinh. Xi măng được sử dụng là PCB40 Hà Tiên. Kết quả thử nghiệm được thực hiện từ Phòng Kiểm định và TNVLXD của Công ty CP Khoa học Công nghệ Bách Khoa TP.HCM.

2.1.1. Tro bay, tro xỉ

Trong nghiên cứu này sử dụng tro bay, tro xỉ từ Nhà máy nhiệt điện Duyên Hải (Trà Vinh) thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật trong TCVN 10302:2014 được thể hiện qua Bảng 1.

Bảng 1. Tính chất cơ lý - hoá tro bay, tro xỉ

STT	Chỉ tiêu	Đơn vị	Phương pháp thử	Tro bay	Tro xỉ
1	Độ hấp thụ nước	%	TCVN 7572-4:2006	10,25	0,68
2	Khối lượng riêng	g/cm ³	TCVN 7572-4:2006	3,40	1,98
3	Khối lượng thể tích xấp xỉ không lèn chặt	Kg/m ³	TCVN 7572-6:2006	1050	880
4	Hàm lượng Clorua (Cl ⁻)	%	TCVN 141:2008	0,007	0,004
5	Hàm lượng sunfat, sunfit (SO ₃)	%	TCVN 141:2008	0,202	0,023
6	Modun độ lớn	-	TCVN 7572-2:2006	-	2,88
7	Hàm lượng SiO ₂	%	TCVN 8262:2009	56,40	59,57
8	Hàm lượng Al ₂ O ₃	%	TCVN 8262:2009	19,94	20,14
9	Hàm lượng Fe ₂ O ₃	%	TCVN 8262:2009	6,19	6,88
10	Hàm lượng CaO	%	TCVN 141:2008	6,40	5,90
11	Hàm lượng TiO ₂	%	TCVN 7131:2003	0,70	0,70
12	Độ pH	-	Theo yêu cầu	9,39	9,10

2.1.2. Xi măng

Xi măng PCB40 Hà Tiên được sử dụng trong nghiên cứu này thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật theo TCVN 2682:2009, được thể hiện trong Bảng 2.

Bảng 2. Tính chất cơ lý của xi măng Hà Tiên

STT	Tên chỉ tiêu	Đơn vị	Yêu cầu	Kết quả	Phương pháp thử
1	Độ mịn				TCVN 4030:2003
	Lượng sót sàng 0,09 mm	%	≤ 10	5,2	
	Bề mặt riêng	cm ² /g	≥ 2800	4215	
2	Thời gian đông kết				TCVN 6017:2015
	Bắt đầu	phút	≥ 45	175	
	Kết thúc	phút	≤ 420	225	
3	Cường độ chịu nén	N/mm ²			TCVN 6016:2011
	3 ngày		≥ 18	22,0	
	28 ngày		≥ 40	43,0	
4	Độ ổn định thể tích	mm	≤ 10	0,5	TCVN 6017:2015
5	Hàm lượng SO ₃	%	$\leq 3,5$	2,06	TCVN 141:2008

2.1.3. Đá mi

Đá mi kích thước trung bình từ 5 - 10 mm được bổ sung vào thành phần tỷ lệ cấp phối nhằm tăng thêm độ chắc và giữ được thành, mép viên gạch không bị bong tróc, vỡ trong quá trình tạo hình và bảo dưỡng. Trong đó, gạch 4 lỗ cho kết quả đạt yêu cầu chỉ tiêu ngoại quan làm tăng độ bền vững và thẩm mỹ cho các công trình xây dựng.

2.1.4. Nước

Nước sinh hoạt đáp ứng các chỉ tiêu chất lượng nước trộn bê tông theo TCVN 4506:2012, được sử dụng để phối trộn các nguyên liệu tạo độ kết dính của vữa.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

Bảng 3. Thành phần tỷ lệ phối vật liệu sử dụng cho các cấp phối gạch

Cấp phối	Tro bay (%)	Tro xỉ (%)	Xi măng (%)	Đá mi (%)
CP4	50	10	30	10
CP8	40	35	20	5
CP14	70	15	15	0
CP15	60	10	10	20

Trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu đưa ra các cấp phối gạch cần được thử nghiệm để tối ưu thể hiện qua Bảng 3. Phương pháp nghiên cứu được thực hiện qua bốn bước chính như: xác định khối lượng riêng của các nguyên vật liệu sử dụng trong hỗn hợp vữa gạch; tính toán cấp phối vữa gạch theo phương pháp thể tích tuyệt đối và sự điều chỉnh phù hợp thực nghiệm; thực hiện trộn mẫu vữa theo từng cấp phối trong phòng thí nghiệm. Kiểm tra cường độ chịu uốn, cường độ chịu nén các mẫu vữa theo các cấp phối theo TCVN 3121-11:2003; thực hiện chế tạo gạch 4 lỗ với kích thước 175×80×85 mm theo 4 cấp phối. Đánh giá các tính chất lý hóa: cường độ chịu nén (theo TCVN 6355-2:2009 và TCVN 6477:2016), cường độ chịu uốn (theo TCVN 6355-3:2009), độ hút nước (theo TCVN 6355-3:2009). Thực hiện cường độ chịu nén theo cả 2 phương pháp: TCVN 6355:2009 Gạch nung đất sét và TCVN 6477:2016 Gạch bê tông nhằm đánh giá mối liên hệ giữa các giá trị đo của gạch không nung theo 2 tiêu chuẩn khác nhau.

2.2.1. Tính toán cấp phối vữa gạch

Tỷ lệ nguyên vật liệu trong cấp phối gạch không nung được thiết kế theo phương pháp thể tích tuyệt đối. Với tổng thể tích của 1 m³ vữa gạch đã lên chặt bằng tổng thể tích của các nguyên vật liệu sử dụng: tro bay, tro xỉ, xi măng, đá mi, nước và phần không khí trong quá trình phối trộn.

$$\frac{m_{TB}}{\rho_{TB}} + \frac{m_{XM}}{\rho_{XM}} + \frac{m_{TX}}{\rho_{TX}} + \frac{m_D}{\rho_{DM}} + \frac{m_N}{\rho_N} = 1000$$

Trong đó:

m_{TB} , m_{XM} , m_{TX} , m_D , m_N (kg): là khối lượng của tro bay, xi măng, tro xỉ, đá mi và nước.

ρ_{TB} , ρ_{XM} , ρ_{TX} , ρ_D , ρ_N (kg/L): là khối lượng riêng của tro bay, xi măng, tro xỉ, đá mi và nước.

Bảng 4. Khối lượng riêng và độ ẩm của nguyên vật liệu sản xuất gạch

Vật liệu	Khối lượng riêng, kg/m ³	Độ ẩm (%)
Tro bay (TB)	3,40	3,84
Xi măng (XM)	3,15	-
Tro xỉ (TX)	1,98	5,90
Đá mi (D)	2,77	0,99
Nước (N)	1,00	-

Lượng nước tính dựa trên độ hấp thụ nước của nguyên vật liệu đầu vào và độ ẩm của mẫu gạch đạt được độ đặc chắc tốt nhất khi tạo thành sản phẩm gạch, lượng nước thêm vào khoảng 20% tổng khối lượng nguyên liệu khô. Bên cạnh đó cần phải xác định độ ẩm của các nguyên liệu tro bay, tro xỉ, đá mi để xác định hàm lượng nước có sẵn từ nguyên liệu thô, tính toán lại lượng nước thêm vào phù hợp.

Từ những cơ sở trên kết hợp với tính toán theo phương pháp thể tích tuyệt đối, đã thu được tỷ lệ khối lượng đầu vào để tạo thành 1 m³ vữa gạch:

Bảng 4. Tính toán khối lượng đầu vào để tạo thành 1 m³ vữa gạch cho các cấp phối nghiên cứu

Cấp phối	Tro bay (kg)	Tro xỉ (kg)	Xi măng (kg)	Đá mi (kg)	Nước (lít)	Khối lượng thể tích (kg/m ³)
CP4	994	199	597	199	346	2335
CP8	742	649	371	93	303	2157
CP14	1418	304	304	0	333	2359
CP15	1200	200	200	400	338	2338

2.2.2. Quy trình tạo mẫu vữa gạch trong phòng thí nghiệm

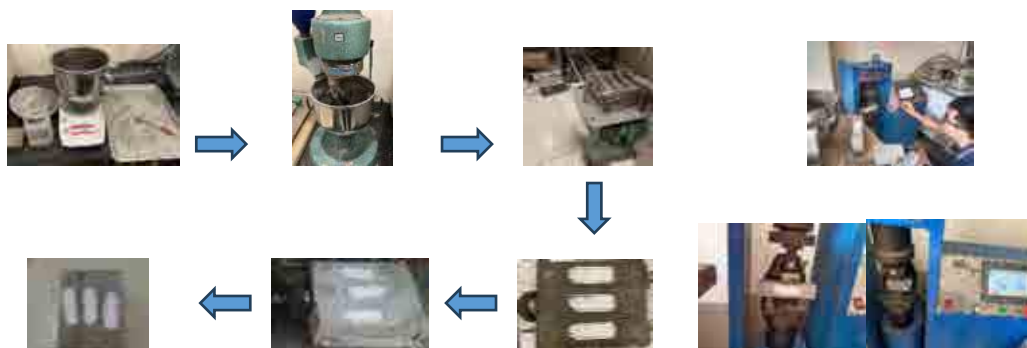
Quy trình tạo mẫu vữa gạch thử nghiệm trong phòng được thực hiện các bước như sau:

Bước 1: Cho các nguyên liệu: xi măng, tro bay, tro xỉ, đá mi vào cối trộn, trộn khô các nguyên liệu trong 2 phút, sau đó cho nước vào cối và tiếp tục trộn đều trong 5 phút để thu được hỗn hợp vữa đồng nhất.

Bước 2: Sử dụng máy dẫn để lèn chặt vữa gạch sau khi rót vào các khuôn có kích thước gạch là 40×40×160 mm.

Bước 3: Tháo khuôn để lấy mẫu sau khi đúc 24 giờ, cho bảo dưỡng mẫu ở nhiệt độ phòng trong 7 ngày, 14 ngày, 28 ngày.

Kiểm tra cường độ chịu uốn và cường độ chịu nén của vữa đã đóng rắn theo TCVN 3121-11:2003. Các giá trị được tính trung bình của ít nhất 3 mẫu thử.



Hình 2. Quy trình trộn và tạo mẫu vữa gạch trong phòng thí nghiệm.

Hình 3. Thí nghiệm cường độ chịu uốn, chịu nén của vữa gạch.

Sau khi thử nghiệm các loại cấp phối khác nhau trong phòng thử nghiệm, cho ra những cấp phối có tính chất cơ lý đạt yêu cầu với hàm lượng tro bay, tro xỉ lớn nhất, hàm lượng xi măng nhỏ nhất để tiến hành chế tạo thử nghiệm sản phẩm gạch trên dây chuyền sản xuất gạch.

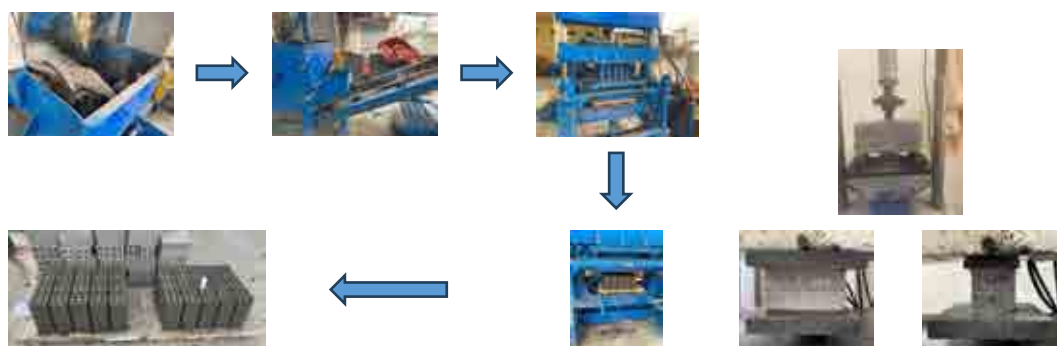
2.2.3. Quy trình tạo sản phẩm mẫu gạch

Sau khi có kết quả thử nghiệm trong phòng thí nghiệm, nhóm nghiên đã chọn ra bốn cấp phối như Bảng 3 để tiến hành thực hiện quy trình đúc mẫu theo dây chuyền sản xuất gạch. Sản phẩm gạch trong nghiên cứu này là gạch 4 lỗ có kích thước $180 \times 80 \times 80$ mm. Quy trình tạo mẫu vữa gạch được thực hiện như sau:

Bước 1: Nguyên liệu thô: tro xỉ, tro bay, xi măng và đá mi được đưa vào máy trộn theo tỷ lệ thích hợp, lượng nước cần thiết được thêm vào, sau đó trộn kỹ trong 5 đến 10 phút để tạo thành hỗn hợp đồng nhất, tránh làm vón cục vì dễ gây nứt trên gạch, giảm cường độ tổng thể của gạch.

Bước 2: Hỗn hợp này được đưa từ máy trộn vào máy ép để đúc thành khối gạch chạy trên băng chuyền. Quá trình đúc gạch được thực hiện bằng kỹ thuật nén thủy lực, viên gạch được thành hình nhờ áp suất thủy lực. Sau khi gạch được định hình chạy trên băng chuyền sẽ được lấy ra sấy khô, sắp xếp theo các ngăn bảo dưỡng. Thời gian bảo dưỡng trong 7 ngày, 14 ngày, 28 ngày.

Tiếp theo, gạch sẽ được đem đi thử nghiệm các tính chất cơ lý hóa. Cường độ chịu nén (theo TCVN 6355-2:2009 và TCVN 6477:2016) được xác định tại 7, 14 và 28 ngày tuổi, cường độ chịu uốn (theo TCVN 6355-3:2009) tại 28 ngày tuổi, độ hút nước (theo TCVN 6355-4:2009).



Hình 4. Quy trình trộn và tạo mẫu gạch.

Hình 5. Thí nghiệm cường độ chịu nén, uốn của mẫu gạch.

3. Kết quả và thảo luận

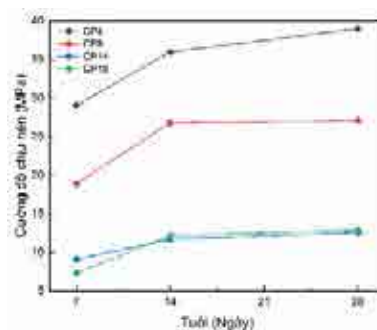
3.1. Kết quả các chỉ tiêu cơ lý của mẫu vữa gạch trong phòng thí nghiệm

3.1.1. Cường độ chịu nén của vữa gạch

Cường độ chịu nén là thông số quan trọng để đánh giá chất lượng, dùng để phân loại mác gạch. Với các số liệu thí nghiệm từ Bảng 5, cho thấy cường độ chịu nén các cấp phối tăng dần theo số ngày tuổi, các giá trị cường độ chịu nén của 14 ngày và 28 ngày không chênh lệch nhau nhiều. Các cấp phối có thành phần xi măng cao như CP4 (30% xi măng), CP8 (20% xi măng) có cường độ chịu nén cao hơn so với các mẫu CP14 (15% xi măng), CP15 (10% xi măng). Tuy nhiên, cường độ chịu nén của CP14, CP15 ở 28 ngày tuổi là lần lượt là 12,6 MPa và 12,9 MPa cũng đáp ứng với mục tiêu ban đầu của nhóm nghiên cứu là tạo ra gạch có cường độ chịu nén 7,5 MPa, đồng thời cũng giảm được hàm lượng xi măng và tăng hàm lượng tro bay, tro xỉ sử dụng trong cấp phối.

Bảng 5. Kết quả cường độ chịu nén vữa gạch

Cấp phối	Cường độ chịu nén (MPa)		
	7 ngày	14 ngày	28 ngày
CP4	29,1	36,0	39,0
CP8	18,9	26,8	27,1
CP14	9,1	11,7	12,6
CP15	7,3	12,2	12,9



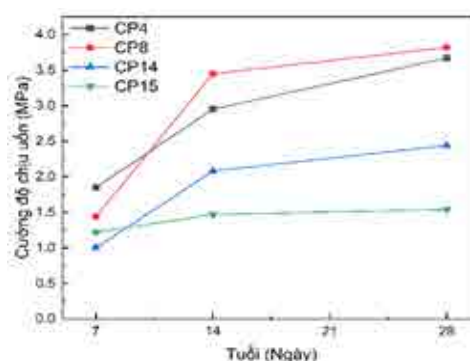
Hình 6. Cường độ chịu nén mẫu vữa gạch theo thời gian

3.1.2. Cường độ chịu uốn

Cường độ chịu uốn của mẫu vữa gạch cũng tăng dần theo ngày tuổi được thể hiện theo Bảng 6. Cường độ chịu uốn của CP4, CP8 tại 28 ngày tuổi cao hơn so với CP14, CP15 do hàm lượng xi măng trong CP4, CP8 cao hơn so với CP14, CP15. Kết quả cho thấy sử dụng nhiều tro bay, tro xỉ thay thế xi măng có thể làm giảm đi phần nào về cường độ chịu uốn, tuy nhiên vẫn cần phải thử nghiệm trên sản phẩm gạch để kiểm tra cường độ chịu uốn phù hợp với yêu cầu kỹ thuật, chấp nhận trong các công trình xây dựng.

Bảng 6. Kết quả cường độ chịu uốn vữa gạch của các cấp phối

Cấp phối	Cường độ chịu uốn (MPa)		
	7 ngày	14 ngày	28 ngày
CP4	1,9	2,9	3,7
CP8	1,4	3,5	3,8
CP14	1,0	2,1	2,4
CP15	1,2	1,5	1,7



Hình 7. Cường độ chịu uốn mẫu vữa gạch theo các cấp phối

3.2. Kết quả các chỉ tiêu cơ lý của sản phẩm gạch

3.2.1. Cường độ chịu nén

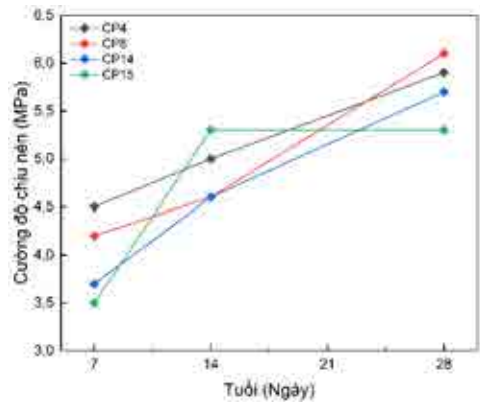
Sau khi đúc mẫu sản phẩm gạch, được bảo dưỡng phun sương, mẫu gạch được thử nghiệm với hai bộ tiêu chuẩn khác nhau là TCVN 6477:2016 (gạch bê tông) và TCVN 6355:2009 (gạch xây). Kết quả cho thấy có sự khác nhau trong kết quả của hai bộ tiêu chuẩn này được thể hiện ở Bảng 7.

Kết quả thử nghiệm theo TCVN 6477:2016 cho thấy cường độ chịu nén của các cấp phối đạt được 5,3 MPa đến 6,1 MPa và đều nhỏ hơn 7,5 MPa.

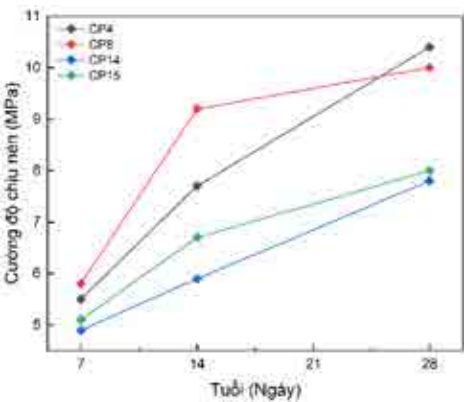
Đối với kết quả thử nghiệm theo TCVN 6355-2:2009, cường độ chịu nén của các cấp phối đạt được 7,8 MPa đến 10,4 MPa ở 28 ngày tuổi và đều cho kết quả lớn hơn 7,5 MPa.

Bảng 7. Kết quả cường độ chịu nén các cấp phối gạch

Cấp phối	Cường độ chịu nén (MPa) theo TCVN 6477:2016			Cường độ chịu nén (MPa) theo TCVN 6355-2:2009		
	7 ngày	14 ngày	28 ngày	7 ngày	14 ngày	28 ngày
CP4	4,5	5,0	5,9	5,5	7,7	10,4
CP8	4,2	4,6	6,1	5,8	9,2	10,0
CP14	3,7	4,6	5,7	4,9	5,9	7,8
CP15	3,5	5,3	5,3	5,1	6,7	8,0



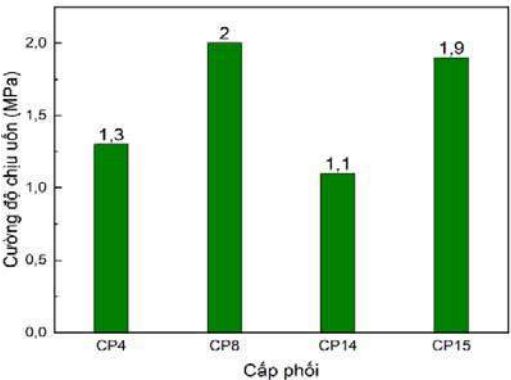
Hình 8. Cường độ chịu nén các cấp phối gạch theo TCVN 6477:2016.



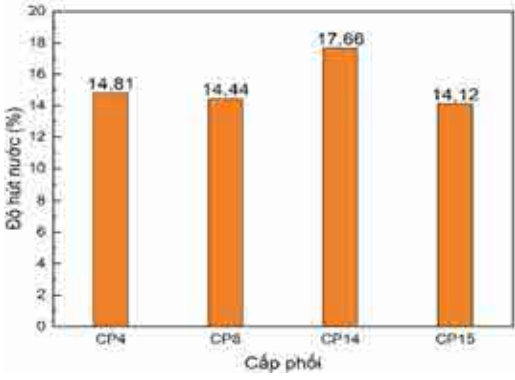
Hình 9. Cường độ chịu nén các cấp phối gạch theo TCVN 6355-2:2009.

3.2.2. Cường độ chịu uốn và độ hút nước

Cường độ chịu uốn tại 28 ngày tuổi của các cấp phối gạch được thể hiện qua hình 10. Kết quả cho thấy CP8, CP15 có cường độ chịu uốn cao so với các cấp phối còn lại. CP15 có hàm lượng đá mi cao (20%) làm tăng độ bền chắc, tăng khả năng chịu uốn và giảm khả năng hút nước. Mặt khác CP15 (10% xi măng) cũng có hàm lượng xi măng thấp hơn so với CP8 (20% xi măng), bằng việc kết hợp đá mi cùng tro bay, tro xỉ.



Hình 10. Cường độ chịu uốn ở 28 ngày tuổi.



Hình 11. Độ hút nước của các cấp phối gạch.

Độ hút nước của mẫu gạch thể hiện được khả năng chống thấm cũng như độ rỗng bên trong gạch. Độ hút nước của các cấp phối trong nghiên cứu được thể hiện qua hình 11. Các mẫu CP4,

CP8 và CP15 có độ hút nước tương đương nhau. Tuy nhiên, với mẫu CP14 có độ hút nước cao hơn so với các mẫu còn lại do CP14 không có thành phần đá mi nên độ đặc chắc bên trong gạch không cao và độ hút nước của tro bay khá cao. Do đó, việc sử dụng đá mi trong thành phần gạch không nung làm chắc thêm bộ khung kết cấu gạch và với một tỷ lệ phù hợp làm giảm độ hút nước của mẫu gạch so với cấp phối không sử dụng đá mi.

3. Kết luận

Phối liệu gạch không nung sử dụng tro bay và tro xỉ với tỷ lệ phối trộn các thành phần là xi măng, tro bay, tro xỉ, đá mi và nước phù hợp từ các kết quả thử nghiệm trong phòng đến kết quả sản phẩm gạch không nung 4 lỗ cho thấy các mẫu vữa gạch đều có cường độ chịu nén, chịu uốn cao đạt yêu cầu kỹ thuật. Tuy nhiên để áp dụng vào thực tiễn cần đánh giá các mẫu gạch qua các công trình cụ thể hay các sản phẩm nhà mẫu. Kết quả cường độ chịu nén tại 28 ngày thực hiện theo hai tiêu chuẩn gạch xây đất sét nung (TCVN 6355-2:2009) và gạch bê tông (TCVN 6477:2016) cho những kết quả khác nhau về cường độ chịu nén. Do đó, sản phẩm gạch không nung trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu đề xuất sử dụng bộ tiêu chuẩn gạch đất sét nung để đánh giá như một sản phẩm thay thế gạch đất sét nung. Phối liệu, độ kết dính không phải chỉ có đá mi và xi măng như gạch bê tông mà còn có vật liệu tro bay, tro xỉ. Kết quả đạt được cường độ chịu nén lớn hơn 7,5 MPa, cường độ chịu uốn dao động từ 1,1 đến 2,0 MPa, độ hút nước cao từ 14,12 đến 17,16%.

Gạch không nung sử dụng thêm tỷ lệ phù hợp nguyên vật liệu xi măng Poóc lăng và đá mi bụi làm tăng lực liên kết và độ cứng của viên gạch. Tỷ lệ này có thể thay đổi tùy thuộc vào yêu cầu cụ thể của từng loại gạch, điều kiện môi trường và tiêu chuẩn chất lượng. Điều này đảm bảo rằng gạch được sản xuất với chất lượng đồng đều và đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật và tiêu chuẩn chất lượng. Trong nghiên cứu này, ưu tiên chọn các cấp phối sử dụng hàm lượng xi măng thấp là CP14, CP15 do các cấp phối này có cường độ chịu nén lớn hơn 7,5 MPa. Tuy nhiên, CP14 có độ hút nước khá cao (17,16%) do không có thành phần đá mi và dễ vỡ khi có lực va đập mạnh. Do đó, nhóm nghiên cứu đề xuất sử dụng CP15 là cấp phối tối ưu để sản xuất loại gạch không nung, cần kiểm tra các chỉ tiêu khác để có thể xây dựng dự thảo tiêu chuẩn cho loại gạch không nung này.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Bách khoa, Đại học quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh trong khuôn khổ đề tài "Nghiên cứu sử dụng các chất thải tro bay và tro xỉ của Nhà máy nhiệt điện để sản xuất vật liệu xây dựng không nung" mã số DS2021-20-02. Chúng tôi xin cảm ơn Trường Đại học Bách khoa, Đại học quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh đã hỗ trợ cho nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- Zipeng Zhang et al., 2011. A review of studies on bricks using alternative materials and approaches. *Construction and Building Materials*, số 188, trang 1101-1118.
- J. Temuujin et al., 2010. Preparation and characterisation of fly ash based Geopolymer mortars. *Construction and Building Materials*, số 24, trang 1906-1910.
- Kumar et al., 2013. Development of paving blocks from synergistic use of red mud and fly ash using geopolymerization. *Construction and Building Materials*, số 38, trang 865-871.
- TCVN 3121:2003 - Vữa xây dựng - Phương pháp thử.
- TCVN 6260:2009 - Xi măng poóc lăng hỗn hợp - Yêu cầu kỹ thuật.
- TCVN 6355:2009 - Gạch xây - Phương pháp thử.
- TCVN 10302:2014 - Phụ gia hoạt tính tro bay dùng cho bê tông, vữa xây và xi măng.
- TCVN 6477:2016 - Gạch bê tông.

Research for using industrial waste resources in construction material products

Nguyen Ngoc Huy, Nguyen Huu Son*, Huynh Ky Phuong Ha

Ho Chi Minh City University of Technology

**Corresponding author: nguyenhuuson@hcmut.edu.vn*

Abstract

Currently, the demand for construction materials is increasing, but unfired clay bricks are harmful to the environment. Therefore, the replacement of fired clay bricks from industrial waste materials for the production of unfired bricks brings about environmental protection and consumes a large part of this waste. The source of fly ash and slag ash taken from Duyen Hai thermal power plant, Tra Vinh is used for research and testing to create unfired bricks with the amount of fly ash and slag ash accounting for 50 - 70% in order to solve the environmental problems. The research team performed the calculation of brick mix grades in the laboratory, and then tested them with 4-hole bricks to evaluate the mechanical and physicochemical properties of compressive strength, flexural strength, water absorption. The results show that the basic mechanical properties of unfired bricks meet Vietnamese standards in accordance with compressive strength from 5 MPa to 7.5 MPa and can be produced widely to response to the needs of unfired construction materials.

Keywords: *fly ash, slag ash, unfired brick, 4-hole brick, brick formula.*

NGHIÊN CỨU SỬ DỤNG CÁT NHÂN TẠO VÀ HỖN HỢP PHỤ GIA KHOÁNG ZEOLITE - XỈ LÒ CAO CHẾ TẠO BÊ TÔNG TỰ ĐẦM CƯỜNG ĐỘ CAO

Thái Quang Minh^{1,*}, Lê Văn Trí², Nguyễn Hải Đăng¹, Nguyễn Thị Tuyết Mai¹

¹ Trường Phân hiệu Đại học Huế tại Quảng Trị

² Trường Đại học Xây dựng Miền Trung

* Tác giả chịu trách nhiệm: clapmidou@gmail.com

Tóm tắt

Trong những năm gần đây, việc nghiên cứu và ứng dụng bê tông tự đầm cường độ cao ngày càng được mở rộng vì các tính năng vượt trội so với bê tông truyền thống. Đặc điểm của bê tông tự đầm là lượng vật liệu dạng bột lớn nên để giảm lượng dùng xi măng cần phải sử dụng phụ gia khoáng với hàm lượng lớn. Điều này mang ý nghĩa lớn về tính kỹ thuật, kinh tế và môi trường. Cho đến nay, tại Việt Nam, việc sử dụng cát nhân tạo thay thế cát tự nhiên làm cốt liệu cho bê tông đang ngày càng được đẩy mạnh do sự thiếu hụt dẫn đến tăng giá thành của cát tự nhiên. Trong bài báo này, hỗn hợp phụ gia khoáng zeolite (ZL) - xỉ lò cao (XLC) thay thế xi măng Portland (PC) với hàm lượng 50, 60% theo thể tích và cát tự nhiên (CTN) thay thế bởi cát nhân tạo (CNT) là 50% theo thể tích. Kết quả cho thấy mẫu bê tông tự đầm sử dụng tỉ lệ ZL/XLC = 3/57 (theo thể tích, thay thế 60% hàm lượng PC) và CNT/CTN = 50/50 cho cường độ nén lên đến 91,37 MPa mà vẫn đảm bảo tốt tính công tác của bê tông.

Từ khóa: bê tông tự đầm; zeolite; xỉ lò cao; cát nhân tạo.

1. Đặt vấn đề

Bê tông tự đầm (Self Compacting Concrete - SCC) là loại bê tông có độ chảy dẻo cao khi chưa đóng rắn có khả năng chảy dưới tác dụng của trọng lực bản thân và có khả năng tự điền đầy vào mọi góc cạnh của ván khuôn và cả những nơi có mật độ cốt thép dày đặc mà không cần bất cứ tác động cơ học nào nhưng vẫn đảm bảo tính đồng nhất (Hoàng Phó Uyên & nnk., 2012), (Nguyễn Viết Trung & nnk., 2015). Đặc điểm của hỗn hợp bê tông có độ chảy cao là hàm lượng vật liệu dạng bột lớn nên để giảm lượng dùng xi măng cần phải sử dụng phụ gia khoáng với hàm lượng lớn.

Bê tông tự đầm bắt đầu được nghiên cứu tại Nhật Bản vào năm 1986 bởi giáo sư Okamura như một dạng của bê tông chất lượng cao và sau đó được nghiên cứu rộng rãi trên thế giới. Hiện nay trên thế giới sử dụng rất nhiều phương pháp thiết kế thành phần bê tông tự đầm khác nhau như: Phương pháp thiết kế của Hiệp hội bê tông Nhật Bản (JSCE) và EFNARC của Châu Âu, phương pháp thiết kế của giáo sư Okamura và đồng nghiệp... Trong đó, phương pháp thiết kế của giáo sư Okamura và đồng nghiệp lại nghiên cứu cụ thể hơn từ bản chất của bê tông tự đầm theo cách đi từ khả năng chảy của vữa. Phương pháp này sẽ thích hợp hơn khi chế tạo bê tông tự đầm mà tính chất của nguyên vật liệu thay đổi nhiều.

Xỉ lò cao hoạt tính là thải phẩm của quá trình luyện gang, có sản lượng lớn và giá thành rẻ do nhiều nhà máy gang thép được xây dựng ở nước ta. Xỉ lò cao có thể được nghiền để làm phụ gia khoáng cho chất kết dính và bê tông (Chao Lung Hwang & nnk., 1986; Thái Quang Minh, 2017). Trong bê tông, xỉ lò cao hạt hóa được sử dụng để thay thế một lượng lớn xi măng, có tác dụng giảm nhiệt thủy hóa, nâng cao cường độ và tăng khả năng chống khuếch tán ion clo. Nhược điểm của xỉ lò cao hoạt tính là nó làm tăng độ tách nước của hỗn hợp bê tông, làm giảm cường độ ban đầu và tốc độ phát triển cường độ.

Zeolite là vật liệu puzollan thiên nhiên có hoạt tính puzollanic. Zeolite khi được cho vào hỗn hợp bê tông tự đầm, zeolite làm giảm sự phân tầng, tách nước nhờ các cải thiện bên trong liên kết của hỗn hợp, ngoài ra zeolite có hoạt tính puzollan nên hút với thông qua phản ứng puzollanic tạo thành hợp chất hydro silicat canxi có cường độ và tính bền vững cao (C-S-H) (Ahmadi B & nnk., 2010; Thái Quang Minh, 2018). Độ thấm giảm đáng kể so với hỗn hợp bê

tông thông thường khi bổ sung zeolite. Ngoài ra, trên thế giới đã có nhiều nghiên cứu mức độ ảnh hưởng của tỉ lệ dùng phụ gia zeolite đơn lẻ trong chất kết dính đến tính công tác cũng như cường độ của bê tông (Czapik, 2017). Việc sử dụng các phụ gia khoáng như trên vừa mang lại tính chất kinh tế, đảm bảo yêu cầu kỹ thuật cho bê tông cường độ cao vừa giải quyết vấn đề giảm tải các phế thải công nghiệp ra môi trường.

Hiện nay, việc sử dụng cát tự nhiên để sản xuất bê tông ở Việt Nam dẫn đến nhu cầu khai thác cát tự nhiên ngày càng lớn gây cạn kiệt nguồn tài nguyên cát tự nhiên này, ảnh hưởng đến môi trường. Vì vậy cần có những giải pháp để hạn chế việc sử dụng nguồn tài nguyên đang dần bị cạn kiệt này. Một trong những giải pháp đó là sử dụng cát nhân tạo để thay thế cát tự nhiên làm cốt liệu trong bê tông. Cát nhân tạo có nhiều điểm vượt trội so với cát tự nhiên, đó là: khả năng gắn kết với đá xi măng được nâng cao làm nâng cao cường độ bê tông do tính chất bề mặt của loại cát này, thành phần hạt có thể được điều chỉnh trong quá trình sản xuất nên có thể giảm lượng xi măng khi sản xuất bê tông vì vậy mà hiệu quả kinh tế cao hơn.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Cơ sở lý thuyết

Một hỗn hợp bê tông có độ linh động cao luôn luôn tiềm ẩn nguy cơ tách nước, phân tầng. Bên cạnh đó, sử dụng lượng lớn chất kết dính như vậy làm độ co của bê tông tự đầm tăng lên, tạo ra nội ứng suất trong bản thân công trình. Ngoài ra, hàm lượng xi măng lớn trong bê tông làm nhiệt thủy hóa trong bê tông tự đầm cao hơn so với bê tông truyền thống và một số loại bê tông khác. Việc phối hợp sử dụng phụ gia khoáng xỉ lò cao - zeolite cho phép làm tăng hàm lượng phụ gia khoáng sử dụng trong chất kết dính so với khi sử dụng từng loại phụ gia riêng lẻ mà vẫn đảm bảo chất lượng của chất kết dính. Điều này cho phép tăng lượng dùng chất kết dính trong 1 m³ bê tông mà vẫn đảm bảo lượng dùng xi măng ở mức thấp. Zeolite và xỉ lò cao khi được phân tán tốt trong hồ xi măng có thể nâng cao độ đặc chắc của đá xi măng nhờ hiệu ứng puzollanic và hiệu ứng điền đầy. Sự phối hợp phụ gia khoáng xỉ lò cao - zeolite, cùng với phụ gia siêu dẻo có khả năng làm cho hỗn hợp bê tông có độ chảy cao mà không bị tách nước, phân tầng (Thái Quang Minh, 2017):

- Zeolite làm giảm sự tách nước, làm tăng độ nhớt của hồ xi măng và độ liên kết của hỗn hợp bê tông, tăng cường độ bê tông, tăng độ chống thấm cho bê tông.

- Xỉ lò cao hạt hóa được sử dụng để thay thế một lượng lớn xi măng, có tác dụng giảm nhiệt thủy hóa, nâng cao cường độ dài ngày và tăng khả năng chống thấm của bê tông.

- Phụ gia siêu dẻo cho phép chế tạo bê tông có độ chảy cao và cường độ cao với tỉ lệ nước trên bột (N/B) thấp.

- Cát nhân tạo là một loại vật liệu nghiền, vì vậy chúng có hình dạng góc cạnh và bề mặt nhám ráp. Khi sử dụng làm cốt liệu trong bê tông cho phép hồ xi măng thâm nhập lên bề mặt hạt cốt liệu, nhờ vậy lớp tiếp giáp giữa đá xi măng và hạt cốt liệu khi bê tông rắn chắc trở nên bền vững hơn so với lớp tiếp xúc giữa đá xi măng và hạt cát tự nhiên với bề mặt phẳng nhẵn. Bởi vậy sử dụng cát nhân tạo thay thế cát tự nhiên làm cốt liệu cho bê tông sẽ nâng cao cường độ cũng như độ đặc của bê tông.

- Việc phối hợp cốt liệu nhỏ với một lượng hồ lớn tạo thành từ hỗn hợp xi măng, xỉ lò cao, zeolite, nước và phụ gia siêu dẻo làm tăng thể tích vữa dẫn đến giảm nội ma sát trong hỗn hợp bê tông.

2.2. Nguyên vật liệu sử dụng

Trong nghiên cứu này, tác giả sử dụng nguyên vật liệu sẵn có trên thị trường Việt Nam:

- Xi măng (XM) Poóc lăng PC40 Bút Sơn. Tính chất cơ lý của xi măng được trình bày trong bảng 1.

- Cát vàng (C) có nguồn gốc từ sông Hiếu. Cát nhân tạo (CNT) và đá dăm (D) có nguồn gốc từ Cam Lộ. Tính chất của cát vàng và đá dăm được trình bày trong bảng 2 và bảng 3. Thỏa mãn TCVN 7570-2006. Tính chất của cát nhân tạo được trình bày trong bảng 2. Thỏa mãn TCVN 9205-2012.

- Xi lò cao (XLC) sử dụng trong nghiên cứu có nguồn gốc từ Nhà máy gang thép Hòa Phát, đây là loại xi hạt hóa, màu trắng bạc. Chỉ số hoạt tính của xi lò cao xác định theo TCVN 11586:2016. Chỉ số độ mịn và khối lượng riêng được xác định theo TCVN 4030:2003.

- Zeolite (ZL) được sử dụng trong nghiên cứu này có xuất xứ từ Công ty Nitto Funka của Nhật Bản. Chỉ số hoạt tính của zeolite được xác định thông qua TCVN 6882:2001. Chỉ số độ mịn và khối lượng riêng được xác định theo TCVN 4030:2003. Các tính chất của zeolite và xi lò cao được thể hiện trong bảng 4.

- Phụ gia siêu dẻo gốc polycarboxylate, có tên thương phẩm là Viscocrete 3000-20M.

- Nước có nguồn gốc từ Nhà máy nước sạch Đông Hà. Loại nước này thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật của tiêu chuẩn Việt Nam TCXDVN 4506:2012 đối với nước trộn vữa và bê tông.

Bảng 1. Tính chất cơ lý của xi măng PC40 Bút Sơn

STT	Tính chất	Phương pháp thử	Đơn vị	Tiêu chuẩn quy định	Kết quả
1	Độ mịn: Lượng sót sàng N° 009 Độ mịn Blaine	TCVN 4030:2003	% cm ² /g	≤ 10 ≥ 2800	3,6 3240
2	Lượng nước tiêu chuẩn	TCVN 6017:2015	%	-	29,0
3	Thời gian đông kết: - Bắt đầu - Kết thúc	TCVN 6017:2015	Phút Phút	≥ 45 ≤ 375	115 200
4	Cường độ nén: - Sau 3 ngày - Sau 28 ngày	TCVN 6016:2011	MPa MPa	≥ 18 ≤ 40	26,4 47,3
5	Khối lượng riêng	TCVN 4030:2003	g/cm ³	-	3,11

Bảng 2. Thành phần hạt và tính chất cơ lý của cát vàng và cát nhân tạo dùng trong nghiên cứu

STT	Tính chất	Đơn vị	Kết quả	
			Cát vàng	Cát nhân tạo
1	Khối lượng riêng	g/cm ³	2,67	2,78
2	Khối lượng thể tích ở trạng thái khô	g/cm ³	2,64	2,73
3	Độ hút nước	%	1,15	0,68
4	Tạp chất sét, bụi	%	0,22	0,33
5	Môđun độ lớn	-	2,67	2,82

Bảng 3. Một số tính chất cơ lý của đá dăm dùng trong nghiên cứu

STT	Tính chất	Đơn vị	Kết quả
1	Khối lượng riêng	g/cm ³	2,79
2	Khối lượng thể tích xốp	kg/m ³	1440
3	Khối lượng thể tích ở trạng thái bão hòa trong, khô bề mặt	g/cm ³	2,76
4	Hàm lượng hạt thoi dẹt	%	8,2
5	Độ hút nước	%	0,42

Bảng 4. Một số tính chất kỹ thuật của phụ gia khoáng

STT	Các chỉ tiêu	Đơn vị	Giá trị	
			Xi lò cao	Zeolite
1	Khối lượng riêng	g/cm ³	2,83	2,26
2	Độ mịn (Lượng sót trên sàng 90 μm)	%	2,0	0,5
3	Chỉ số hoạt tính với xi măng tuổi 28 ngày	%	106	108

2.3. Nghiên cứu thiết kế cấp phối bê tông

Trong nội dung nghiên cứu này, tác giả sử dụng phương pháp thiết kế của giáo sư Okamura và đồng nghiệp thay thế xi măng bằng hàm lượng phụ gia khoáng mịn trên cơ sở thay thế về thể tích. Trong cả hai trường hợp xi măng được thay thế 50% và 60% theo thể tích bằng hỗn hợp phụ gia khoáng xi lò cao - zeolite, tác giả lựa chọn tỉ lệ dùng theo thể tích giữa hai loại phụ gia khoáng xi lò cao và zeolite là 80:20; 85:15; 90:10 và 95:5 (%), đưa ra tỉ lệ dùng phụ gia siêu dẻo là 0,75; 0,8; 0,9; 1,0 (%) so với khối lượng bột và lựa chọn tỉ lệ nước trên bột (N/B) trong khoảng 0,3 - 0,4 để khảo sát. Quy trình sẽ thay đổi tỉ lệ thể tích nước trên thể tích bột (VN/VB) và hàm lượng phụ gia siêu dẻo (PGSD) nhằm đạt được mục đích độ chảy loang của vữa 245 mm theo phương pháp thiết kế thành phần bê tông tự đầm (Hajime Okamura và Masahiro Ouchi, 2003), thể hiện trong bảng 5.

Bảng 5. Tỉ lệ vật liệu các cấp phối đạt độ chảy loang của vữa

Ký hiệu	Tỉ lệ XM:ZL:XLC	PGSD (%)	Tỉ lệ VN/VB	Tỉ lệ N/B	Thể tích cát trong vữa (%)
CP1	50:10:40	0,75	1,06	0,36	40
CP2	50:7,5:42,5	0,8	0,98	0,33	40
CP3	50:5:45	0,9	0,97	0,32	40
CP4	50:2,5:47,5	0,8	1,02	0,34	40
CP5	40:12:48	0,9	0,95	0,33	40
CP6	40:9:51	1,0	0,92	0,32	40
CP7	40:6:54	1,0	0,90	0,31	40
CP8	40:3:57	1,0	0,88	0,30	40

Theo khuyến cáo của giáo sư Okamura và đồng nghiệp, thì tỉ lệ giữa thể tích cát trên thể tích đá (VC/VD) nằm trong khoảng 0,82 - 1,08. Dựa vào đó, tác giả lựa chọn sơ bộ giá trị VC/VD là 0,93 (Hajime Okamura và Masahiro Ouchi, 2003). Nghiên cứu sử dụng phương pháp thể tích tuyệt đối để tính toán thành phần bê tông tự đầm. Trên cơ sở đó ta thiết lập được các phương trình sau:

$$V_H + V_C + V_D + V_{SD} + V_A = 1000 \Rightarrow V_H + V_C + V_D = 1000 - (V_A + V_{SD}) \quad (1)$$

Nghiên cứu không sử dụng phụ gia cuốn khí nên sơ bộ chọn $V_A = 10 - 20$ lít (1,0 - 2,0%) (2)

Mặt khác ta đã biết được mối quan hệ: $\frac{V_C}{V_C + V_H} \quad (3)$ và $\frac{V_C}{V_D} = 0,93 \quad (4)$

Trong đó: $V_H, V_C, V_D, V_{SD}, V_A, V_{XM}, V_{XLC}, V_{ZL}, V_N$ là phần thể tích tương ứng của hồ, cát, đá, phụ gia siêu dẻo, không khí, xi măng, xi lò cao, zeolite và nước.

Giải hệ 3 phương trình 3 ẩn ta tính được phần thể tích V_H, V_C và V_D . Trong thành phần V_H ta đã biết tỉ lệ về thể tích giữa các thành phần bột V_{XM}, V_{XLC}, V_{ZL} và tỉ lệ VN/VB nên từ đó tính được thành phần cấp phối của bê tông tự đầm. Từ kết quả trên cho thấy thành phần cấp phối CP6 - CP8 có tỷ lệ N/B từ 0,3 - 0,32 thấp hơn các cấp phối còn lại sẽ cho cường độ nén tốt hơn

hơn các cấp phối còn lại, trong đó thành phần cấp phối CP8 có tỷ lệ N/B là nhỏ nhất ($N/B = 0,3$), nên sơ bộ đánh giá cấp phối này sẽ cho cường độ nén mẫu tuổi 28 ngày là cao nhất. Ngoài ra, Zeghichi và cộng sự đã nghiên cứu ảnh hưởng của cát tự nhiên và cát nhân tạo đến tính chất của bê tông tự đầm (L. Zeghichi và nnk., 2014), với tỉ lệ thành phần trong đó cát nhân tạo được sử dụng thay thế cát tự nhiên với tỷ lệ tương ứng là 0%, 50%, 100% theo thể tích. Các kết quả nghiên cứu cho thấy khi hàm lượng cát nhân tạo tăng lên, tính công tác của hỗn hợp bê tông tự đầm giảm đi rõ rệt và đối với tỷ lệ 100% cát nhân tạo thì hỗn hợp bê tông không còn đạt tính công tác yêu cầu đối với bê tông tự đầm. Từ đó, tác giả tiến hành tính toán CP9-CP11 thông qua CP6-CP8 qua việc thay thế hàm lượng cát tự nhiên bằng cát nhân tạo với tỉ lệ 50% theo thể tích. Kết quả được thống kê trong bảng 6.

Bảng 6. Thành phần vật liệu tính toán cho 1 m³ bê tông tự đầm

STT	X (kg)	ZL (kg)	XLC (kg)	C (kg)	CNT (kg)	Đ (kg)	N (lít)	PGSD
CP1	310	45	226	723	-	814	212	0,75%
CP2	323	35	250	721	-	816	203	0,8%
CP3	324	24	266	720	-	811	202	0,9%
CP4	355	12	274	715	-	808	208	0,8%
CP5	259	57	286	720	-	815	200	0,9%
CP6	266	44	309	718	-	811	197	1%
CP7	269	29	331	717	-	814	195	1%
CP8	272	15	353	712	-	811	192	1%
CP9	266	44	309	359	371	811	197	1%
CP10	269	29	331	358	370	814	195	1%
CP11	272	15	353	356	368	811	192	1%

2.4. Phương pháp nghiên cứu

Trong nghiên cứu này, tác giả sử dụng phương pháp thí nghiệm tiêu chuẩn và phi tiêu chuẩn. Các phương pháp thí nghiệm tiêu chuẩn của Việt Nam như các thí nghiệm xác định các tính chất cơ lý của phụ gia khoáng, cốt liệu, chất kết dính, phương pháp bảo dưỡng mẫu bê tông, tính chất cơ lý của bê tông. Các phương pháp thí nghiệm phi tiêu chuẩn như thí nghiệm độ chảy loang, thời gian chảy qua thiết bị Vbox theo đặc điểm kỹ thuật cho bê tông tự đầm (EFNARC, 2002).

3. Kết quả và thảo luận

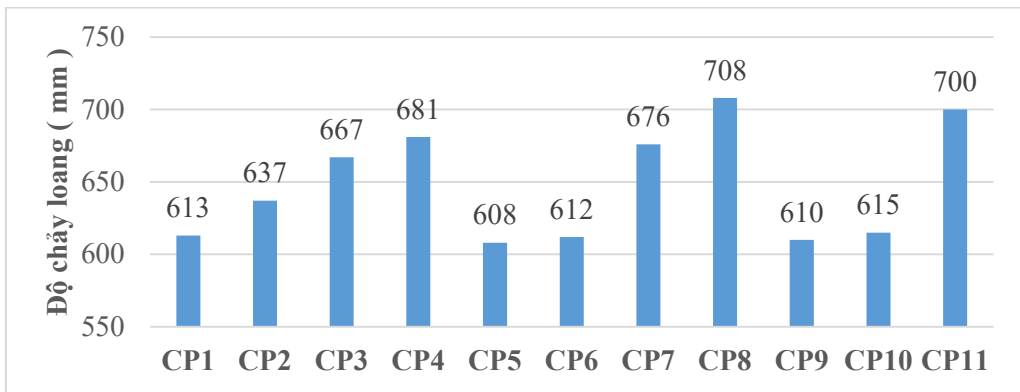
3.1. Tính công tác của hỗn hợp bê tông tự đầm

3.1.1. Độ chảy của hỗn hợp bê tông tự đầm bằng côn

Quá trình thí nghiệm khả năng chảy của bê tông tự đầm bằng côn sẽ đánh giá được các thông số như: độ chảy loang, thời gian T50, đồng thời cũng cho thấy được dấu hiệu của sự tách nước từ hỗn hợp bê tông tự đầm. Kết quả thí nghiệm được thống kê trong bảng 7.

Bảng 7. Độ chảy loang và thời gian T50 của bê tông tự đầm

Chỉ tiêu	Kí hiệu cấp phối										
	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	CP10	CP11
Độ chảy loang (mm)	613	637	667	681	608	612	676	708	610	615	700
Thời gian T50 (s)	4,1	4,0	3,9	3,6	5,3	5,1	4,5	3,8	5,1	4,7	4,2



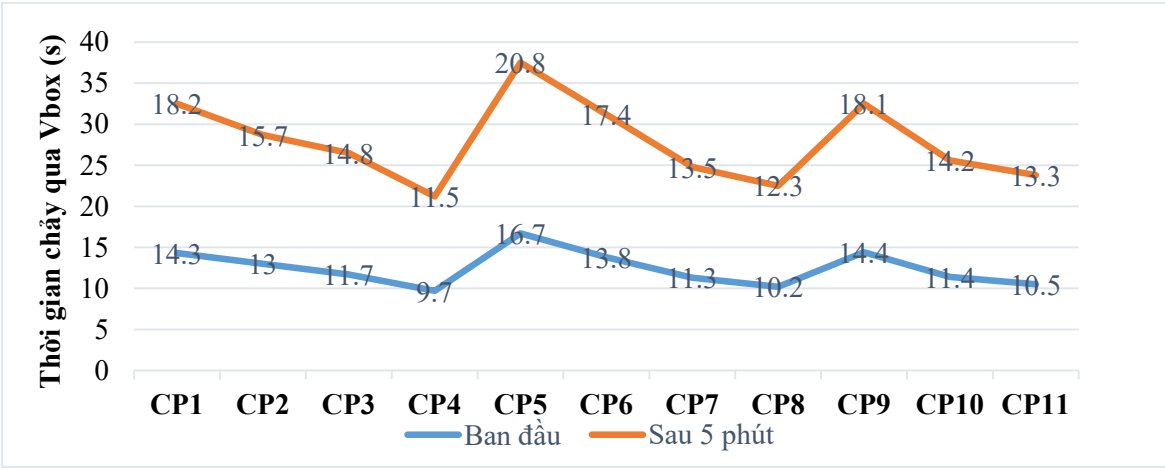
Hình 1. Độ chảy loãng của hỗn hợp bê tông tự đầm bằng côn.

3.1.2. Khả năng chảy của hỗn hợp bê tông tự đầm qua thiết bị Vbox

Qua thí nghiệm này có thể đánh giá được khả năng điền đầy của bê tông theo phương thẳng đứng, đặc biệt thông qua thí nghiệm thời gian chảy sau thời gian 5 phút có thể đánh giá được khá chính xác khả năng phân tầng của bê tông. Kết quả thí nghiệm được thống kê trong bảng 8 và thể hiện qua hình 2.

Bảng 8. Khả năng chảy của hỗn hợp bê tông tự đầm qua thiết bị Vbox

Chỉ tiêu	Kí hiệu cấp phối										
	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	CP10	CP11
Thời gian chảy qua Vbox (s)	14,3	13,0	11,7	9,7	16,7	13,8	11,3	10,2	14,4	11,4	10,5
Thời gian chảy qua Vbox sau 5 phút (s)	18,2	15,7	14,8	11,5	20,8	17,4	13,5	12,3	18,1	14,2	13,3
Chênh lệch thời gian chảy (s)	3,9	2,7	3,1	1,8	4,1	3,6	2,2	2,1	3,7	2,8	2,8



Hình 2. Khả năng chảy của hỗn hợp bê tông tự đầm qua thiết bị Vbox.

3.1.3. Nhận xét về khả năng chảy của hỗn hợp bê tông tự đầm

Từ kết quả trong bảng 7 và bảng 8 cho thấy:

- Thời gian T50 có xu hướng tăng lên khi tăng hàm lượng zeolite và tăng hàm lượng cốt liệu. Khi thay thế cát tự nhiên bằng cát nhân tạo thì tính công tác của bê tông tự đầm giảm đi. Nguyên nhân được giải thích như sau:

+ Phụ gia zeolite có cấu trúc xốp rỗng, có khả năng hút nước vào bên trong đó làm giảm lượng nước tự do dẫn đến làm tăng độ nhớt của hồ chất kết dính và độ quánh của hỗn hợp bê tông làm giảm

đáng kể khả năng chảy loang đồng thời cũng làm giảm tốc độ chảy loang của bê tông.

+ Ở các cấp phối chứa cát nhân tạo do nội ma sát của hệ hạt lớn hơn nên tính công tác của các cấp phối này thấp hơn so với các cấp phối sử dụng cát tự nhiên.

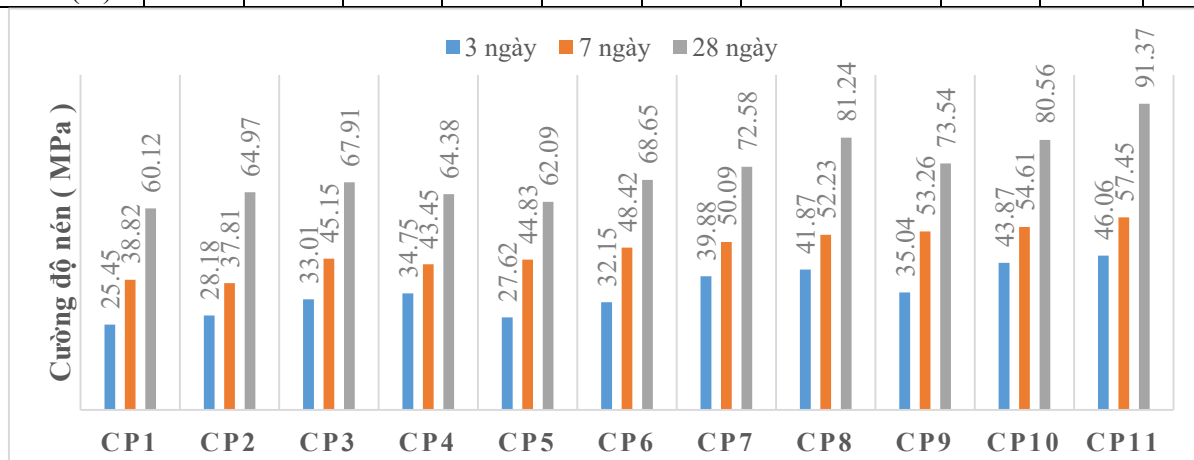
- Sự chênh lệch về thời gian chảy qua phễu chữ V tại thời điểm ban đầu và thời điểm sau 5 phút của các cấp phối có thể sơ bộ đánh giá được mức độ đồng nhất của hỗn hợp bê tông là cao. Tuy nhiên khi sử dụng cấp phối chứa cát nhân tạo và tăng hàm lượng zeolite lên cao thì khả năng chảy qua phễu chữ V giảm đi.

3.2. Ảnh hưởng của hỗn hợp phụ gia khoáng zeolite - xỉ lò cao đến cường độ nén mẫu bê tông tự đầm

Mẫu bê tông được đúc trong khuôn có kích thước 15×15×15cm. Quy trình ngâm mẫu được thực hiện theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN3105:1993. Quy trình nén mẫu được thực hiện theo TCVN 3118:1993. Cường độ nén của mẫu bê tông và mẫu vữa được tiến hành ở tuổi 3, 7 và 28 ngày. Kết quả thí nghiệm được thống kê trong bảng 9 và hình 3.

Bảng 9. Cường độ nén mẫu bê tông tự đầm ở tuổi 3, 7 và 28 ngày

Chỉ tiêu	Kí hiệu cấp phối										
	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	CP10	CP11
Cường độ nén ở tuổi 3 ngày (MPa)	25,45	28,18	33,01	34,75	27,62	32,15	39,88	41,87	35,04	43,87	46,06
Cường độ nén ở tuổi 7 ngày (MPa)	38,82	37,81	45,15	43,45	44,83	48,42	50,09	52,23	53,26	54,61	57,45
Cường độ nén ở tuổi 28 ngày (MPa)	60,12	64,97	67,91	64,38	62,09	68,65	72,58	81,24	73,54	80,56	91,37
Tỉ lệ R7/R28(%)	64,57	69,72	66,49	62,49	72,20	70,53	69,02	64,43	72,24	67,79	62,88



Hình 3. Cường độ nén mẫu bê tông tự đầm ở tuổi 3, 7 và 28 ngày.

Từ kết quả thí nghiệm cho thấy:

- Sử dụng phụ gia khoáng zeolite - xỉ lò cao làm tăng cường độ của bê tông tự đầm do hiệu ứng hóa học và hiệu ứng điền đầy.

- Do hình dạng góc cạnh của cát nhân tạo bê ứng suất trượt giữa hạt cát nhân tạo và đá xi măng lớn vì vậy các cấp phối chứa cát nhân tạo có cường độ cao hơn hẳn so với cát tự nhiên.

- Cường độ nén của mẫu bê tông CP11 ở tuổi 3 ngày, 7 ngày và 28 ngày là cao nhất do có tỉ lệ N/B thấp nhất, điều này hoàn toàn phù hợp với lý thuyết.

- Tỷ lệ R7/R28 ở các cấp phối đều cao cho thấy tốc độ phát triển cường độ nén ở tuổi sớm ngày tốt. Trong đó, tốc độ phát triển cường độ của mẫu bê tông tăng lên khi tăng tỷ lệ zeolite và giảm tỷ lệ xỉ lò cao trong thành phần cấp phối. Điều này hoàn toàn phù hợp với lý thuyết do đặc tính của phụ gia zeolite là làm tăng và phụ gia xỉ lò cao làm giảm tốc độ phát triển cường độ nén của mẫu bê tông ở tuổi sớm.

4. Kết luận

Qua kết quả thu được từ nghiên cứu có thể đưa ra một số kết luận sau:

- Hoàn toàn có thể sử dụng cát nhân tạo và hỗn hợp phụ gia khoáng zeolite - xỉ lò cao kết hợp với phụ gia siêu dẻo để thiết kế bê tông tự đầm có các chỉ tiêu thí nghiệm về tính công tác (độ chảy loang, thời gian T50, thời gian chảy qua Vbox, thời gian chảy qua Vbox sau 5 phút) đạt yêu cầu kỹ thuật (EFNARC, 2002).

- Khi sử dụng cấp phối chứa cát nhân tạo thì tính công tác của hỗn hợp bê tông tự đầm giảm đi nhưng cho cường độ nén cao hơn các cấp phối sử dụng 100% cát tự nhiên.

- Hàm lượng zeolite tăng lên sẽ làm giảm khả năng phân tầng, tách nước của hỗn hợp bê tông tự đầm, nhưng cũng làm giảm khả năng tự lèn của hỗn hợp bê tông (tăng thời gian chảy qua thiết bị Vbox và tăng thời gian đạt T50).

- Các cấp phối bê tông tự đầm thiết kế trong nghiên cứu có cường độ nén ở tuổi 28 ngày đều lớn hơn 60 MPa. Trong đó CP11 tối ưu nhất khi vẫn đảm bảo được tính công tác và cho cường độ nén tuổi 28 ngày cao nhất (91,37 Mpa). Việc phối hợp xỉ lò cao và zeolite không những làm giảm đáng kể lượng dùng xi măng trong hỗn hợp bê tông cường độ cao (đến 60% theo thể tích chất kết dính) còn cho phép sử dụng cát nhân tạo làm cốt liệu nhỏ thay thế cho cát tự nhiên (thay thế 50% cát tự nhiên) mà vẫn đảm bảo bê tông tự đầm có tính năng cao (tính công tác tốt, cường độ nén cao,...) mang lại hiệu quả kinh tế cũng như tính thân thiện cho môi trường.

- Từ nguồn nguyên vật liệu sẵn có ở thị trường Việt Nam (xỉ lò cao hạt hóa, zeolite, phụ gia siêu dẻo Sika Viscoconcre 3000 - 20M, cát nhân tạo, cát vàng, đá dăm, nước) hoàn toàn có thể chế tạo được bê tông tự đầm có khả năng tự đầm tốt, có độ đồng nhất tốt, cường độ nén đạt được ở tuổi 28 ngày có thể đạt trên 90 MPa.

Tài liệu tham khảo

- Ahmadi B, Shekarchi M, 2010. Use of natural zeolite as a supplementary cementitious material. *Cement and Concrete Composites*, 32(2), 134 - 141.
- Przemyslaw Czapik, 2017. Effects of natural zeolite particle size on the cement paste properties. *Structure and Environment*, 9(3), 180 - 190.
- Hoàng Phó Uyên, Vũ Quốc Vương, 2012. Công nghệ bê tông tự lèn, Nhà xuất bản Xây dựng.
- Chao Lung Hwang, Chao Yin Lin, 1986. Strength development of blended blast furnace slag cement mortars. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 9(3), 233 - 239.
- Kamal H. Khayat, G.D.S, 2014. *Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete*: Springer.
- L. Zeghichi, Z.B., L. Baali, 2014. The effect of the kind of sands and additions on the mechanical behaviour of S.C.C. *Physics Procedia*, 55: p. 485-492
- Nguyễn Viết Trung, Phạm Duy Anh, 2015. *Bê tông tự đầm*, Nhà xuất bản Xây dựng.
- Hajime Okamura, Masahiro Ouchi, 2003. Self-compacting concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 1(1), 5-15.
- M.Ouchi, 1998. History of Development and Application of Self Compacting Concrete. *Proceedings of The International Workshop on Self Compacting Concrete*, Kochi, Japan, 1-10.
- P. Nanthagopalan, M.S, 2011. Fresh and hardened properties of self-compacting concrete produced with manufactured sand. *Cement & Concrete Composites*, 33: p. 353-358.

- Recommendation for Self Compacting Concrete, 1999. *Japan Societ of Civil Engineers*, Japan.
- Specification and Guidelines for Self Compacting Concrete, 2002. *EFNARC*, Association House, 99 West Street, Farnham, Surey GU 97 EN, UK.
- Thái Quang Minh, 2017. Nghiên cứu chế tạo bê tông tự lèn cường độ cao sử dụng hỗn hợp phụ gia khoáng xỉ lò cao - zeolite. *Luận văn thạc sĩ*, Đại học Xây dựng.
- Thái Quang Minh, 2018. Ảnh hưởng của hỗn hợp phụ gia khoáng zeolite - xỉ lò cao đến tính chất cơ lý của bê tông tự đầm cường độ cao. *Tạp chí Xây dựng*, 9, 276 - 280.
- Thái Quang Minh, Lê Văn Trí, Trần Thị Như Thảo, Võ Trung Kiên, Phạm Ngọc Minh, 2019. Nghiên cứu chế tạo vữa nền cường độ cao cho bê tông tự đầm sử dụng hỗn hợp phụ gia khoáng zeolite - xỉ lò cao. *Kỷ yếu Hội nghị Khoa học Toàn Quốc VIETGEO 2019*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, trang 38 - 43.

Research on use of manufactured sand and a mixture of zeolite - blast furnace slag to produce high strength - self compacting concrete

Thai Quang Minh^{1,*}, Le Van Tri², Nguyen Hai Dang¹, Nguyen Thi Tuyet Mai¹

¹Hue University - Quang Tri Branch

²Mien Trung University of Civil Engineering

*Corresponding author: clapmidou@gmail.com

Abstract

In recent years, the research and application of high-strength self-compacting concrete is increasingly expanding because of its superior features compared to traditional concrete. The characteristic of self-compacting concrete is a large amount of powdered material, so to reduce the amount of cement, it is necessary to use mineral additives in large quantities. This has great technical, economic, and environmental implications. Until now, in Vietnam, the use of manufactured sand to replace natural sand as aggregate for concrete is increasingly being promoted due to the shortage leading to an increase in the cost of natural sand. In this paper, a mixture of mineral additives zeolite (ZL) - blast furnace slag (XLC) replaces Portland cement (PC) with the content of 50, 60% by volume, and natural sand (CTN) is replaced by manufactured sand (CNT) is 50% by volume. The results showed that the self-compacting concrete samples used the ratio $ZL/XLC = 3/57$ (by volume, replacing 60% of PC content) and $CNT/CTN = 50/50$ for compressive strength up to 91.37 Mpa while still ensuring good workability of concrete.

Keywords: Self-compacting concrete, zeolite, blast furnace slag, manufactured sand.

NGHIÊN CỨU SỰ THAY ĐỔI VẬN TỐC SÓNG TRONG BÊ TÔNG HẠT MỊN BẰNG PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM XUNG SIÊU ÂM (UPV)

Phạm Thị Nhân^{1,*}, Khổng Trung Đức², Bùi Đức Tùng³

¹Khoa Xây dựng, Trường Đại học Mở - Địa chất

²Công ty CP Cầu đường bộ I Quảng Ninh

³Lớp DCXDDC - K64

*Tác giả chịu trách nhiệm: phamthinh@humg.edu.vn

Tóm tắt

Phương pháp thí nghiệm xung siêu âm (Ultrasonic Pulse Velocity) với nhiều ưu điểm như không làm tổn hại mẫu, sơ bộ có thể dự đoán được cường độ, chất lượng và khuyết tật trong bê tông, hiện đang là lĩnh vực nhận được sự quan tâm rất lớn của các nhóm nghiên cứu trên thế giới. Trong nước đã có một số nghiên cứu dựa trên hướng dẫn của TCVN 9357:2012 về đánh giá chất lượng bê tông nặng bằng vận tốc xung siêu âm để xây dựng mối quan hệ giữa cường độ chịu nén bê tông với vận tốc xung siêu âm và đo đặc chiều sâu vết nứt mở trên bê tông bằng phương pháp siêu âm. Tuy nhiên, các kết quả nghiên cứu về sử dụng xung siêu âm để nghiên cứu sự thay đổi vận tốc sóng xung siêu âm trong bê tông hạt mịn và đề xuất công thức xác định sơ bộ cường độ chịu nén trên vật liệu này là chưa tìm thấy. Trong nghiên cứu này, tác giả sử dụng cốt liệu là cát vàng sông Lô và xi măng, hai vật liệu này phối trộn với 6 cấp phối khác nhau chế tạo ra các mẫu bê tông hạt mịn có kích thước 100 mm × 50 mm. Kết quả đo vận tốc sóng xung siêu âm cho thấy mối quan hệ giữa vận tốc xung và cường độ nén theo hàm $y = 0,5461e^{0,0013x}$ (Độ lệch chuẩn = 0,9857). Kết quả nghiên cứu có thể làm cơ sở dữ liệu để xác định sơ bộ cường độ chịu nén mẫu bê tông, cấu kiện bê tông hạt mịn trên thực tế mà không phải làm các thí nghiệm phá hủy.

Từ khóa: non-destructive test; ultrasonic pulse velocity; vận tốc xung; cường độ nén.

1. Đặt vấn đề

Để đánh giá chất lượng bê tông hiện nay thường sử dụng hai phương pháp phổ biến là: Thí nghiệm phá hoại xác định cường độ bê tông và thí nghiệm không phá hủy. Thí nghiệm không phá hủy có thể kể đến như: Phương pháp súng bật nảy, phương pháp đo vận tốc xung siêu âm, phương pháp sử dụng kết hợp máy đo siêu âm và súng bật nảy, phương pháp điện trở, v.v... Việc nghiệm thu chất lượng bê tông chủ yếu được tham chiếu trong tiêu chuẩn TCVN 4453:1995.

Phương pháp không phá hủy được sử dụng từ lâu và khá phổ biến trên thế giới. Có thể kể đến như: Phương pháp vận tốc xung siêu âm (Ultrasonic pulse velocity - UPV); phản âm (Impact - Echo), phản sóng (Pulse - echo); phát âm thanh (Acoustic emission); hấp thụ sóng siêu âm (Microwave adsorption)... (Nguyễn Trung Hiếu và nnk, 2017; Cam và nnk, 2005; Panzera T.H và nnk, 2008; JCMS-III B5706, 2003). Trong đó, phương pháp vận tốc xung siêu âm được sử dụng hiệu quả để đánh giá đặc tính cơ học bê tông như cường độ, sự xuất hiện vết nứt, chiều sâu vết nứt mở, (Baehaki và nnk, 2019; Raffaele Pucinotti và nnk, 2015).

Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9357:2012 hướng dẫn thiết lập mối quan hệ giữa cường độ chịu nén bê tông và UPV theo mô hình hồi quy một biến, từ đó có thể sơ bộ đánh giá chất lượng bê tông thông qua đo vận tốc xung siêu âm (Tiêu chuẩn Việt Nam, 2012). Ngoài ra có thể kể đến một số nghiên cứu sử dụng phương pháp UPV kết hợp với súng bật nảy để đánh giá chất lượng của bê tông (độ đồng nhất). Kết quả kiểm tra cường độ bê tông tường chắn bằng súng bật nảy Schmidt cho thấy hệ số biến động cường độ bê tông trung bình của các vùng thí nghiệm từ 7,4% đến 16,9% < 20%, (Lê Văn Mạnh, 2020). Hệ số biến động vận tốc truyền sóng siêu âm trong bê tông trụ trung bình từ 2,29% đến 2,86 < 3%. Dải hệ số biến động này đạt yêu cầu theo tiêu chuẩn TCVN 9357 : 2012 cho phép hệ số biến động lớn nhất từ 2 đến 3%, (Lê Văn Mạnh, 2020). Lương Xuân Chiêu trên mẫu thí nghiệm bê tông khối vuông 15 × 15 × 15 cm, đã xây dựng được biểu đồ tương quan giữa cường độ chịu nén bê tông theo hai thông số là trị số súng bật nảy và UPV. Tương tự

(Lê Văn Mạnh, 2020; Lương Xuân Chiêu, 2012) nghiên cứu xây dựng phương trình hồi quy cường độ chịu nén theo hai trị số là súng bật nảy và UPV cho bê tông geopolymer. Xung siêu âm cũng được sử dụng để nghiên cứu xác định mô đun đàn hồi tấm bê tông (Nguyễn Hồng Đức, 2017; L. M. Tu), nghiên cứu đánh giá khuyết tật cọc khoan nhồi và khảo sát vết nứt trong bê tông tuổi sớm (T. T. Q. Huy and K. Đ. Q. Mỹ, 2015). Việc sử dụng bê tông chất lượng cao hạt mịn đã và đang được sử dụng khá phổ biến trong xây dựng. Tuy nhiên, việc sử dụng phương pháp thí nghiệm không phá hủy để dự báo sơ bộ cường độ bê tông, hoặc xa hơn nữa là dự báo sự phát triển vết nứt là rất cần thiết. Trên cơ sở lý thuyết xung siêu âm, tác giả sử dụng máy acoustic detector of RS-ST01C tiến hành thực nghiệm trong phòng đo vận tốc xung siêu âm trên mẫu bê tông hạt mịn với 6 tỷ lệ phối trộn khác nhau. Từ kết quả thí nghiệm đưa ra được mối quan hệ giữa vận tốc xung và cường độ nén của mẫu bê tông hạt mịn, kết quả thu được có thể làm tài liệu tham khảo để xác định nhanh cường độ, mô đun đàn hồi của bê tông hạt mịn trong điều kiện thi công ngoài hiện trường.

2. Phương pháp thí nghiệm

2.1. Nguyên lý phương pháp thí nghiệm xung siêu âm (Ultrasonic Pulse Velocity - UPV)

Nguyên lý của phương pháp xung siêu âm dựa trên sự phụ thuộc của vận tốc truyền sóng dọc với các đặc tính đàn hồi và mật độ của bê tông. Bằng cách xác định vận tốc truyền sóng dọc trong bê tông, phương pháp có thể sơ bộ đánh giá chất lượng bê tông cũng như một số khuyết tật bên trong nó. Xung của dao động dọc được tạo ra nhờ một bộ phận biến đổi điện âm (sau đây gọi tắt là đầu dò) được giữ tiếp xúc với một mặt của phần bê tông chịu kiểm tra. Sau khi đi qua chiều dài L đã biết của bê tông, xung dao động được chuyển thành tín hiệu điện nhờ đầu dò thứ hai. Thời gian truyền T của xung đo được nhờ các mạch điện đếm thời gian. Vận tốc xung V (km/s hoặc m/s) được tính bằng công thức:

$$V = \frac{L}{t} \quad (1)$$

Trong đó:

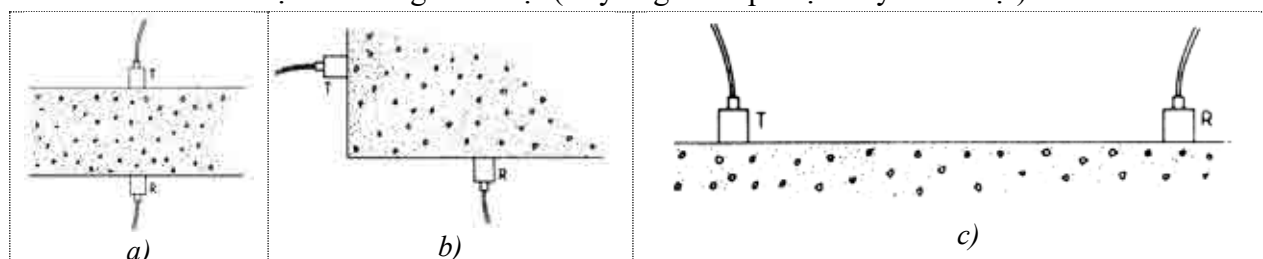
L - chiều dài đường truyền, được gọi là đáy đo, tính bằng kilomet (km) hoặc mét (m);

T - thời gian cần thiết để xung dao động truyền qua hết chiều dài L , tính bằng giây (s).

2.2. Thiết bị và cách bố trí đầu đo xung siêu âm

Bộ thiết bị của phương pháp vận tốc xung siêu âm bao gồm thiết bị hiển thị và 02 đầu dò thu - phát với tần số xung từ 25kHz đến 100kHz. Để thực hiện đo vận tốc xung có ba cách bố trí đầu dò như hình 1:

- + Hai đầu dò đặt trên 2 mặt đối diện (truyền trực tiếp);
- + Hai đầu dò đặt trên 2 bề mặt vuông góc (truyền bán trực tiếp);
- + Hai đầu dò đặt trên cùng 1 bề mặt (truyền gián tiếp hoặc truyền bề mặt).



Hình 1. Phương pháp truyền và nhận xung [13]: a) trực tiếp, b) gián tiếp, c) Bán trực tiếp key: Transmitter (T), Receiver (R)

Trong bài báo sử dụng máy đo xung siêu âm RS-ST01C acoustic detector với thông số được cho trên Bảng 1.

Bảng 1. Thông số chính của máy RS-ST01C acoustic detector

Chỉ số máy		Chỉ số thu thập dữ liệu	
Độ chính xác đo xung	$\pm 0.1\mu s$	Thời gian nhập liệu	1.1 μs
Điện áp phát xung	500 V	Điểm lấy mẫu	512
Thời gian truyền	20 μs	Phương pháp kích hoạt	phát liên tục
Độ rộng xung	10 μs	Tần số xung	40 kHz

2.3. Chuẩn bị mẫu và chương trình thí nghiệm

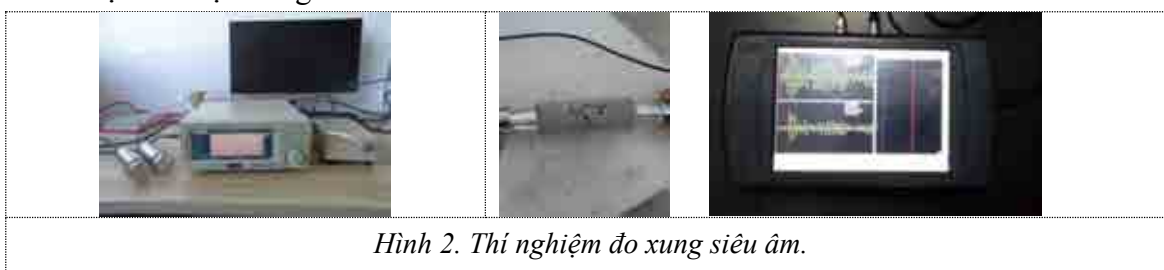
2.3.1. Vật liệu thí nghiệm

Xi măng PC40 Bút Sơn (X) thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật của TCVN 2682:2009. Thành phần hóa học và tính chất cơ lý của xi măng PC40 Bút Sơn. Cốt liệu nhỏ trong hỗn hợp bê tông nhỏ sử dụng cát vàng sông Lô (C), loại hạt thô, chất lượng tốt. Nước sạch (N) được sử dụng để làm nước trộn hỗn hợp bê tông và bảo dưỡng mẫu thí nghiệm, thỏa mãn tiêu chuẩn TCVN 4506:2012 (TCVN 4506:2012, 2012). Trong thí nghiệm, tỷ lệ Xi: Cát được khảo sát với lần lượt 6 cấp phối là 1:1, 1:1,5, 1:2, 1:2,5, 1:3 và 1:3,5.

2.3.2. Chương trình thí nghiệm

a) Thí nghiệm đo xung siêu âm

Tiến hành đo các mẫu hình lăng trụ, mỗi cấp phối có hai mẫu. Mỗi mẫu tiến hành đo 3 lần, đảm bảo sai số giữa các lần đo $< 5\%$. Chú ý, lượng keo bôi vào hai đầu mẫu vừa phải để đảm bảo thu được tín hiệu xung tốt nhất.



b) Thí nghiệm xác định đặc tính cơ học của mẫu bê tông

Để xác định đặc tính cơ học của mẫu 100×50 mm sử dụng hệ thống máy nén gia tải Servo universal testing machines of DNS-100. Khả năng gia tải tối đa của máy đạt 100 KN, cấp độ chính xác của gia tải và biến dạng đều là $\pm 0,5\%$.

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Kết quả vận tốc truyền xung siêu âm

Kết quả vận tốc xung sau khi xử lý được trình bày dưới bảng sau:

Bảng 2. Vận tốc xung siêu âm

Số hiệu mẫu	Vận tốc xung (m/s)	Vận tốc xung trung bình (m/s)	Số hiệu mẫu	Vận tốc xung (m/s)	Vận tốc xung trung bình (m/s)
N1:1.0 M1	3371	3 373	N 1:2.5 M1	2907	2 907
N 1:1.0 M2	3373		N 1:2.5 M2	2908	
N 1:1.0 M3	3375		N 1:2.5 M3	2905	
N 1:1.5 M1	3202	3 202	N 1:3.0 M1	2775	2 777
N 1:1.5 M2	3200		N 1:3.0 M2	2779	
N 1:1.5 M3	2952		N 1:3.0 M3	2777	
N 1:2.0M1	2951	2 951	N 1:3.5 M1	2585	2 589
N 1:2.0M2	2950		N 1:3.5 M2	2589	
N 1:2.0M3	2906		N 1:3.5 M3	2587	

Nhận xét: Như vậy có thể thấy khi tỷ lệ Xi: Cát giảm đi, vận tốc xung siêu âm có xu hướng giảm. Từ kết quả trên cho thấy khi chất dính kết xi măng giảm, cốt liệu thô (tăng), thì vận tốc xung giảm từ 3337 m/s xuống còn 2589 m/s. Khi tỷ lệ Xi: Cát thay đổi liên quan đến tính chất cơ lý của bê tông (cường độ kháng nén, mô đun đàn hồi), để làm rõ hơn phần tiếp theo trình bày kết quả thí nghiệm nén đơn trục mẫu và đề xuất quan hệ giữa cường độ nén mẫu và vận tốc xung siêu âm.

3.2. Quan hệ giữa cường độ kháng nén của bê tông và vận tốc xung siêu âm

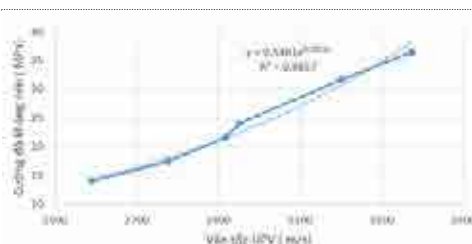
Để thực hiện thí nghiệm nén đơn trục, tốc độ gia tải 0,5 mm/min, hạn chế ảnh hưởng của lực ma sát trên hai bề mặt tiếp xúc bàn nén xoa một lượng nhỏ geo. Tiến hành gia tải nén tới khi mẫu bị phá hoại. Hình ảnh mẫu khi tiến hành nén và sau khi bị phá hoại thể hiện trên hình 3, quan hệ giữa cường độ nén và các tham số cơ học khác của mẫu được mô tả chi tiết như trên bảng 3.

Bảng 3. Tính chất cơ lý của mẫu thu được từ thí nghiệm nén đơn trục

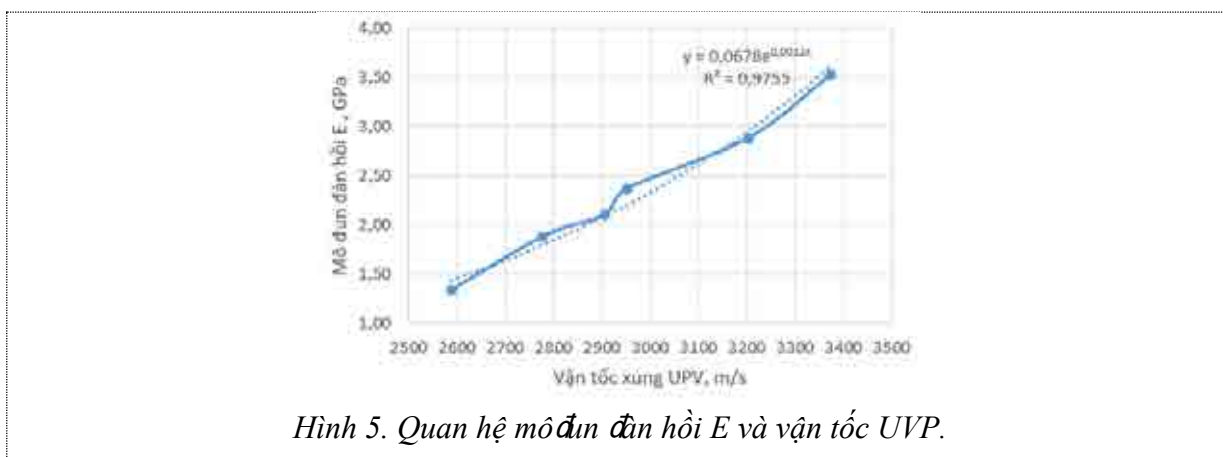
Mẫu	Ký hiệu	Đường kính d/mm	Chiều cao h/mm	Trọng lượng/g	Dung trọng $\gamma/\text{KN/m}^3$	Cường độ kháng nén σ_c/MPa		Mô đun đàn hồi $E/\times\text{GPa}$	
						1 mẫu	Bình quân	1 mẫu	Bình quân
N1:1	1-1	49,91	98,21	377,65	19,66	35,77	36,39	3,49	3,52
	1-2	49,96	98,47	398,28	20,64	35,09		3,34	
	1-3	49,77	100,42	400,33	20,50	38,3		3,72	
N1:1.5	2-1	49,95	98,85	396,48	20,48	31,33	31,52	2,81	2,87
	2-2	49,97	99,8	393,68	20,12	30,91		3,01	
	2-3	49,75	99,09	389,02	20,21	32,31		2,8	
N1:2	3-1	50,12	98,03	386,53	20,00	26,42	26,50	2,4	2,36
	3-2	49,68	99,36	381,83	19,83	25,43		2,2	
	3-3	50,07	99,32	391,63	20,04	28,15		2,48	
N1:2.5	4-1	49,91	99,11	373,52	19,27	20,85	21,58	2,2	2,10
	4-2	49,97	99,69	388,95	19,90	19,41		2,01	
	4-3	49,86	99,07	383,21	19,82	24,48		2,09	
N1:3	5-1	49,72	98,31	379,09	19,87	17,43	17,34	1,59	1,87
	5-2	50,02	99,21	380,97	19,55	18,19		1,91	
	5-3	49,84	100,2	401,3	20,54	16,41		2,12	
N1:3.5	6-1	49,98	98,15	373,08	19,38	13,16	13,94	1,5	1,33
	6-2	49,71	97,95	372,82	19,62	13,41		1,03	
	6-3	49,75	99,13	369,46	19,18	15,26		1,47	



Hình 3. Hình ảnh mẫu khi thí nghiệm nén.



Hình 4. Quan hệ cường độ kháng nén và vận tốc VUP.



Nhận xét: Từ kết quả nén mẫu cho thấy, khi tỷ lệ X : C giảm đi thì cường độ nén mẫu giảm tuyến tính. Đồng thời khi cường độ nén giảm, cho thấy tốc độ xung siêu âm cũng giảm theo. Từ bảng số liệu tác giả đề xuất công thức tính sơ bộ cường độ kháng nén của mẫu theo vận tốc UPV; $y = 0,5461e^{0,0013x}$ (độ lệch chuẩn $R^2 = 0,9857$). Tương tự ta cũng tìm được mối quan hệ giữa vận tốc UPV với môđun đàn hồi E của bê tông, công thức xác định sơ bộ đề xuất theo dữ liệu thực nghiệm là: $y = 0,0678e^{0,0012x}$ (với độ lệch chuẩn là $R^2 = 0,9755$).

4. Kết luận

Những kết quả thu được từ nghiên cứu này cho phép rút ra một số kết luận ban đầu như sau:

- Trên cơ sở cốt liệu là xi măng PC40 Bút Sơn, cát vàng sông Lô với 6 tỷ lệ phối trộn khác nhau nhóm tác giả đã chế tạo được mẫu thí nghiệm bê tông hạt mịn có cường độ bền chịu nén là từ 13,94 MPa đến 36,9 MPa, môđun đàn hồi E từ 1,33 đến 3,52 GPa;

- Khi cường độ kháng nén của mẫu tăng thì vận tốc UPV đo được cũng có xu hướng tăng. Trên cơ sở dữ liệu thực nghiệm đề xuất công thức tính sơ bộ cường độ kháng nén của bê tông hạt mịn theo vận tốc UPV là $y = 0,566e^{0,0013x}$ (độ lệch chuẩn $R^2 = 0,9857$). Tương tự ta cũng tìm được mối quan hệ giữa vận tốc UPV với môđun đàn hồi E của bê tông, công thức xác định sơ bộ đề xuất theo dữ liệu thực nghiệm là: $y = 0,0678e^{0,0012x}$ (với độ lệch chuẩn là $R^2 = 0,9755$).

- Các thí nghiệm thực hiện trong nghiên cứu này mới giới hạn ở các mẫu thí nghiệm trong phòng thí nghiệm. Cần tiếp tục mở rộng nghiên cứu này cho kết cấu công trình bê tông cốt thép trên hiện trường.

Lời cảm ơn

Các tác giả ghi nhận những đóng góp của đề tài B2023-MDA-06 đã giúp hoàn thiện nghiên cứu.

Tài liệu tham khảo

- Baehaki*, Andi M and Yohanes G R, 2019, "Experimental study of crack depth measurement of concrete with ultrasonic pulse velocity (UPV), Broad Exposure to Science and Technology (BEST2019).
- BS 1881-203:1986, 2024. British standard. Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete UDC 666.972.017:691.32:620.1 Licensed Copy: Technical Information Services Dept., CNL Technical Information Services, Uncon.
- Çam, E., Orhan, S., and Lüty, M. 2005, "An analysis of cracked beam , "An analysis of cracked beam structure using impact echo method", Ndt & E International, vol. 38, pp. 368-373.
- H. P. Nam, 2015. Nghiên cứu sử dụng kỹ thuật sóng âm để khảo sát vết nứt trong bê tông khối lớn ở tuổi sớm (Investigation of cracking in massive concrete at early ages by acoustic emission technique).
- JCMS-III B5706 2003. Monitoring Method for Active Cracks in Concrete by Acoustic Emission, Federation of Construction Materials Industries, Japan.

- Lê Văn Mạnh, (2020), Nghiên cứu xác định cường độ chịu nén hiện trường của bê tông tường chắn theo tiêu chuẩn EN 13791:2020, Tạp chí khoa học kiến trúc - xây dựng, PP 71-74.
- L. M. Tu, "Xác định mô đun đàn hồi tấm bê tông xi măng mặt đường bằng phương pháp siêu âm (Ultrasonic testing methods in determining elastic modulus of concrete pavement plates)", 2016.
- Lương Xuân Chiêu, 2012. "Nghiên cứu xây dựng đường chuẩn tương quan giữa cường độ chịu nén với vận tốc truyền sóng siêu âm kết hợp trị số bật nảy ứng dụng đánh giá cường độ chịu nén bê tông mác 45-55 MPa", Tạp chí khoa học Giao thông vận tải, số 38, trang 40-45.
- Nguyễn Trung Hiếu, Hồ Anh Cương, Nguyễn Ngọc Tân., 2017. Khảo sát hệ số biến động vận tốc xung siêu âm áp dụng trong đánh giá độ đồng nhất của bê tông. Tạp chí Khoa học - công nghệ; p45-49.
- Nguyễn Hồng Đức, 2017. Nghiên cứu sự phát triển cường độ chịu nén bê tông Geopolymer bằng thí nghiệm không phá hủy mẫu, Tạp chí Xây dựng, số 3, trang 111-115.
- Panzer T.H., Rubio J.C., Bowen C. R., Vasconcelos W.L., Strecker K, 2008. Correlation between structure and pulse velocity of cementitious composites, Advances in Cement Research, vol.20, No.3, July, PP.1-1-108.
- Raffaele Pucinotti, 2015. Reinforced concrete structure: Non destructive in situ strength assessment of concrete. Construction and Building Materials 75 (2015) 331-341.
- TCVN 4453: 1995, Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép toàn khối - Quy phạm thi công và nghiệm thu.
- Tiêu chuẩn Việt Nam, 2012. TCVN : 9357 Bê tông nặng - Phương pháp thử không phá hủy - Đánh giá chất lượng bê tông bằng vận tốc xung siêu âm, Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội.
- T. T. Q. Huy and K. Đ. Q. Mỹ, 2015. Xác định và đánh giá khuyết tật cọc khoan nhồi bằng phương pháp xung siêu âm truyền qua hai ống (Identification and evaluation of bored pile defects by ultrasonic pulses transmitted through two tubes).

Researching the velocity changes of ultrasonic pulse velocity (upv) in fine aggregate concrete through experimental methods

Pham Thi Nhan^{1,*}, Khong Trung Duc², Bui Duc Tung³

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Quang Ninh Road and Bridge Corporation Joint Stock Company

³Student of DCXDDC - K64

*Corresponding author: phamthinhan@hmg.edu.vn

Abstract

The Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) testing method has many advantages, such as non-destructiveness and the ability to predict the compressive strength, quality, and defects in concrete. It is currently an area of great interest among research groups worldwide. In Vietnam, there have been several studies based on the guidelines of TCVN 9357:2012 for evaluating the quality of heavy concrete using ultrasonic pulse velocity to establish a relationship between the compressive strength of concrete, the ultrasonic pulse velocity, and measuring the depth of open cracks in concrete using ultrasound. However, research results on using ultrasonic pulses to investigate changes in ultrasonic wave velocity in fine aggregate concrete and proposing a preliminary formula to determine the compressive strength of this material have not been found. The presented article is based on using golden sand from the Song Lo river and cement, with six different grading levels, to create samples of fine aggregate concrete with dimensions of 100 mm × 50 mm. The measured ultrasonic pulse velocity results show a relationship between the pulse velocity and compressive strength according to the equation $y = 0,5461e^{0,0013x}$ (with a standard deviation of 0.9857). These research findings can serve as a database for determining the preliminary compressive strength of fine aggregate concrete samples and components in practical applications without the need for destructive testing.

Keywords: non-destructive tes, Ultrasonic pulse velocity, compressive strength.

PREDICTION OF COMPRESSIVE STRENGTH SFRC BASED ON THE ANN MODEL

Nguyen Duyen Phong*, Dang Van Kien

Hanoi University of Mining and Geology

* Corresponding author: nguyenduyenphong@humg.edu.vn

Abstract

Concrete strength is an important parameter for the design of concrete structures, depending on the composition of the materials. To ensure the sustainability of the building, the compressive strength of concrete must meet the required standards. The use of the optimal input aggregate composition will reduce the cost of input materials and increase the compressive strength for concrete, helping the structure to increase its bearing capacity. In this study, the method of predicting steel fiber reinforced concrete (SFRC) strength at 28 days of age is used by the artificial neural network model (ANN). Based on replacing a part of cement with a fly ash additive, Silica fume, in addition to adding some steel fibers to increase the durability of concrete. With the experimental method in the room to compare the results of compressive strength of concrete and compressive strength of concrete predicted by artificial neural network model. The appropriate number of neurons in the hidden layer was determined by feature testing of the fit of the weights, and the threshold of the synapse was perfected by testing the features during training.

Keywords: *prediction of compressive strength; SFRC; strength of concrete; artificial neural network model; ANN.*

1. Introduction

Concrete has the characteristics of durability, impermeability, fire resistance, wear resistance, and high compressive strength. It can be molded into any shape and size. Therefore, it is the most used building material in the modern world. Its basic components are water, cement, crushed stone (or gravel - coarse aggregate), and sand (fine aggregate). In addition to sustainable environmental protection, some additives such as fly ash and blast furnace slag have been widely applied. Some may also add other materials such as waste plastic, waste glass, rice husk, etc. While ensuring a sustainable environment, saving mineral resources, and improving the quality of concrete (Paul S.C., et al., 2018; Batayneh M., et al., 2007; Mansour A.O., et al., 2015). Besides, it is possible to add mineral additives and chemical additives to improve the workability of concrete or change the curing time and state. The purpose of saving materials and improving the quality of concrete. Several mathematical models have been studied to predict concrete strength (Kheder G.F., et al., 2003; Verma M., et al., 2016; Zain F.M., and Abd S.M., 2008).

In recent years, there have been a lot of studies applying ANN in determining the compressive strength of concrete (Wu N.J., 2021; Duan, J., et al., 2020; Sobhani J., et al., 2010). ANN is like a black box with no theoretical relationship between concrete strength, the proportion of material components required to establish an ANN model. The requirement of the model is enough data for training and testing. With the powerful capabilities of the ANN model, one can enter values representing the proportions of concrete components such as cement, sand, crushed stone, water, and other admixtures. The ANN model quickly predicts the compressive strength of concrete. The strength of concrete is influenced by many factors (Ji-Zong W., et al., 1999) if we consider concrete strength prediction as a mapping from 28-day strength influence factors then a mapping model can be generated using multiple feed-forward neural network classes instead of the regression equation. To design a concrete mix, it is necessary to make several test mixes, but considering this method is time-consuming, wastes raw materials, and requires highly skilled workers. Furthermore, it may not be possible to achieve an optimal design

between finite test mixtures (Naseri H., et al., 2020). Whereas artificial intelligence (AI) is the potential to predict such a problem and specifically using artificial neurons. Information is provided to the network through input, the hidden layer processes the information by applying weights, offsets, and output layers to the calculation results (Hunt B., et al., 2001). Each layer will have some processing units called neurons. The inputs are weighted to determine how much of an effect it has on the output, the more weighted input signals will affect the neurons at a higher level. A function is then activated and applied to the weighted inputs to produce an output signal by transforming the input. The input can be a single node or it can be multiple nodes to describe different parameters. The hidden layer consists of several node neurons that sum the weights of the input data, author (Yeh I.C., 1998) used an automatic knowledge acquisition system based on a neural network to design the concrete. Besides, recently in the country, there have been several authors studying this issue such as (Phong N.D., et al., 2021a,b; Phong N.D., et al., 2022; Tieng T.V., Trong L.I., 2021; Bang L.H., et al., 2021) and initially obtained some reliable results. In this study, the authors used an ANN model to predict the compressive strength of concrete when changing the composition of concrete. Thereby conducting actual tests to compare with predicted results.

2. Artificial Neural Network

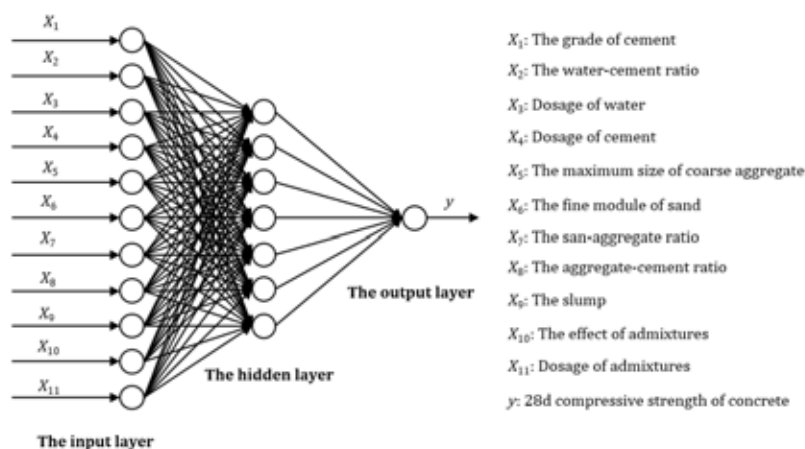


Figure 1. Typical structure of ANN (Ni H.G. and Wang J.Z., 2000).



Figure 2. Experimental material.

The concept of an artificial neural network is the structure of an information processing system (Ghafari E., et al., 2015). The neurons of the input layer receive information from the external environment and transmit them to the neurons of the hidden layer without having to do any calculations (Siddique R., et al., 2011). The layers between the input and output layers are called hidden layers and can contain a large number of hidden layer processing units (Gupta S., 2013). Finally, the neurons of the output layer make predictions of the network to the outside world (Bondar D., 2014). Function (Kostić S., and Vasović D., 2014) an ANN is a form of AI that attempts to mimic, in a simple way, the human cognitive ability to solve technical problems

that have defied technical solutions. common calculation (Flood I., 2008). The typical structure of an ANN consists of several processing elements (PEs), or nodes, usually arranged in layers: an input layer, an output layer, and one or more hidden layers such as Figure 1. The structure of the ANN model network is similar to the statistical model that synthesizes the input neurons of the model and gives the corresponding output results (Shahin M.A., et al., 2002). Therefore, this study aims to investigate the feasibility of predicting the 28-day compressive strength of concrete based on the ANN model.

3. Design of Distribution Components and Research Methods

Materials used for research. Materials used in the study (Figure 2): (1) The Adhesion agent (AA) consists of Portland cement PC40 “But Son” following TCVN 2682:2009 and ASTM 188; Class F fly ash of Vung Ang thermal power plant meets the requirements of TCVN 10302:2014, ASTM C618-03; Vina Pacific Silicafume SF-90 complies with TCVN 8827:2011. (2) Large aggregate using basalt is selected from Sunway-Hoa Binh quarry following TCVN 7570:2006 and ASTM C33. (3) Small aggregates using Viet Tri yellow sand were analyzed and found to be following TCVN 7570:2006 and ASTM C33. (4) Super-plasticizer SP5000F “SilkRoad” has a density of 1.12 g/m^3 at a temperature of $25 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$. This is a high range, 3rd generation water-reducing additive with a composition based on Polycarboxylate radicals following TCVN 8826:2011. (5) Clean water is used to make water for mixing concrete mix and for curing test samples, meeting TCVN 4506:2012 and BS EN 1097 standards.

Design of concrete mix composition. The concrete mix composition is calculated and designed according to the absolute volume method according to ACI 211.4R-08 and combined with experimental adjustment (Appendix 1).



Figure 3. Controls concrete mixer by Controls.



Figure 4. Controls concrete vibrating by Controls.



Figure 5. Advantest 9 Control system by Controls.

Conduct experiments. The experiment was carried out at the Construction Laboratory, Hanoi University of Mining and Geology. Mixing is done through a mixer Figure 3 and cast in a 150×150×150 mm cube supported by a concrete vibrator Figure 4 by Controls and maintained domestically.

Compression tests were performed when the concrete was at 28 days old for a strength grade of 30 MPa after casting. To evaluate the compressive properties of the cube sample SFRC 150×150×150 mm, tested to standards (ACI 211.1-91, 1991). The test is performed as shown in Figure 5, the load was applied at a rate of 0.5 MPa/s using a Controls Advantest 9 compressor unit (<https://www.controls-group.com>, 2015), a compressor with a capacity of 3000 kN.

4. Compressive Strength

The 28-day compressive strength is related to 9 factors. It is the volumetric mass of Water, Cement, Sand, Large aggregate, Fly ash, Silica fume, Steel fiber, Super-plasticizer, and ratio Water/Adhesion agent (W/AA) mixed in 1.0 m³ concrete. Therefore, the compressive strength of concrete can be determined according to a mathematical function of 9 variables:

$$y = f(x) \quad (1)$$

with

$$x = [x_1 \ x_2 \ \dots \ x_9]^T \quad (2)$$

where x_1 to x_9 are the scaling factors just mentioned while y is the compressive strength of concrete. For the input and output of the ANN, all data must be normalized to the range 0 to 1. The linear transformation is applied. The range from x_1 to x_9 is listed in Table 1 and the input data is normalized to train and test the ANN as Appendix 2.

$$\xi_i = \frac{x_i - x_{i,\min}}{x_{i,\max} - x_{i,\min}} \quad (3)$$

$$\eta = \frac{y - y_{\min}}{y_{\max} - y_{\min}} \quad (4)$$

Table 1. Range of input and output data in raw data

	Input									Output
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9	y
Max.	378.0	113.4	18.9	854.5	1017.5	3.02	166.4	15.0	0.5	75.0
Min.	245.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0

Research ANN neural network model. In this study, a back-propagation neural network is used and simulated by Matlab R2020a. The training function used is Levenberg-Marquardt backpropagation (TRAINLM) (McCulloch W.S. and Pitts W., 1943). The activation or transfer function used in training the computed ANN model specifies Equation 2 as a tangent tansig or hyperbolic tangent. The values obtained in this function range from +1 to -1.

$$\tan sig = \tanh = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}} \quad (5)$$

The mean square error (*MSE*) was used as the criterion to stop the training process. The neural network model training was stopped at the lowest possible *MSE* of the test. An ANN is an AI technique that can be applied to tasks with large databases of a problem and learning models. They are capable of pattern recognition and machine learning methods. ANN deal with problems like the brain, related to the ability to think, learn, remember, reason, and solve. It was first developed by (McCulloch W.S. and Pitts W., 1943). Figure 6 shows a diagram of an artificial neuron in which a biological neuron has been artificially modeled. Suppose there is n input (x_1, x_2, \dots, x_n) to a neuron j . Connection weight n input number with j neurons are represented by (W) = ($W_{1j}, W_{2j}, \dots, W_{nj}$). The output of the sum junction can sometimes be zero, and to prevent such

a situation a fixed value deviation b_j is added. Hence the input to pass to the function f is identified as $u_j = \sum_{k=1}^n l_k W_{kj} + b_j$. The output of j neuron is y can be obtained by the expression:

$$y = f(u_j) = f\left(\sum_{k=1}^n l_k W_{kj} + b_j\right). \quad (6)$$

In ANN the output of a neuron largely depends on its transmission function. Different types of transfer functions are in use such as hard limit, linear, log-sigmoid tan-sigmoid, and others.

Developing predictive models. The ANN-based predictive model for the strength of concrete is defined as ANN with Cement, Sand, Large aggregate, Silica fume, Fly ash, water, Super-plasticizer, Steel fiber, Water, Ratio Water/Adhesion agent as input parameter and compressive strength of concrete at 28 days old as an output parameter (Figure 7). To build the ANN model, in this study 70% for training, 15% for validation, and 15% for testing. The statistical parameters of the maximum, minimum, mean, and standard deviation of the input and output variables are shown in Table 2. In this study, the data sample was scaled in the range from 0 to 1. The performance of the ANN model is reported as a statistical parameter, namely the linear correlation coefficient (*CHEAP*), mean absolute percentage error (*MAPE*), and mean square error (*MSE*). The optimal architecture of the ANN model is twelve neurons in a hidden layer with a tan-sigmoid transfer function and linear function as the output layer. Algorithm Levenberg-Marquardt used to generalize the training data better.

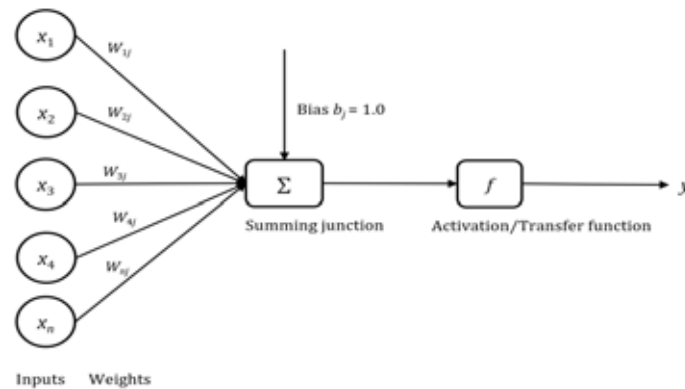


Figure 6. Input and output relationship for predicting compressive strength of concrete and structure of ANN model.

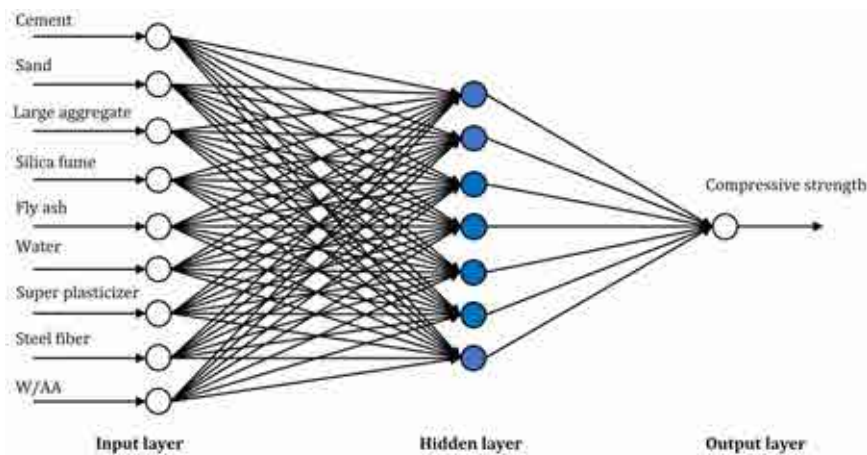


Figure 7. Applied ANN model in this study.

Therefore, of the 96 datasets in this study, 68 datasets collected from randomization are used in the training phase to build the ANN model, 14 datasets for validation, and 14 remaining datasets. used in testing the network to estimate the performance of the model. The network was trained until it understood the relationship between input and output variables.

5. Results and Discussion

After training different models, the final model is selected based on the highest value of R to check confirmation. The ANN model was analyzed and tested to check the accuracy model.

ANN Models. Follow Table 2 model “fc7tansig” has an MSE of $1.74585e^{-4}$ smallest of all models. It reflects Pearson. Value R to be 0.99849 is closest to 1.0 out of all samples.

Table 2. MSE of Each Model

Derived Models							
Models	Hidden Nodes	R	MSE	Models	Hidden Nodes	R	MSE
fc1tansig	1	0.9328	7.47E-03	fc7tansig	7	0.9985	1.75E-04
fc2tansig	2	0.9788	2.42E-03	fc8tansig	8	0.998	2.36E-04
fc3tansig	3	0.9848	1.75E-03	fc9tansig	9	0.9815	3.08E-03
fc4tansig	4	0.9949	6.62E-04	fc10tansig	10	0.9978	2.50E-04
fc5tansig	5	0.9968	3.96E-04	fc11tansig	11	0.9978	2.48E-04
fc6tansig	6	0.9803	2.35E-03	fc12tansig	12	0.9947	6.38E-04

Performance. In this study, the ANN model is performed with 9 inputs corresponding to 9 artificial neurons with a hidden layer of 15 neurons. In this study, the training process stopped at epoch 41 with the mean square error of 0.00011774. Show that in Figure 8 after the 41st era the error in validation increases as it is modeled on the derived model.

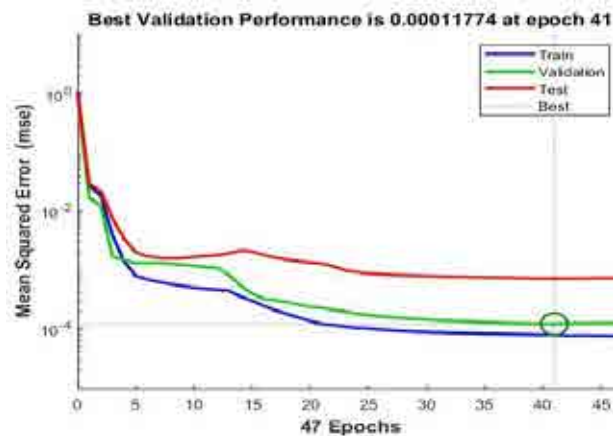


Figure 8. Best validation performance in model fc7tansig.

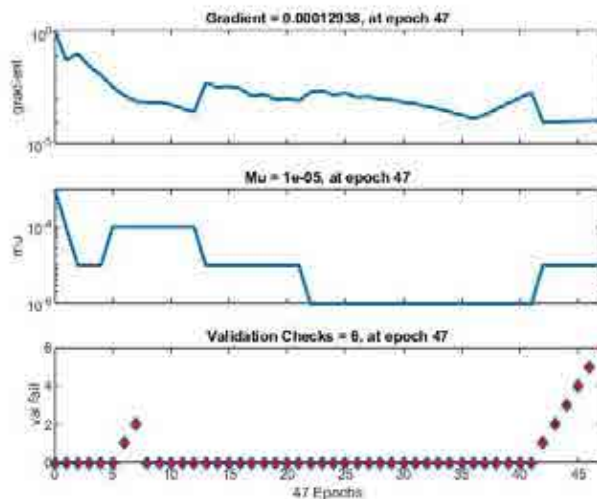


Figure 9. The training state for the model fc7tansig.

Figure 9 shows that starting from epoch 0, validation checks were performed after each epoch. As it had an increasing MSE for 6 consecutive epochs, the training was terminated, and the program chose the epoch where it had the lowest MSE.

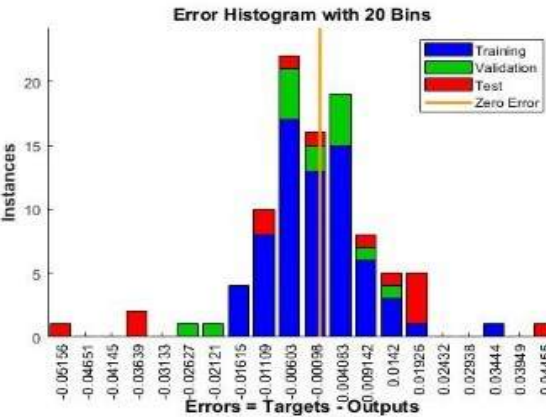


Figure 10. Seven neurons in the hidden layer around the zero error.

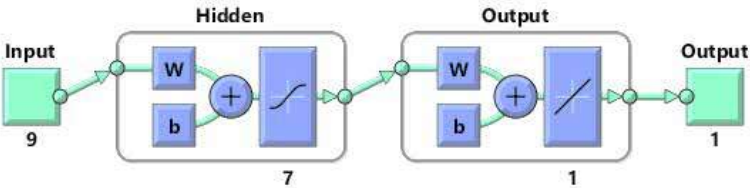


Figure 11. Model fc7tansig.

Figure 10 shows the last adopted network implemented to predict the compressive strength of concrete, here the error plot for 7 hidden layer neurons shows the least deviation around error 0. This shows hidden layer 7 neurons are selected.

Final Model. The final model fc7tansig (Figure 11) has 9 input parameters, a hidden layer with 7 hidden nodes, tan-sigmoid is the activation function, and a target parameter of compressive strength of concrete at 28 days of age.

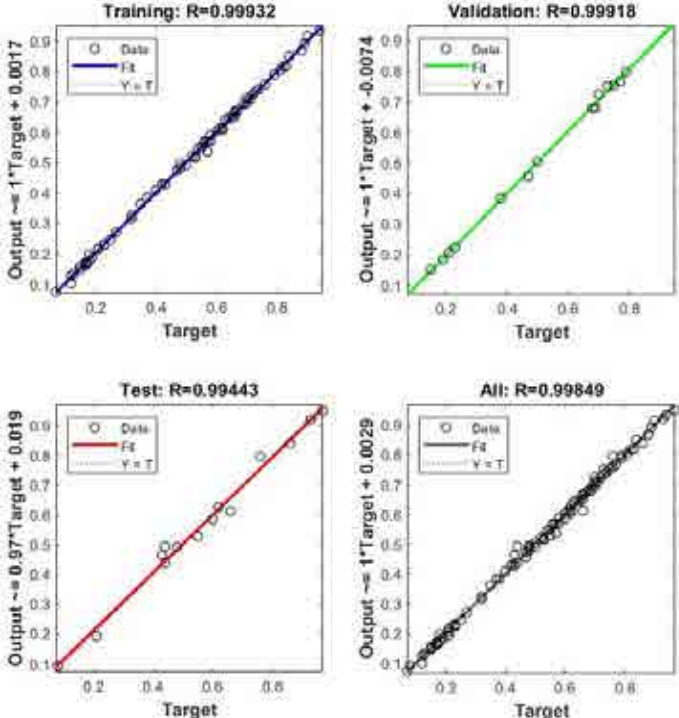


Figure 12. Pearson R of Model fc7tansig.

Regression. Overall value R for the training data set is larger than the value for the test, that is, the neural network makes a better prediction for the training dataset than the test dataset. The combination of transfer functions including tan-sigmoid and linear function gives a good result. Figure 12 shows the relationship between the output goals and the predicted values obtained through the training and testing process. The model shows a very good correlation for both the training data ($R = 0.99932$), personal ($R = 0.99918$) and test data ($R = 0.99443$) and the overall correlation of $R = 0.99849$.

Simulation Test. The test data used in the simulation is 15% of the total data. According to the simulation done in the ANN model, the highest error rate is 2,505% and the lowest is 0,004%. Overall, it has an accuracy of 99,44%, a very high accuracy in the field of predicting compressive strength in concrete. The ANN model has considerable accuracy in predicting the strength of concrete. This is very useful in the concrete industry.

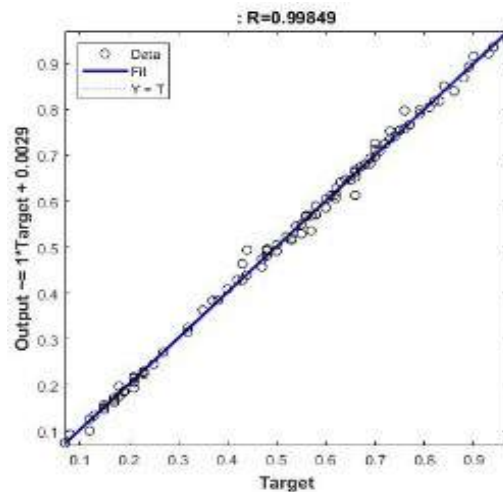


Figure 13. The relationship between the tested and predicted compressive strength at 28 days.

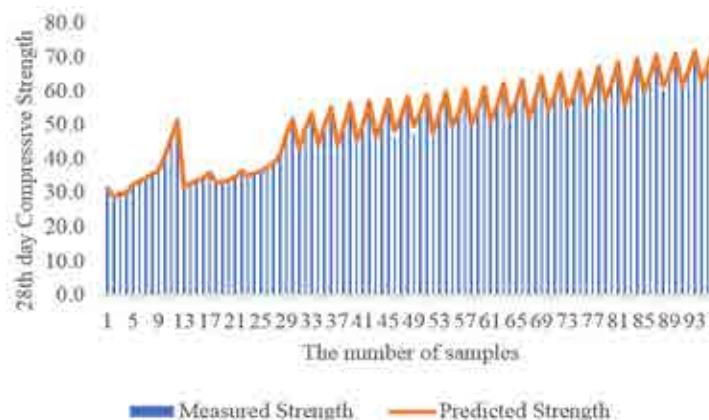


Figure 14. Comparison between measured and predicted compressive strength of concrete at 28 days.

Parametric Study. The results of the ANN artificial neural network test after training and validation show that the 28th day predicted compressive strength of concrete is very close to the strength measured in the laboratory. This is an indication that the network has learned the relationship between input and output values during training. The comparison between measured and predicted compressive strength at day 28 is shown in Figure 13 and Figure 14.

Figure 15 shows that the regression graph of the predicted concrete compressive strength (Y) compared with the experimental compressive strength (T) of the test data of the ANN model best fits $R^2 = 0.9972$, showing a good fit. with equal lines (defined as the locus of all points at Y equal to T). From Figure 15 it can be observed that almost all data points are within the 99% confidence interval.

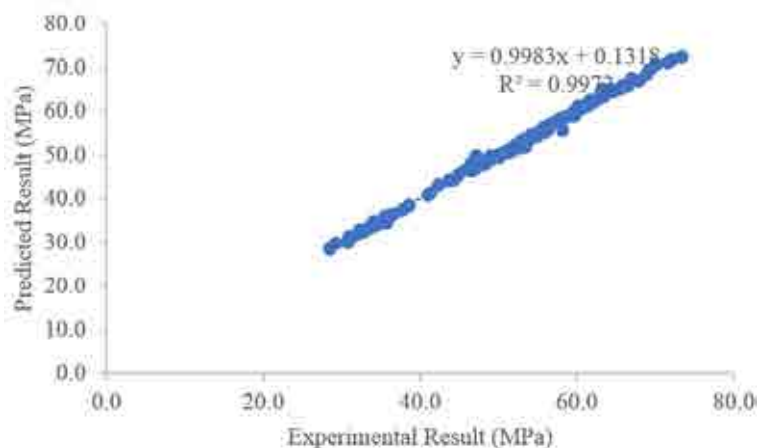


Figure 15. Regression plot of predicted vs experimental compressive strength of ANN model.

6. Conclusions

The study of algorithms to predict concrete strength is of high importance. Since the service life of construction works, in general, depends on the compressive strength of concrete, it is necessary to carefully study the factors affecting concrete. There may be some features that can be ignored, and they can affect the compressive strength of the concrete. Artificial intelligence algorithms in general and ANN artificial neural networks in particular, now and in the future, will overcome these limitations. From the study, the following conclusions and comments are drawn: In the study, it was shown that the ANN artificial neural network model is quite effective in predicting the compressive strength of concrete at 28 days of age. The measured compressive strength and the predicted compressive strength are very close to a correlation of 0.99849; A simple feed-forward backpropagation technique has been used to model problems involving nonlinear variables; By using the ANN model, the processing time and the number of test mixes can be reduced for the design of steel fiber reinforced concrete, thus an economical design process can be applied without any material loss. The ANN model proposed in this study has high applicability and reliability in assessing the influence of steel fibers on the compressive strength of reinforced concrete.

Acknowledgment

The authors would like to thank the Construction Laboratory, Department of Underground and Mine Construction, Faculty of Construction, Hanoi University of Mining and Geology for facilitating the research.

References

- ACI 211.1-91, 2002. Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete.
- ACI 211.4r-08, 2008. Guide for Selecting Proportions for HighStrength Concrete Using Portland Cement and Other Cementitious Materials.
- Batayneh, M., Marie I., and Asi I., 2007. Use of selected waste materials in concrete mixes. *Waste Manag*, 27(12), pp. 1870-1876.
- Bondar D., 2014. Use of a Neural Network to Predict Strength and Optimum Compositions of Natural Alumina-Silica-Based Geopolymers. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(3), pp. 499-503.
- Duan J., et al., 2020. A novel artificial intelligence technique to predict compressive strength of recycled aggregate concrete using ICA-XGBoost model. *Engineering with Computers*.
- Flood I., 2008. Towards the next generation of artificial neural networks for civil engineering. *Advanced Engineering Informatics*, 22(1), pp. 4-14.

- Ghafari E., et al., 2015. Prediction of Fresh and Hardened State Properties of UHPC: Comparative Study of Statistical Mixture Design and an Artificial Neural Network Model. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(11).
- Gupta S., 2013. Concrete Mix Design Using Artificial Neural Network. *Journal on Today's Ideas-Tomorrow's Technologies*, 1(1), pp. 29-43.
- <https://www.controls-group.com>, 2015
- Hunt B., et al., 2001. A Guide to MATLAB for Beginners and Experienced Users. United Kingdom: in the United States of America by Cambridge University Press, New York.
- Ji-Zong W., Hong-Guang N., and Jin-Yun H., 1999. The application of automatic acquisition of knowledge to mix design of concrete. *Cement and Concrete Research*, 29, pp. 1875-1880, DOI: 10.1016/S0008-8846(99)00152-0.
- Kheder G.F., Gabban A.M.A., and Abid S.M., 2003. Mathematical model for the prediction of cement compressive strength at the ages of 7 and 28 days within 24 hours. *Materials and Structures*, 36(10), pp. 693-701.
- Kostić S., and Vasović D., 2014. Prediction model for compressive strength of basic concrete mixture using artificial neural networks. *Neural Computing and Applications*, 26(5), pp. 1005-1024, DOI: 10.1007/s00521-014-1763-1.
- Lashkarbolooki M., Shafipour Z.S., and Hezave A.Z., 2013. Trainable cascade-forward back-propagation network modeling of spearmint oil extraction in a packed bed using SC-CO₂. *The Journal of Supercritical Fluids*, 73, pp. 108-115.
- Ly Hai Bang, Nguyen Thuy Anh, Mai Thi Hai Van, 2021. Compressive strength prediction of recycled aggregate concrete by artificial neural network. *Transport and Communications Science Journal*, Vol 72, Issue 3, pp. 369-383, (in Vietnam).
- Mansour A.O., et al., 2015. Lightweight Concrete Containing Recycled Plastic Aggregates. In *Proceedings of the 2015 International Conference on Electromechanical Control Technology and Transportation*.
- McCulloch W.S., and Pitts W., 1943. A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity. *Bulletin of mathematical biophysics*, 5, pp. 115-133.
- Naseri H., et al., 2020. Designing sustainable concrete mixture by developing a new machine learning technique. *Journal of Cleaner Production*, 258.
- Nguyen Duyen Phong, Tang Van Lam, Tran Tuan Minh, Ngo Van Thuc, Trinh Huu Tung, 2021. Study on the effect of steel fiber on the crack opening ability of high-quality concrete. *International Journal of Advances in Engineering and Management (IJAEM)*, Volume 3, Issue 11 Nov 2021, pp: 650-654, www.ijaem.net, DOI: 10.35629/5252-0311650654.
- Nguyen Duyen Phong, Tran Tuan Minh, Ngo Van Thuc, Tang Van Lam, Nguyen Thi Son, 2021. Research on the use of steel fiber reinforced concrete to manufacture backing plates to hold the tunnels in underground mines in Quang Ninh region. Report on grassroots level topic, Code: T21-32, Hanoi University of Mining and Geology, (in Vietnam).
- Ni H.G. and Wang J.Z., 2000. Prediction of compressive strength of concrete by neural networks. *Cement and Concrete Research*, 30(8), pp. 1245-1250.
- Paul S.C., Panda B., and Garg A., 2018. A novel approach in modelling of concrete made with recycled aggregates. *Measurement*, 115, pp. 64-72.
- Phong Nguyen Duyen, Minh Tuan Tran, Thuc Ngo Van, Tang Van Lam, Tung Trinh Huu, 2022. Application of steel fiber-reinforced concrete for slab lagging at underground mines in Quang Ninh. *Journal of Science and Technology Mining - Geology*, Vol 63, Issue 3a, pp. 112-117. DOI: 10.46326/JMES.2022.63(3a).13, (in Vietnam).
- Shahin M.A., Jaksa M.B., and Maier H.R., 2002. Artificial Neural Network-Based Settlement Prediction Formula for Shallow Foundations on Granular Soils. *Australian Geomechanics Journal*, pp. 45-52.
- Siddique R., Aggarwal P., and Aggarwal Y., 2011. Prediction of compressive strength of self-compacting concrete containing bottom ash using artificial neural networks. *Advances in Engineering Software*, 42(10), pp. 780-786.
- Sobhani J., et al., 2010. Prediction of the compressive strength of no-slump concrete: A comparative study of regression, neural network and ANFIS models. *Construction and Building Materials*, 24(5), pp. 709-718.

- Tran Van Tieng, Le Ich Trong, 2021. Research on application of the artificial neural network to prediction behaviour of concrete subjected to uniaxial compression. Journal of Science and Technology in Civil Engineering, Vol. 04, pp. 106-112, (in Vietnam).
- Verma M., Thirumalaiselvi A., and Rajasankar J., 2016. Kernel-based models for prediction of cement compressive strength. Neural Computing and Applications, 28(S1), pp. 1083-1100, DOI: 10.1007/s00521-016-2419-0.
- Wu N.J., 2021. Predicting the Compressive Strength of Concrete Using an RBF-ANN Model. Applied Sciences, 11(14), DOI: 10.3390/app11146382.
- Yeh I.C., 1998. Modeling of strength of high-performance concrete using artificial neural networks. Cement and Concrete Research, 28(12), pp. 1797-1808.
- Zain F.M., and Abd S. M., 2008. Multiple Regression Model for Compressive Strength Prediction of High Performance Concrete. Journal of Applied Sciences, 9(1), pp. 155-160, DOI: 10.3923/jas.2009.155.160.

Symbols

SFRC:	steel fiber reinforced concrete	AA:	Adhesion agent
ANN:	artificial neural network	PC40:	Cement pozzolan
AI:	artificial intelligence	TCVN:	Vietnam standards
PEs:	processing elements	ASTM:	American standard
SP5000F:	Super-plasticizer 5000F	SF-90:	Silicafume-90
ACI:	American standard	BS EN:	British standards
NS:	Nano Silica fume	C:	Cement
LA:	Large aggregate	FA:	Fly ash
W/AA:	Ratio Water/Adhesion agent	S:	Sand
ID:	Sample	SP:	Super-plasticizer
CHEAP:	linear correlation coefficient	W:	Water
MAPE:	mean absolute percentage error	SF:	Steel fiber
MSE:	mean square error		

FA0.0, FA10.0, FA20.0, FA30.0; NS0.0, NS1.0, NS2.0, NS3.0, NS4.0, NS5.0; SF0.0, SF0.5, SF1.0, SF1.5: Percentage of replacing cement with fly ash; Percentage of replacing cement with Silica fume; Percentage of steel fiber.

Appendix 1. Composition of materials for concrete mix

Sample	Mix code	Concrete mix materials								W/AA
		C	FA	SN	S	LA	SP	W	SF	
ID1	FA0.0-NS0.0-SF0.0	378	0	0	854.5	1017.5	3	166	0	0.4
ID2	FA10.0-NS0.0-SF0.0	340.2	37.8	0	854.5	1017.5	3	166	0	0.4
...										
ID96	FA30.0-NS5.0-SF1.5	245.7	113.4	18.9	854.5	1017.5	3	166	15	0.4

Note: C - Cement (kg/m³); FA - Fly ash (kg/m³); NS - Nano Silica fume (kg/m³); S - Sand (kg/m³); LA - Large aggregate (kg/m³); SP - Super-plasticizer (liter/m³); W - Water (liter/m³); SF - Steel fiber (kg/m³); W/AA - Ratio Water/Adhesion agent.

FA0.0, FA10.0, FA20.0, FA30.0 - Percentage of replacing cement with fly ash; NS0.0, NS1.0, NS2.0, NS3.0, NS4.0, NS5.0 - Percentage of replacing cement with Silica fume; SF0.0, SF0.5, SF1.0, SF1.5 - Percentage of steel fiber.

Appendix 2. Normalized data for ANN training and testing

S.N.	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4	ξ_5	ξ_6	ξ_7	ξ_8	ξ_9	η
1	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.88	0.12
2	0.71	0.33	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.88	0.07
...										
96	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.88	0.97

Due to the waste of paper, the study team shortened the appendix. If the reader wants full table data to contact the author via email.

STUDY, ANALYSIS RESULTS FROM BORED PILES TESTS AND EXPERIENCE HOW TO COVERT THE STRAIN TO LOAD AS WELL AS TO VALIDATE DESIGN PREDICTION

Phan Thanh Tien^{1*}, Nguyen Tan Son²

¹GeoSmart Consultants JS Company; ²Nam Mien Trung Co., Ltd

*Corresponding author: geosmartco@yahoo.com

Abstract

Pile static load test is a classical and common in inspection of pile construction, to affirm the real results of pile load capacity compared with standard and theory calculations. However, the conventional static loading tests on a pile offers delimitative/limit data. At the same time the load-movement measured at the pile head does create the capacity of pile, it gives no quantitative information on the load - transfer mechanism which this information is what the designer often needs to complete a safe and cost- effective design. For this reason, the conventional test arrangement is diversified to comprise instrumentation to gain the involved information can be obtained.

This paper provides guidelines for how to covert the strain to load as well as to validate design prediction and base on monitoring data collected during loading could provide sufficient in true/ exact load distribution to reconvert/modify ultimate load as well as size of pile.

Keywords: bored piles; pile loading capacity; retrievable extensometers; strain- gauges, imposed load.

1. Introduction

In lieu of only doing a static load test that would be given total settlement as well as total load capacity of pile, strain gauges, retrievable extensometer, ect... can be used to establish criteria for pile acceptance and to verify design assumptions.

Strain gauges are usually vibrating wire gauges. The gauges provide values of strain, but not load, which difference many thinks is trivial. Load is just strain multiplied by cross sectional area of the pile and the elastic modulus. The elastic modulus of steel is known quite exactly, but in the contrast, the elastic modulus of concrete is not. The later one (modulus of concrete) can vary within a wide range, and common for its calculation. The modulus is to use in determining the load is combined value of steel and concrete moduli.

The following is the calculation principle to calculate and determine the elastic modulus of concrete, thereby determining the load-bearing capacity of the pile body through elastic module and deformation in the concrete material.

2. Calculation principles for adjusting size of pile (length and diameter of pile)

The concept of the separate evaluation of shaft friction and base resistance/toe forms the basis of all 'static' calculations of pile bearing capacity:

$$R_{c,u} = \sum L_i F_i + R_b, \quad F_i = \frac{P_i - P_{i+1}}{C \cdot L_{i-i+1}}, \quad R_b = \frac{P_b}{A}$$

Where: $R_{c,u}$ = Ultimate load bearing capacity of pile; L_i : Pile lengths; F_i : shaft/skin fiction, R_b : bottom/toe load bearing capacity (end bearing);

P_i, P_{i+1} : load component at section $i, i+1$; $C \cdot L_{i-i+1}$: area from section i to section $i+1$;

A : pile area is the actual cross-sectional area, which equals the area of the cross-section perpendicular to the applied force; P_b : is calculated force transducer from bottom/toe pile.

The loading of component P_i in other sections can be calculated by the following equation: $P = E_c \cdot A_c \cdot \varepsilon + E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon = (E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s) \cdot \varepsilon = A E \cdot \varepsilon = A E \cdot \mu \varepsilon \cdot 10^{-6}$

Where: A_c : area of concrete; A_s : area of steel;

E_c, E_s : modulus of elasticity of concrete and steel ($E_s = 194.5 \cdot 10^3 \text{ Mpa}$).

an amount due to friction along the pile body, and the general pile tip remains in the soil layer along with the test pile tip.

3. Project's perspective & Soil condition and pile's design assumptions

3.1. Project's perspective

Phu Tho Circus and Multi-Purpose Performing Center Project was located at No. 01, Lu Gia Street, District 11, Ho Chi Minh City with 12 floors and 2 basements. This is key national project, with very high safety factor and long-term using. The Project's perspective is shown at Figure 1.



Fig 1. Project ' s perspective.

3.2. Soil condition

The soil condition at the site which consisted of Sandy clay with laterite gravels stiff, yellow - reddish brown (layer 1) laid on Firm, yellow - whitish grey firm, yellow - whitish grey (layer 2), toe pile was anchor into layer 3: Hard, yellow - reddish brown clay.

The soil profile and typical CPTu results are shown at Figure 2.1 and 2.2

3.3. Pile's design assumptions

The piled foundation design assumption of the Phu Tho Circus and Multi-Purpose performance Center Building in Ho Chi Minh City, Vietnam, was designed the cross-section area of the bore piles with D800, piled capacity design assumption $R_u = 3000$ kN and the maximum pile test loads were 8,000 kN, which was well below any ultimate resistance

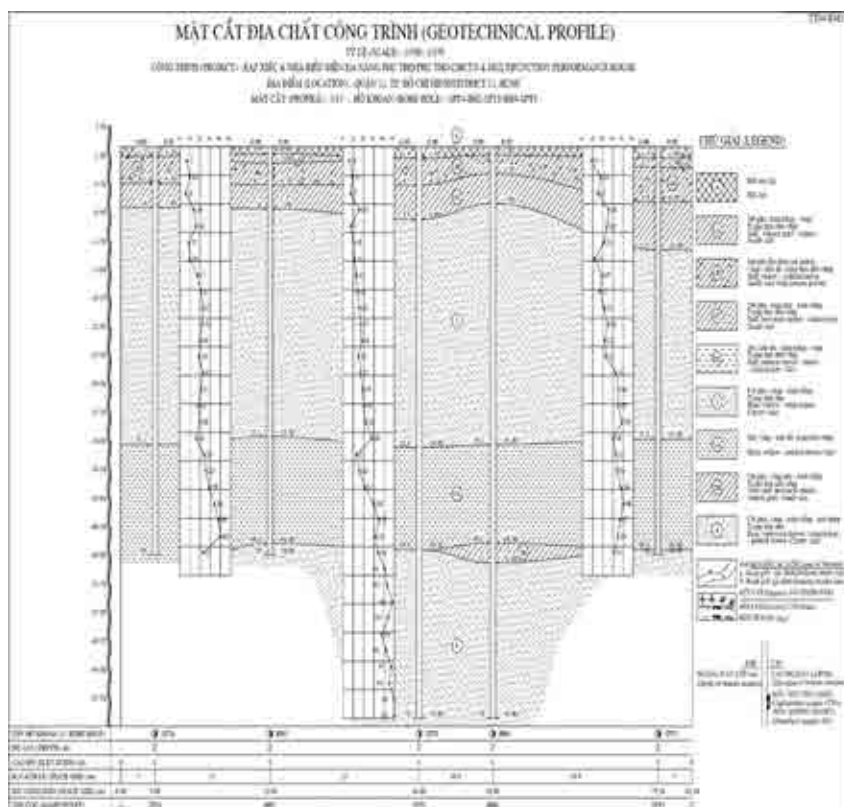


Fig 2.1: Soil profile

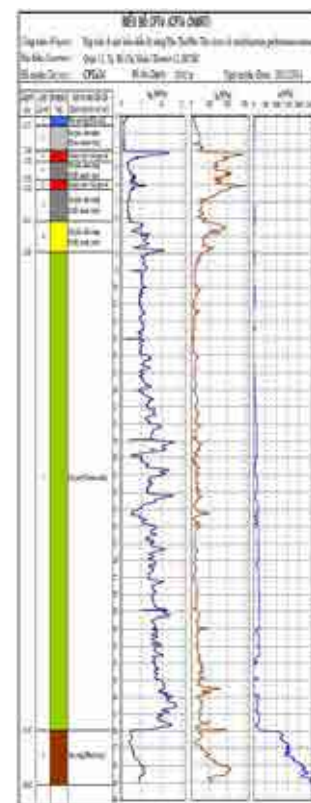


Fig. 2.2: CPTu results.

4. Test program & and results

Full-scale static loading tests were carried out on 4 single test piles. The piles static loading tests combined with 3 points of extensometers and 21 levels of strain- gauges twin installation along pile shaft and measured drilled shaft Vertically with the SHAPE (Shaft Area Profile Evaluator).

The details of pile test and instrumentation are shown in Figure 4.

4.1. Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE)

Bored pile and shape of bore piles were drilled/ made as following as per designed drawing is so important. However due to many reasons and conditions, and actual borehole wasn't formed absolute cylinder shape. This **Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE)** test is to determine shape of borehole include Verticality, Eccentricity, Depth Volume Plot, ... which shall be much affected to quality of bore pile and to help the owner, consultants and contractor have a basis to evaluate the real/quality of geometry shape of borehole prior allowing concrete to be poured. Shape of bored piles prior concrete casting are shown in Figure 3: and Table 1.

Table 1. Summary table of unit skin & end load capacity and Pile ' s Shape affected to load

Pile name	Load Test	Settlement(mm)			True load derived from load test & Instruments			Derived data and re- figured out	Required load	Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE)		
	Load test	Extensom eter		Shaft	Toe	Total	0.8m, 33m		Vertica l	Eccentri city	Vol	
	(kN)		Shaft	Toe	kN	kN	kN	kN	kN			
PT-01	8,000	21.63	12.25	9.38	7,951	124	8,075	3,026	3,000	0.08%	ex: 0.02 ey: -0.02	80%
PT-02	8,000	18.93	9.79	9.14	7,983	109	8,092	3,044	3,000	0.08%	ex: 0.02 ey: -0.02	81%
PT-03	8,000	22.70	10.04	12.66	8,627	201	8,828	3,646	3,000	0.07%	ex: 0.00 ey: -0.03	90%
PT-04	8,000	18.71	9.86	8.85	7,721	167	7,888	3,036	3,000	0.11%	ex:0.04 ey: -0.02	75%

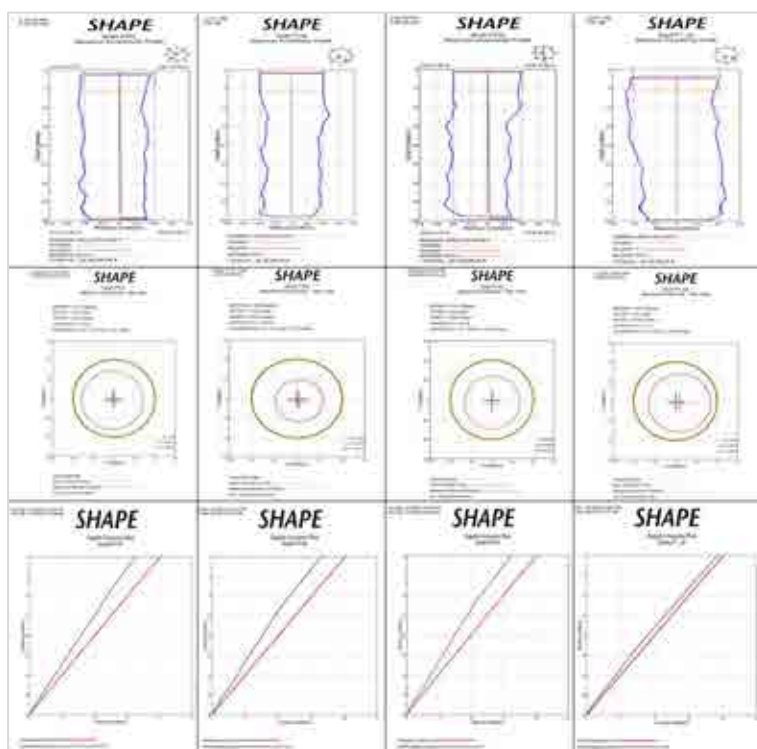


Fig 3. Pile ' s Shape affected to load & movement.

Bored piles were formed absolute cylinder shape. It was observed and recorded that could have provided such factors by *Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE)* is to determine shape of borehole, to have a basis to evaluate the real/quality of geometry shape of borehole prior allowing concrete to be poured (Figure 3), and pile load capacity, more or less, was affected by *Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE)* of borehole included criteria: Verticality, Eccentricity, Depth Volume Plot (Tab 1)

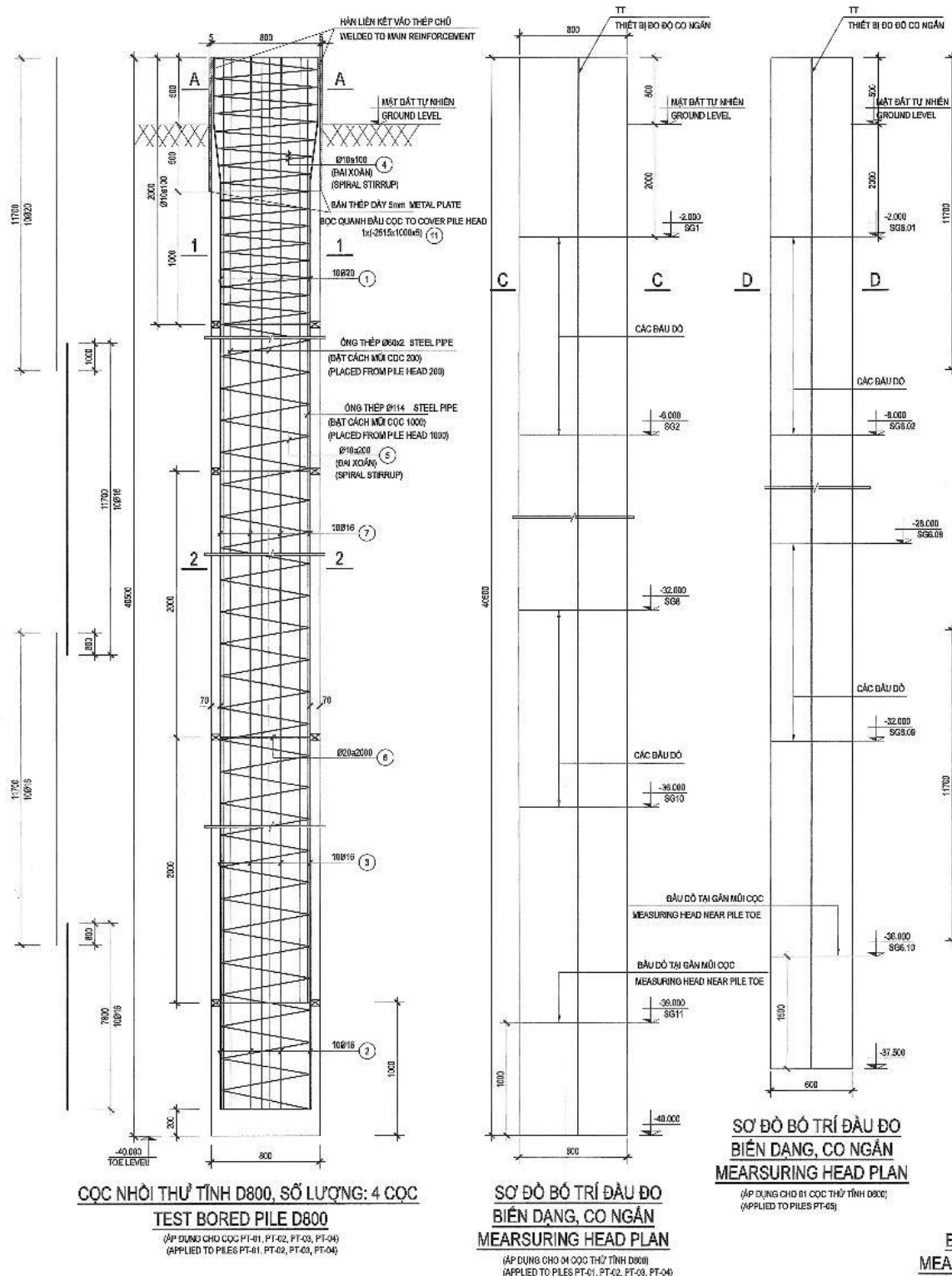


Fig 4. Detail of pile test and instrumentations.

4.2. Load versus movement

The loading test for both piles were carried out in two loading cycles. Load and movement collaboration are shown in Fig 5, the load vs time collaboration is shown in Fig 6.

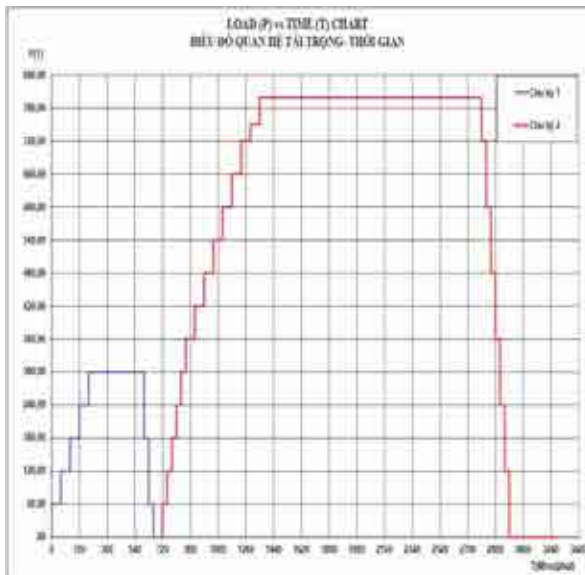


Fig 5. Shown the load vs time.

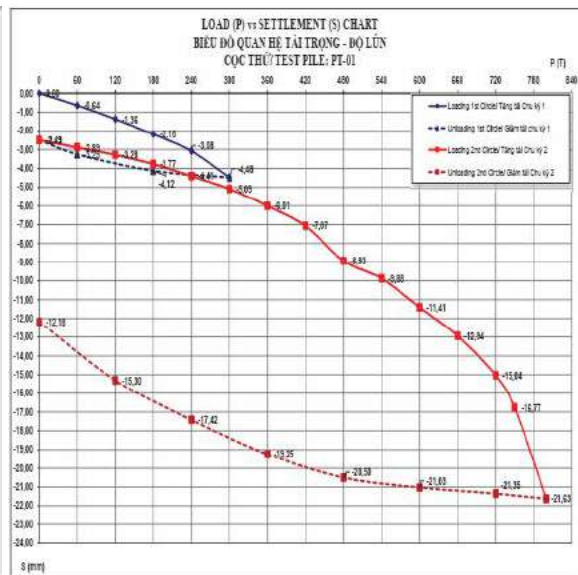


Fig 6. Shown the load vs movement.

4.3. Strain and load distribution in pile

With the obtained results, we can analyze and evaluate frictional resistance calculation formulas or/and to provide sufficient information to modify the design tip elevations currently used for bored and propose calculated values of the friction force more suitable to are geology/soil condition.

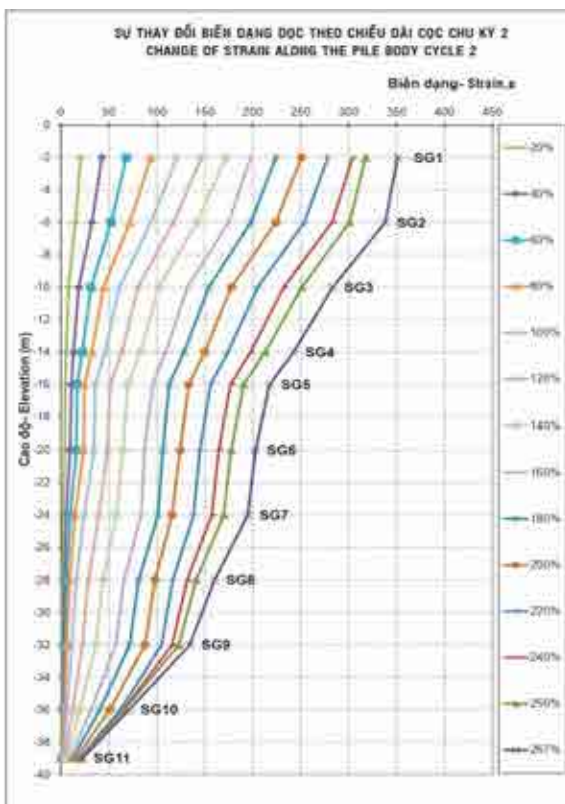


Fig 7. Change of Strain along pile length.

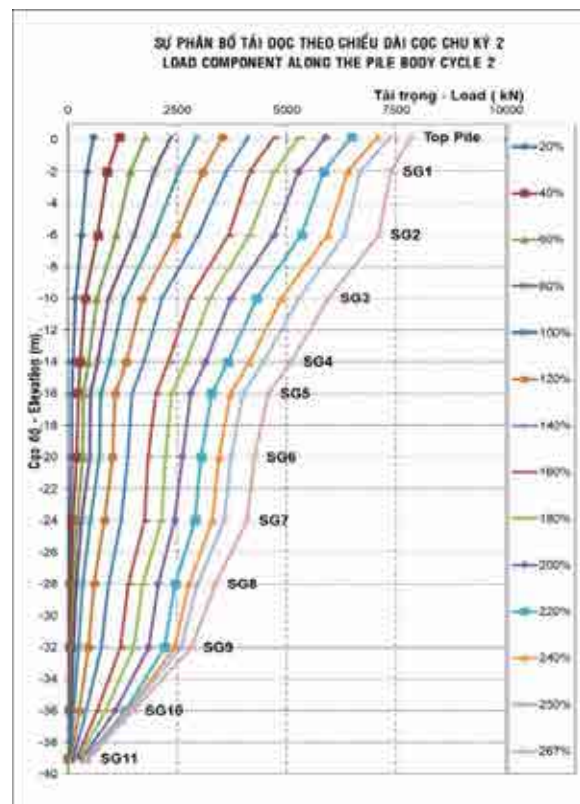


Fig 8. Load distribution vs depth.

4.4. Toe resistance versus Movement

Change of strain and load distribution versus elevation/depth along the pile body by attaching of vibrating wire strain are shown in Figure 10 and Figure 11. There was reduction of unit skin friction/ shaft fictional resistance at section 0m to -2m at 2nd cycle increment 40%, -2m to -6m, at 1st cycle increment 140%, and somewhere in Fig 11 due to settlement pressure (input load) exceeded pressure of above soil layer (above soil layer lost/shaft fictional resistance)

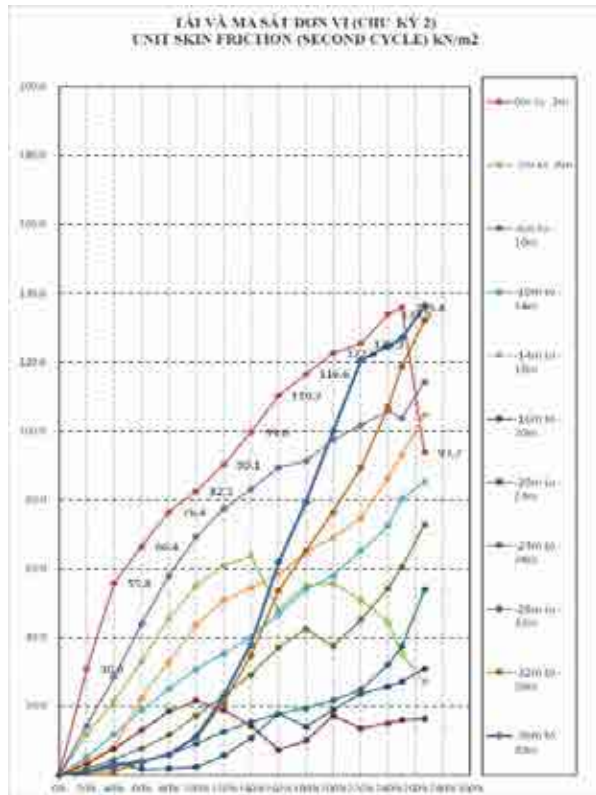


Fig 9. Load and unit skin friction along pile length

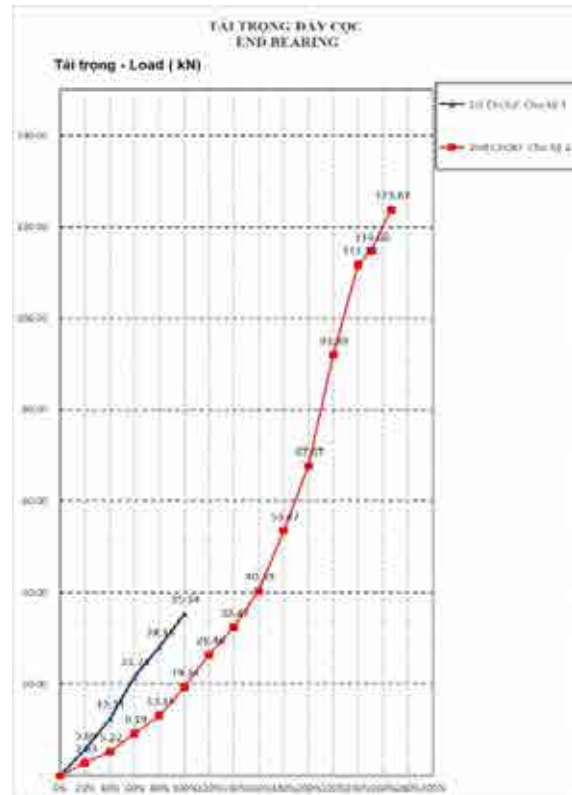


Fig 10. Load at toe pile.

4.5. Retrievable extensometer test and results

To determine shaft fictional resistance along whole pile length as well as toe resistance by using retrievable extensometer attached along whole pile length and movement & resistance collaboration (along and at toe of pile length). From then on figure out shaft fictional resistance at each pile length which penetrate each soil layers and inspect quality of each pile length.

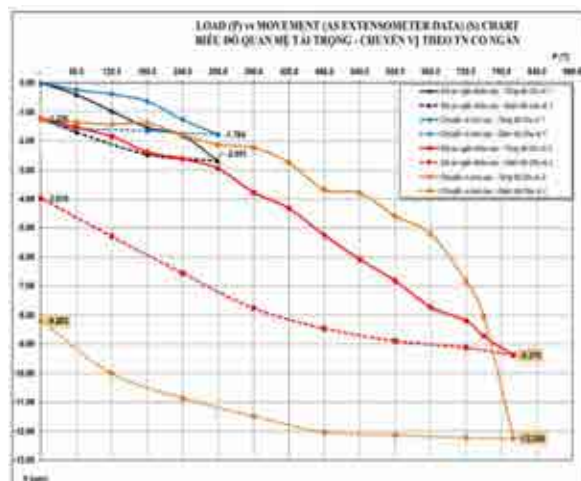


Fig 11. Load and movement (extensometer).

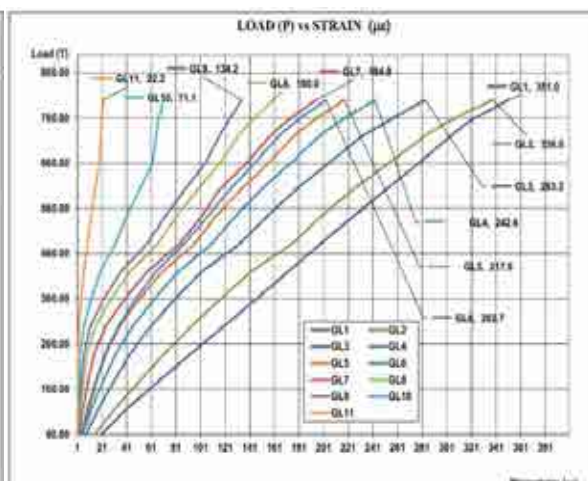


Fig 12. Load and strain (strain gauge).

5. Conclusions

- Static load test that would be given total settlement as well as total load capacity of pile, instrumentations: strain gauges, retrievable extensometer... can be used to establish criteria for verifying of design assumptions and saving costly construction.

- Phu Tho Circus and Multi-Purpose Performing Center Project was located at No. 01, Lu Gia Street, District 11, Ho Chi Minh City with 12 floors and 2 basements were overdesigned as to depth (length) and size of shape pile in respect to the intended working load. Consequently, the maximum tests load was rather than limited and the induced strains were smaller than desirable for the analysis of test data. (Tab 1).

- The test results indicate that the intended working load can be supported on smaller and shorter piles subject to a movement analysis. Such change in design has to be figured out in additional, cost - designed, static loading test.

References

- Fellenius, B.H., 2014. Basics of foundation design, a textbook. Revised Electronic Edition, [www.Fellenius.net], 410 p.
- Nguyen M. H. and Fellenius, B.H., 2014. *Bidirectional- cell tests on two 70m long bored piles in Viet Nam*. GeoInstitute Geo Congress, February 23-26, ASCE, Reston, VA, Magued, Iskander, John E. Garlanger, and Mohamad Hussein, editors, Geotechnical Special Publication, GSP 233.
- Fellenius, B.H. and Ochoa, M., 2009. *Testing and design of a piled foundation project. A case history*. J. of the S-E Asian Geo. Soc., Bangkok, 40(3) 129-137.
- Fellenius, B.H., 2001. From strain measurements to load in an instrumented pile. *Geotechnical News Magazine*, Vol.19, No. 1, pp35-38.
- Fellenius, B.H., 1989. Tangent modulus of piles determined from strain data. ASCE, *Geotechnical Engineering Division*, the 1989 Foundation Congress, F.H. Kulhawy, Editor, Vol. 1, pp. 500-510.
- Fellenius, B.H., 1984. *Negative skin friction and settlement of piles*. Proceedings of the Second International Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute, Singapore, 18 p.

BƯỚC ĐẦU NGHIÊN CỨU ĐẶC TÍNH CƠ HỌC CỦA BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP

Bùi Văn Bình*, Nguyễn Khánh Ly, Phạm Thị Ngọc Hà

Trường Đại học Mở - Địa chất

** Tác giả liên hệ: buivanbinh@humg.edu.vn*

Tóm tắt

Nhằm nghiên cứu cường độ của bê tông cốt sợi phục vụ công tác chế tạo các tấm bê tông đúc sẵn, nhóm nghiên cứu sử dụng cấp phối vữa theo tiêu chuẩn Mac 150 với hàm lượng một khối vữa: 380 kg xi măng; 1.028 kg cát và 270 kg nước. Để đánh giá hàm lượng cốt sợi đến cường độ của bê tông, nhóm nghiên cứu sử dụng cốt sợi thép chiều dài 5 cm; đường kính 0,3 mm để đúc 3 tổ hợp mẫu chứa tỷ lệ cốt sợi thép trên khối lượng xi măng lần lượt là 0%; 3,3%; 6,6%. Các thí nghiệm xác định cường độ kháng nén, cường độ kháng uốn và cường độ kháng kéo đã được thực hiện. Kết quả thí nghiệm cho thấy rằng khi hàm lượng cốt sợi thép tăng thì cường độ kháng nén, cường độ kháng kéo và cường độ kháng uốn tăng. Giá trị cường độ kháng nén của các tổ hợp mẫu 3,3% và 6,6% hàm lượng cốt thép trên xi măng tăng so với mẫu không cốt thép lần lượt là 14% và 16%. Tương tự, sự gia tăng cường độ kháng uốn giữa mẫu có cốt thép và không cốt thép là 10% và 17%. Đối với cường độ kháng kéo thì sự gia tăng cường độ lần lượt là 13% và 15%. Với sự gia tăng cường độ khi thêm vào hàm lượng cốt thép, bê tông cốt sợi có thể được sử dụng để đúc các loại bê tông dạng tấm để phục vụ xây dựng.

Từ khóa: bê tông cốt sợi; cường độ kháng uốn bê tông; cường độ kháng kéo bê tông.

1. Giới thiệu chung

Hiện nay, bê tông được sử dụng phổ biến trong các công trình xây dựng. Bê tông có ưu điểm là có khả năng làm việc tốt với cốt thép trong kết cấu bê tông cốt thép; đạt được yêu cầu kỹ thuật do thiết kế đề ra; khá bền vững và ổn định dưới thời tiết mưa, nắng, nhiệt độ, độ ẩm và có giá thành hợp lý. Bên cạnh những ưu điểm trên thì bê tông cũng dễ phát sinh các vết nứt do co ngót, cường độ chịu kéo, chịu uốn, độ mài mòn và khả năng chống va đập kém. Vì vậy, cần phải bổ sung nghiên cứu các loại vật liệu mới có khả năng khắc phục những nhược điểm trên của bê tông. Giải pháp tăng cường khả năng chịu lực của bê tông thông qua việc thay đổi một số tính chất cơ lý của vật liệu, như trộn thêm vào bê tông các loại sợi là một ý tưởng đang được quan tâm nghiên cứu trên thế giới. Cùng với nhu cầu sử dụng vật liệu bê tông cốt sợi, nhóm nghiên cứu đã tiến hành nghiên cứu đặc điểm của bê tông cốt sợi thép và các tính chất cơ học của chúng để phục vụ công tác chế tạo các tấm bê tông mỏng chế tạo sẵn.

Trên thế giới, bê tông cốt sợi đã được nghiên cứu rộng khắp trong nhiều thập kỷ qua, đã có nhiều nhà khoa học nghiên cứu về khả năng ứng xử của bê tông cốt sợi từ trạng thái hỗn hợp đến rắn chắc và độ bền của bê tông cốt sợi trong những điều kiện làm việc khác nhau. Majumdar và Nurse (1974) đã giới thiệu bê tông cốt sợi thủy tinh như là một loại vật liệu hỗn hợp mới. Nghiên cứu đã chỉ ra hàm lượng tối ưu của cốt sợi với cường độ kháng uốn của bê tông và ngoài sự gia tăng về độ bền thì khả năng chống cháy của bê tông cũng được cải thiện đáng kể. Rudnov và nnk (2016) đã nghiên cứu các tính chất của bê tông cốt sợi với các loại sợi thép, sợi thủy tinh và sợi polypropylene. Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra sự gia tăng cường độ kháng kéo của bê tông. Qua kết quả nghiên cứu các nhà khoa học đã chỉ ra rằng độ dẻo của hỗn hợp bê tông giảm xuống khi sợi được đưa vào trong hỗn hợp bê tông, sự giảm xuống về độ dẻo càng tăng khi hàm lượng sợi tăng lên. Sự suy giảm về độ dẻo của hỗn hợp bê tông sử dụng các loại sợi tổng hợp khác nhau sẽ khác nhau. Độ dẻo của hỗn hợp bê tông cốt sợi giảm xuống khi chiều dài sợi tăng lên.

Ở Việt Nam, có nhiều tác giả nghiên cứu chế tạo bê tông cốt sợi và ứng dụng bê tông cốt sợi trong một số các lĩnh vực xây dựng. Nguyễn Văn Chánh và Trần Văn Miên (2003), Nguyễn Văn

Chánh (2003) đã nghiên cứu chế tạo bê tông cốt sợi trên nền vật liệu xây dựng địa phương nhằm làm gia tăng cường độ chịu kéo, uốn và khả năng chống va đập của bê tông. Các loại sợi được sử dụng như sợi thép, sợi polypropylene và sợi bazan đã được sử dụng. Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra sự gia tăng cường độ chịu nén, kéo, uốn và tính dẻo dai của bê tông khi sử dụng cốt sợi.

2. Phương pháp nghiên cứu

Nhóm nghiên cứu sử dụng phương pháp nghiên cứu trong phòng để xác định một số đặc trưng về độ bền của bê tông cốt sợi. Ngoài ra, để có những kiến thức cơ bản về bê tông cốt sợi, chúng tôi đã tiến hành thu thập, tổng hợp, phân tích và đánh giá các tài liệu để tiếp thu và kế thừa các kết quả nghiên cứu trước đây liên quan đến việc sử dụng bê tông cốt sợi trong xây dựng. Trên cơ sở đó, nhóm nghiên cứu đã tiến hành chế tạo mẫu bê tông cốt sợi và thực hiện các thí nghiệm trong phòng nhằm xác định cường độ kháng nén, cường độ kháng kéo và cường độ kháng uốn của mẫu bê tông cốt sợi.

2.1. Quy trình chế tạo

Trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu sử dụng cấp phối vữa theo tiêu chuẩn Mac 150 với hàm lượng một khối vữa: 380 kg xi măng; 1.028 kg cát và 270 kg nước. Để đánh giá hàm lượng cốt sợi đến cường độ của bê tông, nhóm nghiên cứu sử dụng cốt sợi thép chiều dài 5 cm, đường kính 0,3 mm để đúc 3 tổ hợp mẫu chứa tỷ lệ cốt sợi thép trên khối lượng xi măng lần lượt là 0%; 3,3%; 6,6%.

Sau khi các mẫu được đúc xong thì quá trình bảo dưỡng mẫu sẽ được thực hiện, nhằm đảm bảo cường độ của bê tông phát triển ổn định và không gây ra sự rạn nứt trong mẫu bê tông.

Các mẫu đúc phải được bảo dưỡng và đóng rắn giống như bảo dưỡng và đóng rắn của kết cấu sản phẩm tương ứng cần kiểm tra.

Các mẫu dùng để kiểm tra chất lượng bê tông thương phẩm cần được phủ ẩm và bảo dưỡng trong điều kiện nhiệt độ phòng, sau đó được tháo khuôn và bảo dưỡng tiếp trong điều kiện nhiệt độ 20 °C và độ ẩm từ 95 - 100% cho đến ngày thử mẫu. Đối với cấp phối vữa bê tông Mac 150 thời gian giữ mẫu trong khuôn là 16 - 24 giờ.

2.2. Các đặc trưng vật lý và cơ học của bê tông cốt sợi

2.2.1. Đặc trưng vật lý của bê tông cốt sợi

Khối lượng thể tích của bê tông cũng là một chỉ tiêu dùng để đánh giá sơ bộ mức độ đặc chắc của các mẫu bê tông với nhau. Đồng thời đây là một chỉ tiêu vật lý cần thiết để tính toán trọng lượng của các kết cấu bê tông. Dựa vào kết quả xác định nhóm nghiên cứu đã xác định được khối lượng thể tích trung bình của các mẫu tương ứng với tỷ lệ cốt thép trên xi ở 0%, 3,3% và 6,6% lần lượt là 2.1, 2.15 và 2.25 t/m³. Sự gia tăng khối lượng thể tích của bê tông khi trộn thêm cốt sợi với 3,3% và 6,6% lần lượt là 2% và 7%. Điều này cho thấy rằng khi trộn thêm cốt sợi vào vữa bê tông với hàm lượng cốt sợi thích hợp sẽ không ảnh hưởng quá lớn đến trọng lượng của hỗn hợp bê tông thành phẩm.

2.2.3. Đặc trưng cơ học của bê tông cốt sợi

Các thí nghiệm xác định cường độ kháng nén, cường độ kháng uốn và cường độ kháng kéo đã được thực hiện. Mẫu có thể chế tạo bằng các cách khác nhau: lấy hỗn hợp bê tông đã được nhào trộn để đúc mẫu hoặc dùng thiết bị chuyên dùng khoan lấy mẫu từ kết cấu có sẵn. Thực hiện các thí nghiệm xác định cường độ kéo; cường độ uốn và cường độ nén thông qua mẫu đã được đúc sẵn với tỷ lệ cốt sợi thép lần lượt là 0%; 3,3% và 6,6% với thời gian bảo dưỡng là 28 ngày tuổi.

a) Thí nghiệm xác định cường độ kháng nén

Thí nghiệm nén đơn trục xác định cường độ của mẫu bê tông được thực hiện theo tiêu chuẩn TCVN 3121-11:2003. Nhóm nghiên cứu đã sử dụng máy nén Digmax3 của hãng Controls tại

phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình, Bộ môn Địa chất công trình Trường Đại học Mở - Địa chất, hình 2. Thiết bị thí nghiệm được vận hành theo cơ chế điều khiển ứng suất. Trong quá trình nén, tốc độ tăng tải được điều khiển là 0.1 MPa/s. Quá trình tăng tải liên tục cho đến khi mẫu bị phá hủy.

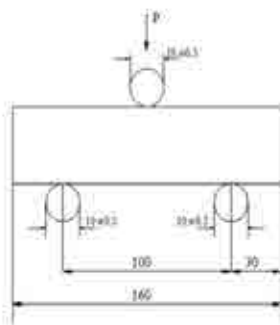
Đối với thí nghiệm nén thì ngoài biến dạng co ngắn theo phương tác dụng của lực, bê tông còn bị nở ngang. Cường độ nén xác định được khi mẫu có lần lượt hàm lượng sợi thép trên xi măng 0%; 3,3%; 6,6% là 15,15 MPa; 21,31 MPa và 23,50 MPa.



Hình 1: Quá trình nén mẫu bê tông.

b) Thí nghiệm xác định cường độ uốn

Cường độ kháng uốn của mẫu bê tông được thực hiện trên hệ thống thủy lực của máy nén đá. Tuy nhiên, hộp nén bao gồm hai gối kê cách nhau 100 mm và ở giữa hai gối kê là bộ phận tác dụng lực dạng điểm, hình 2. Trong quá trình thí nghiệm thì tải trọng được tăng từ từ cho đến khi mẫu bị phá hủy, hình 3.



Hình 2. Hộp thí nghiệm uốn.



Hình 3. Thí nghiệm xác định cường độ kháng uốn.

Kết quả cường độ kháng uốn của các mẫu bê tông cốt sợi được với hàm lượng sợi thép trên xi măng 0%; 3,3%; 6,6% lần lượt là 1,492 MPa; 1,513 MPa; 2,59 MPa.

c) Thí nghiệm xác định cường độ kháng kéo

Để xác định cường độ kháng kéo của mẫu bê tông cốt sợi, thông thường sẽ phải thực hiện kéo trực tiếp hoặc thông qua thí nghiệm kéo gián tiếp như thí nghiệm Brazilian. Nhóm nghiên cứu đã sử dụng thí nghiệm kéo gián tiếp Brazilian để xác định cường độ kháng kéo. Hộp mẫu

dùng để xác định cường độ kháng kéo như hình 4. Hộ mẫu xác định cường độ kháng kéo được đặt trong hệ thống thủy lực của máy nén đá. Tải trọng được tăng từ từ với tốc độ 0.05 MPa/s cho đến khi mẫu bị phá hủy, hình 5.



Hình 4. Hộ mẫu xác định cường độ kháng kéo Brazilian.

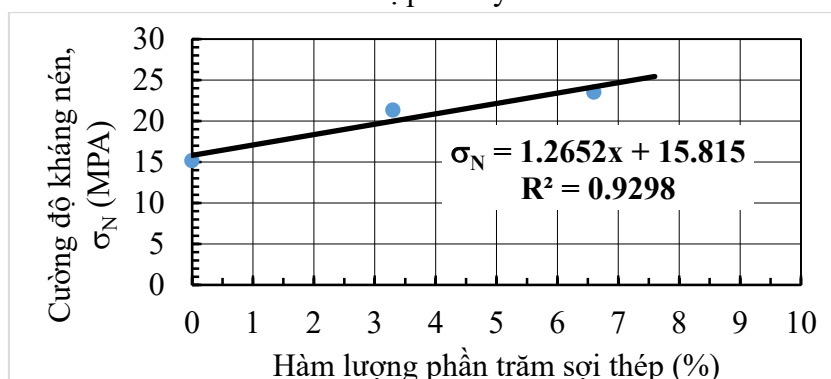


Hình 5. Thí nghiệm cường độ kháng kéo.

Giá trị cường độ kháng kéo thông qua thí nghiệm Brazilian với hàm lượng sợi thép trên xi măng 0%; 3,3%; 6,6% lần lượt là 8,279 MPa; 10,463 MPa; 12,069 MPa.

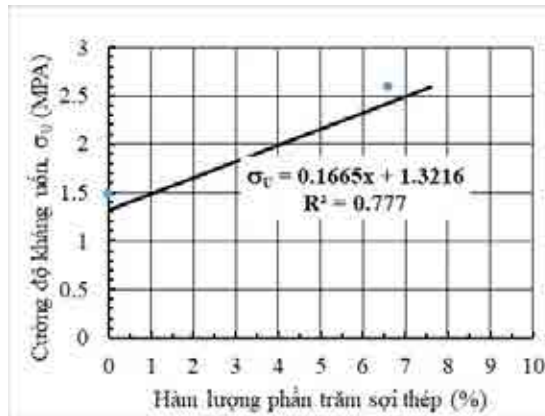
3. Kết quả nghiên cứu

Kết quả thí nghiệm cho thấy rằng khi hàm lượng cốt thép tăng thì cường độ kháng nén, cường độ kháng kéo và cường độ kháng uốn tăng. Giá trị cường độ kháng nén của các tổ hợp mẫu 3,3% và 6,6% hàm lượng cốt thép trên xi măng tăng so với mẫu không cốt thép lần lượt là 14% và 16%. Điều này cho thấy sự gia tăng đáng kể về cường độ kháng nén của mẫu bê tông cốt sợi với các hàm lượng sợi thép khác nhau. Mặt khác, dựa vào khối lượng thể tích của các tổ hợp mẫu với hàm lượng sợi thép khác nhau cho thấy rằng, với hàm lượng sợi thép khoảng 3,3% và 6,6% khối lượng thể tích của mẫu tăng lên không đáng kể lần lượt là 2.15 và 2.25 t/m³, trong khi đó cường độ kháng nén của mẫu có sự gia tăng đáng kể. Điều này cho thấy rằng với hàm lượng sợi thép cho vào thì khối lượng của mẫu có sự gia tăng nhỏ, nhưng lại đạt được sự gia tăng độ bền nhất định. Ngoài khía cạnh gia tăng về mặt độ bền, thì dạng phá hủy của mẫu cũng là một yếu tố cần được xem xét. Với mẫu bê tông không chứa sợi thép, mẫu có tính chất phá hủy giòn tạo ra các mặt phá hủy tách rời nhau. Trong khi đó, với các mẫu bê tông có chứa cốt sợi thì quá trình phá hủy xảy ra từ từ có tính dẻo, khi mẫu bị phá hủy các sợi thép vẫn được liên kết với nhau và gắn kết các khối nứt trong mẫu. Làm cho các khối nứt không bị tách rời nhau ra. Đây là một đặc điểm rất hữu ích của bê tông cốt sợi khi sử dụng để đúc các hệ thống tấm bê tông dùng làm các vật liệu mặt bàn, hoặc các kết cấu ốp trang trí do đặc tính phá hủy dẻo và khả năng duy trì được tính liên kết của các khối nứt sau khi bị phá hủy.

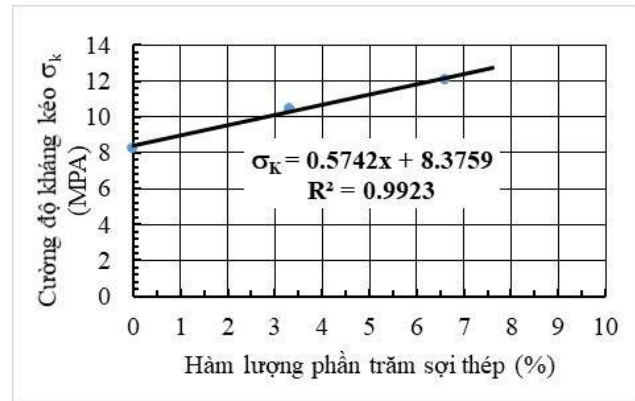


Hình 6. Mối quan hệ giữa hàm lượng cốt sợi với cường độ kháng nén.

Tương tự như với cường độ kháng nén, cường độ kháng uốn và cường độ kháng kéo cũng thể hiện cùng một xu hướng. Sự gia tăng cường độ kháng uốn của các tổ hợp mẫu 3,3% và 6,6% hàm lượng cốt thép trên xi măng tăng so với mẫu không cốt thép lần lượt là 10% và 17%, hình 7. Đối với cường độ kháng kéo thì sự gia tăng cường độ lần lượt là 13% và 15%, hình 8. Điều này cho thấy rằng có sự gia tăng đáng kể khi hàm lượng sợi thép sử dụng. Từ đó cho thấy rằng, bê tông cốt sợi có khả năng cải thiện cường độ kháng uốn và kháng kéo của bê tông và tăng khả năng ứng dụng của bê tông cốt sợi sử dụng trong các cấu kiện chịu uốn và chịu kéo.



Hình 7. Mối quan hệ giữa hàm lượng cốt sợi với cường độ kháng uốn.



Hình 8. Mối quan hệ giữa hàm lượng cốt sợi với cường độ kháng kéo.

Một đặc điểm đáng chú ý khác đó là khả năng liên kết toàn khối của bê tông sau khi bị phá hủy. Các thí nghiệm nén, thí nghiệm kéo và thí nghiệm uốn đều có một đặc điểm phá hủy chung đó là với mẫu bê tông không chứa cốt sợi thì mẫu có đặc tính phá hủy giòn, sau khi bị phá hủy mẫu tạo thành các khối nứt tách rời nhau. Mặt khác, với những mẫu có chứa cốt sợi thì thể hiện rõ khả năng đảm bảo tính toàn khối của mẫu sau khi bị phá hủy. Mẫu sau khi phá hủy vẫn giữ được tính liên kết giữa các khối nứt với nhau nhờ sự liên kết của các cốt sợi chứa trong bê tông. Hàm lượng cốt sợi càng lớn thì tính liên kết toàn khối càng lớn. Hình 9 thể hiện tính liên kết của các khối nứt sau khi mẫu bị phá hủy tương ứng với hàm lượng cốt sợi trong bê tông lần lượt là 0, 3,3 và 6,6%.



(a)



(b)

Hình 9: Khả năng liên kết của các khối nứt sau khi mẫu bị phá hủy.
(a) thí nghiệm uốn và (b) thí nghiệm kéo.

4. Kết luận

Kết quả nghiên cứu với bê tông cốt sợi thép đã cho thấy sự gia tăng cường độ đáng kể của bê tông cốt sợi trong khi đó sự gia tăng khối lượng thể tích của bê tông là không đáng kể. Giá trị cường độ kháng nén của các tổ hợp mẫu 3,3% và 6,6% hàm lượng cốt thép trên xi măng tăng so với mẫu không cốt thép lần lượt là 14% và 16%. Tương tự, sự gia tăng cường độ kháng uốn giữa mẫu có cốt thép và không cốt thép là 10% và 17%. Đối với cường độ kháng kéo thì sự gia tăng cường độ lần lượt là 13% và 15%. Ngoài sự gia tăng về cường độ khi có sự tham gia của cốt sợi

trong bê tông, thì đặc tính phá hủy hay khả năng giữ ổn định toàn khối của bê tông cốt sợi sau khi bị phá hủy cũng là một trong những ưu điểm quan trọng của bê tông cốt sợi. Thông qua các thí nghiệm nén, uốn và kéo với hàm lượng cốt sợi khác nhau cho thấy rằng, khi có sự tham gia của cốt sợi, mẫu bê tông có thể duy trì được tính liên khối nhất định sau khi bị phá hủy. Trong khi các mẫu không chứa cốt sợi, mẫu bị phá hủy giòn tạo thành các khối nứt tách rời nhau. Từ các đặc điểm về cường độ cũng như khả năng duy trì sự ổn định toàn khối của bê tông cốt sợi cho thấy rằng nó có tính khả thi khi sử dụng bê tông cốt sợi trong việc đúc các cấu kiện chịu uốn và chịu kéo.

Tài liệu tham khảo

- Nguyễn Văn Chánh, Trần Văn Miên, 2003. *Ứng dụng bê tông cường độ cao cốt sợi bazan cho các công trình chịu tải trọng động*, Thông Tin Phát Triển Khoa Học Công Nghệ Bê Tông Ở Việt Nam (IDC 2003), Đà Nẵng.
- Nguyễn Văn Chánh, Trần Văn Miên, 2003. *Basalte Fiber Reinforced High Strength Concrete*, 28th Conference on Our World in Concrete & Structure, Volume XXII, Singapore.
- Nguyễn Văn Chánh, 2003. *Bê tông cốt sợi phân tán*”, Hồ sơ nghiên cứu, Trung Tâm Vật Liệu Mài Cao Cấp - Đại Học Bách Khoa TP.HCM.
- Nguyễn Văn Chánh, Phan Xuân Hoàng, Trần Văn Miên, Nguyễn Quốc Hào, Nguyễn Thanh Dũng, 2002. *Phát triển vật liệu mới - bê tông cốt sợi phân tán*, Hội Nghị Khoa Học và Công Nghệ Lần Thứ 8, Trường Đại Bách Khoa TP.HCM, trang 129 - 134.
- Majumdar, A. J., & Nurse, R. W., 1974. Glass fibre reinforced cement. *Materials Science and Engineering*, 15(2-3), 107-127.
- Rudnov, V., Belyakov, V., & Moskovsky, S., 2016. Properties and design characteristics of the fiber concrete. *Procedia Engineering*, 150, 1536-1540.

Preliminary study on the mechanical properties of steel fiber concrete

Bui Van Binh*, Nguyen Khanh Ly, Pham Thi Ngoc Ha

Hanoi University of Mining and Geology

*Corresponding author: buivanbinh@humg.edu.vn

Abstract

In order to study the strength of fiber-reinforced concrete for the manufacture of precast concrete slabs, the research team used a mortar mix according to Mac 150 standard with the content of one mortar block: 380 kg of cement; 1.028 kg of sand and 270 kg of water. To evaluate the fiber content to the strength of concrete, the research team used steel fiber reinforcement 5cm in length; 0.3mm diameter to cast 3 sample combinations containing the ratio of steel fiber reinforcement to cement weight of 0%, respectively; 3,3%; 6,6%. Tests to determine compressive strength, flexural strength and tensile strength were performed. The experimental results show that when the reinforcement content increases, the compressive strength, tensile strength and flexural strength increase. The compressive strength values of the sample combinations of 3,3% and 6,6% of the reinforcement content on cement increased by 14% and 16%, respectively. Similarly, the increase in flexural strength between reinforced and unreinforced samples was 10% and 17%. For tensile strength, the increase in strength is 13% and 15%, respectively. With the increase in strength when adding reinforcement content, fiber reinforced concrete can be used to cast concrete slabs for construction.

Key words: Steel fabris concrete, Flexural strength of concrete, tensile strength of concrete.

ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG SỬ DỤNG TRO ĐÁY TỪ NHÀ MÁY ĐỐT RÁC XUÂN SƠN LÀM VẬT LIỆU ĐÁP NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ

Nguyễn Anh Tuấn*, Nguyễn Châu Lân, Phí Hồng Thịnh

Trường Đại học Giao thông vận tải

**Tác giả chịu trách nhiệm: anhtuandkt@utc.edu.vn*

Tóm tắt

85% lượng rác thải hiện nay tại Việt Nam đang được xử lý bằng công nghệ chôn lấp, đòi hỏi nhiều quỹ đất, gây ô nhiễm môi trường và lãng phí. Rác thải sinh hoạt có thể tạo ra điện năng bằng cách đốt trong các nhà máy đốt rác. Tro đáy từ các nhà máy đốt rác có thể dùng làm vật liệu cho xây dựng nền đường ô tô. Một số lò đốt rác sinh hoạt đã được xây dựng tại các tỉnh và thành phố như Hà Nội, Thái Bình, Nam Định, Bình Dương, Thành phố Hồ Chí Minh... Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu đánh giá khả năng sử dụng tro đáy từ Nhà máy đốt rác Xuân Sơn tại thị xã Sơn Tây, thành phố Hà Nội làm vật liệu đắp nền đường ô tô thông qua công tác lấy mẫu và thực hiện các thí nghiệm trong phòng xác định các tính chất vật lý và cơ học của tro đáy. Kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng tro đáy từ Nhà máy đốt rác Xuân Sơn thỏa mãn mọi yêu cầu về chất lượng vật liệu đắp nền đường ô tô theo TCVN 9436:2012 và có tính chất cơ học giống vật liệu cát đắp thường dùng trong xây dựng nền đường ô tô.

Từ khóa: nền đường ô tô; Nhà máy đốt rác Xuân Sơn; tro đốt chất thải rắn đô thị; tro đáy; vật liệu đắp đường.

1. Đặt vấn đề

Theo thống kê của Vụ Năng lượng tái tạo (Tổng cục Năng lượng - Bộ Công Thương), với dân số hơn 93 triệu người, hằng năm, lượng rác được thải ra tại Việt Nam là rất lớn, trung bình có gần 35.000 tấn chất thải rắn sinh hoạt đô thị và 34.000 tấn chất thải sinh hoạt nông thôn thải ra mỗi ngày. Riêng các thành phố lớn như Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh, mỗi ngày có từ 7.000 - 8.000 tấn rác thải. Nguồn thải lớn nhưng khoảng 85% lượng rác thải hiện nay tại Việt Nam đang được xử lý chủ yếu bằng công nghệ chôn lấp, vừa lãng phí, đòi hỏi nhiều quỹ đất, vừa gây ô nhiễm nghiêm trọng môi trường đất, nước, không khí, nhất là tại các thành phố lớn.

Rác thải sinh hoạt/chất thải rắn đô thị có thể tạo ra điện năng bằng cách đốt trong các nhà máy đốt rác, đây là xu hướng trên thế giới. Sản phẩm tro xỉ sinh ra thường được xử lý theo hai cách: chôn lấp tại các bãi rác và tái sử dụng làm nguyên liệu thô thứ cấp. Các nghiên cứu trên thế giới cho thấy tro đáy từ các nhà máy đốt rác thường được dùng làm vật liệu cho xây dựng nền đường, các lớp móng đường, nền các bãi đỗ xe. Các kết quả nghiên cứu trên thế giới về tính chất vật lý và tính chất cơ học của tro đáy từ các nhà máy đốt rác đã được thực hiện và đánh giá cho mục đích xây dựng công trình. Các thí nghiệm trong phòng như nén ba trục đã xác nhận rằng tro đáy từ nhà máy đốt rác có tính chất cơ học như cát xây dựng. Kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp cho giá trị góc ma sát của tro đáy khoảng 38° đến 55° .

Nắm bắt cơ hội, một số lò đốt rác sinh hoạt đã được xây dựng tại các tỉnh và thành phố như Hà Nội, Thái Bình, Nam Định, Bình Dương, Thành phố Hồ Chí Minh... Năm 2019 và 2020 Nhà máy xử lý chất thải rắn Xuân Sơn (Nhà máy đốt rác Xuân Sơn) tại thị xã Sơn Tây, thành phố Hà Nội đã mạnh dạn đầu tư hàng chục tỉ đồng để cải tạo, nâng cấp hệ thống lò đốt rác và xử lý khí thải theo hướng hiện đại hóa. Công nghệ đốt rác tại Nhà máy Xuân Sơn hiện nay là công nghệ đốt thiêu hủy - ứng dụng công nghệ tiên tiến, hiện đại dựa trên công nghệ của Thụy Sĩ. Công nghệ này đã được Hội đồng Khoa học Công nghệ Hà Nội thẩm định, công nhận là phù hợp để ứng dụng xử lý rác thải đô thị. Hệ thống tổ hợp lò đốt của nhà máy hiện nay gồm 4 lò, tổng công suất vận hành tối đa 300 tấn rác/ngày đêm. Hiệu suất đốt thiêu hủy rác của các lò đang đạt ở mức 80%, 20% còn lại là các chất trơ không đốt được (gạch, đá, đất, than tổ ong) và trong số này có

5 - 7% là tro xỉ. Tuy nhiên, chưa có nghiên cứu nào đánh giá khả năng sử dụng tro đáy từ Nhà máy đốt rác Xuân Sơn làm vật liệu đắp nền đường ô tô.

Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu đánh giá khả năng sử dụng tro đáy từ Nhà máy đốt rác Xuân Sơn làm vật liệu đắp nền đường ô tô thông qua công tác lấy mẫu và thực hiện các thí nghiệm trong phòng xác định các tính chất vật lý và cơ học của tro đáy như thí nghiệm xác định thành phần hạt, thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn và thí nghiệm xác định chỉ số CBR.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Yêu cầu về chất lượng vật liệu đắp nền đường ô tô theo TCVN hiện hành

Theo TCVN 9436:2012 (Nền đường ô tô - Thi công và nghiệm thu), vật liệu đắp nền đường ô tô cần thỏa mãn các yêu cầu sau:

* Yêu cầu về độ chặt:

*Bảng 1. Độ chặt đầm nén yêu cầu đối với nền đường
(phương pháp đầm nén tiêu chuẩn theo 22TCN 333:2006)*

Loại và bộ phận nền đường			Phạm vi độ sâu tính từ đáy áo đường trở xuống (cm)	Độ chặt K của nền đường		
				Đường cao tốc	Đường cấp I - IV	Đường cấp V - VI
Nền đắp	Khi áo đường dày trên 60cm		30	$\geq 1,0$	$\geq 0,98$	$\geq 0,95$
	Khi áo đường dày dưới 60cm		50	$\geq 1,0$	$\geq 0,98$	$\geq 0,95$
	Bên dưới chiều sâu nói trên	Cho đến hết thân nền đắp (trường hợp vật liệu mới đắp).		$\geq 0,98$	$\geq 0,95$	$\geq 0,93$
		Đất nền tự nhiên	Cho đến 80		$\geq 0,93$	$\geq 0,90$
			Cho đến 100	$\geq 0,95$		

* Yêu cầu về vật liệu nền đường:

Không được sử dụng trực tiếp các loại đất dưới đây để đắp bất cứ bộ phận nào của nền đường:

- Đất bùn, đất than bùn (nhóm A-8 theo AASHTO M145);
- Đất mùn lẫn hữu cơ có thành phần hữu cơ quá 10,0%, đất có lẫn cỏ và rễ cây, lẫn rác thải sinh hoạt (AASHTO T267-86);
- Đất lẫn các thành phần muối dễ hòa tan quá 5%;
- Đất sét có độ trương nở cao vượt quá 3,0% (thí nghiệm xác định độ trương nở theo 22TCN 332:2006);
- Đất sét nhóm A-7-6 (theo AASHTO M145) có chỉ số nhóm từ 20 trở lên;

Không được dùng đất bụi nhóm A-4 và A-5 (theo phân loại ở AASHTO M145) để xây dựng các bộ phận nền đường dưới mức nước ngập hoặc mức nước ngầm và không nên dùng chúng trong phạm vi khu vực tác dụng của nền đường.

* Yêu cầu về sức chịu tải (CBR) tối thiểu:

Bảng 2. Quy định về sức chịu tải (CBR) tối thiểu

Phạm vi nền đường tính từ đáy áo đường trở xuống	Sức chịu tải (CBR%) tối thiểu		
	Nền cho đường cao tốc, cấp I, cấp II	Nền cho đường cấp III, cấp IV có sử dụng mặt đường cấp cao A1	Nền cho đường các cấp khác không sử dụng mặt đường cấp cao A1
Nền đắp			
- 30 cm trên cùng	8	6	5
- Từ 30 cm đến 80 cm	5	4	3
- Từ 80 cm đến 150 cm	4	3	3
- Từ 150cm trở xuống	3	2	2
Nền không đào, không đắp và nền đào			
- 30 cm trên cùng	8	6	5
- Từ 30 cm đến 100 cm với đường cao tốc, cấp I, cấp II, cấp III và đến 80 cm với đường các cấp khác	5	4	3

Chú thích: Trị số CBR được xác định theo 22TCN 332:2006 tương ứng với độ chặt đầm nén yêu cầu tại Bảng 1.

2.2. Lấy mẫu thí nghiệm

Mẫu tro đáy được lấy từ Nhà máy đốt rác Xuân Sơn, thị xã Sơn Tây, thành phố Hà Nội (Hình 1). Mẫu được đựng trong thùng nhựa khoảng 200 lít, được vận chuyển đến phòng thí nghiệm Bộ môn Địa kỹ thuật, Khoa Công trình, Trường Đại học Giao thông vận tải để thực hiện các thí nghiệm trong phòng.



Hình 1. Mẫu tro đáy lấy từ Nhà máy đốt rác Xuân Sơn dùng cho các thí nghiệm trong phòng.

2.3. Các thí nghiệm trong phòng

Công tác thí nghiệm trong phòng trên mẫu tro đáy được thực hiện tại Phòng thí nghiệm Bộ môn Địa kỹ thuật, Khoa Công trình, Trường Đại học Giao thông vận tải trong tháng 4 và 5 năm 2023.

- Thí nghiệm xác định thành phần hạt theo ASTM D7928 và D6913;
- Thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn theo 22TCN 333:2006;
- Thí nghiệm xác định chỉ số CBR theo 22TCN 332:2006.



Hình 2. Mẫu tro đáy dùng cho thí nghiệm xác định thành phần hạt.



Hình 3. Thí nghiệm xác định thành phần hạt mẫu tro đáy.



Hình 4. Thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn.

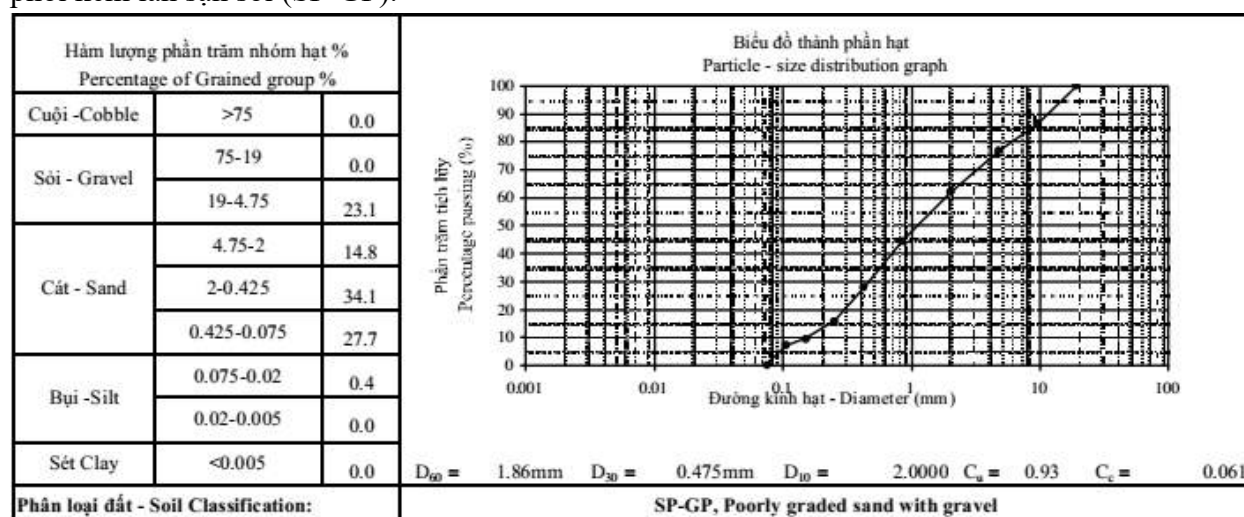


Hình 5. Thí nghiệm xác định chỉ số CBR.

3. Kết quả thí nghiệm và thảo luận

3.1. Kết quả thí nghiệm xác định thành phần hạt

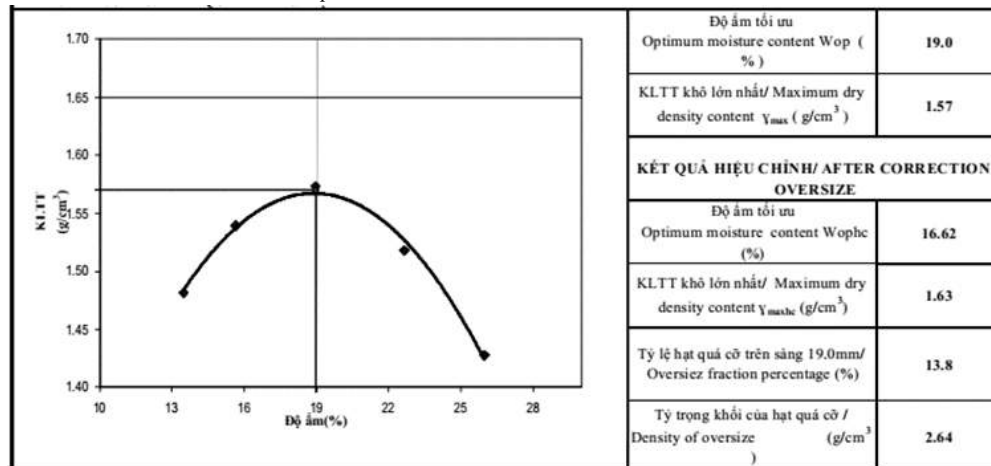
Thí nghiệm xác định được khối lượng riêng hạt là $2,64 \text{ g/cm}^3$ và tro đáy thuộc loại Cát cấp phối kém lẫn sạn sỏi (SP-GP).



Hình 6. Kết quả thí nghiệm xác định thành phần hạt của mẫu tro đáy.

3.2. Kết quả thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn

Thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn xác định được khối lượng thể tích khô lớn nhất $\gamma_{dmax} = 1,57\text{g/cm}^3$ ứng với độ ẩm tối ưu $W_{opt} = 19,0\%$.

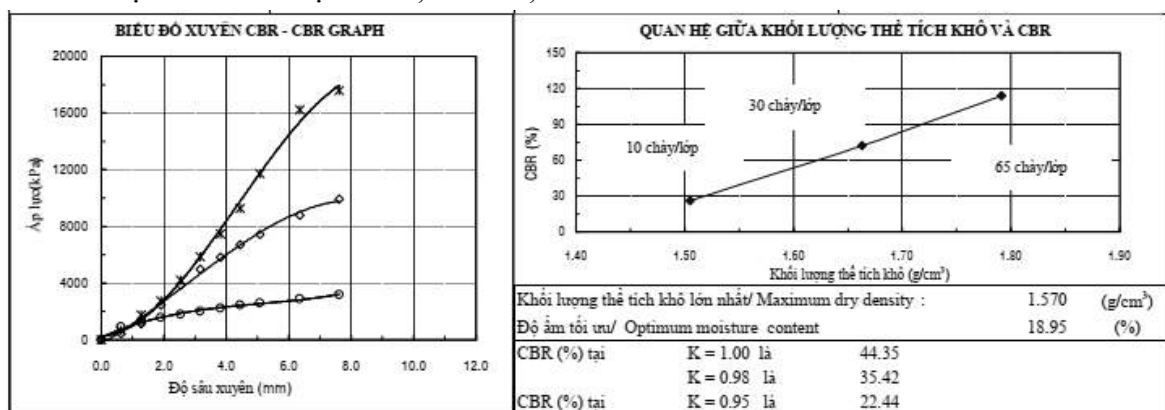


Hình 7. Kết quả thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn.

3.3. Kết quả thí nghiệm xác định chỉ số CBR

Thí nghiệm xác định được:

- Giá trị chỉ số CBR tại $K = 1,00$ là 44,35%;
- Giá trị chỉ số CBR tại $K = 0,98$ là 35,42%;
- Giá trị chỉ số CBR tại $K = 0,95$ là 22,44%.



Hình 8. Kết quả thí nghiệm xác định chỉ số CBR.

3.4. Thảo luận

- Đối chiếu với các yêu cầu về chất lượng vật liệu đắp nền đường ô tô theo TCVN 9436:2012 đã nêu ra trong mục 2.1, thấy rằng, tro đáy thí nghiệm thỏa mãn mọi yêu cầu về chất lượng.

- So sánh với các kết quả nghiên cứu trước đây về vật liệu đắp nền đường ô tô, thấy rằng, tro đáy thí nghiệm có tính chất cơ học giống vật liệu cát xây dựng.

4. Kết luận

Từ kết quả nghiên cứu, có thể đưa ra một số kết luận sau đây:

- Tro đáy từ Nhà máy đốt rác Xuân Sơn thỏa mãn mọi yêu cầu về chất lượng vật liệu đắp nền đường ô tô theo TCVN 9436:2012.

- Tro đáy từ Nhà máy đốt rác Xuân Sơn có tính chất cơ học giống vật liệu cát đắp thường dùng trong xây dựng nền đường ô tô.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Giao thông vận tải trong đề tài mã số T2023-CT-026.

Tài liệu tham khảo

- M. Arm, 2000. Variation in mechanical properties of MSW incinerator bottom ash: Results from triaxial tests. *Waste Manag. Ser.*, Vol. 1, pp 567-578.
- F. Becquart, F. Bernard, N. E. Abriak, and R. Zentar, 2009. Monotonic aspects of the mechanical behaviour of bottom ash from municipal solid waste incineration and its potential use for road construction. *Waste Management*, Vol. 29, pp 1320-1329.
- Kim Chiến, Nguyễn Hoàng, 2020. Hợp tác xã Thành Công tiên phong trong lĩnh vực xử lý rác thải <https://congnghiemoitruong.vn>, ngày 09.3.2020.
- Văn Dẫn, Huy Thanh, Thu Hồng, 2022. Tài nguyên rác đang bị lãng phí rất lớn. <https://nld.com.vn/moi-truong/tai-nguyen-rac-dang-bi-lang-phi-rat-lon-2022010421110423.htm>, ngày 05.01.2022.
- H. Luo, S. Chen, D. Lin, and X. Cai, 2017. Use of incinerator bottom ash in open-graded asphalt concrete. *Constr. Build. Mater.*, Vol. 149, pp 497-506.
- C. J. Lynn, G. S. Ghataora, and R. K. Dhir, 2016. Environmental impacts of MIBA in geotechnics and road applications. *Environ. Geotech.*, Vol. 5, No. 1, pp 1-25.
- N. T. Mai và B. Q. Lập, 2015. Nghiên cứu thành phần và đề xuất cách thức sử dụng tro xỉ từ lò đốt rác sinh hoạt phát điện. *Tạp chí khoa học kỹ thuật thủy lợi và môi trường số 3 - 2015*, trang 50-56.
- J. R. Minane, F. Becquart, N. E. Abriak, and C. Deboffe, 2017. Upgraded Mineral Sand Fraction from MSWI Bottom Ash: An Alternative Solution for the Substitution of Natural Aggregates in Concrete Applications. *Procedia Engineering*, Vol. 180, pp 1213-1220.
- L. C. Nguyen, T. Inui, K. Ikeda, and T. Katsumi, 2015. Aging effects on the mechanical property of waste mixture in coastal landfill sites. *Soils Found.*, Vol. 55, No. 6, pp 1441-1453.
- G. Pecqueur, C. Crignon, and B. Quénée, 2001. Behaviour of cement-treated MSWI bottom ash. *Waste Manag.*, Vol. 21, No. 3, pp 229-233.
- N.A. Tuấn, N.H. Hà và N. C. Lân, 2020. Sức chống cắt của vật liệu tro đáy từ Nhà máy đốt rác bằng thí nghiệm cắt trực tiếp đường kính lớn. *Tạp chí Địa kỹ thuật, số 2 - 2020*, trang 30-33.
- Z. Yang, R. Ji, L. Liu, X. Wang, and Z. Zhang, 2018. Recycling of municipal solid waste incineration by-product for cement composites preparation. *Construction and Building Materials*, Vol. 162, pp 794-801.
- Wiles .C. and P. Shepherd, 1999. Beneficial Use and Recycling of Municipal Waste Combustion Residues a comprehensive resource document. *NREL/BK-570-25841*, 143 p.

Evaluate the possibility of using bottom ash from xuan son incineration plant as material for road embankment

Nguyen Anh Tuan^{1,*}, Nguyen Chau Lan¹, Phi Hong Thinh¹

¹University of Transport and Communications

* Corresponding author: anhtuandkt@utc.edu.vn

Abstract

85% of the current waste in Vietnam is being treated by landfill technology, which requires a lot of land and causes environmental pollution and waste of resources. Domestic waste can generate electricity by burning it in waste incineration plants. Bottom ash from waste incineration plants can be used as material for road embankments. A number of domestic waste incinerators have been built in provinces and cities such as Hanoi, Thai Binh, Nam Dinh, Binh Duong, and Ho Chi Minh City... This paper presents the results of research to evaluate the possibility of using bottom ash from Xuan Son Incineration Plant in Son Tay town, Hanoi City as material for road embankment through sampling and carrying out laboratory tests to determine the physical and mechanical properties of bottom ash. The research results show that the bottom ash from Xuan Son Incineration Plant satisfies all requirements for the quality of road embankment materials according to TCVN 9436:2012 and has the same mechanical properties as the usual sand used in road construction.

Keywords: road embankment, Xuan Son incineration plant, municipal solid waste incinerator ash, bottom ash, road embankment material.

NGHIÊN CỨU ĐỘ HÚT NƯỚC CỦA VỮA KHI SỬ DỤNG XỈ ĐÁY LÒ NHÀ MÁY NHIỆT ĐIỆN

Nguyễn Văn Hùng^{1,*}

¹Nhóm nghiên cứu Địa chất công trình và Địa môi trường, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenvanhung.dcct@humg.edu.vn

Tóm tắt

Trong giai đoạn hiện nay, khi các công trình ngày càng được xây dựng nhiều, vật liệu xây dựng tự nhiên đang cạn kiệt dần và sự tác động tiêu cực đến môi trường của việc khai thác các vật liệu xây dựng tự nhiên thì việc tìm ra loại vật liệu xây dựng thay thế nhất là các loại vật liệu thải càng trở nên cấp bách. Trong một công trình xây dựng, vật liệu xây dựng chiếm khoảng 50% kinh phí, quyết định đến giá thành công trình. Việc nghiên cứu các vật liệu thải đã thu hút sự quan tâm của các nhà khoa học trên toàn thế giới. Một phạm vi sử dụng của các vật liệu thải là vữa xây dựng. Để đáp ứng tiêu chuẩn của vữa xây dựng, một đặc tính quan trọng là độ hút nước. Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu độ hút nước của vữa sử dụng tro xỉ nhà máy nhiệt điện. Kết quả cho thấy độ hút nước của vữa tăng lên khi lượng xỉ măng giảm. Với mẫu vữa sử dụng lượng xỉ măng giảm 15% so với các mẫu thông thường và tỷ lệ thay thế cát là 100% thì độ hút nước tăng hơn hai lần so với vữa sử dụng lượng xỉ măng như thông thường. Mặt khác, độ hút nước giảm theo sự giảm của lượng tro xỉ trong thành phần cấp phối. Kết quả nghiên cứu là thông tin tham khảo cho các nghiên cứu tiếp theo trong lĩnh vực này.

Từ khóa: vữa; hút nước; xỉ đáy lò; nhà máy nhiệt điện.

1. Đặt vấn đề

Vữa là một hỗn hợp trộn đều của chất kết dính vô cơ, cốt liệu nhỏ với nước theo một tỷ lệ thích hợp. Sau khi cứng rắn, nó có khả năng chịu lực hoặc liên kết giữa các cấu kiện xây dựng (vữa xây). Ngoài ra, nó còn có tác dụng làm phẳng mặt xây, tạo thẩm mỹ cho công trình xây dựng, chống thấm, chịu nhiệt, chịu mặn,... (vữa trát). Trong những trường hợp cần thiết, hỗn hợp vữa còn có thể được trộn thêm các chất phụ gia vô cơ hoặc hữu cơ nhằm cải thiện đặc tính nào đó của nó, tạo nên những tính năng đặc biệt cho vữa như đông rắn nhanh, làm chậm quá trình ninh kết,...

Trong thực tế hiện nay, vữa không thể thiếu trong xây dựng mọi loại công trình. Tuy nhiên, do số lượng các công trình xây dựng ngày càng tăng, trong khi đó các cốt liệu tạo thành hỗn hợp vữa ngày càng khan hiếm. Cụ thể, để sản xuất vữa, cần có cát tự nhiên hoặc cát xay. Tuy nhiên, lượng cát tự nhiên ngày càng khan hiếm, giá thành cao, ảnh hưởng đến môi trường từ việc khai thác chúng. Lượng cát xay, nghiền từ đá từ đó cũng đã được đưa vào sử dụng. Song song với sử dụng cát thay thế từ cát xay, việc sử dụng cát từ các chất thải nhà máy nhiệt điện (xỉ đáy lò) cũng được tính đến và nghiên cứu. Việc sử dụng cát từ xỉ đáy lò không những làm giảm nhiệt sự khan hiếm vật liệu xây dựng, giảm giá thành vật liệu mà mục đích chính hướng tới của việc sử dụng này là xây dựng phát triển bền vững góp phần bảo vệ môi trường. Đặc biệt, theo số liệu tổng hợp từ các Tập đoàn: Điện lực Việt Nam (EVN), Dầu khí Việt Nam (PVN), Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam (TKV) và các nhà máy nhiệt điện khác, hiện cả nước có 29 nhà máy nhiệt điện đốt than đang hoạt động. Trong năm 2021 tổng lượng tro, xỉ phát thải từ các nhà máy nhiệt điện trên cả nước khoảng hơn 16 triệu tấn. Lượng phát thải tập trung chủ yếu ở khu vực miền Bắc (chiếm 64%), miền Trung (chiếm 25%) và miền Nam (chiếm 11%) tổng lượng thải. Tổng lượng tro, xỉ nhiệt điện đã tiêu thụ cộng dồn qua các năm trên cả nước tính đến cuối năm 2021 khoảng 48.4 triệu tấn, chiếm khoảng 48% tổng lượng phát thải từ trước tới nay (tăng hơn 7% so với thời điểm cuối năm 2020). Tro, xỉ được sử dụng nhiều nhất là lĩnh vực như san lấp, làm phụ gia khoáng cho xi măng, sau đó là dùng làm phụ gia bê tông cho các công trình thủy lợi, công trình giao thông (đường bê tông xi măng vùng nông thôn) và công trình xây dựng dân dụng (kết

cầu móng khối lớn ít tỏa nhiệt), ngoài ra tro, xỉ cũng được dùng để thay thế một phần nguyên liệu sản xuất gạch xây (nung và không nung) (Nguồn: Báo Xây dựng).

Đã có nhiều nghiên cứu và ứng dụng về việc sử dụng tro xỉ trong các mục đích khác nhau. Vũ Thị Chiêu Dương (2011) đã đề cập đến việc tận dụng tro xỉ từ nhà máy nhiệt điện Đình Hải (KCN Trà Nóc - Cần Thơ) làm vật liệu xây dựng qua việc sử dụng phụ gia silic oxit vào sản phẩm bê tông có sử dụng tro xỉ làm cho bê tông đạt các tính năng xây dựng cơ bản.

Nguyễn Thị Nhiên (2016) đã thí nghiệm các mẫu tro xỉ, xỉ măng, đá dăm với tỷ lệ khác nhau để đưa ra được cấp phối tốt nhất trong sản xuất gạch không nung. Kết quả nghiên cứu bổ sung thêm kiến thức về chế tạo gạch không nung từ tro xỉ các nhà máy nhiệt điện. Thực tế hiện nay, gạch không nung được coi như là một trong những nguồn tiêu thụ tro xỉ từ các nhà máy nhiệt điện lớn nhất hiện nay.

Bùi Trường Sơn (2019) thực hiện đề tài nghiên cứu sử dụng tro xỉ nhà máy nhiệt điện tỉnh Thái Nguyên trong xây dựng đường giao thông phục vụ phát triển bền vững và bảo vệ môi trường. Trong đề tài này, các tác giả đã nghiên cứu và đưa ra kết luận khả năng sử dụng tro xỉ nhà máy nhiệt điện tỉnh Thái Nguyên trong xây dựng đường giao thông nông thôn là khả quan và có thể ứng dụng thực tế.

Trên thế giới, D. Suresh và K. Nagaraju (2015) đã nghiên cứu tổng quan về sử dụng xỉ đáy lò trong chế tạo bê tông. Các tác giả đã nhận định rằng tro xỉ đáy lò là sự thay thế tốt cho xỉ măng trong một số trường hợp và phục vụ hiệu quả nhưng tỷ lệ thay thế xỉ măng không thể đạt 100%.

Abdullah Mohsen Ahmed Zeyad, Abdullah Mustafa Saba (2017) chỉ ra rằng, việc bổ sung tro bay trong bê tông cốt sợi dự ứng lực có ảnh hưởng tích cực đến tính chất của bê tông tươi và cường độ kháng nén của bê tông ở mọi ngày tuổi.

Br Phanikumar (2017) nghiên cứu đặc tính đầm nén và cường độ của tro bay trộn vôi: trong nghiên cứu này, tác giả đã thêm vôi với hàm lượng khác nhau vào trong tro bay để nghiên cứu ảnh hưởng của một số tính chất kỹ thuật của tro bay. Đặc tính đầm nén, cường độ kháng nén và độ đầm chặt Proctor đã được nghiên cứu qua các thí nghiệm trên những hỗn hợp tro bay và vôi. Tác giả chỉ ra rằng: khối lượng thể tích khô lớn nhất của hỗn hợp giảm, độ ẩm tối ưu tăng lên tương ứng với lượng tăng của vôi. Cả độ ẩm tối ưu và khối lượng thể tích khô lớn nhất đều không đạt được giá trị tối ưu với hàm lượng vôi trong khoảng 0 - 16%.

Có thể nói, việc nghiên cứu sử dụng tro xỉ đã thu hút nhiều nhà khoa học ở Việt Nam và trên Thế giới. Tuy nhiên, việc nghiên cứu sử dụng tro xỉ trong vữa chưa được đề cập nhiều. Một đặc tính quan trọng, liên quan đến việc có sử dụng vữa xỉ đáy lò trong thực tế hay không là độ hút nước. Khi độ hút nước cao, công trình dễ bị xuống cấp do không đảm bảo tính thấm tối thiểu. Do đó, việc nghiên cứu độ hút nước của vữa sử dụng tro xỉ là cần thiết.

2. Phương pháp nghiên cứu

2.1. Nguyên vật liệu sử dụng trong nghiên cứu

Để nghiên cứu độ hút ẩm của vữa sử dụng xỉ đáy lò, nghiên cứu đã sử dụng các thành phần sau:

- Cát hạt vừa (vữa xây) và cát hạt mịn (vữa trát) được lấy từ các bãi cát ven sông;
- Nước: được lấy từ nguồn nước máy, đảm bảo theo tiêu chuẩn TCVN 4506:2012;
- Xi măng: sử dụng xi măng Vincem Bút Sơn PCB40;
- Xi đáy lò được lấy từ hai nhà máy nhiệt điện An Khánh và Cao Ngạn.

Các thành phần như nước, xi măng sử dụng trong nghiên cứu đủ chất theo quy định thành phần cốt liệu làm vữa. Cát sử dụng trong nghiên cứu có thành phần, tính chất được trình bày trong bảng 1.

Bảng 1. Các chỉ tiêu kỹ thuật của cát sử dụng trong nghiên cứu

TT	Nguyên vật liệu	Các chỉ tiêu kỹ thuật chủ yếu
1	Cát mịn	- Đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật theo tiêu chuẩn TCVN 7570: 2006; - Thành phần hạt nằm trong phạm vi cấp phối cho phép; - Khối thể tích (phương pháp rót cát): 1.42 g/cm ³ ; - Môđun độ lớn $M_k = 1.6$
2	Cát vừa	- Đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật theo tiêu chuẩn TCVN 7570: 2006; - Thành phần hạt nằm trong phạm vi cấp phối cho phép; - Khối thể tích (phương pháp rót cát): 1.61 g/cm ³ ; - Môđun độ lớn $M_k = 2.96$.

Đối với thành phần xỉ đáy lò, do cấp phối khi thải ra không đạt yêu cầu về thành phần cốt liệu đối với vữa, nghiên cứu đã thiết kế lại cấp phối. Cụ thể cấp phối của xỉ đáy lò dùng cho vữa xây và vữa trát tại hai nhà máy nhiệt điện An Khánh và Cao Ngạn được thể hiện trong bảng 2.

Bảng 2. Cấp phối thiết kế của xỉ đáy lò NMNĐ An Khánh và Cao Ngạn dùng trong vữa xây và vữa trát

Nhóm hạt, mm	Lượng sót tích lũy A_i , %		Lượng sót tích lũy yêu cầu theo TCVN 1770:1986	
	Xi dùng cho vữa xây	Xi dùng cho vữa trát	Cát hạt to, vừa (vữa xây)	Cát hạt nhỏ (vữa trát)
10	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,0	0,0	0,0
2,5	18,0	0,0	0,0-20,0	0,0
1,25	33,3	10,0	15,0-45,0	0,0-15,0
0,63	64,2	19,5	30,0-70,0	5,0-35,0
0,315	86,7	49,6	65,0-90,0	20,0-65,0
0,14	93,4	83,6	90,0-100	75,0-90,0
Hàm lượng phần trăm a_i , %				
<0,14	6,6	16,4	<20	<20
M_{dl}	2,96	1,95	Vừa: 1-2,5 To: 2,5-3,3	1,0-2,0
Đánh giá	Đạt	Đạt		

2.2. Phương pháp nghiên cứu

Trong nghiên cứu này, phương pháp trong phòng đã được sử dụng. Các bước nghiên cứu độ hút nước của vữa sử dụng xỉ đáy lò như sau:

- Bước 1: Chuẩn bị nguyên vật liệu;
- Bước 2: Xây dựng cấp phối hỗn hợp vữa xây và vữa trát;
- Bước 3: Xác định một số chỉ tiêu của hỗn hợp vữa xây và vữa trát;
- Bước 4: Đúc và bảo dưỡng mẫu;
- Bước 5: Thí nghiệm xác định độ hút nước của vữa.

a) Chuẩn bị nguyên vật liệu

Nguyên vật liệu được sử dụng trong nghiên cứu là cát hạt vừa, cát mịn, xỉ đáy lò được lấy từ nhà máy nhiệt điện An Khánh và Cao Ngạn, xi măng, nước. Các tính chất của nguyên, vật liệu trong nghiên cứu đã được trình bày trong phần 2.1.

b) Xây dựng cấp phối của hỗn hợp vữa xây và vữa trát

Phương pháp tra bảng kết hợp với thực nghiệm đã được sử dụng trong nghiên cứu. Tuy nhiên, sau khi thiết kế xong bằng phương pháp này, đối với mẫu xi đáy lò thì cần nhiều lượng nước hơn. Chính vì vậy, sau khi thiết kế tiến hành thử độ lưu động của hỗn hợp vữa. Nếu độ lưu động chưa đạt yêu cầu, thì tăng lượng nước và xi măng. Sau khi đạt được lưu động, tiến hành đúc mẫu và bảo dưỡng mẫu trong điều kiện tiêu chuẩn sau đó tiến hành thử các chỉ tiêu kỹ thuật của vữa xây dựng. Thành phần của hỗn hợp vữa xây và vữa trát được thể hiện trong bảng 3 và 4.

Bảng 3. Cấp phối cho 1 m³ vữa xây sử dụng xi đáy lò

STT	Ký hiệu mẫu	Xi đáy lò (kg)	Cát hạt to (kg)	Nước (l)	Xi măng (kg)	Địa điểm (NMNĐ)
1	AK1-15%	1319	0	269	292	An Khánh
2	AK1	1267	0	304	329	An Khánh
3	AK2	1240	0	298	371	An Khánh
4	AK3	1219	0	351	382	An Khánh
5	AK4	1029	329	303	329	An Khánh
6	AK5	792	639	307	332	An Khánh
7	AK6	514	953	299	324	An Khánh
8	CN1-15%	1288	0	279	303	Cao Ngạn
9	CN1	1262	0	349	349	Cao Ngạn
10	CN2	1209	0	386	385	Cao Ngạn
11	CN3	1184	0	403	395	Cao Ngạn
12	CN4	1002	336	341	341	Cao Ngạn
13	CN5	715	641	372	333	Cao Ngạn
14	CN6	483	965	303	329	Cao Ngạn
15	CV	0	1555	295	320	Cát hạt to

Bảng 4. Cấp phối cho 1 m³ vữa trát sử dụng xi đáy lò

STT	Ký hiệu mẫu	Xi đáy lò (kg)	Cát hạt nhỏ (kg)	Nước (l)	Xi măng (kg)	Địa điểm (NMNĐ)
1	AK7-15%	1221	0	321	278	An Khánh
2	AK7	1160	0	359	311	An Khánh
3	AK8	1123	0	371	346	An Khánh
4	AK9	1099	0	408	353	An Khánh
5	AK10	923	271	362	314	An Khánh
6	AK11	699	535	357	309	An Khánh
7	AK12	460	815	362	313	An Khánh
8	CN7-15%	1295	0	340	295	Cao Ngạn
9	CN7	1160	0	359	311	Cao Ngạn
10	CN8	1123	0	371	346	Cao Ngạn
11	CN9	1126	0	372	362	Cao Ngạn
12	CN10	941	265	356	308	Cao Ngạn
13	CN11	699	535	357	309	Cao Ngạn
14	CN12	478	846	300	325	Cao Ngạn
15	CM	0	1389	298	323	Cát hạt nhỏ

Ghi chú:

- Các mẫu: AK1-15%, AK7-15%, CN1-15%, CN7-15%, AK1, AK7, CN1, CN7 là các mẫu thay thế 100% cát tự nhiên bằng xi đáy lò các NMNĐ An Khánh và Cao Ngạn;

- Các mẫu: AK1-15%, AK7-15%, CN1-15%, CN7-15% là các mẫu giảm 15% xi măng so với các mẫu AK1, AK7, CN1, CN7;

- Các mẫu AK2, AK8, CN2, CN8 là các mẫu thay thế 100% cát tự nhiên bằng xỉ đáy lò NMNĐ An Khánh và Cao Ngạn nhưng lượng xi măng tăng thêm 15%;

- Các mẫu AK3, AK9, CN3, CN9 là các mẫu thay thế 100% cát tự nhiên bằng xỉ đáy lò NMNĐ An Khánh và Cao Ngạn nhưng lượng xi măng tăng thêm 20%;

- Các mẫu AK4, AK10, CN4, CN10 dùng xỉ đáy lò thay thế 80% cát tự nhiên;

- Các mẫu AK5, AK11, CN2, CN11 dùng xỉ đáy lò thay thế 60% cát tự nhiên;

- Các mẫu AK6, AK12, CN6, CN12 dùng xỉ đáy lò thay thế 40% cát tự nhiên;

- Các mẫu CV và CM là các mẫu sử dụng 100% cát vàng hoặc cát mịn.

c) Xác định một số chỉ tiêu của hỗn hợp vữa xây và vữa trát

Thí nghiệm xác định các chỉ tiêu kỹ thuật của mẫu vữa được thực hiện tại Phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình, LAS-XD 928 thuộc Bộ môn Địa chất công trình, Trường Đại học Mỏ - Địa chất và phòng thí nghiệm Vilas 003 (ISO/IEC 17025:2005) - Trung tâm Kiểm định Vật liệu xây dựng thuộc Viện Vật liệu xây dựng, Bộ Xây dựng. Các chỉ tiêu, số lượng mẫu và tiêu chuẩn dùng xác định các chỉ tiêu thí nghiệm trình bày trong bảng 5.

Bảng 5. Các chỉ tiêu của hỗn hợp vữa xây và trát

STT	Chỉ tiêu xác định	Số lượng mẫu	Tiêu chuẩn thí nghiệm
1	Xác định lưu động của hỗn hợp vữa	30 mẫu	TCVN 3121-3:2003
2	Xác định khối lượng thể tích của vữa tươi	30 mẫu	TCVN 3121-6:2003

- Độ lưu động của hỗn hợp vữa

Độ lưu động của hỗn hợp vữa là tính chất quan trọng đảm bảo năng suất thi công và chất lượng của khối xây.

Thí nghiệm xác định độ lưu động của hỗn hợp vữa được tiến hành theo TCVN 3121-3:2003 với các bước:

+ Lau sạch tấm kính, côn, chày bằng vải ẩm, đặt khâu hình côn vào giữa bàn dần;

+ Lấy khoảng 1 lít mẫu vữa tươi cho vào khâu thành hai lớp, mỗi lớp đầm khoảng 10 cái sao cho vữa đầy kín và đồng nhất trong khâu. Khi đầm, dùng tay giữ chặt khâu trên mặt bàn dần;

+ Dùng dao gạt phẳng vữa thừa trên mặt khâu, lau sạch nước và vữa trên mặt kính xung quanh khâu, từ từ nhấc lên theo phương thẳng đứng và quay trục quay 15 cái trong 15 giây;

+ Dùng thước kẹp đo đường kính của đáy khối vữa chảy theo 2 chiều vuông góc, chính xác tới 1 mm. Kết quả thử là trung bình cộng của 2 kết quả đo.

- Khối lượng thể tích của hỗn hợp vữa tươi

Khối lượng thể tích của vữa tươi là chỉ tiêu đánh giá độ nặng nhẹ của hỗn hợp vữa ứng với một đơn vị thể tích khi vữa trộn vữa. Khối lượng thể tích này phụ thuộc vào thành phần cốt liệu và cấp phối của vữa.

Để xác định khối lượng thể tích của vữa tươi, cần một chiếc cân kỹ thuật có độ chính xác tới 1g và bình đong kim loại không gỉ, có thể tích 1l, đường kính trong bằng 113 mm. Tiến hành xác định khối lượng thể tích của hỗn hợp vữa tươi bằng cách trộn các mẫu theo tỷ lệ được quy định tại bảng 3.5 và 3.6. Tiếp theo, lấy khoảng 1,5 lít mẫu vữa tươi, đổ đến khoảng ½ chiều cao bình đong, nghiêng bình và đập 10 cái xuống nền vững chắc. Tiếp tục đổ đầy vữa tới miệng bình và đập tiếp 5 cái nữa sao cho vữa lấp kín các khoảng trống trong bình đong. Cho thêm vữa vào và gạt

vữa thừa ngang miệng bình. Dùng vải lau sạch vữa dính xung quanh bình. Cân bình có vữa, trừ đi khối lượng bình chưa có vữa, ta tính được khối lượng vữa.

Khối lượng thể tích của mẫu vữa tươi (γ_v), tính bằng kg/m^3 , theo công thức 1.

$$\gamma_v = m_{\text{vữa}}/V_{\text{bình}} \quad (1)$$

Trong đó:

$m_{\text{vữa}}$ - khối lượng của vữa tươi, kg;

$V_{\text{bình}}$ - thể tích trong của bình, m^3 .

Kết quả thử là giá trị trung bình cộng của 2 lần đo, lấy chính xác đến 10 kg/m^3 . Nếu giá trị của hai lần thử nghiệm chênh lệch lớn hơn 10% so với giá trị trung bình thì phải tiến hành thử lại trên mẫu lưu.

d) Đúc và bảo dưỡng mẫu

Thành phần của các cấp phối được lấy theo đúng hàm lượng theo bảng 3 và 4. Cho tất cả các thành phần vào chảo, dùng bay trộn đều.

Cho hỗn hợp vữa vào khuôn bằng kim loại, có hình lăng trụ. Khuôn gồm 3 ngăn, có thể tháo lắp rời từng thanh, kích thước trong mỗi ngăn của khuôn là: chiều dài $160 \text{ mm} \pm 0,8 \text{ mm}$, chiều rộng $40 \text{ mm} \pm 0,2 \text{ mm}$, chiều cao $40 \text{ mm} \pm 0,1 \text{ mm}$.

Hỗn hợp vữa được đầm bằng chày. Chày đầm mẫu được làm từ vật liệu không hút nước có tiết diện ngang là hình vuông, với cạnh bằng $12 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$, khối lượng là $50 \text{ g} \pm 1 \text{ g}$.

Đổ mẫu vào khuôn làm 2 lớp, dùng chày đầm mỗi lớp 25 cái, dùng dao gạt vữa cho bằng miệng khuôn, đặt kính khuôn bằng tấm kính và bảo dưỡng mẫu bằng thùng. Sau 2 ngày đúc mẫu, tháo mẫu ở khuôn ra và cho vào thùng bảo dưỡng mẫu theo thời gian quy định.

e) Thí nghiệm xác định độ hút nước của vữa

Độ hút nước của mẫu vữa đánh giá mức độ ngấm nước của vữa. Do đó, đây là chỉ tiêu đánh giá khả năng hút ẩm của công trình xây dựng. Tuy nhiên, hiện nay để khắc phục độ thấm nước của công trình, người ta sử dụng sơn bả chống thấm mặt ngoài cho công trình hoặc phụ gia khi tiến hành đổ bê tông hoặc xây, trát.

Mẫu vữa đóng rắn được bảo dưỡng trong điều kiện quy định không dưới 28 ngày. Lấy các miếng vữa có thể tích $50 \text{ cm}^3 - 500 \text{ cm}^3$, sấy khô mẫu ở nhiệt độ $70 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ đến khối lượng không đổi (chênh lệch giữa hai lần cân liên tiếp cách nhau 2 giờ không vượt quá 0,2% khối lượng mẫu khô). Để nguội đến nhiệt độ phòng thí nghiệm và cân, được khối lượng m_1 . Ngâm mẫu vào nước sinh hoạt ở nhiệt độ thường trong (24 ± 2) giờ. Vớt ra, dùng vải ẩm lau nước đọng trên bề mặt mẫu rồi cân, được khối lượng m_2 .

Độ hút nước (H) được tính bằng công thức 3.7.

$$H = (m_2 - m_1)/m_1 \times 100\% \quad (3)$$

Trong đó:

m_1 - khối lượng mẫu khô, g;

m_2 - khối lượng mẫu bão hoà nước, g.

Kết quả độ hút nước là giá trị trung bình cộng của 3 mẫu thử, tính chính xác tới 0,01%.

3. Kết quả và thảo luận

Dựa vào công tác thí nghiệm trong phòng, các chỉ tiêu kỹ thuật của mẫu vữa được xác định. Trong quá trình thí nghiệm, tiến hành so sánh, đánh giá các chỉ tiêu đó với các yêu cầu kỹ thuật đối với vữa của các tiêu chuẩn hiện hành.

3.1. Độ lưu động của hỗn hợp vữa

Theo TCVN 3121:2003, giá trị độ lưu động của hỗn hợp vữa được thể hiện trong bảng 6.

Bảng 6. Giá trị độ lưu động tương ứng với các loại vữa

Loại vữa	Độ lưu động, mm		
	Vữa xây	Vữa hoàn thiện	
		Thô	Mịn
Vữa thường	165-195	175-205	175-205
Vữa nhẹ	145-175	155-185	155-185

Thí nghiệm xác định độ lưu động được tiến hành bằng cách cho lượng nước theo tiêu chuẩn, nếu độ lưu động không đạt thì có thể tăng hoặc giảm lượng nước cho phù hợp.

Kết quả thí nghiệm độ lưu động của vữa tươi được thể hiện trong bảng 7.

Bảng 7. Kết quả thí nghiệm độ lưu động của vữa sử dụng xỉ đáy lò

STT	Ký hiệu mẫu	Độ lưu động, mm	Đánh giá	STT	Ký hiệu mẫu	Độ lưu động, mm	Đánh giá
1	AK1 - 15%	150	Không đạt	16	AK7 - 15%	165	Không đạt
2	AK1	170	Đạt	17	AK7	180	Đạt
3	AK2	165	Đạt	18	AK8	175	Đạt
4	AK3	200	Đạt	19	AK9	205	Đạt
5	AK4	170	Đạt	20	AK10	175	Đạt
6	AK5	175	Đạt	21	AK11	180	Đạt
7	AK6	185	Đạt	22	AK12	185	Đạt
8	CN1 - 15%	145	Không đạt	23	CN7 - 15%	170	Không đạt
9	CN1	175	Đạt	24	CN7	190	Đạt
10	CN2	170	Đạt	25	CN8	180	Đạt
11	CN3	165	Đạt	26	CN9	180	Đạt
12	CN4	175	Đạt	27	CN10	175	Đạt
13	CN5	180	Đạt	28	CN11	175	Đạt
14	CN6	185	Đạt	29	CN12	180	Đạt
15	CV	195	Đạt	30	CM	195	Đạt

Dựa vào bảng 7, độ lưu động của hỗn hợp vữa giảm khi tỷ lệ N/X giảm. Mặt khác, khi tăng lượng cát, độ lưu động của hỗn hợp vữa tăng. Để đạt được độ lưu động theo tiêu chuẩn thiết kế, mẫu vữa chứa xỉ đáy lò cần nhiều nước hơn mẫu vữa thông thường, điều này có thể được lý giải như sau: trong xỉ đáy lò NMNĐ đã chứa sẵn vôi sau nung, chúng có tính hút ẩm cao, vì vậy phải cần lượng nước lớn hơn so với mẫu chứa cát thông thường. Các mẫu có ký hiệu AK1 - 15%, AK7 - 15%, CN1 - 15%, CN7 - 15% đều không đạt độ lưu động cần thiết.

3.2. Khối lượng thể tích của hỗn hợp vữa tươi

Kết quả thí nghiệm khối lượng thể tích của hỗn hợp vữa tươi được thể hiện trong bảng 8.

Bảng 8. Khối lượng thể tích của mẫu vữa tươi

STT	Mẫu	Khối lượng thể tích, kg/m ³	STT	Mẫu	Khối lượng thể tích, kg/m ³
1	AK1 - 15%	188	16	AK7 - 15%	182
2	AK1	190	17	AK7	183
3	AK2	191	18	AK8	184
4	AK3	196	19	AK9	186
5	AK4	199	20	AK10	187
6	AK5	207	21	AK11	190
7	AK6	209	22	AK12	195
8	CN1 - 15%	187	23	CN7 - 15%	185
9	CN1	196	24	CN7	195
10	CN2	198	25	CN8	196
11	CN3	199	26	CN9	199
12	CN4	202	27	CN10	195
13	CN5	206	28	CN11	197
14	CN6	208	29	CN12	198
15	CV	217	30	CM	201

Dựa vào bảng 8 có thể thấy rằng khối lượng thể tích của vữa tươi có xi đáy lò NMNĐ An Khánh lớn hơn so với NMNĐ Cao Ngạn do lượng mất khi nung của xi đáy lò NMNĐ An Khánh ít hơn so với NMNĐ Cao Ngạn.

Mặt khác, khối lượng thể tích của hỗn hợp vữa xây lớn hơn so với hỗn hợp vữa trát. Điều này có thể giải thích rằng, cả hai loại vữa trên đều có lượng xi bằng nhau, nhưng lượng nước cần cho vữa trát nhiều hơn. Mặt khác, lượng hạt mịn của mẫu xi đáy lò trong vữa trát nhiều hơn so với lượng hạt mịn trong vữa xây.

Có thể thấy rằng, khi tăng tỷ lệ cát hoặc xi măng trong hỗn hợp vữa, khối lượng thể tích của mẫu vữa tăng. Điều này chứng tỏ rằng, khi sử dụng xi đáy lò trong vữa xây hoặc vữa trát, khối lượng thể tích của hỗn hợp vữa giảm. Do đó, khi sử dụng xi đáy lò trong các công trình sẽ giúp làm giảm trọng lượng chúng.

3.3. Độ hút nước của mẫu vữa

Kết quả thí nghiệm xác định độ hút nước của mẫu vữa được thể hiện trong bảng 9.

Bảng 9. Độ hút nước của vữa sử dụng tro xỉ NMNĐ An Khánh và Cao Ngạn

STT	Ký hiệu mẫu	Độ hút nước, H, %	Ghi chú	STT	Ký hiệu mẫu	Độ hút nước, H, %	Ghi chú
1	AK1 - 15%	17,3	Vữa xây	16	AK7 - 15%	18,6	Vữa trát
2	AK1	8,0		17	AK7	8,6	
3	AK2	6,3		18	AK8	8,3	
4	AK3	5,4		19	AK9	7,1	
5	AK4	6,5		20	AK10	12,6	
6	AK5	6,1		21	AK11	12,0	
7	AK6	4,7		22	AK12	11,3	
8	CN1 - 15%	17,5		23	CN7 - 15%	19,1	

STT	Ký hiệu mẫu	Độ hút nước, H, %	Ghi chú	STT	Ký hiệu mẫu	Độ hút nước, H, %	Ghi chú
9	CN1	15,3		24	CN7	15,7	
10	CN2	13,9		25	CN8	14,1	
11	CN3	8,1		26	CN9	8,9	
12	CN4	14,2		27	CN10	14,6	
13	CN5	13,1		28	CN11	13,2	
14	CN6	12,5		29	CN12	12,9	
15	CV	10,5		30	CM	11,2	

Theo bảng 9, độ hút nước của vữa đã đóng rắn thay đổi từ 4,7 - 17,5% đối với vữa xây và từ 7,1 - 19,1% đối với vữa trát. Hỗn hợp vữa AK1 - 15%, AK7 - 15%, CN1 - 15% và CN7 - 15% là những mẫu có độ hấp thụ nước cao nhất. Mặt khác, mẫu AK3, AK6, AK9, CN3 và CN9 là những mẫu có độ hấp thụ nước thấp nhất. Dựa vào khối lượng thể tích và độ hút nước của mẫu, có thể thấy rằng với các mẫu chứa ít xi măng, độ xốp trong vữa trộn càng lớn và độ hấp thụ nước càng cao.

Cũng theo bảng 9 có thể thấy rằng các vữa có nhiều xi đáy lò có một chút đặc tính hấp thụ nước lớn hơn so với vữa có ít xi đáy lò. Tuy nhiên, khi lượng xi măng trong mẫu cao thì lượng hấp thụ nước cũng giảm.

Các mẫu tro xỉ làm vữa trát có độ hấp thụ nước tương đối cao hơn so với hỗn hợp khác. Nó có thể là do hệ số lỗ rỗng trong hỗn hợp vữa trát lớn hơn so với vữa xây.

4. Kết luận

Kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng, độ hút nước của vữa phụ thuộc vào hàm lượng thay thế xi đáy lò và hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vữa:

- Khi lượng xi măng tăng, độ hút nước của mẫu vữa giảm. Điều này chứng tỏ xi măng đóng rắn có tính cách nước tốt. Tuy nhiên, nếu sử dụng nhiều xi măng trong vữa sẽ gây ra sự co ngót thể tích tăng trong quá trình đóng rắn của hỗn hợp vữa. Nguyên nhân này gây phát sinh khe nứt trong vữa. Lúc này, độ hút nước của vữa không phải quá trình thẩm thấu qua các lỗ hổng của vật liệu mà do quá trình ngấm qua các khe nứt;

- Khi lượng thay thế tro xỉ càng cao, độ hút nước của vữa càng lớn. Điều này được giải thích do tro xỉ là loại vật liệu thải có tính háo nước cao khác hẳn với cát (vật liệu tự nhiên). Mặt khác, khi chế tạo vữa có xi đáy lò, lượng nước phải tăng nhiều hơn so với các mẫu vữa thông thường. Do đó, khi đóng rắn, vữa có xi đáy lò sẽ phát sinh nhiều lỗ rỗng hơn vữa thông thường. Vậy nên, độ hút nước của nó tăng lên khi hàm lượng xi đáy lò tăng.

Cho đến nay không có giới hạn cụ thể chính xác cho hấp thụ nước của vữa xây dựng. Tuy nhiên, ASTM C55-17 quy định đối với vữa bình thường nên có sự hấp thụ nước tối đa là 11,3%.

- Dựa trên kết quả nghiên cứu, có thể thấy để đảm bảo độ hút nước của vữa sử dụng xi đáy lò, lượng xi măng sử dụng hợp lý. Qua kết quả nghiên cứu, có thể thấy rằng với mẫu thay thế 100% cát tự nhiên bằng xi đáy lò có độ hút nước tương đương với mẫu 100% cát tự nhiên. Tuy nhiên, cần có nghiên cứu tiếp theo để đánh giá độ hút nước theo thời gian của các mẫu để có cái nhìn chính xác nhất về khả năng sử dụng lâu dài của vữa tro xỉ.

Tài liệu tham khảo

- Abdullah Mohsen Ahmed Zeyad, Abdullah Mustafa Saba, 2017. *Influence of Fly Ash on the Properties of Self-CoMPacting Fiber Reinforced Concrete*. Journal of Steel tructures and Construction, an open access journal, issn: 2472-0437.
- Br Phanikumar, 2017. *Compaction and Strength Characteristics of Lime-Blended Fly Ash*. International Journal of Waste Resources 7: 272. doi: 10.4172/2252-5211.1000272. ISSN: 2252-5211.

- Bùi Trường Sơn, 2017. *Nghiên cứu sử dụng tro xỉ nhà máy nhiệt điện tỉnh Thái Nguyên trong xây dựng đường giao thông phục vụ phát triển bền vững và bảo vệ môi trường*. Đề tài NCKH cấp tỉnh năm 2017.
- D. Suresh, K. Nagaraju, 2015. *Ground Granulated Blast (GGBS) In concrete - A review*. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE) e-ISSN” 2278-1684, p-ISSN:2320-334X, Volume 12, Issue 4 Ver. VI, pp76-82.
- Nguyễn Thị Nhiên, 2016. *Nghiên cứu sử dụng tro xỉ nhà máy nhiệt điện Mông Dương trong sản xuất vật liệu xây dựng*. Luận văn thạc sĩ, Đại học Khoa học tự nhiên, Đại học Quốc gia Hà Nội.
- Nguyễn Văn Hùng, 2019. *Nghiên cứu sử dụng xỉ đáy lò nhà máy nhiệt điện An Khánh và Cao Ngạn thay thế cát tự nhiên trong vữa xây dựng phục vụ phát triển bền vững và bảo vệ môi trường*. Đề tài NCKH cấp cơ sở, mã số T19-25.
- TCVN 7570:2006 - Cốt liệu cho bê tông và vữa - Yêu cầu kỹ thuật.
- TCVN 7572:2006 - Cốt liệu cho bê tông và vữa - phương pháp thử.
- TCVN 3121: 2003 - Vữa xây dựng - phương pháp thử.
- TCVN 4506 :2012 - Nước trộn bê tông và vữa - Yêu cầu kỹ thuật.
- TCVN 1770 : 1986 - Cát xây dựng - Yêu cầu kỹ thuật.
- Vũ Thị Chiêu Dương, 2011. *Nghiên cứu tận dụng tro xỉ từ nhà máy nhiệt điện Đình Hải (KCN Trà Nóc - Cần Thơ) làm vật liệu xây dựng*. Luận văn tốt nghiệp Đại học.

Research on water absorption of mortar when using slag bottom from thermal power plants

Nguyen Van Hung^{1,*}

¹Hanoi University of Mining and Geology

*Corresponding author: nguyenvanhung.dcct@humg.edu.vn

Abstract

In the current, when more and more works are built, natural building materials are gradually depleted and the negative impact on the environment of the exploitation of natural building materials, the search for developing alternative building materials, especially waste materials, is becoming more and more urgent. In a construction project, construction materials account for about 50% of the cost, determining the cost of the work. The study of waste materials has attracted the interest of scientists all over the world. One use range of waste materials is construction mortar. To meet the standards of construction mortar, an important property is water absorption. This paper presents the results of research on water absorption of mortars using ash and slag from thermal power plants. The results showed that the water absorption of the mortar increased when the amount of cement decreased. With the mortar sample using 15% less cement than conventional samples and the sand replacement rate is 100%, the water absorption increased more than two times compared to the mortar using the usual amount of cement. On the other hand, the water absorption decreased with the decrease of the amount of ash in the composition. The research results are reference information for further studies in this field.

Keywords: motar, water absorption, slag bottom, thermal power plants.

TRƯỜNG ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỒNG VÀ ỨNG SUẤT XUNG QUANH HÀM ĐẶT SÂU TRONG MÔI TRƯỜNG ĐÁ BẤT ĐẲNG HƯỚNG BẢO HÒA CÓ ĐỘ THẨM NHỎ

Trần Nam Hưng^{1,*}, Trần Nguyên Dương², Phạm Đức Thọ³, Vũ Anh Tuấn¹

¹Trường Đại học Kỹ thuật Lê Quý Đôn; ²Trường Đại học Ngô Quyền

³Trường Đại học Mỏ - Địa chất

*Tác giả chịu trách nhiệm: tranhung@lqdtu.edu.vn

Tóm tắt

Bài báo này phân tích trường áp lực nước lỗ rồng và ứng suất xung quanh đường hầm không chống đặt sâu dưới mực nước ngầm trong môi trường đá bất đẳng hướng có độ thấm nhỏ. Mô hình ứng xử tương tác hai chiều thủy - cơ kết hợp của vật liệu đá được sử dụng để xét đến sự tác động qua lại của hiện tượng cơ học và thủy lực xảy ra đồng thời trong khối đá xung quanh hầm. Mô hình ứng xử có tính đến tính chất bất đẳng hướng thủy lực và cơ học của vật liệu. Các tính toán được thực hiện thông qua các mô phỏng số dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả cho thấy rằng, sự tiêu tán của trường áp lực nước lỗ rồng xung quanh hầm diễn ra rất chậm khi đào hầm do độ thấm của môi trường nhỏ. Hơn nữa, cùng với tính chất bất đẳng hướng của vật liệu dẫn đến việc hình thành một vùng áp lực nước lỗ rồng dư phân bố bất đẳng hướng xung quanh vách hầm. Hệ quả là, sự xuất hiện ứng suất kéo hiệu quả của đá trong vùng này có thể là nguyên nhân làm cho khối đá bị nứt gãy.

Từ khóa: hầm đặt sâu; độ thấm nhỏ; bất đẳng hướng; ứng xử thủy - cơ kết hợp; phương pháp phần tử hữu hạn.

1. Đặt vấn đề

Đường hầm đặt sâu thường được đào trong các tầng đá bảo hòa một phần hoặc toàn phần. Do sự hiện diện của nước trong các lỗ rồng, ứng xử của vật liệu đá luôn luôn được đặc trưng bởi một sự kết hợp giữa biến dạng của pha rắn và sự khuếch tán áp lực nước lỗ rồng. Các đặc trưng cơ học và vật lý của môi trường có lỗ rồng và chất lưu quyết định bản chất của biến dạng, tốc độ khuếch tán áp lực nước lỗ rồng và cường độ kết hợp của hai hiện tượng cơ học và thủy lực. Phản ứng kết hợp là kết quả của ít nhất hai hoạt động xảy ra đồng thời và ảnh hưởng lẫn nhau. Một mặt, ứng suất gây ra sự thay đổi thể tích lỗ rồng, và do đó, ảnh hưởng đến áp lực nước lỗ rồng hoặc lưu chất. Hiện tượng này có thể được xem như là tác động từ pha rắn đến pha lỏng. Mặt khác, sự thay đổi của áp lực nước lỗ rồng hoặc lưu chất cũng tạo ra một sự thay đổi thể tích của vật liệu có lỗ rồng và được gọi là tác động từ pha lỏng đến pha rắn (Wang, 2000). Theo Rice và Cleary (1976), và Cleary (1977), độ rỗng của môi trường, khả năng chịu nén của pha rắn và lỗ rồng, và nước lỗ rồng tác động đến mức độ kết hợp giữa hiện tượng cơ học và thủy lực. Khi đào hầm, sự thay đổi của trường áp lực nước lỗ rồng tạo ra một gradient thủy lực cái mà có thể dẫn đến một sự dịch chuyển khuếch tán của nước. Sự khuếch tán này cũng ảnh hưởng một cách dần dần lên biến dạng và gây ra một đáp ứng phụ thuộc thời gian (Detournay và Cheng, 1993). Lúc này dòng thấm trong môi trường đá là dòng thấm không ổn định. Theo thời gian, dòng thấm sẽ đạt đến trạng thái ổn định. Nếu vật liệu đá có độ thấm nhỏ, trạng thái không ổn định được duy trì lâu dài và tác động đến hiện tượng cơ học của pha rắn.

Hầm đặt sâu cũng thường được đào trong các khối đá trầm tích hoặc biến chất có cấu tạo phân phiến với các lớp song song. Giữa các lớp đá tồn tại các mặt liên kết, được gọi là các mặt phẳng yếu. Cấu trúc như vậy của khối đá làm cho nó có ứng xử bất đẳng hướng (Wittke, 2014; Amadei, 1983). Loại đá này được xếp vào lớp vật liệu đẳng hướng ngang, có nghĩa là vật liệu có một mặt

phẳng mà trên đó ứng xử là đẳng hướng và khác với ứng xử theo phương vuông góc với nó.

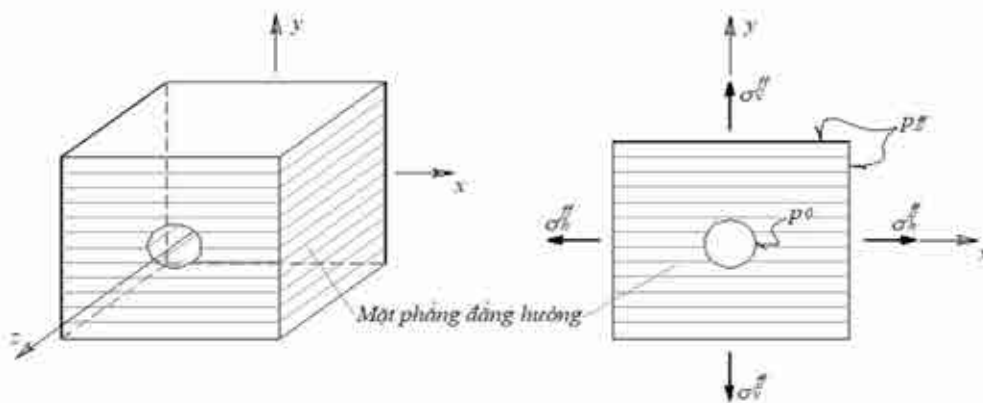
Một số quan trắc hiện trường của hầm đặt sâu trong môi trường đá bão hòa có độ thấm nhỏ cho thấy đối với hầm không chống hoặc chưa lắp kết cấu chống, xung quanh hầm xuất hiện vùng phá hủy và phân bố không đều ngay cả khi trường ứng suất nguyên sinh trong đá đẳng hướng (Darius và nnk., 2016). Hiện tượng này có thể không giải thích được nếu dựa trên giả thiết hầm nằm trong đá khô, đồng nhất, đẳng hướng. Sự ảnh hưởng của hiện tượng thủy lực và tính chất bất đẳng hướng của đá lúc này có thể là một giải thích khả dĩ.

Bài báo này tập trung nghiên cứu trạng thái ứng suất xung quanh một đường hầm tiết diện tròn không chống đặt sâu trong môi trường đá đàn hồi, bất đẳng hướng và bão hòa nước. Sự tương tác hai chiều của các hiện tượng cơ học và thủy lực được tính đến thông qua một mô hình ứng xử kết hợp thủy - cơ đầy đủ của vật liệu đá. Các tính toán được thực hiện bằng các mô phỏng số dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn.

2. Bài toán hầm đặt sâu không chống trong môi trường bất đẳng hướng bão hòa

2.1. Mô tả bài toán

Một đường hầm không chống tiết diện tròn bán kính r_0 đặt sâu trong môi trường đá đẳng hướng ngang bão hòa có độ thấm rất nhỏ được chọn là đối tượng nghiên cứu (Hình 1). Trục của hầm song song với trục z của hệ trục tọa độ Đề-các vuông góc và nằm trong mặt phẳng đẳng hướng nằm ngang; mặt cắt ngang của hầm nằm trong mặt phẳng $x - y$ là mặt phẳng bất đẳng hướng của môi trường. Vì hầm được đặt sâu nên coi như hầm nằm trong môi trường vô hạn với trường ứng suất nguyên sinh (ở vô cùng) đồng nhất là σ_h^0 , σ_v^0 lần lượt theo các phương ngang và đứng. Áp lực nước lỗ rỗng nguyên sinh (ở vô cùng) là p_{ff} trong khi đó tại vách hầm áp lực nước lỗ rỗng là p_0 . Giả thiết đường hầm có chiều dài lớn hơn nhiều so với kích thước mặt cắt ngang nên thỏa mãn các điều kiện của bài toán biến dạng phẳng trong mặt phẳng $x - y$.



Hình 1. Hầm đặt sâu trong môi trường đẳng hướng ngang.

Nếu tốc độ đào hầm nhanh thì với giả thiết độ thấm của môi trường nhỏ có thể coi rằng hầm được hình thành ngay lập tức và lúc này áp lực nước lỗ rỗng trên vách hầm cũng hạ xuống bằng áp suất không khí và coi như bằng không. Đối với môi trường đá có độ thấm nhỏ thì giả thiết này có thể chấp nhận được (Darius và nnk., 2016).

Do sự chênh lệch áp lực nước lỗ rỗng giữa môi trường xung quanh và vách hầm mà sẽ hình thành các dòng thấm hướng về phía hầm. Dòng thấm lúc đầu có trạng thái không ổn định và sẽ đạt đến trạng thái ổn định theo thời gian. Vì môi trường đá có độ thấm nhỏ nên trạng thái ổn định của dòng thấm sẽ lâu đạt được. Hay nói một cách khác, vùng có áp lực nước lỗ rỗng lớn mất nhiều thời gian để tiêu tán. Hiện tượng này tương tác với hiện tượng cơ học sẽ làm cho trạng thái ứng suất hiệu quả trong khối đá cũng biến đổi theo thời gian và chỉ đạt được trạng thái ổn định khi dòng thấm đạt đến ổn định.

2.2 .Các phương trình cơ bản

Tất cả các điểm trong khối đá xung quanh hàm phải thỏa mãn các phương trình cơ bản sau đối với bài toán biến dạng phẳng trong mặt phẳng $x - y$ (hình 1) theo mô hình ứng xử kết hợp thủy - cơ thuận nghịch.

Phương trình truyền dẫn chất lưu trong môi trường đá có lỗ rỗng (Abousleiman và Ekbote, 2005):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x^F \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y^F \frac{\partial p}{\partial y} \right) = \frac{\partial \chi}{\partial \tau} \quad (1)$$

trong đó, λ_x^F và λ_y^F lần lượt là các hệ số truyền dẫn thủy lực theo các phương x và y ; χ là sự thay đổi của thể tích nước trong lỗ rỗng trên một đơn vị thể tích địa vật liệu. Hệ số truyền dẫn thủy lực được liên hệ với độ thấm nội tại của vật liệu theo quan hệ sau đây:

$$\lambda^F = \frac{K_{int}^F}{\mu_f} \quad \text{với } \mu_f \text{ là hệ số nhớt của nước.} \quad (2)$$

Phương trình cân bằng viết trong mặt phẳng $x - y$ (Amadei, 1983):

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

trong đó σ_x , σ_y , τ_{xy} lần lượt là các thành phần ứng suất tổng pháp tuyến trong các phương x , y và ứng suất cắt trong mặt phẳng $x - y$.

Phương trình tương thích biến dạng trong mặt phẳng $x - y$ (Amadei, 1983):

$$2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{xy}}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} \quad (4)$$

trong đó ε_x , ε_y , ε_{xy} lần lượt là các biến dạng dài trong các phương x , y và biến dạng xoay trong mặt phẳng $x - y$.

Phương trình định luật Hooke cho môi trường đá có lỗ rỗng bão hòa nước (Amadei, 1983):

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} s_{11} & s_{12} & 0 \\ s_{21} & s_{22} & 0 \\ 0 & 0 & s_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} b_x \\ b_y \\ 0 \end{pmatrix} p \quad (5)$$

trong đó s_{ij} ($i, j = 1, 2, 3$) là các thành phần của ten-xơ hằng số mềm của vật liệu; b_x , b_y lần lượt là các hệ số Biot theo các phương x và y .

Các hằng số mềm liên hệ với các Môđun đàn hồi của vật liệu đẳng hướng ngang như sau:

$$s_{11} = \frac{1 - \nu_{xz}^2}{E_x}, s_{12} = s_{21} = -\frac{\nu_{xy}(1 + \nu_{xz})}{E_x}, \quad (6)$$

$$s_{22} = \frac{1 - \nu_{xy}\nu_{yx}}{E_y}, s_{33} = \frac{1}{G_{xy}}, \nu_{yx} = \frac{\nu_{xy}E_y}{E_x}$$

trong đó E_x , E_y lần lượt là các Môđun Young trong các phương x , y ; ν_{ij} ($i, j = x, y, z$) là các tỷ số Poisson thoát nước được đặc trưng bởi biến dạng nén trong phương j do ứng suất kéo trong phương i gây ra.

Các hệ số Biot được xác định từ các hệ số đàn hồi theo các quan hệ sau:

$$b_x = 1 - \frac{M_{11} + M_{12} + M_{13}}{3K_s}; \quad b_y = 1 - \frac{2M_{13} + M_{33}}{3K_s} \quad (7)$$

trong đó M_{11} , M_{12} , M_{13} , M_{33} là các thành phần ten-xơ đàn hồi của vật liệu được cho bởi:

$$\begin{aligned} M_{11} &= \frac{E_x(v_{yz}v_{xy} - 1)}{v_d}; \quad M_{12} = -\frac{E_y(v_{xz}v_{zy} + v_{xy})}{v_d}; \\ M_{13} &= -\frac{E_x(v_{xy}v_{yz} + v_{xz})}{v_d}; \quad M_{33} = \frac{E_x(v_{xy}v_{yx} - 1)}{v_d} \end{aligned} \quad (8)$$

$$\text{với} \quad v_d = v_{yx}v_{xy} + v_{zx}v_{xz} + v_{yz}v_{zy} + v_{xy}v_{yz}v_{zx} + v_{xz}v_{zy}v_{yx} - 1 \quad (9)$$

Ứng suất hiệu quả theo lý thuyết Biot được xác định từ ứng suất tổng và áp lực lỗ rỗng theo công thức (Biot, 1955):

$$\sigma'_x = \sigma_x + b_x p, \quad \sigma'_y = \sigma_y + b_y p \quad (10)$$

Lưu ý rằng trong phương trình (10) ứng suất kéo và áp lực lỗ rỗng được coi mang dấu dương.

Mối quan hệ giữa biến dạng và áp lực nước lỗ rỗng được biểu diễn như sau (Abousleiman và Ekbote, 2005):

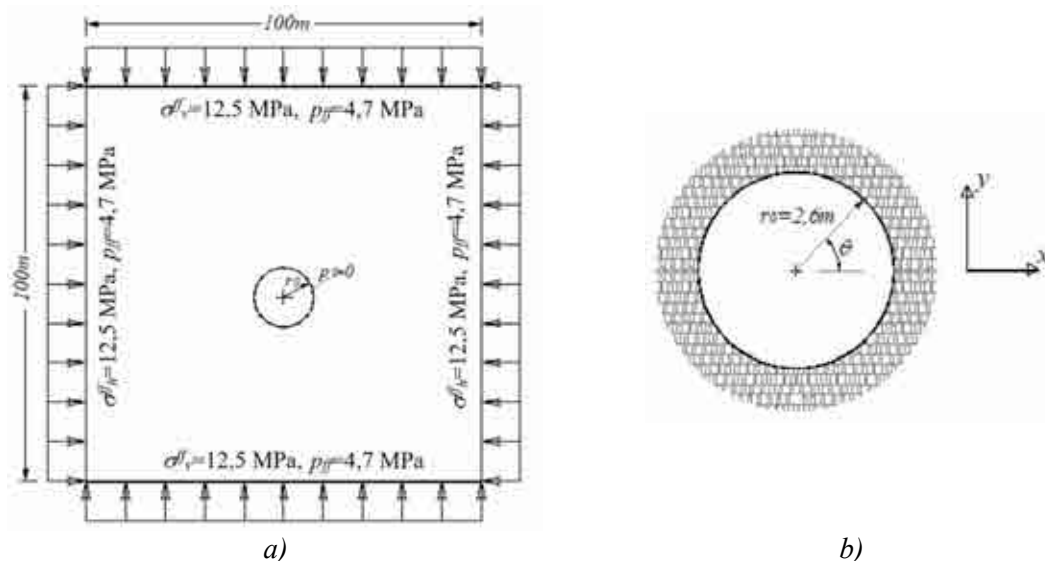
$$p = M(\chi - b_x \varepsilon_x - b_y \varepsilon_y) \quad \text{với } M \text{ là môđun Biot.} \quad (11)$$

3. Mô phỏng số bài toán

Trong phần này nhóm nghiên cứu tiến hành mô phỏng ứng xử của một hầm tròn không chống bán kính $r_0 = 2,6 \text{ m}$ được đào ở độ sâu 500 m trong tầng đá phiến sét trong khuôn khổ dự án nghiên cứu hầm lưu trữ chất thải hạt nhân tại Pháp. Mục tiêu của dự án nhằm nghiên cứu sự lưu trữ trong tầng địa chất sâu các chất thải hạt nhân y tế và công nghiệp đảm bảo an toàn dài lâu. Đá phiến sét Callovo-Oxfordian ở đây có độ thấm rất nhỏ có tác dụng như một rào chắn tự nhiên để ngăn chặn phóng xạ hạt nhân trong quá trình lưu trữ. Các tham số tính toán của đá phiến sét Callovo-Oxfordian được cho trong Bảng 1 (Armand và nnk., 2013).

Bảng 1. Các tham số tính toán của đá phiến sét Callovo-Oxfordian

Tham số	Thứ nguyên	Giá trị
Môđun Young theo phương x , E_x	MPa	5600
Môđun Young theo phương y , E_y	MPa	4000
Tỷ số Poisson trong mặt phẳng bất đẳng hướng, ν_{yx}	-	0,15
Tỷ số Poisson trong mặt phẳng đẳng hướng, ν_{xz}	-	0,30
Ứng suất chính nguyên sinh nhỏ nhất trong phương ngang, $\sigma_{\text{h}}^{\text{ff}}$	MPa	-12,5
Ứng suất chính nguyên sinh lớn nhất trong phương ngang, $\sigma_{\text{H}}^{\text{ff}}$	MPa	-16,25
Ứng suất nguyên sinh trong phương đứng, $\sigma_{\text{v}}^{\text{ff}}$	MPa	-12,5
Áp lực nước lỗ rỗng nguyên sinh, p_{ff}	MPa	4,7
Độ thấm nội tại trong phương x , K_x^{int}	m^2	$4,0 \times 10^{-20}$
Độ thấm nội tại trong phương y , K_y^{int}	m^2	$1,33 \times 10^{-20}$
Độ nhớt của nước, μ_f	Pa.s	10^{-3}
Môđun nén của nước, K_f	MPa	2×10^3
Hệ số Biot trong phương x , b_x	-	0,42
Hệ số Biot trong phương y , b_y	-	0,60
Độ rỗng của đá, ϕ	-	0,18
Khối lượng riêng của đá, ρ_s	kg/m^3	2695
Khối lượng riêng của nước, ρ_f	kg/m^3	1000



Hình 2. Mô hình hình học và điều kiện biên của bài toán (a); chi tiết vách hầm (b).

Mô hình hình học của bài toán, kích thước của mô hình và điều kiện biên của bài toán được minh họa trên hình 2. Mô phỏng số được thực hiện trên phần mềm phần tử hữu hạn ASTER là phần mềm mã nguồn mở mạnh mẽ trong xử lý các ứng xử đa trường vật lý (Tran và nnk., 2023). Mô hình hai chiều biến dạng phẳng với phần tử bậc hai dạng tứ giác 8 điểm nút được sử dụng với 8 bậc tự do cho chuyển vị và 4 bậc tự do cho áp lực nước lỗ rỗng trong đó cung vách hầm được rời rạc thành 200 phần tử và toàn bộ mô hình được rời rạc thành 13.248 phần tử tứ giác bậc hai.

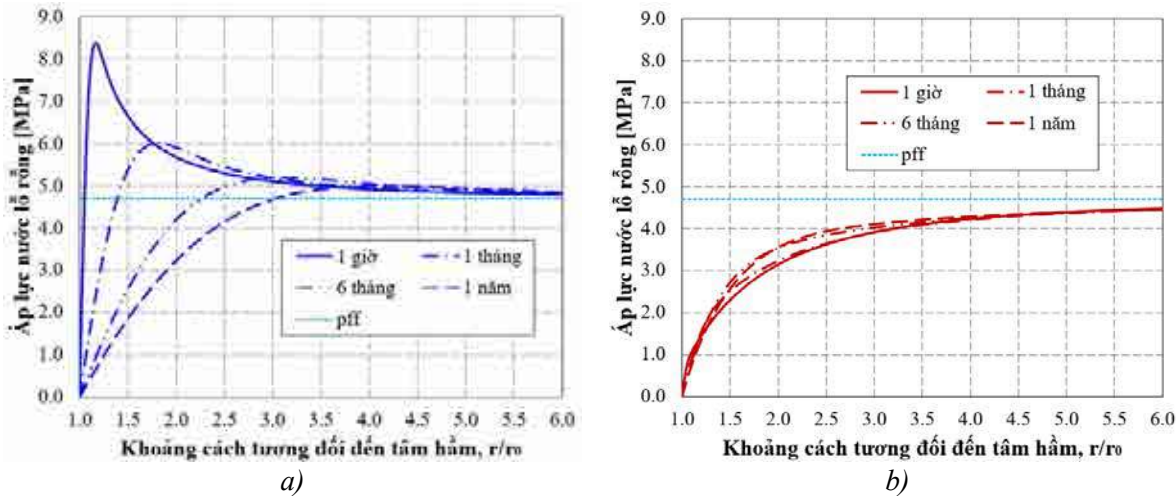
4. Kết quả và thảo luận

Hình 3 thể hiện sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng trên đoạn thẳng nằm ngang (sau đây gọi là phương ngang) và đoạn thẳng thẳng đứng (sau đây gọi là phương đứng) có đường kéo dài đi qua tâm hầm. Có thể nhận thấy rằng, trên phương ngang áp lực nước lỗ rỗng biến thiên nhiều theo khoảng cách từ vách hầm và theo thời gian (hình 3a). Ở khoảng thời gian đầu ngay sau khi đào hầm ($t = 1$ giờ), áp lực nước lỗ rỗng lân cận vách hầm tăng đột biến, lớn hơn khá nhiều áp lực nước lỗ rỗng nguyên sinh trong khối đá. Cụ thể, ở khoảng cách khoảng $0,3 r_0$ tới vách hầm giá trị áp lực nước lỗ rỗng lớn nhất và đạt đến xấp xỉ 8,4 MPa trong khi áp lực nước lỗ rỗng nguyên sinh là 4,7 MPa. Lân cận vách hầm và phương ngang lúc này hình thành một vùng áp lực nước lỗ rỗng dư hay siêu áp lực nước lỗ rỗng (over pore pressure). Theo lý thuyết ứng suất hiệu quả Biot, áp lực nước lỗ rỗng ảnh hưởng lớn đến ứng suất hiệu quả trong khối đá. Do vậy, trong vùng áp lực nước lỗ rỗng dư này trường ứng suất hiệu quả sẽ chịu tác động lớn của trường áp lực nước lỗ rỗng. Ngược lại so với phương ngang, trên phương đứng, áp lực nước lỗ rỗng cũng biến thiên theo thời gian và khoảng cách đến vách hầm, song với giá trị không lớn (hình 3b). Trên phương này, ta không quan sát thấy vùng áp lực nước lỗ rỗng dư như trên phương ngang.

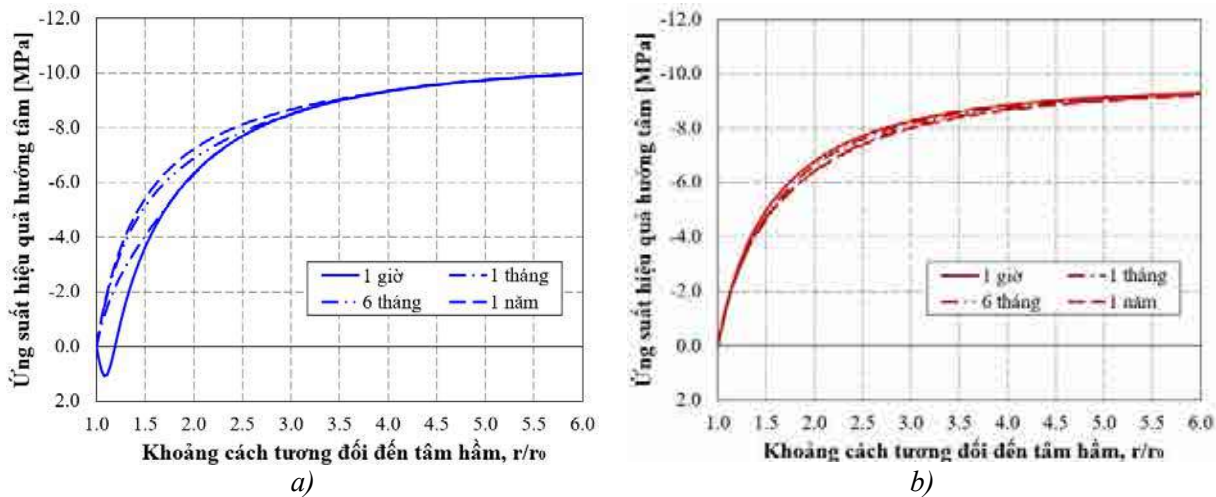
Hiện tượng phân bố áp lực nước lỗ rỗng trên hai phương như được mô tả ở trên có thể được giải thích như sau. Phương ngang là phương có độ cứng lớn hơn, và theo nguyên lý cơ học đây sẽ là phương chịu lực lớn hơn trong vật liệu bất đẳng hướng. Khi chịu lực nén lớn hơn, trên phương này thể tích lỗ rỗng của vật liệu đá bị giảm xuống dẫn đến đây áp lực nước lỗ rỗng tăng lên. Do độ thấm của môi trường rất nhỏ, áp lực nước lỗ rỗng không kịp tiêu tán và do đó xuất hiện vùng áp lực nước lỗ rỗng dư. Theo thời gian, dòng thấm đưa nước lỗ rỗng từ vùng có áp lực cao đến vùng có áp lực thấp, hay nói một cách khác là áp lực nước lỗ rỗng dư được tiêu tán dần.

Hình 3 thể hiện sự phân bố ứng suất hướng tâm hiệu quả theo phương ngang (hình 3a) và theo phương đứng (hình 3b). Có thể quan sát thấy rằng, trên phương ngang ứng suất nén hiệu quả hướng tâm tăng dần theo thời gian để đến trạng thái ổn định. Trạng thái ứng suất đạt ổn định

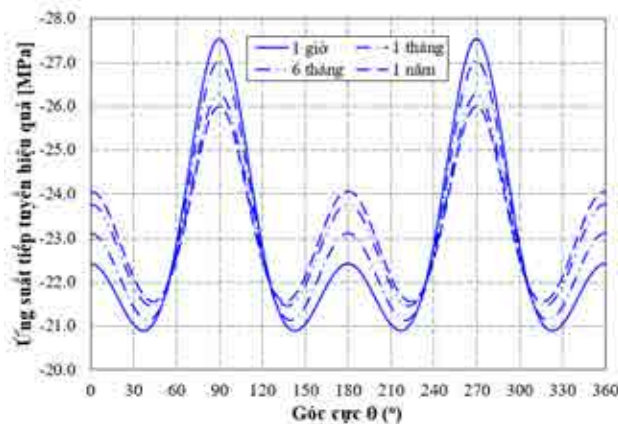
khi dòng thấm đạt đến trạng thái ổn định. Một điểm cần lưu ý rằng, ở khoảng thời gian sớm sau khi đào hầm, lân cận hầm xuất hiện ứng suất kéo hiệu quả. Giá trị ứng suất kéo lớn nhất $\sigma_r \approx 1,1$ MPa được quan sát thấy ở khoảng cách $0,2 r_0$. Đối với vật liệu đá, là vật liệu có sức chịu kéo kém, thì vùng ứng suất kéo có thể hình thành các vết nứt và dẫn đến đá bị phá hủy nếu ứng suất kéo vượt sức chịu kéo của đá. Trên phương đứng, ứng suất hiệu quả có xu hướng giảm dần đến giá trị ổn định. Như vậy, sự phân bố ứng suất theo hai phương cũng có những đặc điểm khác nhau như đối với phân bố áp lực nước lỗ rỗng.



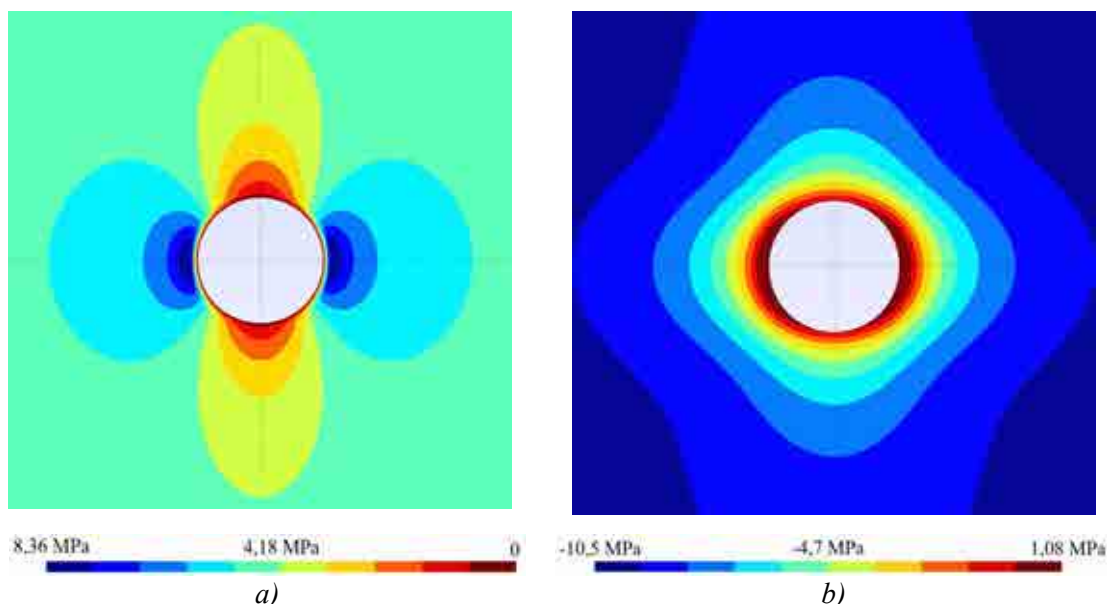
Hình 2. Áp lực nước lỗ rỗng trên cạnh nằm ngang (a) và trên cạnh thẳng đứng (b) đi qua tâm hầm.



Hình 3. Ứng suất hướng tâm hiệu quả trên cạnh nằm ngang (a) và trên cạnh thẳng đứng (b) đi qua tâm hầm.



Hình 4. Ứng suất tiếp tuyến hiệu quả dọc theo vách hầm.



Hình 5. Trường áp lực nước lỗ rỗng (a) và ứng suất hướng tâm hiệu quả (b) xung quanh hầm tại thời điểm $t = 1$ giờ.

Sự thay đổi của ứng suất tiếp tuyến hiệu quả trên vách hầm theo thời gian được thể hiện trên hình 4. Như được dự báo, ứng suất tiếp tuyến hiệu quả cũng thay đổi theo thời gian để đạt đến trạng thái ổn định. Giá trị lớn nhất của ứng suất tiếp tuyến hiệu quả đạt được tại các góc cực 90° và 270° và càng ở thời gian sớm sau đào hầm giá trị này càng lớn.

Hình 5 thể hiện phân bố của trường áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hướng tâm hiệu quả trong mặt cắt ngang của hầm. Dễ dàng quan sát được sự phân bố của vùng áp lực nước lỗ rỗng dư và vùng chịu ứng suất kéo hướng tâm hiệu quả trên hình 5. Sự phân bố này là không đối xứng (bất đẳng hướng) ngay cả khi, trong nghiên cứu này, trường ứng suất nguyên sinh là đẳng hướng. Cụ thể là, sự bất đối xứng của phân bố áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất kéo hướng tâm có dạng lệch về phương ngang nơi có độ cứng lớn hơn.

Các hiện tượng được quan sát ở trên cũng phù hợp với những dữ liệu quan trắc hiện trường tại dự án nghiên cứu hầm xử lý chất thải hạt nhân ở Pháp (Armand và nnk., 2013; Darius và nnk., 2016). Điều đó cho thấy, mô hình ứng xử thủy - cơ kết hợp có thể phản ánh tốt sự làm việc của hầm trong môi trường bất đẳng hướng bão hòa nước và có độ thấm nhỏ.

5. Kết luận

Bài báo đã trình bày các khảo sát số trường áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất xung quanh một đường hầm tròn đặt sâu không vỏ chống trong môi trường đá đẳng hướng ngang bão hòa nước có độ thấm nhỏ. Một vài nhận xét có thể được đưa ra như dưới đây.

- Xung quanh hầm xuất hiện những vùng áp lực nước lỗ rỗng dư và ứng suất kéo hướng tâm hiệu quả ở thời gian sớm sau khi đào hầm. Sự phân bố của các vùng này bất đẳng hướng và lệch về phương có độ cứng lớn hơn ngay cả khi trường ứng suất nguyên sinh trong mặt cắt ngang hầm đẳng hướng. Tính chất bất đẳng hướng của môi trường đá và độ thấm nhỏ của môi trường là nguyên nhân của hiện tượng này. Các kết quả phân tích cũng phù hợp về mặt hiện tượng với các quan trắc thực tế.

- Mô hình ứng xử kết hợp hai chiều thủy - cơ học của vật liệu có thể phản ánh tốt sự làm việc của hầm trong môi trường bất đẳng hướng bão hòa nước và có độ thấm nhỏ.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Quỹ Phát triển khoa học và công nghệ Quốc gia (NAFOSTED) trong đề tài mã số 105.99-2020.21.

Tài liệu tham khảo

- Abousleiman Y., Ekbote S., 2005. Solutions for the inclined borehole in a porothermoelastic transversely isotropic medium. *Jour. Appl. Mech.*, 72, pp 102-114.
- Amadei, B., 1983. Rock anisotropy and the theory of stress measurement. Springer Verlag.
- Armand G., Noireta A., Zghondi J., Seyedi D.M., 2013. Short- and long-term behaviors of drifts in the Callovo-Oxfordian claystone at the Meuse/Haute-Marne Underground Research Laboratory. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*; 5, pp 221-230.
- Biot. M. A. , 1955. Theory of Elasticity and consolidation of a porous anisotropic solid. *J. Appl. Phys.*. 26, pp 182-185.
- Cleary M.P., 1977. Fundamental solutions for a fluid-saturated porous solid, *Int. J. Solids Structures*, 13, 785-806.
- Darius M. Seyedi, Gilles Armand, Aurélien Noiret, 2016. “Transverse Action” - A model benchmark exercise for numerical analysis of the Callovo-Oxfordian claystone hydromechanical response to excavation operations. *Computers and Geotechnics*, pp 1-19.
- Detournay E., Cheng AH-D., 1993. Fundamentals of poroelasticity. In: *Hudson JA (ed.) Comprehensive rock engineering: principles, practice and projects*. Pergamon Press, Oxford, UK, vol 2, pp 113-171.
- Tran N.H., Nguyen T.T.N., Pham D.T., and Trieu H.T., 2023. Thermo-hydro-mechanical responses of the host rock in the context of geological nuclear waste disposal. *Journal of Applied Science and Engineering*, Vol. 26, No. 12, pp 1689-1702.
- Rice, J.R., and Cleary, M.P., 1976. Some basic stress diffusion solutions for fluid saturated elastic porous media with compressible constituents. *Reviews of Geophysics and Space Physics*, 14(4), pp 227-241.
- Wang HF., 2000. Theory of linear poroelasticity with applications to geomechanics and hydrogeology. *Princeton University Press*, Princeton.
- Wittke W., 2014. Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model. *Wiley, Ernst and Sohn*.

Pore water pressure and stress fields around deep tunnel excavated in low-permeability anisotropic poroelastic rock

Tran Nam Hung^{1,*}, Tran Nguyen Duong², Pham Đức Tho³, Vu Anh Tuan¹

¹Le Quy Don technology University; ² Ngo Quyen University

³Hanoi University of Mining and Geology

*Corresponding author: tranhung@lqdtu.edu.vn

Abstract

This paper is devoted to analyse the pore water pressure and stress fields around unlined deep tunnel excavated in low-permeability anisotropic poroelastic rock and under the groundwater table. The two ways coupling hydro-mechanical model of the rock materials is used to consider the interaction of mechanical and hydraulic phenomena occurring simultaneously in the rock mass around the tunnel. The behavior model takes into account the hydraulic and mechanical anisotropy of the material. The calculations are performed through numerical simulations based on the finite element method. The results show that the dissipation of the pore water pressure field around the tunnel takes place very slowly when tunneling due to the low permeability of the medium. Furthermore, the anisotropic nature of the material leads to the formation of an anisotropic over pore pressure region around the tunnel wall. As a consequence, the presence of effective radial tensile stress in this region may cause the fracture initiation of the rock mass.

Keywords: Deep tunnel, low permeability, anisotropy, coupled hydro-mechanical behavior, the finite element method.

KỶ YẾU HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC
VIETGEO 2023

THỪA THIÊN HUẾ, VIỆT NAM
NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023

CHỦ ĐỀ III

TAI BIẾN ĐỊA CHẤT VÀ CÔNG NGHỆ
QUAN TRẮC - CẢNH BÁO SỚM

SỰ CỐ HƯ HẠI KẾT CẤU CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG TRÊN TALUY ÂM: MỘT TRƯỜNG HỢP NGHIÊN CỨU TẠI THỊ TRẤN MƯỜNG CHÀ, TỈNH ĐIỆN BIÊN

Bùi Văn Đức^{1,2*}, Nguyễn Văn Mạnh¹, Nguyễn Quang Tuấn³, Phan Việt Sơn²

¹Nhóm nghiên cứu Địa kỹ thuật, vật liệu và phát triển bền vững, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

²Trường Đại học Mỏ - Địa chất; ³Trường Đại học Thủy lợi

*Tác giả chịu trách nhiệm: buivanduc@humg.edu.vn

Tóm tắt

Xây dựng công trình trên mái taluy âm là một hiện trạng khá phổ biến tại một số tỉnh miền núi Tây Bắc của nước ta, trong đó, nhiều công trình thường được đặt khá sát đỉnh mái dốc góp phần làm tăng tải trọng cho khối trượt và giảm tính ổn định cho mái taluy âm. Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu, khảo sát và đánh giá một sự cố hư hại kết cấu công trình xây dựng trên taluy âm tại huyện Mường Chà, tỉnh Điện Biên. Kết quả nghiên cứu sử dụng phương pháp khảo sát điều kiện địa chất tại hiện trường kết hợp phương pháp quan sát tại thực địa và phương pháp mô phỏng số cho thấy công trình bị hư hại kết cấu nằm hoàn toàn trong cung trượt của mái taluy âm, các công trình có mức độ hư hại kết cấu lớn đều đặt trên nền tự nhiên với cấu trúc nền gồm các lớp địa chất có sức chịu tải hạn chế và khá nhạy cảm với sự tăng độ ẩm do mưa lớn kéo dài, giải pháp nền móng của các công trình đều không phù hợp với điều kiện địa chất và đặc điểm của mái taluy khu vực nghiên cứu.

Từ khóa: taluy âm; ổn định công trình; sạt trượt; hư hại kết cấu.

1. Tổng quan chung về khu vực nghiên cứu

1.1. Vị trí địa lý và điều kiện địa hình

Khu vực công trình nghiên cứu thuộc Tổ dân phố số 3, thị trấn Mường Chà, huyện Mường Chà, tỉnh Điện Biên (hình 1a). Mường Chà là một huyện miền núi nằm ở trung tâm tỉnh Điện Biên, địa hình khu vực chủ yếu là núi cao với độ cao trung bình so với mặt nước biển từ 350 m đến 1.350 m, nghiêng dần theo hướng Tây Bắc - Đông Nam, do có nhiều núi cao và khe sâu nên địa hình bị chia cắt phức tạp, mức độ chênh lệch địa hình lớn. Kết quả khảo sát tại thực địa cho thấy phần lớn các công trình có mức độ hư hại lớn nằm trên đỉnh mái taluy âm (dọc tuyến đường Quốc Lộ 12) có vị trí ngay sát suối Nậm Mươn (hình 1b), một số vị trí mặt mái taluy có hiện tượng xói mòn.



(a)



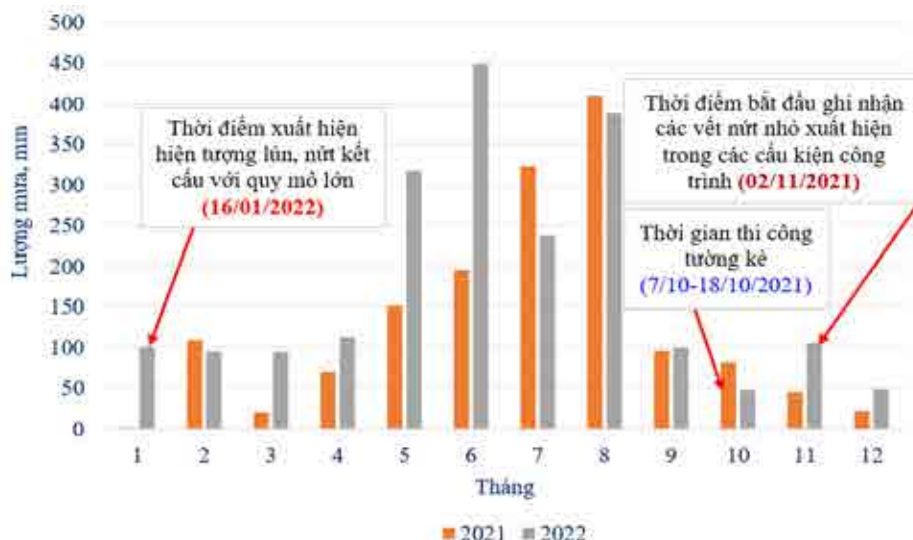
(b)

Hình 1. Vị trí địa lý khu vực công trình nghiên cứu.

1.2. Khí hậu, thủy văn

Huyện Mường Chà nằm trong khu vực khí hậu nhiệt đới gió mùa, nhiệt độ trung bình trong năm từ 18 °C đến 30 °C. Lượng mưa trung bình cả năm dao động từ 1600 đến 2432 mm (Cổng

Thông tin điện tử tỉnh Điện Biên). Mùa mưa bắt đầu từ tháng 4 đến tháng 9, trong đó lượng mưa cao nhất đạt 400 đến 500 mm, độ ẩm trung bình hàng năm khoảng 82%, riêng đối với mùa mưa độ ẩm có thể lên đến 88%. Hình 2 thể hiện dữ liệu mưa tại huyện Mường Chà ghi nhận tại trạm quan trắc Na Sang, xã Na Sang, huyện Mường Chà các năm 2021, 2022 và một số mốc thời gian liên quan đến sự cố hư hại kết cấu.



Hình 2. Dữ liệu mưa khu vực nghiên cứu.

1.3. Điều kiện địa chất công trình, địa kỹ thuật

Theo kết quả nghiên cứu của Tuyết và nnk (2005) khu vực nghiên cứu có mặt các đứt gãy theo phương á kinh tuyến. Đặc biệt, có một đứt gãy sâu kéo dài đi qua rất gần vị trí nghiên cứu. Điều này dẫn tới đá gốc bị nứt nẻ mạnh do nằm trong phạm vi đới ảnh hưởng của đứt gãy. Bề mặt đứt gãy chính gần dốc đứng, cắm về phía trong sườn dốc. Điểm nghiên cứu nằm trong diện phân bố của hệ tầng Lai Châu (T_{2-3lc}), gồm các đá trầm tích cát kết, bột kết, sét kết và đá phiến sét.

Trên cơ sở đánh giá sơ bộ mức độ hư hỏng kết cấu các công trình trong phạm vi khảo sát, gồm các công trình CT1 đến CT7 như thể hiện tại Hình 3a, 05 hố khoan khảo sát điều kiện địa chất được sử dụng với vị trí của các hố khoan thể hiện tại hình 3a. Hình 3b thể hiện công tác khoan khảo sát tại vị trí hố khoan HK1 (vị trí công trình có mức độ hư hỏng kết cấu lớn nhất). Chiều sâu mỗi hố khoan thể hiện tại bảng 1. Thời gian tiến hành công tác khoan khảo sát được tiến hành vào giữa tháng 3 năm 2022 (sau khi sự cố xảy ra 1,5 tháng). Hình 4 thể hiện mặt cắt địa chất, gồm mặt cắt I-I qua các hố khoan HK1-HK2-HK5, mặt cắt II-II qua các hố khoan HK3-HK4. Đặc điểm địa tầng gồm 4 lớp như sau:

+ Lớp 1: Đất lấp gồm sét pha lẫn dăm sạn, trạng thái cứng, đôi chỗ dẻo mềm, giá trị SPT thấp thay đổi từ 2 - 4 búa. Chiều dày lớp đất lấp thay đổi từ 1,8 đến 4,7m.

+ Lớp 2: Sét pha lẫn dăm sạn màu đen, còn giữ cấu trúc của đá gốc, cấu tạo phân lớp mỏng, trạng thái dẻo cứng, giá trị SPT thay đổi từ 3 - 5 búa. Chiều dày lớp đất thay đổi từ 1,3 m (tại HK5) đến 5,8 m (HK1).

+ Lớp 3: Đá phiến sét phong hóa nhẹ màu đen, phong hóa nhẹ, cấu tạo phân lớp mỏng, cứng. Khi khoan đá bị vỡ vụn thành các mảnh nhỏ. Chiều dày lớp thay đổi từ 4,0 m (vị trí HK1) đến 9,2 m (vị trí HK5, khu vực chân mái taluy âm).

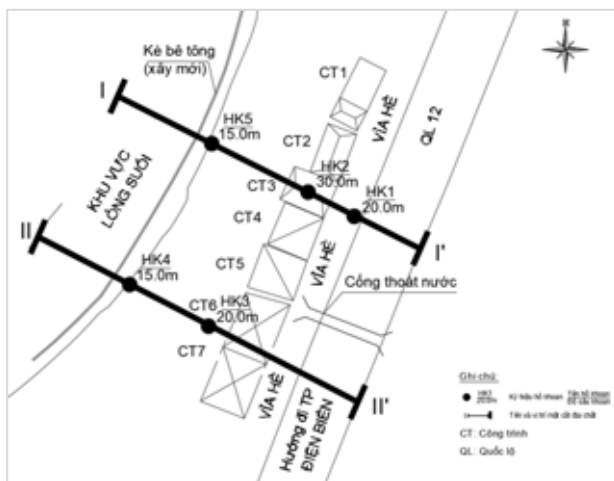
+ Lớp 4: Đá cát kết hạt mịn, đôi chỗ xen kẹp các mạch thạch anh, màu xám trắng, đôi chỗ xám đen, chiều dày thay đổi từ 3,0 m (HK5) đến 3,4 m (HK2), đá rất cứng.

Theo báo cáo khảo sát địa chất, địa hình do Liên danh Công ty cổ phần công nghệ hạ tầng cơ sở Aitogy và Công ty Cổ phần tư vấn thiết kế & Xây dựng Bamboo Việt Nam lập tháng 2 năm

2022 (Liên danh Công ty CP Công nghệ hạ tầng cơ sở và Công ty CP TVTK&XD Bamboo Việt Nam, 2022) thì công trình nghiên cứu nằm trong khu vực hoạt động kiến tạo mạnh của khu vực phía Tây Bắc Việt Nam. Bên cạnh đó, kết quả nghiên cứu của một số tác giả đối với hoạt động kiến tạo trong địa bàn tỉnh Điện Biên cũng cho thấy đã có khá nhiều các trận động đất từ yếu đến mạnh đã xảy ra, cụ thể bao gồm: động đất tại Điện Biên năm 1935 với giá trị $M = 6,8$ (Dũng và nnk., 2007), động đất tại khu vực Tuần Giáo năm 1983 ($M = 6,7$) (Triều, 2003), động đất tại Điện Biên Đông ($M = 4,3$) tháng 01/2018 (Lê và nnk., 2019).

Bảng 1. Chiều sâu hố khoan khảo sát

STT	Tên hố khoan	Chiều sâu (m)
1	HK1	20
2	HK2	30
3	HK3	20
4	HK4	15
5	HK5	15

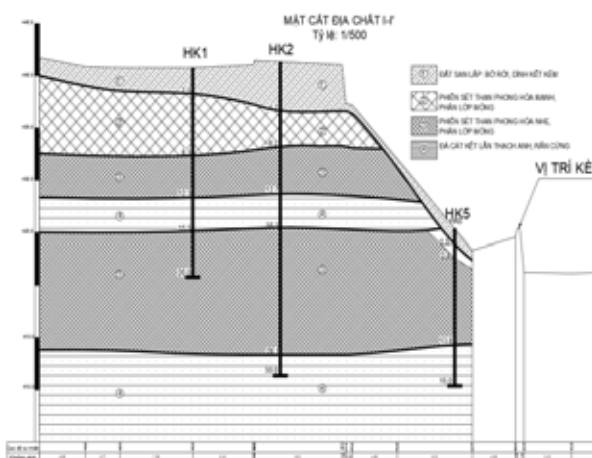


(a)

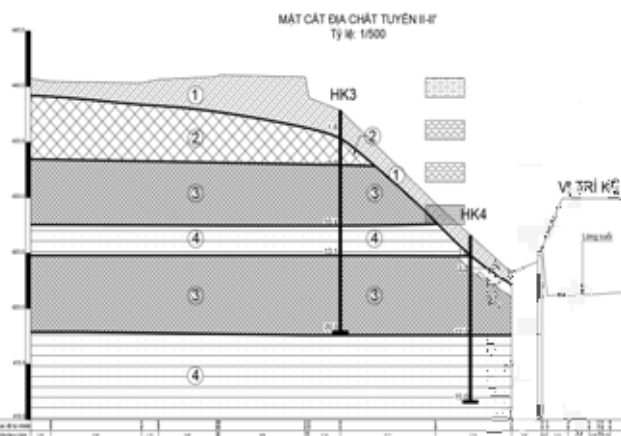


(b)

Hình 3. Mặt bằng vị trí các hố khoan (a), và (b) công tác khoan khảo sát tại khu vực nghiên cứu.



(a): HK1-HK2-HK5



(b) HK3-HK4

Hình 4. Các mặt cắt địa chất khu vực nghiên cứu đánh giá.

Kết quả thí nghiệm đánh giá chỉ tiêu cơ lý từ 11 mẫu đất thu được từ quá trình khoan khảo sát thể hiện tại bảng 2.

Bảng 2. Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất (Liên danh công ty CP Công nghệ hạ tầng cơ sở và Công ty CP TVTK&XD Bamboo Việt Nam, 2022)

Tính chất cơ lý		Kết quả thí nghiệm		
		Lớp 1	Lớp 2	Ghi chú
Thành phần hạt	% hạt sỏi sạn	3,4	3,4	
	% hạt cát	25,8	25,1	
	% hạt bụi	45,7	46,2	
	% hạt sét	25,2	25,3	
Độ ẩm W (%)		23,9	28,2	
Khối lượng thể tích tự nhiên, γ_w (g/cm ³)		1,96	1,90	
Khối lượng thể tích khô, γ_c (g/cm ³)		1,58	1,48	
Khối lượng riêng, ρ (g/cm ³)		2,67	2,67	
Hệ số rỗng, e		0,69	0,8	
Độ rỗng, n (%)		40,9	44,5	
Độ bão hòa, G (%)		92,1	94,0	
Giới hạn chảy, W_L (%)		36,8	36,9	
Giới hạn dẻo, W_p (%)		20,5	21,2	
Chỉ số dẻo, I_p (%)		16,2	15,7	
Độ sệt, B		0,21	0,44	
Hệ số nền lún, a_{1-2} (cm ² /kG)		0,026	0,03	
Lực dính, C, kG/cm ²		0,167	0,174	
Góc ma sát, ϕ , độ		17 ⁰ 26'	20 ⁰ 38'	

2. Mô tả sự cố và đánh giá mức độ hư hỏng kết cấu công trình

2.1. Thời gian và diễn tiến sự cố

Dấu hiệu đầu tiên liên quan đến sự cố hư hại kết cấu công trình trên mái taluy âm được ghi nhận tại công trình số 3 (CT3, hình 3a), cụ thể ngày 02 tháng 11 năm 2021 xuất hiện các vết nứt trên nền nhà và tường gạch phía sau nhà, toàn bộ khối nhà bắt đầu bị lún nghiêng về phía lòng suối với góc nghiêng ghi nhận được khoảng 5 độ (Hình 5). Trong giai đoạn này, công tác thi công kết cấu kè bê tông cốt thép dưới chân mái taluy âm để phòng chống xói lở trong khu vực phạm vi nghiên cứu đã hoàn thành, với thời gian thi công tuyến kè diễn ra từ ngày 06 tháng 10 năm 2021 đến ngày 18 tháng 10 năm 2021.

Khoảng 2,5 tháng (ngày 06/01/2022) sau khi công trình CT3 bị hư hại thì khu vực các công trình lân cận, bao gồm CT1, CT2, CT4, CT5, CT6, CT7 bắt đầu ghi nhận xuất hiện các vết nứt trước kéo dài với bề rộng vết nứt trung bình khoảng 10 cm, vết nứt xuất hiện trên các cấu kiện: dầm, tường như thể hiện tại các Hình 6 và Hình 7.



Hình 5. Dấu hiệu hư hại tại công trình CT3.



Hình 6. Vết nứt kéo dài với bề rộng lớn các mặt tiền của các công trình trong phạm vi nghiên cứu.



(a) tầng bán hầm CT5 (b) sàn tầng hầm CT5 (c) vết nứt trên tường

Hình 7. Vết nứt xuất hiện trên các bộ phận kết cấu của các công trình.

2.2. Đánh giá mức độ hư hỏng kết cấu công trình

Trên sở sở khảo sát, đánh giá hiện trạng kết cấu của các công trình nằm trong trong khu vực nghiên cứu và tiêu chuẩn TCVN 9381:2012 “*Hướng dẫn đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà*” (thể hiện tại mục 1.1 - Phần 1) thì mức độ (tình trạng) kỹ thuật của các công trình trong khu vực nghiên cứu được phân loại như bảng 3.

Bảng 3. Tổng hợp tình trạng kỹ thuật của các công trình trong khu vực sự cố

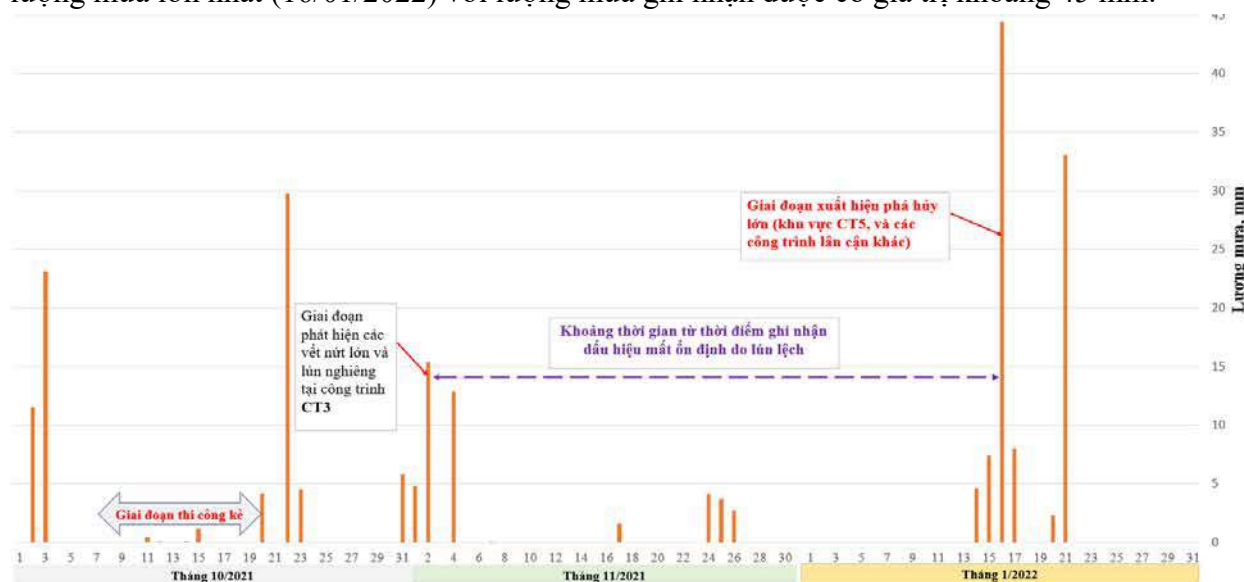
Nội dung	Tình trạng kỹ thuật phần kết cấu chính của nhà ở				Mô tả
	Cấp A	Cấp B	Cấp C	Cấp D	
CT1		X			Lún sụt nhẹ, xuất hiện nứt cục bộ phía sau công trình.
CT2		X			
CT3				X	Lún nghiêng với góc nghiêng của công trình ghi nhận được $\alpha = 4 - 5$ độ, vết nứt xuất hiện trên hầu hết các kết cấu phía sau công trình (khu vực mái taluy): tường, nền.
CT4				X	
CT5			X		Lún nghiêng với góc nghiêng của công trình ghi nhận được $\alpha \approx 1$ độ, vết nứt xuất hiện tập trung trên kết cấu phía sau công trình (khu vực mái taluy).
CT6		X			Lún sụt nhẹ, xuất hiện nứt cục bộ phía sau công trình.
CT7		X			Lún sụt nhẹ, xuất hiện nứt cục bộ phía sau công trình.

3. Nguyên nhân

3.1. Nhóm nguyên nhân khách quan

a) Điều kiện địa chất công trình

Kết quả khoan khảo sát cho thấy toàn bộ các công trình trong khu vực nghiên cứu được đặt trực tiếp lên nền địa chất với các lớp đất trên mặt có tính chất xây dựng kém, bao gồm lớp đất san lấp, và lớp đất sườn tàn tích là sản phẩm phong hóa từ đá phiến sét phân lớp mỏng. Trong đó, lớp đất san lấp có thành phần chủ yếu dăm sạn bờ rời lẫn đá phiến sét phong hóa mạnh, tính dính kém. Chiều dày của lớp đất lấp tăng dần về phía mặt mái taluy âm, trong đó phạm vi có chiều dày lớn ghi nhận tại các hố khoan HK1 và HK2 với chiều dày trung bình lớn nhất lên đến 4,7 m, đây cũng chính là khu vực có các công trình bị phá hủy mạnh nhất (CT3, CT4). Khu vực công trình CT5 mặc dù mức độ hư hại ở mức thấp hơn so với các công trình CT3 và CT4, tuy nhiên một số bộ phận kết cấu chịu tải của tầng bán hầm xuất hiện vết nứt khá đáng kể (CT5) như thể hiện tại các Hình 7a, b. Điều này cũng phản ánh thêm về ảnh hưởng của lớp đất san lấp đến ổn định chung của công trình trong khu vực nghiên cứu. Cụ thể, do công trình CT5 sử dụng tầng bán hầm nên phần lớn lớp đất san lấp đã được đào bóc trong quá trình thi công và do đó công trình hầu như đặt trên lớp đất sét phong hóa phân lớp mỏng, đây là loại đất ở điều kiện tự nhiên có trạng thái dẻo cứng nhưng khi độ ẩm tăng hoặc bị bão hòa nước thì loại đất này chuyển trạng thái sang dẻo mềm, dẻo chảy, sức chịu tải giảm nhanh. Phân tích thời điểm phá hủy lớn khu vực nghiên cứu cho thấy, hiện tượng phá hủy kết cấu CT5 xuất hiện sau một đợt mưa lớn kéo dài từ ngày 14 - 16/01/2022 như thể hiện tại Hình 8, trong đó thời điểm phá hủy lớn xảy ra vào ngày có lượng mưa lớn nhất (16/01/2022) với lượng mưa ghi nhận được có giá trị khoảng 45 mm.



Hình 8. Thời điểm xuất hiện phá hủy lớn tại khu vực nghiên cứu.

Một điểm đáng lưu ý tại khu vực CT5 chính là sự có mặt của công thoát nước như thể hiện tại các Hình 3a và Hình 9. Theo thiết kế thì đường ống thoát nước đặt tại khu vực công trình CT5 có vai trò thu nước mặt trên quốc lộ QL12 đưa xuống lòng suối. Tuy nhiên, khảo sát tại khu vực nghiên cứu cho thấy đường ống thoát nước làm việc không đảm bảo, cụ thể, nước mưa sau khi chảy vào đường ống hầu như không thoát xuống lòng suối dưới chân mái taluy, thay vào đó nguồn nước này thấm xuống các lớp đất nền khu vực công trình CT5 làm tăng độ ẩm đá phiến sét phong hóa mạnh dưới công trình CT5, đặc biệt trong các ngày 14, 15 và 16/01/2022. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm từ các công trình (Hasbollah và nnk., 2019; Mohamad và nnk., 2013) cho thấy độ bền của đá phiến sét giảm mạnh khi độ ẩm tăng, cụ thể nghiên cứu của (Hasbollah và nnk., 2019) cho thấy chỉ số độ bền kéo của đá phiến sét giảm xuống 80% khi độ ẩm tăng 7,4%. Kết quả nghiên cứu của Mohamad và nnk.(2013) cũng cho thấy đá phiến sét loại 4 (phong

hóa mạnh) có mức độ hấp thụ nước (tính hút nước) lớn nhất, cụ thể mức độ hấp thụ nước lần lượt của các loại 1, 2, 3, và 4 là: 0,475%, 2,054%, 4,063%, và 21,361% như thể hiện tại Bảng 5. Do đá phiến sét tại khu vực nghiên cứu có mức độ phong hóa mạnh nên tính hút thấm nước cao, sức chịu tải của nền khu vực công trình CT5 vì thế giảm nhanh trong 3 ngày mưa lớn kéo dài và công trình bị hư hại kết cấu vào ngày có lượng mưa lớn nhất khoảng gần 45 mm (ngày 16/01/2022).

*Bảng 4. Tỷ lệ suy giảm độ bền kéo (%)
(Hasbollah và nnk., 2019)*

Nội dung	Thời gian ngâm mẫu trong nước, phút		
	15	30	60
Đá phiến sét	36%	64%	80%
Đá cát kết	16%	32%	46%

Bảng 5. Sự hấp thụ nước (Mohamad và nnk., 2013)

Nội dung	Đơn vị	Loại đá phiến sét			
		1	2	3	4
Độ hút nước	%	0,475	2,054	4,063	21,361



Hình 9. Vị trí đường ống thoát nước khu vực CT5.

b) Điều kiện thời tiết

Kết quả phân tích mối quan hệ giữa điều kiện thời tiết (lượng mưa, thời gian mưa) và thời điểm xảy ra các hiện tượng hư hỏng kết cấu công trình như thể hiện tại các Hình 2 và Hình 8 có thể nhận thấy tất cả các thời điểm xuất hiện các dấu hiệu mất ổn định gây hư hại kết cấu đều xảy ra sau một chuỗi các ngày mưa lớn, cụ thể:

- Giai đoạn xuất hiện dấu hiệu mất ổn định đầu tiên tại công trình CT3 vào tháng 11/2021: lượng mưa trong khu vực liên tục tăng từ tháng 4 đến tháng 8, trong đó tháng 8 có lượng mưa lớn nhất với giá trị khoảng 410,6 mm, trước thời điểm xuất hiện dấu hiệu mất ổn định đầu tiên khoảng 1 tháng thì lượng mưa trung bình cũng tương đối cao, cụ thể trong tháng 9 và tháng 10 lượng mưa trung bình khoảng 95,6 mm (hình 2);

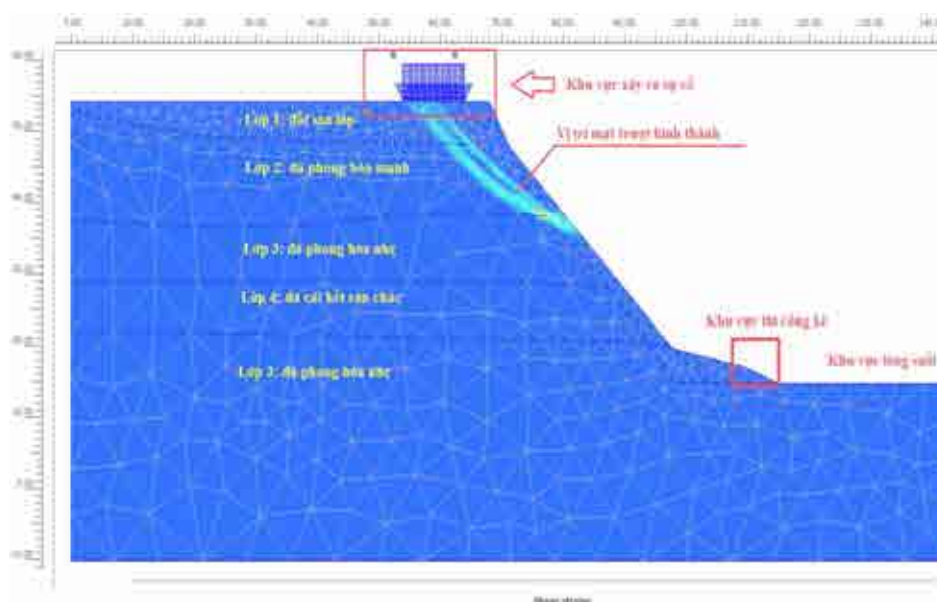
- Giai đoạn xuất hiện phá hủy lớn diện rộng vào ngày 16/01/2022: thời tiết liên tục có mưa trong các ngày 14, 15, và 16, trong đó lượng mưa lớn nhất xuất hiện vào ngày 16/01/2022, đây cũng là thời điểm xuất hiện phá hủy diện rộng, trong đó công trình CT5 có mức độ đáng kể nhất.

Ảnh hưởng của lượng mưa đến sự giảm bền của vật liệu đất nói riêng và sự ổn định của công trình đất nói chung đã được nhiều công trình nghiên cứu trình bày, theo đó, khi lượng mưa tăng thì áp lực nước lỗ rỗng tăng, lực hút dính giảm, ứng suất có hiệu của vật liệu đất giảm, và kết quả làm cho độ bền kháng cắt của đất suy giảm (Watson và Laflen, 1986; Yoshida và nnk., 1991; Yubonchit và nnk., 2017; Zhang và nnk., 2011).

3.2. Nhóm nguyên nhân chủ quan

a) Vị trí và giải pháp kết cấu móng công trình

Kết quả khảo sát cho thấy hầu hết các công trình trong khu vực nghiên cứu sử dụng giải pháp kết cấu móng nông trên nền đất san lấp, riêng nền của các công trình CT6 và CT7 có sử dụng giải pháp móng cọc bê tông đúc sẵn với chiều sâu cọc tương đối ngắn (trung bình từ 4 - 5 m). Sử dụng phần mềm địa kỹ thuật phân tích ổn định của các công trình trong khu vực nghiên cứu cho thấy các công trình nằm hoàn toàn trong cung trượt của taluy âm, trong đó, cung trượt phát triển từ mặt đất tự nhiên đến ranh giới giữa hai lớp địa chất: lớp 2, và lớp 3 như thể hiện tại hình 10.



Hình 10. Phân tích ổn định taluy âm khu vực nghiên cứu.

b) Công tác bảo trì hệ thống thoát nước mặt dọc tuyến quốc lộ

Kết quả khảo sát trong khu vực nghiên cứu cho thấy hệ thống thoát nước khu vực công trình CT5 chưa được bảo trì hiệu quả. Kết cấu đường ống thoát nước sau một thời gian sử dụng đã bị hư hại một phần, đặc biệt có những đoạn ống nằm dưới nền của công trình dân sinh (cụ thể tại khu vực nghiên cứu thì đường ống thoát nước chạy qua nền công trình CT5) không còn nguyên trạng như thể hiện tại hình 9. Điều này (đường ống thoát nước bị phá hủy một phần) sẽ làm cho nước trong đường ống thấm dần vào nền đất dưới các công trình nghiên cứu, làm tăng độ ẩm, giảm cường độ của đất nền khu vực nghiên cứu.

4. Kết luận và kiến nghị

Bài báo đã trình bày kết quả nghiên cứu khảo sát, đánh giá sự cố hư hại và phá hủy kết cấu công trình xây dựng trên mái taluy âm, một số kết luận đồng thời cũng là những kiến nghị để góp phần thêm vào quá trình phòng ngừa hiện tượng hư hại kết cấu do mất ổn định nền của công trình xây dựng trên taluy âm bao gồm thứ nhất cần lựa chọn sử dụng giải pháp móng (kết cấu, vị trí đặt móng) phù hợp với tải trọng công trình và khối trượt của mái taluy âm. Thứ hai, cần chú trọng công tác thoát nước và bảo trì hệ thống thoát nước đã và đang được sử dụng. Thứ ba, cần thực hiện cải tạo, gia cường nền trước khi thi công công trình trên mái taluy âm.

Tài liệu tham khảo

- Lê Tử Sơn và nnk., 2007. Vi phân vùng động đất thành phố Điện Biên. *Science of the Earth*, 29(1), 68-82.
- Hasbollah, D. Z. A. và nnk., 2019. Comparison study on the strength index of tropical shale and sandstone influenced by moisture content. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 527(1), 012041.
- Lê Văn Dũng và nnk., 2019. Động đất Mường Ảng (M = 3, 9) ngày 08/01/2018 và động đất Điện Biên Đông (M= 4, 3) ngày 09/01/2018. *Bản B Của Tạp Chí Khoa Học và Công Nghệ Việt Nam*, 61(3).
- Liên danh công ty CP Công nghệ hạ tầng cơ sở và Công ty CP TVTK&XD Bamboo Việt Nam. (2022). Báo cáo khảo sát địa chất, địa hình khu vực sự cố tại tổ dân phố 3, thị trấn Mường Chà, tỉnh Điện Biên.
- Mohamad, E. T. et al., 2013. The effect of moisture content on the strength and anisotropy index of tropically weathered shale. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18, 5967-5979.

- Cao Đình Triều., 2003. Đặc trưng động đất vùng chấn tâm Tuần Giáo 1983. *Science of the Earth*, 25(1), 9-14.
- Tuyet, T. V. và nnk., 2005. Geological and Mineral Resources Map of Vietnam. Phong Sa Lì - Điện Biên Phủ., Department of Geology and Minerals of Vietnam.
- Watson, D. A., & Laflen, J. M., 1986. Soil strength, slope, and rainfall intensity effects on interrill erosion. *Transactions of the ASAE*, 29(1), 98-102.
- Yoshida, Y., Kuwano, J., & Kuwano, R., 1991. Rain-induced slope failures caused by reduction in soil strength. *Soils and Foundations*, 31(4), 187-193.
- Yubonchit, S. và nnk., (2017). Influence factors involving rainfall-induced shallow slope failure: Numerical study. *International Journal of Geomechanics*, 17(7), 04016158.
- Zhang, L. và nnk., (2011). Stability analysis of rainfall-induced slope failure: A review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 164(5), 299-316.

Structural failures of existing buildings placing on a negative slope: a case study in Muong Cha, Dien Bien province

Bui Van Duc^{1,2*}, Nguyen Van Manh¹, Nguyen Quang Tuan³, Phan Viet Son²

¹Research group of Geotechnical Engineering, Materials and Sustainability, Hanoi University of Mining and Geology

²Hanoi University of Mining and Geology

³Thuy Loi University

*Corresponding author: buivanduc@humg.edu.vn

Abstract

The placement of buildings and structures on or adjacent to slopes is a common situation in several northwestern mountainous provinces of Vietnam, in which, many buildings are often placed quite close to the top of the slope which leads to increase the load for the sliding block, consequently, reduce the overall stability of the slope. This paper presents a case study on the field assessment of a structural damage incident of existing buildings placed on negative slopes in Muong Cha district, Dien Bien province. The research results using the survey method of geological conditions combined with the field observation and the numerical simulation method show that the damaged structures were placed within the sliding arc of the slope. In addition, the buildings with a large degree of structural damage were placed on the natural foundation which consisted of low load-bearing capacity and quite sensitive to the increase in moisture content. Lastly, the type of footings of all the buildings was not suitable with the geological conditions and characteristics of the slope in the study area.

Keywords: Cut slope; Building Stability; Landslide; Structural Damage.

PHỦ XANH MÁI DỐC - BIỆN PHÁP PHÒNG CHỐNG XÓI MÒN MANG TÍNH BỀN VỮNG

Nguyễn Văn Thành^{1,*}, Doãn Thị Trâm¹, Lê Văn Nam¹, Nguyễn Trí Thắng²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

²Công ty cổ phần Greeningcons

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenvanthanh@humg.edu.vn

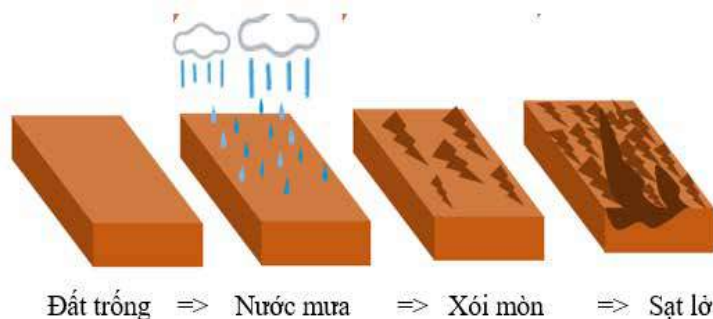
Tóm tắt

Phát triển kinh tế luôn đi kèm với việc phát triển cơ sở hạ tầng, đặc biệt là hạ tầng giao thông. Khi xây dựng các cung đường giao thông kết nối các khu vực, vùng miền xa xôi với nhau phục vụ phát triển kinh tế của đất nước thường đi qua các khu vực đồi núi, đòi hỏi phải san gạt núi, phá vỡ cân bằng sinh thái tự nhiên... Thông thường, bề mặt mái dốc có thể được bảo vệ sớm thông qua giải pháp phun vữa bê tông hoặc tạo thảm thực vật; được gia cố chống sạt lở sâu bởi các đinh, neo và hệ thống khung dầm bê tông; hoặc để thích ứng với tự nhiên. Giải pháp phủ xanh mái dốc bằng thảm thực vật tự nhiên là giải pháp được các nước phát triển trong khu vực và trên thế giới áp dụng rộng rãi từ lâu, vừa có khả năng chống xói mòn bề mặt, vừa mang lại không gian xanh, giảm thời gian hồi phục tự nhiên và có chi phí tương đối thấp so với các giải pháp khác. Nội dung báo cáo tập trung giới thiệu giải pháp phủ xanh mái dốc bằng thảm thực vật tự nhiên và kết quả thử nghiệm trồng cỏ mái dốc ban đầu tại một số dự án gần đây ở Việt Nam và Thế giới.

Từ khóa: bảo vệ mái dốc; phủ xanh; chống xói mòn; hồi phục tự nhiên; trồng cỏ.

1. Đặt vấn đề

“Mái dốc” được tạo ra khi thi công các công trình đường bộ, trong trường hợp không được bảo vệ, nước mưa không thấm thấu hết vào đất sẽ chảy trên bề mặt, theo thời gian hình thành các rãnh xói. Mặt khác nước mưa rơi xuống mặt đất sẽ tạo ra chấn động, cuốn theo đất khi trôi xuống gây ra xói mòn, từ đó phát sinh ra nguy cơ sạt lở bề mặt (Đoàn Dự án Jica, 2014). Cơ chế dẫn đến xói lở bề mặt mái dốc có thể giải thích đơn giản như hình 1.



Hình 1. Tác động của nước mưa lên bề mặt đất trống dẫn đến xói mòn/sạt lở.

Để giảm thiểu xói mòn đất đá trên bề mặt, giảm nguy cơ sụt trượt mái dốc..., có nhiều biện pháp khắc phục như xây lát đá gia cố bề mặt, thoát nước mặt, gia cố bề mặt bằng khối xây, bê tông phun, tấm lát bê tông... tuy nhiên giải pháp này không tạo được cảnh quan xanh, phục hồi hệ sinh thái đã mất. Việc phủ xanh bằng cỏ và thực vật được xem là biện pháp tối ưu đảm bảo về kỹ thuật, chi phí hợp lý, áp dụng đơn giản, mỹ quan và đặc biệt tạo cảnh quan xanh và phục hồi tự nhiên (Đoàn Dự án Jica, 2014).

Phương pháp phủ xanh đã và đang được nghiên cứu, triển khai trên diện rộng ở các nước phát triển như: Hoa Kỳ, Anh, Hà Lan, Nhật Bản, Hàn Quốc, Trung Quốc... Công nghệ phủ xanh mái dốc nhen nhóm từ những năm 50 của thế kỷ 20 tại Nhật Bản, và những năm 60 thế kỷ XX tại các nước phương Tây.

Tại Việt Nam, công nghệ và giải pháp chống xói mòn, sạt lở mái dốc bằng biện pháp phủ xanh còn khá mới mẻ, song sau 35 năm đổi mới và đặc biệt trong vòng 10 năm thực hiện Chiến lược phát triển kinh tế - hội giai đoạn 2011- 2020 được đề ra tại Đại hội lần thứ XI của Đảng, hệ thống hạ tầng giao thông Việt Nam chứng kiến sự bùng nổ và “lột xác” để phát triển theo cấp số nhân, nên không thể nằm ngoài xu thế trên. Các tuyến quốc lộ được làm mới, hoặc mở rộng lên gấp nhiều lần so với trước. Từ lúc không có tuyến đường cao tốc, đến nay cả nước đã có gần 1.800 km đường cao tốc (Văn Nguyễn, 2021, Báo Laodong.vn). Tuy nhiên, đa phần các mái dốc ở Việt Nam đang dễ thích ứng với tự nhiên, hoặc được bảo vệ bởi lớp bê tông phun nhưng những rủi ro đi kèm theo đó như hiện tượng tích tụ nước phía dưới bề mặt lớp phủ bê tông, do có nước thấm từ phía trên xuống được tích tụ dần, cộng với khả năng thoát nước bề mặt hạn chế (thông qua những ống thoát nước với mật độ nhất định) nhất là vào cao điểm mùa mưa, làm cho nguy cơ tách lớp giữa lớp bê tông với đất nền, tăng tải lên lớp bê tông phun gây sạt lở rất lớn.



Hình 2: Hình ảnh sạt lở tại một số tuyến đường vào mùa mưa (báo infonet.vietnamnet.vn và báo Pháp luật).

Thảm thực vật có tác dụng làm giảm tốc độ dòng chảy (nhờ gốc và bộ lá cây); giảm tác động của hạt mưa lên phần đất bề mặt (nhờ bộ lá cây), trong khi đó, bộ rễ bám chặt vào mái dốc, liên kết đất đá với nhau, có tác dụng như các neo tự nhiên từ đó ngăn ngừa xói mòn, sạt lở (Masujiro, 1979), (William Wade Carr, 1975).



a. Mái dốc khi chưa được phủ xanh

b. Mái dốc sau khi được phủ xanh

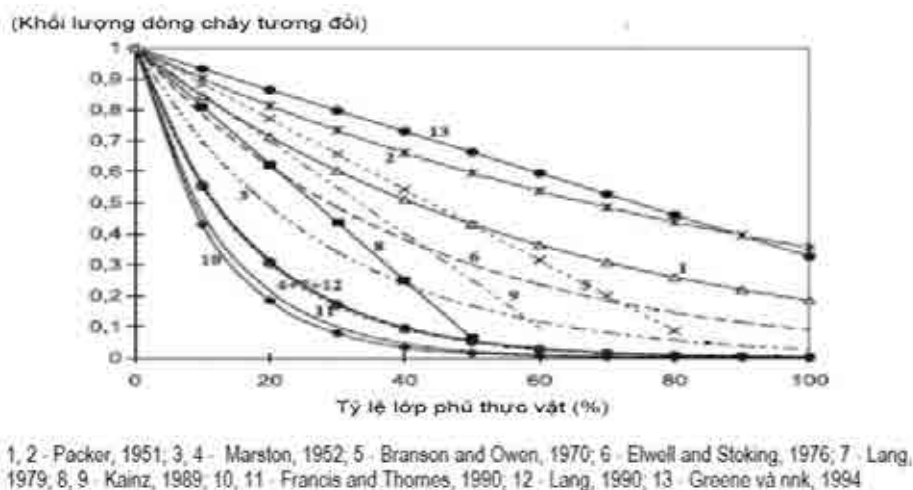
Hình 3. Tác động của hạt mưa lên bề mặt mái dốc [2][3].

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Một số nghiên cứu về tác dụng chống xói mòn của thảm thực vật

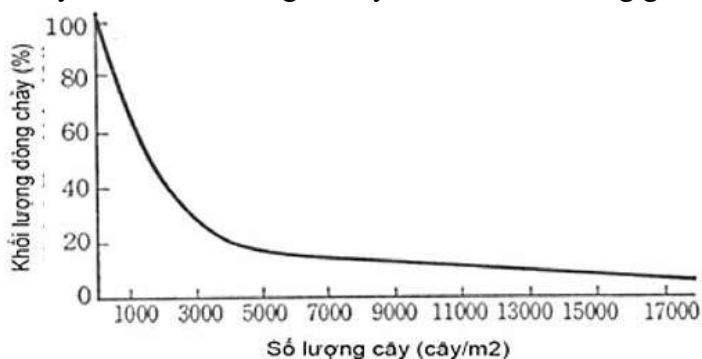
Từ những năm 70 của thế kỷ 20, các nước phương Tây, điển hình là Canada, qua nghiên cứu thực nghiệm về bảo vệ tài nguyên rừng với việc kiểm soát chống xói mòn bằng thảm thực vật (nhờ phương pháp phun phủ hạt giống) của William Wade Carr đã cho thấy: với độ phủ thực vật trung bình 65%, thảm thực vật không chỉ thành công trong việc ngăn chặn xói mòn mà còn giữ các hạt đất bị rửa trôi từ khu vực khác mang đến (so với khu vực ô đất trống đối chứng, trong vòng 7 tháng, lượng đất bị xói mòn sâu trung bình 2,3 cm, tương ứng 256 m³ đất xói mòn trên mỗi kilomet đường) (William Wade Carr, 1975).

Víctor Hugo Durán Zuazo đã chỉ ra rằng tốc độ xói mòn do nước giảm khi độ che phủ của thực vật tăng lên (hình 4).



Hình 4. Mối quan hệ giữa tỷ lệ lớp phủ thực vật và dòng chảy tương đối bởi nhiều tác giả (Víctor Hugo Durán Zuazo, Carmen Rocío Rodríguez Pleguezuelo, 2007).

Masujiro đã chỉ ra khả năng chống xói bề mặt ứng với lượng cây con trên mỗi đơn vị diện tích, theo đó, mật độ cây con trên/m² càng lớn, tỷ lệ bị xói mòn càng giảm, hình 5.



Hình 5. Mối quan hệ giữa số lượng cây và lượng đất chảy tràn (Masujiro, 1979).

Cũng trong nghiên cứu của mình, ông chỉ ra lượng đất xói đối với hai độ dốc khác nhau (45° và 60°) khi để trống so với khi phủ lên bề mặt các vật liệu khác nhau dưới tác động của mưa trong bảng 1; và khả năng chống xói của cây con theo độ che phủ, bảng 2. Theo đó, khi để đất trống sẽ bị xói mòn lớn nhất, vật liệu tự nhiên (rơm, xơ dừa...) có tác dụng chống xói tốt nhất; Cây con khi có độ bao phủ của lá rộng 7,5 cm (lúc đó coi tỷ lệ che phủ là 100%) trở lên thì lượng đất đá bị xói mòn trung bình là ít nhất (0%).

Bảng 1. Tỷ lệ đất bị xói mòn khi sử dụng các vật liệu khác nhau dưới tác động của mưa với các góc dốc khác nhau (Masujiro, 1979)

Nội dung thử nghiệm				Kết quả thử nghiệm			
Loại vật liệu	Tỷ lệ che phủ	Mắt lưới (mm)	Khoảng cách sợi (mm)	Góc nghiêng 45 độ		Góc nghiêng 60 độ	
				Lượng đất xói (g/m²)	Tỷ lệ	Lượng đất xói (g/m²)	Tỷ lệ
Thảm rơm	95,0	0,5x1000	6,0	32	0,9	35	0,9
Lưới Sora	79,8	vô định hình	0,05-0,5	187	5,3	230	5,3
Lưới Suji + Iren	30,0	10x3	20,0	952	27,2	3768	95,1
Lưới Jikinet	17,7	20x13	10,0	1889	54,0	2369	59,8
Lưới Geonet	27,3	10x10	10,0	2222	63,5	3811	96,2
Đất (trống)	0	0	0	3497	100	3962	100

Bảng 2. So sánh độ phủ xanh và lượng xói mòn khi trồng cây roi nhỏ đỏ (Masujiro, 1979)

Đường kính che phủ bề mặt (cm)	1,5	2,5	3,5	7,5
Mức độ che phủ (%)	37	60	91	100
Tổng lượng đất xói mòn (T/ha)	3,46	1,7	0,4	0
Tỷ lệ (%)	100	49	11	0

Tại Việt Nam, kết quả nghiên cứu đối với lớp đất mặt hồ Sông Trầu, huyện Thuận Bắc, tỉnh Ninh Thuận cho thấy lượng đất xói mòn tăng theo góc dốc và có thể giảm 8 lần so với trước khi trồng cỏ; sức chống cắt của đất được tăng lên sau khi trồng cỏ. Riêng lực dính và góc ma sát của đất tăng 56% và 43% (Tuan Nghia Do, Lan Chau Nguyen, 2022).

2.2. Tính bền vững của phương pháp chống xói mòn bằng thảm thực vật

Với hiện trạng mái dốc khác nhau, như độ dốc, hình thái mái dốc (mái đào/mái đắp), độ cứng của đất đá, độ pH, điều kiện khí hậu, thời tiết, hàm lượng dinh dưỡng của đất... cũng như mục tiêu phủ xanh mà việc lựa chọn quần thể thực vật, phương pháp thi công phủ xanh... cũng khác nhau. Với nhiều địa hình có độ dốc lớn (trên 50 độ), đất đá có độ cứng cao, ít phong hóa thì phương pháp trồng thủ công nhiều khi không thể thi công được do khả năng trữ nước kém và bị rửa trôi nếu mưa to khi mà bộ rễ cây chưa kịp thích nghi với điều kiện mới (ở mái dốc).

Nếu để mái dốc tự nhiên, hồi phục tự nhiên có thể diễn ra sau hàng chục năm, bắt đầu từ thực vật bậc thấp (rêu/địa y) cho đến khi tạo được rừng cây cao. Phủ xanh mái dốc nhân tạo bằng thảm thực vật có thể rút ngắn thời gian phục hồi tự nhiên đến vài năm, góp phần hoàn nguyên môi trường sống xanh, bền vững, hình 6 (Rontai Việt Nam, 2023).



Hình 6. Trồng cỏ phủ xanh góp phần rút ngắn thời gian hồi phục tự nhiên.

Việc lựa chọn quần thể thực vật phù hợp không những giúp chống xói mòn mà còn mang tính bền vững bởi sự sinh trưởng của quần thể thực vật, nhất là trong những điều kiện mái dốc không đáp ứng được sự sinh trưởng của thực vật, như có độ dốc cao. Tương quan giữa quần thể thực vật mục tiêu và độ dốc có thể lựa chọn theo bảng 3 (Hiệp hội Đường bộ Nhật Bản, 2020).

Bảng 3. Tương quan giữa độ dốc và quần thể thực vật mục tiêu

Độ dốc	Trạng thái sinh trưởng của thực vật
Độ dốc < 1:1,4 (dưới 35 độ)	<ul style="list-style-type: none"> - Độ dốc dưới 1:1,7 có thể kiến tạo hệ thực vật nhiều cây thân gỗ lớn. - Độ dốc từ 1:1,7 - 1:1,4 có thể mọc cây thân gỗ lớn tùy vào điều kiện chất đất của taluy và môi trường xung quanh. - Các loại cây bản địa có thể xâm nhập dễ dàng. - Thực vật sinh trưởng dễ dàng, nếu kiến tạo xong thảm thực vật thì xâm thực bề mặt hầu như không xảy ra.
1:1,4 - 1:1 (35 độ - 45 độ)	<ul style="list-style-type: none"> - Cây gỗ trung bình và thấp chiếm ưu thế. Có thể kiến tạo quần thể thực vật được thảo mộc che phủ.
1:1 - 1:0,8 (45 độ - 50 độ)	<ul style="list-style-type: none"> - Có thể kiến tạo hệ thực vật thấp bao gồm cây thân gỗ thấp và quần thể cỏ.
Độ dốc > 1:0,8 (trên 50 độ)	<ul style="list-style-type: none"> - Hệ thực vật mục tiêu là quần thể cỏ. Chỉ trong trường hợp mái dốc ổn định, hoặc sử dụng phương pháp khác để ổn định mái dốc mới có thể phủ xanh. - Giới hạn tối đa để phủ xanh là khoảng 70 độ.

Trong việc chống xói mòn, thực vật được ưu tiên chọn thường là quần thể nhiều loại có tác dụng bổ trợ nhau trong quá trình sinh trưởng và phát triển; là những loại cây lâu năm, ít công chăm sóc bảo dưỡng. Cỏ họ lúa có bộ rễ phát triển với cách thức phát triển rễ nhiều hướng khác nhau, sinh trưởng cả theo phương dọc và phương ngang sẽ giữ đất chống xói mòn, mặt khác lá sinh trưởng nhanh sẽ giúp che phủ toàn bộ bề mặt mái dốc taluy. Loại cỏ bò lan thân thấp, thân lan trên mặt đất, phát triển mạnh theo phương ngang sẽ che phủ phần đất trống, làm giảm tác động hạt mưa gây xói mòn. Cỏ họ đậu có những nốt sần trong rễ cây sẽ cố định đạm trong đất, mặt khác, thân và lá cây khi chết sẽ tạo lớp hữu cơ tạo độ tơi xốp và là nơi cư trú, sinh trưởng cho các thực vật, vi sinh vật, góp phần cải tạo đất, giúp tăng khả năng phục hồi tự nhiên. Quá trình sinh trưởng này có thể được tóm tắt qua hình 7.



Hình 7. Quá trình sinh trưởng của thực vật (Greeningcons., JSC, 2023).

3. Kết quả áp dụng trồng cỏ phủ xanh tại một số dự án

Kết quả phủ xanh mái dốc ở một số công trình tại Nhật Bản cho thấy thảm thực vật đã sinh trưởng và tồn tại khá tốt và lâu dài cùng các công trình giao thông đường bộ, phần mái dốc không xuất hiện hiện tượng xói mòn, hình 8.



Hình 8. Một số công trình phủ xanh tại Nhật Bản qua nhiều năm thi công (Rontai Việt Nam, 2023).

Nhiều trường hợp thực tế gặp phải khi thi công phủ xanh mái dốc tại Việt Nam, mái dốc có độ dốc cao (trên 55 độ) và bề mặt đất đá cứng (trên 28 mm), tuy có độ pH phù hợp cho thực vật phát triển nhưng không thể áp dụng phương pháp trồng thủ công, và thực tế cho thấy sau nhiều năm (3 - 4 năm) tạo bề mặt mái dốc, thực vật cũng không thể phát triển tự nhiên, bề mặt mái dốc vẫn là đất trống, thậm chí, sau nhiều mùa mưa đã có dấu hiệu bị xói mòn hình thành những rãnh sâu trên bề mặt mái dốc hình 9 (Greeningcons., JSC, 2023), (Rontai Việt Nam, 2023).



Hình 9. Tương quan giữa khu vực được trồng cỏ phủ xanh thử nghiệm và khu vực để tự nhiên của cùng một taluy tại hiện trường Phố Yên, Thái Nguyên.

Hiện trường mái dốc tại một số dự án tại Việt Nam cho thấy, khu vực thi công trồng cỏ phủ xanh có sự khác biệt hoàn toàn với phần còn lại của cùng một mái cơ của mái dốc sau gần 18 tháng thi công và vẫn đảm bảo sự sinh trưởng của quần thể thực vật, hình 10 (Greeningcons., JSC, 2023), (Rontai Việt Nam, 2023).



a. Phố Yên, Thái Nguyên

b. Cao tốc Thái Nguyên - Chợ Mới

c. Đồi Tỉnh ủy, TP Hà Giang

d. Tuyến tránh TP. Kontum

e. Vân Đồn, Quảng Ninh

Hình 10. Một số dự án trồng cỏ phủ xanh theo thời gian tại Việt Nam.

Mái dốc ở các dự án minh họa ở trên có thể được chia thành 2 nhóm:

- Mái dốc đắp (tại đồi Tỉnh ủy TP. Hà Giang): mái dốc có độ dốc thoải (dưới 30 độ); độ cứng của đất yếu đến trung bình (15 - 22 mm); phương án lựa chọn là phun phủ hạt giống (ở loại mái này, có thể dùng phương án trồng cỏ thủ công, nhưng sẽ tốn nhân lực thi công, hoặc mật độ cây/m² không cao bằng giải pháp trồng bằng hạt).

- Mái dốc đào (tại Thái Nguyên, Kon Tum, Quảng Ninh): mái dốc ở các dự án trên đều có điều kiện bất lợi cho thực vật phát triển, là đá phong hóa một phần, nhiều khe nứt nhỏ, có độ cứng lớn (trên 33 mm); độ dốc cao (trên 50 độ); phương án được lựa chọn là dùng các tấm giả thể dạng lưới có gắn sẵn hạt giống (loại mái này khó có thể trồng thủ công bằng hom, do đá cứng, dốc).

Các khu vực trên đều có khí hậu khá khắc nghiệt, chia thành hai mùa rõ rệt: mùa mưa và mùa khô. Mùa khô kèm theo nhiệt độ thấp có thể làm nhiều loại cỏ (có thể gieo bằng hạt) bị héo hoặc chậm phát triển. Ngược lại, mùa mưa có thể gây trôi các hạt giống, dưỡng chất, cây con trên bề mặt, nhất là ở các mái đá (rễ khó phát triển sâu vào trong bề mặt mái dốc) và độ dốc cao (do tỷ lệ bám của rễ vào bề mặt bị giảm đi).

Do quần thể cỏ tại mái dốc đòi hỏi ít công chăm sóc bảo dưỡng và bền vững nên các dự án trên sử dụng quần thể cỏ là sự kết hợp 3 loại cỏ, bao gồm cỏ họ lúa, cỏ họ đậu và cỏ bò lan - là các loại cỏ lâu năm, là những loại cỏ chịu được thời tiết khí hậu khắc nghiệt như chịu hạn, chịu lạnh... có thể hỗ trợ nhau sinh trưởng và chống xói mòn. Cỏ họ lúa có bộ rễ phát triển với cách thức phát triển rễ nhiều hướng khác nhau, sinh trưởng cả theo phương dọc và phương ngang sẽ giữ đất chống xói mòn, mặt khác lá sinh trưởng nhanh sẽ giúp che phủ toàn bộ bề mặt mái dốc taluy. Loại cỏ bò lan thân thấp, lan trên mặt đất, phát triển mạnh theo phương ngang sẽ che phủ phần đất trống, làm giảm tác động hạt mưa gây xói mòn. Cỏ họ đậu có những nốt sần trong rễ cây sẽ cố định đạm trong đất, mặt khác, thân và lá cây khi chết sẽ tạo lớp hữu cơ tạo độ tơi xốp và là nơi cư trú, sinh trưởng cho các thực vật, vi sinh vật, góp phần cải tạo đất, giúp tăng khả năng phục hồi tự nhiên.

4. Kết luận

Phủ xanh bằng thảm thực vật tự nhiên để hoàn nguyên các mái dốc taluy được các nước phát triển trong khu vực và trên thế giới quan tâm nghiên cứu, hoàn thiện từ nhiều năm, nhưng ở Việt Nam lĩnh vực này còn khá mới mẻ, hoặc chưa được quan tâm đúng mức trong việc hoàn nguyên, phục hồi tự nhiên. Tuy bước đầu thực hiện tại một số dự án phủ xanh đã có những kết quả khả quan, nhưng cũng cần có những nghiên cứu chuyên sâu, hoàn thiện công nghệ và phương án phủ xanh phù hợp, đặc biệt là phương án cho các công trình có khối lượng phủ xanh lớn, điều kiện khó khăn cho thực vật sinh trưởng... để có thể xây dựng tiêu chuẩn về bảo vệ mái dốc, tiến tới áp dụng đại trà trong các công trình, góp phần hồi phục và bảo vệ tự nhiên.

Lời cảm ơn

Nhóm tác giả xin gửi lời cảm ơn đến Công ty Rontai Việt Nam, Công ty cổ phần Greeningcons đã tạo điều kiện, chia sẻ dữ liệu thực tế thi công phủ xanh một số dự án ở Việt Nam và Nhật Bản để bản báo cáo được hoàn thiện.

Tài liệu tham khảo

Đoàn Dự án Jica, 2014. Sổ tay Kỹ thuật bảo dưỡng đường bộ - Dự án tăng cường năng lực bảo trì đường bộ tại Việt Nam, Tổng cục Đường bộ Việt Nam (bộ Giao thông Vận tải) và Cơ quan hợp tác Quốc tế Nhật Bản (JICA).

Greeningcons., JSC, 2023. Tài liệu lưu hành nội bộ.

Rontai Việt Nam, 2023. Tài liệu lưu hành nội bộ.

Hiệp hội Đường bộ Nhật Bản, 2020. Tiêu chuẩn bảo vệ mái dốc đào. Nhà xuất bản Maruzen.

- Masujiro, 1979. Công nghệ xanh hóa. Công ty TNHH xuất bản Murasakimori Kita.
- Tuan Nghia Do, Lan Chau Nguyen, 2022. Investigation of slope protection using vegetation: a case study in Ninh Thuan province, Vietnam. *The 4th International Conference on Sustainability in Civil Engineering*.
- Victor Hugo Durán Zuazo, Carmen Rocio Rodríguez Pleguezuelo, 2007. Soil-erosion and runoff prevention by plant covers. A review. INRA, EDP Sciences.
- William Wade Carr, 1975. Hydroseeding of forest road slopes for erosion control and resource protection. The university of British Columbia, Canada.

Greening slopes - Sustainable erosion prevention measures

Nguyen Van Thanh^{1,*}, Doan Thi Tram¹, Le Van Nam¹, Nguyen Tri Thang²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Greeningcons Joint stock company

*Corresponding author: nguyenvanthanh@humg.edu.vn

Abstract

Economic development is always accompanied by infrastructure development, especially transport infrastructure. When building roads connecting remote regions and regions together to serve the country's economic development, we often go through mountainous areas, requiring mountain leveling, breaking the ecological balance, natural ecology... Usually, the slope surface can be protected early by placing concrete or creating vegetation; reinforced against deep erosion by foundations, anchors and concrete girder frames; or adapted to nature. The solution of greening slopes with natural vegetation is a solution widely applied by developed countries in the region and the world for a long time, both capable of preventing surface erosion and providing green space,... reduce the natural restoration time and has a relatively low cost compared to other solutions. The content of the report focuses on introducing the solution of greening slopes with natural vegetation and the initial results of planting slope grass in some recent projects in Vietnam and the world.

Keywords: slope protection, slope greening, erosion control, natural restoration, grass planting.

A REVIEW OF EARLY WARNING FOR DEBRIS FLOW IN JAPAN AND RECOMMENDATIONS FOR VIETNAM

Nguyen Trung Kien¹, Nguyen Thanh Duong^{2,3*}, Nguyen Quoc Thanh¹, Pham Thi Ngoc Ha^{2,3},
Vy Thi Hong Lien¹, Phan Tu Huong⁴, Nguyen Tan Son⁵

¹*Institute of Geological Sciences - Vietnam Academy of Science and Technology*

²*Hanoi University of Mining and Geology*

³*Research Group of Engineering and Geoenvironment (EEG)*

⁴*Hanoi Architectural University*

⁵*Nam Mien Trung Co., Ltd*

*Corresponding author: nguyenthanhduong@humg.edu.vn

Abstract

Debris flow is one of the most common geohazards in some northern and central mountainous provinces of Vietnam, such as Lao Cai, Yen Bai, Ha Giang, Son La, Quang Tri, and Quang Nam. In general, debris flow often occurs suddenly and quickly with high kinetic energy. Thus, this geohazard not only caused a significant change in terrain and environment but also caused a huge loss of people and properties every year in Vietnam. There are different non-structural and structural countermeasures that can be applied to reduce and prevent the impacts of debris flow. In which, the monitoring and early warning of debris flow play an essential role in preventing and reducing the impacts of this geohazard. In Vietnam, some early warning systems have been built so far. However, the application and investment in the monitoring and early warning for debris flow in Vietnam are still limited. In the world, Japan is one of the countries that is severely affected by debris flow and related geohazards. In Japan, investigations of debris flow such as definition, monitoring, countermeasures, and early warning for debris flow have been started since the 1950s. Some criteria for monitoring and early warning have been proposed and applied in engineering practice. The warning systems have effectively prevented and minimized the impacts caused by debris flow in Japan. In this study, the early warning for debris flow applied in Japan will be reviewed throughout. Based on the overview, suitable criteria and early warning system for debris flow will be recommended for the conditions of Vietnam

Keywords: debris flow; early warning; soil water index; critical line; RBFN.

1. Introduction

Debris flow, along with flash floods and landslides, are the major types of natural disasters and are the most common geohazards in mountainous areas not only in Vietnam but also in many countries in the world, such as Japan, Taiwan, China... In Vietnam, these geohazards have caused significant damage to people and properties in the mountainous areas, especially in the North and Middle of Vietnam. According to statistics of the Ministry of Agriculture and Rural Development (MARD), there were 250 flash floods, debris flow, and landslides in Vietnam from 2000 to 2015 with an average of 16 times/year. In this period, these geohazards have caused 779 people died, 426 people injured, more than 100 000 houses flooded and damaged, and more than 75 000 hectares of rice and crop flooded and buried (MARD, 2019). In particular, in 2020, natural disasters such as floods, flash floods, debris flow, and landslides in some central provinces (Quang Binh, Quang Tri, Thua Thien Hue, Quang Nam) have caused 249 people died and missed, 1531 houses collapsed, more than 239 000 houses damaged, more than 473 000 houses flooded with an estimated economic loss of over 36 trillion VND (Thanh Chung, 2021).

In Vietnam, the main causes and triggering factors of debris flow are the high rainfall in a short time, the improper use of land, road construction, mining activities, changes in the hydrological regime, and slope failure. Among different geohazards in Vietnam, debris flow has

been on the rise in recent years and is one of the geohazards causing the most huge loss of life and properties. Thus, the establishment of monitoring and early warning systems is essential for the prevention and mitigation of the impacts of debris flow. So far, the research, investment, and application of early warning systems for geohazards in general and debris flow in particular in Vietnam are still limited (Ngo et al., 2020). Some monitoring and early warning systems have been built for flash floods in river basins (MONRE, 2014; Pham, 2018; VAWR, 2018). In 2019, one of the first realtime early warning system for debris flow has been installed at the stream of Ban Khoang commune, Sapa. However, the criteria for monitoring and warning system for debris flow need to be further clarified.

In the world, Japan is one of the countries which is often severely affected by geohazards such as debris flow, flash floods, and landslides. In Japan, the recognition and investigation of debris flow have begun since the 1950s (Takahashi, 2009). So far, many monitoring and early warning systems for debris flow have been established and built in the whole of Japan. Japan has become an international leader in the research, development, and application of early warning systems for debris flow. In this study, a review of the early warning system for debris flow in Japan will be conducted. Based on the review, the criteria and early warning system will be recommended for the conditions of Vietnam.

2. Review of early warning system for debris flow in Japan

Early warning systems are one of the non-structural countermeasures which are important tools for the reduction of disaster risk as well as for achieving sustainable development and livelihoods (UNISDR, 2005). Early warning systems are also a major component of debris flow risk management. According to UNISDR (2006) (UNISDR, 2006), the aims of early warning systems are to enable individuals and communities threatened by natural disasters to mitigate the possibility of people injury, loss of lives and properties, and environmental damages. Generally, an early warning system is composed of four elements: risk knowledge, monitoring and warning devices, dissemination and communication, and response capability.

Rain-induced debris flow is a common natural disaster that often occurs in mountainous terrains of Japan. The research and investigation of debris flow in Japan have been conducted since the 1950s. To reduce and prevent the impact of debris flow, numerous countermeasures including structural and non-structural measures have been developed and applied in Japan. In which, monitoring and early warning systems for debris flow are widely implemented at both territorial and regional levels. In Japan, there are two hypotheses for setting up early warning criteria. The first hypothesis is that mass movement can be forecasted using short-term and long-term rainfall indices. The second one is the area of mass movement occurrence and non-occurrence can be obtained by the plot of occurrence rainfall and non-occurrence rainfall. Since 1984, these two hypotheses have been used as the basic concept for establishing early warning systems in Japan. The various rainfall indices used by the Ministry of Land, Infrastructure, Transport, and Tourism (MLIT) are summarized in Table 1.

Table 1. Rainfall indices and methods of setting CL in Japan (Osanai et al., 2010)

Year	Short-term rainfall index	Long-term rainfall index	Method of fitting
1984	1-hour cumulative rainfall	AP (half time: 24 h)	By eye
1984	Effective rainfall	AP (half time: 24 h)	By eye
1993	AP (half time: 1,5h)	AP (half time: 72 h)	By eye
2005	1-hour cumulative rainfall	Soil-water index	Radial Basis Function Network

In 2001, the Radial Basis Function Network (RBFN) method was proposed by Kuramoto et al., (2001) (KURAMOTO et al., 2001) to set the non-linear Critical Line (CL) for sediment-related disasters with the 5-km mesh covering the whole of Japan. There are about 16,000 meshes in

Japan. The critical line CL can be linear, curved, or arbitrarily shaped, which depends on the fitting method and the distribution of rainfall (Figure 1). The proposed method of Kuramoto et al. (2001) (KURAMOTO et al., 2001) is based on the following concepts: (1) The main targets are debris flow and slope failure with high density, except for landslides; (2) Two rainfall indices are employed: a short-term rainfall index and a long-term rainfall index; (3) CL can be drawn using only non-occurrence rainfall with RBFN; (4) The shape of CL can be easily modified with new data.

In 2005, based on the RBFN method, a new nationwide early warning system for debris flow and slope failures has been established by the Japanese government and operated since 2007 (Osanai et al., 2010). This new system was developed based on two parameters: rainfall intensity (1-hour cumulative rainfall) and the Soil Water Index (SWI). One of the main advantages of this system is the ability to apply to areas without prior records of disasters. However, some engineering applications in Japan suggested that the new Japanese early-warning system can significantly reduce the impact of debris flow and slope failure if the CL is established based on many non-occurrence rainfalls and disaster records.

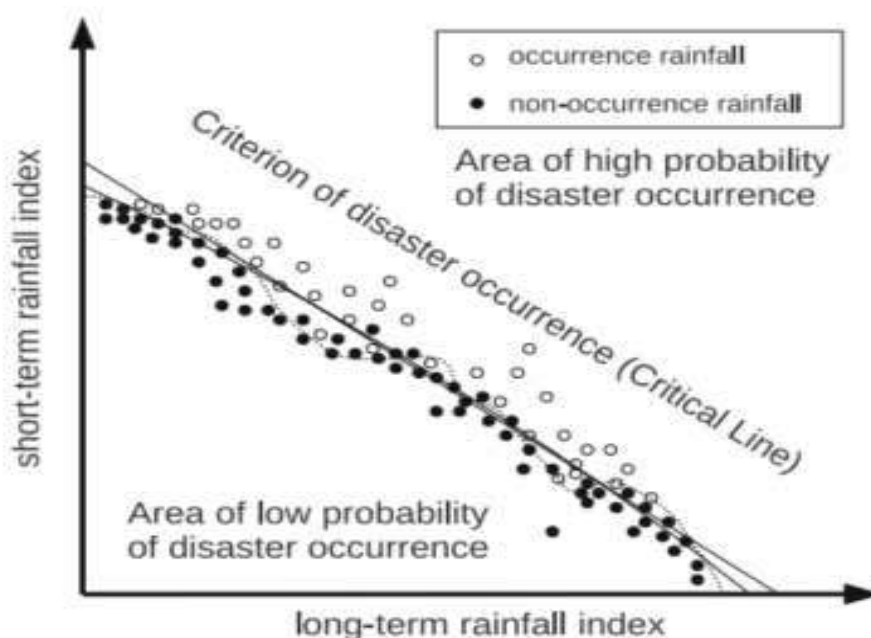


Figure 1. Critical line (CL) for predicting the occurrence of debris flow (Osanai et al., 2010).

*Soil-water index (SWI)

The SWI was proposed by Sugawara (1974) which represented the conceptual water stored in the soil and is calculated based on three layers (surface water infiltration, surface water runoff, and underground water runoff) of a physical runoff tank model. In the tank model, a part of the rainfall will be retained in the soil layers; a part will seep into the layers below, and a part will form the surface flow in the T1 and T2 tanks. This process is also repeated for T2 and T3 tanks. In each tank, there is an outflow and a seepage flow to a lower tank to describe both surface runoff and infiltration runoff. In the three-layer tank model, the water depth in each layer is known as soil moisture. The sum of water depths in the three tanks (surface, middle, and deeper soil layers) is called the Soil Water Index. The SWI has been adopted by Japan Meteorological Agency (JMA) as the conceptual soil water content affected by both antecedent and event rainfall. The SWI has been widely applied to establish the early warning criteria for landslides and debris flow not only in Japan but also in many countries in the world (Lin et al., 2020; Matsuyama et al., 2021; Osanai et al., 2010; Vasconcellos et al., 2020; Zhu et al., 2021).

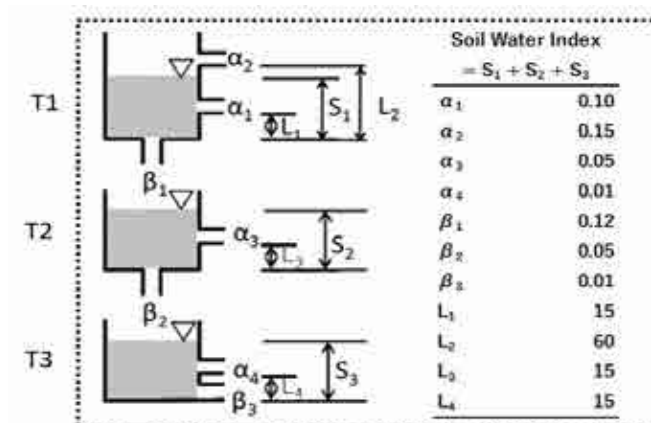


Figure 2. Three-layer tank model for calculating SWI (Matsuyama et al., 2021)

*Radial Basis Function Network (RBFN)

RBFN is one of the neural networks. This is an effective method to reasonably determine the CL in areas where the data of disaster is limited. RBFN can find a safe area where is no sediment disaster (Figure 3). The areas without sediment disasters are displayed as a three-dimensional chart. In which, the X-Y axis is the amount of water in soil (SWI) and the hourly rainfall, respectively. The Z-axis is the probability that a sediment disaster will not occur. The RBFN has some characteristics as follows: (1) Critical Line (CL) can be set in areas where the data related to past natural disasters are limited or unavailable; (2) CL can be set reasonably; (3) Reliability is improved by the sequential accumulation of data rainfall; 4) In monitoring, CL is represented as a contour line of a two-dimensional histogram that exhibits the probability of no rain.

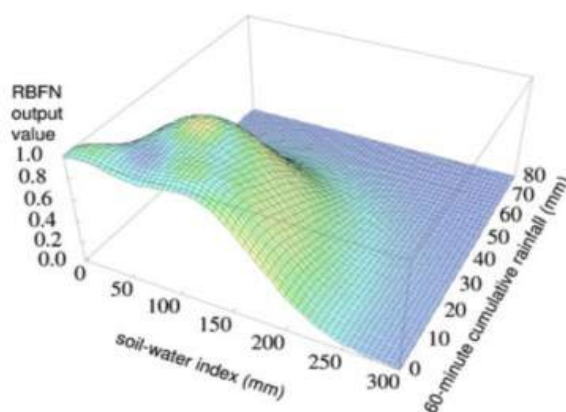


Figure 3. Output of RBFN using rainfall indices (Osanai et al., 2010).

There are different methods for forecasting of rain-induced sediment disasters in Japan. These methods are summarized and presented in Table 2.

Table 2. Forecasting methods of rain-induced sediment disasters in Japan (JICA, 2021)

No.	Stage	Rainfall index	Method	Overview of the forecasting method
1	Stage 1	Total rainfall and rainfall intensity	Statistical method	Since heavy and prolonged rainfall can cause sediment disasters, past disaster data relating to the total rainfall and rainfall intensity are plotted on the X-Y axis. Rainfall data are valuable when a sediment disaster occurs and can therefore be used to establish rainfall thresholds. The collection and processing of rainfall data are very simple. In particular, past disaster data without rainfall data can also be used.

No.	Stage	Rainfall index	Method	Overview of the forecasting method
2a	Stage 2	Effective rainfall using semi-cycle (1984-1993)	Statistical method	In method 1, rainfall thresholds are established based on the actual rainfall data where semi-cycle effective rainfall is used to improve the occurrence and non-occurrence of sediment disasters. In this method, the rainfall indices in 1,5 hours and 72 hours are used.
2b		Soil Water Index (SWI)	Hydrology method	Using the analysis method based on the three-tank model, the total volume of three tanks is used as an indicator (SWI). The storage threshold for disaster is determined based on historical disaster data. In Japan, this threshold varied by region and is usually set from 120 to 200 mm.
3	Stage 3	Short-term rainfall	Statistical method	<p>To evacuate before a disaster occurs, it is necessary to delay the time required to evacuate from the rainfall threshold and issue an alarm or warning. Since the amount of rainfall during the delay time greatly affects the accuracy of the warning, a decision on whether the rainfall threshold will be exceeded should be made 1-2hours before using the short-term rainfall forecast.</p> <p>RBFN was developed to determine the boundaries of the rainfall threshold using non-linear mathematics</p>

In Japan, various devices such as wire sensors, accelerometers, optimal beams, geophones, and CCTV images have been used to establish early warning systems for debris flow. In which, since the price is cheap, wire sensors are commonly used in Japan. Wire sensors have been widely applied in field surveys of debris flow since 1980 (Okuda et al., 1980). The wire sensors are often used in combination with CCTV cameras. Wire sensors detect the occurrence of debris flow based on the disconnection of the wires and the magnitude is estimated based on the height of wire from the river bed. The height of the wire from the river bed is often 60, 120, and 180 cm (Kato et al., 2018). However, the wires need to be reconnected after each event of debris flow. To overcome the shortcoming of sensors, Kato et al., (2018) have developed the LVP (load, vibration, pressure) sensors in combination with wire sensors (Figure 4).

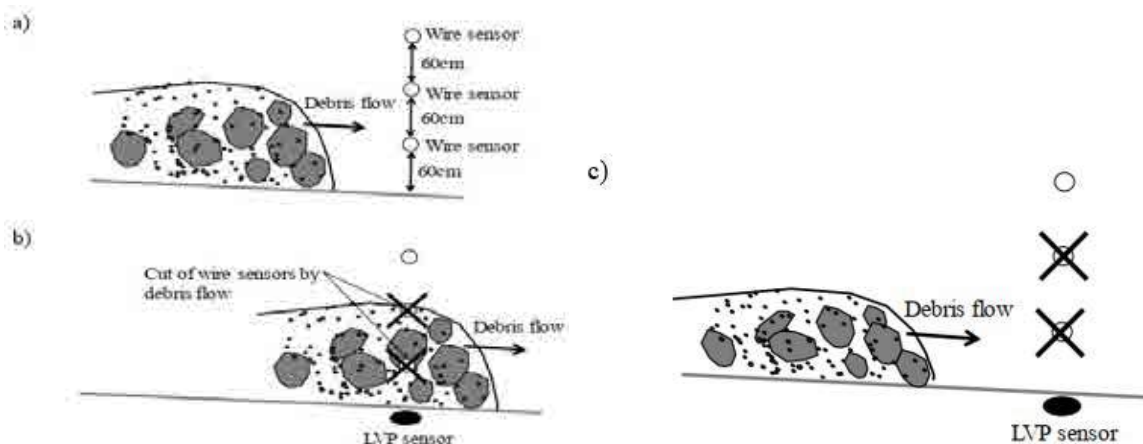


Figure 4. LVP systems in combination with wire sensors. a) Occurrence of debris flow without LVP; b) LVP and wire sensors work together; c) Only LVP operating (Kato et al., 2018).

LVP sensors consist of a load cell, accelerometer, and pressure meter, and all are installed below the river bed to detect the debris flow directly. One of the main advantages of LVP

sensors is that they are not destroyed by debris flow and can be used for the next event of debris flow. Along the longitudinal bed of the river, different LVP sensors can be installed at different positions. In addition to LVP sensors, several types of sensors were installed along the river bed such as rainfall gauges, CCTV cameras, wire sensors, velocity meters, and ultrasonic sensors.

3. Early warning system for debris flow in Vietnam

In Vietnam, rain-induced disasters such as flash floods, debris flow, and landslides are becoming increasingly complicated and unpredictable. Recently, rain-induced disasters are increasing in scale, intensity and scope, causing a lot of damage to people, property, and construction work. These disasters often suddenly occur with high speed and intensity, so forecasting and early warning play an important role in preventing and avoiding damages. Establishing early warning systems is one of the most proactive solutions to reduce disaster risk. In Vietnam, the Vietnam Disaster Management Authority has issued forecast bulletins to the district level, regularly updating the situation of natural disasters. Besides, early warning systems have been developed and set up in some places. Some projects have been carried out to build monitoring and warning systems for flash floods based on rainfall, river water level, and flow rate (MONRE, 2014; Pham, 2018; VAWR, 2018). However, these systems did not work for warning debris flow. Many research works related to debris flow investigation at different ministries, sectors, and universities have been conducted. Nevertheless, the research and application of early warning systems for debris flow are still limited. Additionally, there are no standards or guidelines for survey, classification, design, and installation of the structural and non-structural countermeasures to prevent, mitigate and control the risks of debris flow, flash floods, and landslides. In general, there seem to be no effective solutions to stop or mitigate the impact and damage caused by rain-induced disasters in Vietnam.

Some reasons affect the application and effectiveness of early warning systems for natural disasters in general and debris flow in particular in Vietnam. Due to the complex terrain, scattered population, and limited funding, the investment and installation of early warning systems are only focused on key locations. In which, lack of funding is one of the most difficult things in building, operating, and maintaining early warning systems. For example, according to the Deputy Director of the Sub-Department of Irrigation of Cao Bang province, the Provincial People's Committee needs to provide additional support of about 90 million VND/year to operate and maintain the monitoring stations for disaster warning tasks (Government of Vietnam, 2021). Besides the financial problems, the shortage and unprofessionalism of prevention and control forces for natural disasters also cause difficulties in operating and maintaining the warning systems. In many localities, most staff have not been trained in disaster mitigation and control. Thus, this leads to difficulty in coordination between all levels and sectors.

4. Recommendation of criteria and system for debris flow early warning in Vietnam

The early warning systems for natural disaster in general and debris flow in particular in Vietnam is very urgent. However, the research and application of early warning systems for debris flow are still limited. Thus, it is needed to learn from other countries to propose the criteria and systems for debris flow in the conditions of Vietnam. In the world, Japan is a country that has much experience in the prevention and mitigation of the impacts of debris flow. Different criteria and systems for early debris flow warning have been developed and applied in engineering practice. Based on the above review of debris flow early warning in Japan, the Soil Water Index (SWI) and hourly rainfall are proposed for Vietnam. These indices were combined using the Radial Basis Function Network (RBFN) to predict debris flow. In Vietnam, the data of short-term rainfall (hourly rainfall) is limited, so the current hourly rainfall is expected to continue to occur over the next hour. To accurately forecast the occurrence of debris flow, it is needed to have the data of hourly rainfall. In Japan, the rainfall data in the grid of 5km is measured by radar with a correlation coefficient of 80%. Thus, in Vietnam, rain gauge stations

should also be installed considering the correlation coefficient of rainfall. Nevertheless, ground-based rainfall measurement stations within 5km grid are costly, so it is recommended to use radar to measure rainfall.

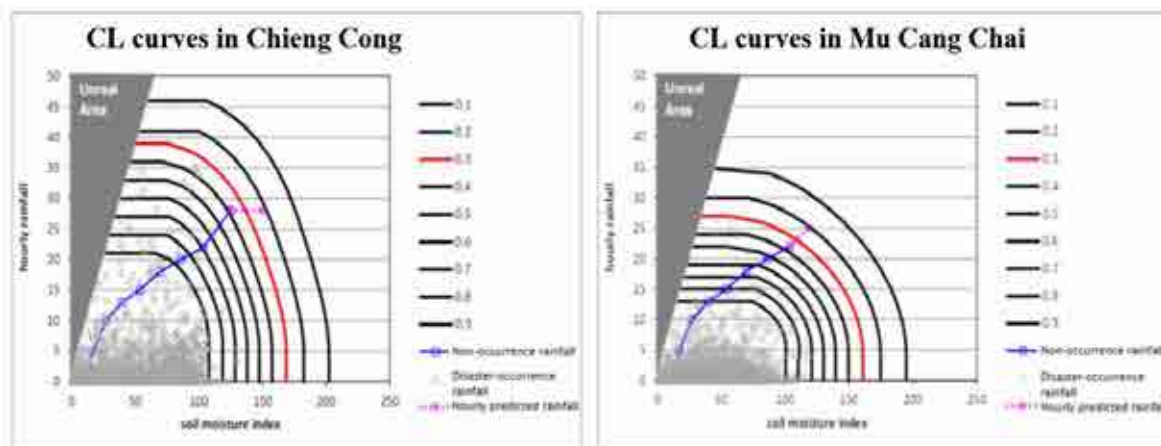


Figure 5. Relationship between hourly rainfall and SWI in Chieng Cong commune and Mu Cang Chai town (JICA, 2021).

The SWI in Chieng Cong commune and Mu Cang Chai town was generated based on hourly rainfall data from 2018 to 2020 and is presented in Figure 5. As shown in this figure, the red line is recommended as the rain threshold line for the warning (JICA, 2021)

Regarding the early warning system, as experienced in Japan, besides the use of wire sensors, CCTV cameras, rainfall gauges, ultrasonic sensors, and velocity sensors, the LVP (load, vibration, pressure) sensors should be installed below the river bed to identify debris flow.

To improve and increase the effectiveness of early warning for debris flow, there are some solutions should be conducted as follows:

- 1) improve the capacity of forecasting and responding to natural disasters for local authorities and armed forces;
- 2) develop a real-time disaster warning system based on continuous monitoring data;
- 3) establishing early warning system associated with an online map of zoning risks of debris flow;
- 4) promoting education and communication training the local people (hamlets, villages, communes) on the use of risk maps and early warning systems;
- 5) building the rainfall measurement stations using radar in the whole country, especially in mountainous areas;
- 6) authorities and government should provide the mechanisms and policies related to the establishment of early warning systems.

5. Conclusions

Based on the review of early warning for debris flow in Japan, some main conclusions are drawn as follows:

In Japan, the research and investigation of debris flow have been carried out since the 1950s. Soil Water Index (SWI) and hourly rainfall data have been widely used to determine the rainfall threshold for debris flow prediction. The relationship between SWI and hourly rainfall data is established based on Radial Basis Function Network (RBFN) method and is presented in a three-dimensional chart. Regarding the early warning system, the LVP (load, vibration, pressure) sensors in combination with wire sensors were widely used in Japan to directly detect debris flow.

In Vietnam, the research and application of early warning systems for debris flow are still limited. Thus, learning from other countries such as Japan is necessary. Based on the review of debris flow in Japan, it is proposed that SWI, hourly rainfall data, and the RBFN method should be used to determine the threshold of rainfall for the occurrence of debris flow. The early warning systems of LVP and wire sensors are recommended to use to detect the debris flow.

Acknowledgments

This paper is funded by research project code ĐTĐL.CN-81/21 for author Nguyen Trung Kien.

References

- Government of Vietnam, 2021. Early warning of flash floods and landslides (<https://reliefweb.int/report/viet-nam/early-warning-flash-floods-and-landslides>).
- JICA, 2021. Báo cáo tóm tắt giữa kỳ “Khảo sát thu thập dữ liệu về các giải pháp phòng chống lũ quét và sạt lở đất tại khu vực miền núi phía Bắc của Việt Nam”.
- Kato, H., NODA, N., HASHI, K., TAGATA, S., ITOH, T., MIZUYAMA, T., 2018. Debris Flow Detection Using LVP Sensors in Japan.
- KURAMOTO, K., TETSUGA, H., HIGASHI, N., ARAKAWA, M., NAKAYAMA, H., FURUKAWA, K., 2001. A study on a method for determining non-linear critical line of slope failures during heavy rainfall based on RBF network. *Doboku Gakkai Ronbunshu* 2001, 117-132.
- Lin, G.-W., Kuo, H.-L., Chen, C.-W., Wei, L.-W., Zhang, J.-M., 2020. Using a tank model to determine hydro-meteorological thresholds for large-scale landslides in Taiwan. *Water* 12, 253.
- MARD, (Ministry of Agriculture and Rural Development), 2019. Flash flood and landslide in Vietnam.
- Matsuyama, H., Saito, H., Zemtsov, V., 2021. Application of Soil Water Index to landslide prediction in snowy regions: sensitivity analysis in Japan and preliminary results from Tomsk, Russia. *Progress in Earth and Planetary Science* 8, 1-13.
- MONRE, (Ministry of Natural Resources and Environment), 2014. Report on the results of project: Survey, zoning and warning of the possibility of flash floods in mountainous areas of Vietnam-Phase I 2006-2009 in 14 mountainous provinces in the North.
- Ngo, T.T.H., Vu, B.T., Nguyen, T.K., 2020. Early warning systems for flash floods and debris flows in Vietnam: A review. *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development* 1233-1240.
- Okuda, S., Suwa, H., Okunishi, K., Yokoyama, K., Nakano, M., 1980. Observations on the motion of a debris flow and its geomorphological effects. *Zeitschrift fur Geomorphology, Suppl.-Bd.35* 142-163.
- Osanai, N., Mizuno, H., Mizuyama, T., 2010. Design standard of control structures against debris flow in Japan. *Journal of Disaster Research* 5, 307-314.
- Pham, V.Q., 2018. Introduction of real-time flood warning system structure. *Vietnam Academy for Water Resources*.
- Sugawara, M., 1974. Tank model and its application to Bird Creek, Wollombi Brook, Bikin River, Kitsu River, Sanaga River and Nam Mune. *Research Notes of the National Research Center for Disaster Prevention* 11, 1-64.
- Takahashi, T., 2009. A review of Japanese debris flow research. *International Journal of Erosion Control Engineering* 2, 1-14.
- Thanh Chung, 2021. Bão, lũ năm 2020 khiến miền Trung thiệt hại hơn 36.000 tỉ đồng (<https://laodong.vn/xa-hoi/bao-lu-nam-2020-khien-mien-trung-thiet-hai-hon-36000-ti-dong-978153.lido#:~:text=N>).
- UNISDR, 2006. Developing early warning systems: a checklist, in: Third International Conference on Early Warning (EWC III). United Nation/International Strategy for Disaster Reduction (UN/ISDR).
- UNISDR, (United Nations Inter-Agency Secretariat of the International Strategy for Disaster), 2005. Hyogo Framework for Action 2005-2015: Building the resilience of nations and communities to disasters, Extract from the final report of the World Conference on Disaster Reduction (A/CONF.206/6) p 22.

- Vasconcellos, S.M., Kobiyama, M., de Almeida Mota, A., 2020. Evaluation of Soil Water Index of distributed Tank Model in a small basin with field data. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions* 1-30.
- VAWR, (Vietnam Academy for Water Resources), 2018. Construction of forecasting and warning system for disaster risk reduction in Vietnam. Joint research project between VAWR and NDMI (South Korea).
- Zhu, Y., Ishikawa, T., Subramanian, S.S., Luo, B., 2021. Early warning system for rainfall-and snowmelt-induced slope failure in seasonally cold regions. *Soils and Foundations* 61, 198-217.

PHÂN TÍCH ẢNH HƯỞNG CỦA CÁC THAM SỐ HÌNH HỌC VÀ ĐỊA KỸ THUẬT ĐẾN HIỆN TƯỢNG LÚN MẶT ĐẤT KHI THI CÔNG ĐƯỜNG HÀM BẰNG KHIÊN ĐÀO (TBM)

Nguyễn Văn Hiến

Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

Tác giả chịu trách nhiệm: hiennv@huce.edu.vn

Tóm tắt

Hiện nay, việc xây dựng đường hầm trong lòng đất là một trong những giải pháp tối ưu để sử dụng đất đô thị một cách hiệu quả nhất. Hệ thống các đường hầm rất cần thiết cho một thành phố hiện đại để giải quyết những vấn đề bức xúc về giao thông, nó không những đảm bảo cảnh quan mà còn tiết kiệm được không gian trên mặt đất. Tuy nhiên, trong quá trình đào đường hầm thường gây ra hiện tượng lún mặt đất, làm thay đổi trạng thái làm việc của các công trình xây dựng bên trên, nguy hiểm hơn có thể phá hủy kết cấu gây mất ổn định công trình. Vì vậy, một trong những vấn đề quan trọng trong công tác thiết kế là phải dự báo được độ lún mặt đất gây ra bởi việc đào đường hầm. Những kết quả dự báo sẽ làm cơ sở đề xuất các biện pháp nhằm hạn chế những rủi ro có thể xảy ra trong quá trình thi công. Nội dung nghiên cứu sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) để phân tích đặc điểm biến dạng của mặt đất sau khi đào đường hầm bằng khiên đào (TBM). Đồng thời, đánh giá ảnh hưởng của các tham số hình học và địa kỹ thuật đến hiện tượng lún mặt đất khi xây dựng đường hầm. Mức độ ảnh hưởng của các tham số đến chuyển vị mặt đất cũng được phân tích trong nghiên cứu này.

Từ khóa: đường hầm; độ lún mặt đất; phễu lún mặt đất; phương pháp phần tử hữu hạn.

1. Tổng quan

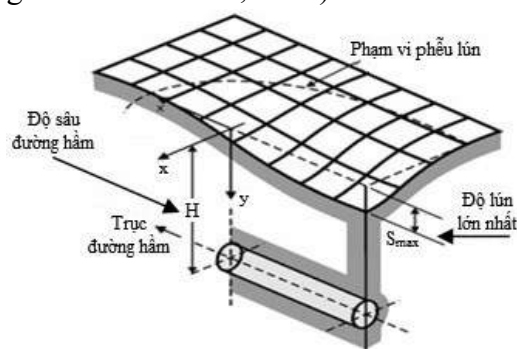
Đường hầm là công trình được xây dựng trong lòng đất hoặc dưới lòng sông, biển. Tùy vào mục đích sử dụng, phạm vi và phương pháp xây dựng có những loại đường hầm khác nhau. Với sự phát triển mạnh mẽ của nền kinh tế và quá trình đô thị hóa nhanh, nhu cầu sử dụng và khai thác không gian ngầm ngày càng phổ biến. Tuy nhiên, trong quá trình thi công đường hầm thường gây ra nhiều bất ổn trong lòng đất, đặc biệt là hiện tượng lún mặt đất. Có rất nhiều yếu tố ảnh hưởng đến quá trình lún mặt đất, trong đó các yếu tố liên quan đến công nghệ xây dựng, điều kiện địa chất và đặc điểm kết cấu của đường hầm giữ vai trò quan trọng. Nếu không có những dự báo trước để lựa chọn giải pháp thiết kế, biện pháp thi công và chống giữ hợp lý sẽ dẫn đến những rủi ro rất lớn trong quá trình thi công, cũng như gây mất ổn định cho các công trình xây dựng bên trên. Đối với các đường hầm trong đô thị, công tác thi công dưới các tòa nhà cao tầng hay dưới hệ thống kỹ thuật ngầm luôn tiềm ẩn nhiều rủi ro như gây lún, nứt kết cấu, thậm chí gây sụp đổ, phá hủy các công trình trên mặt đất hay ở vị trí lân cận. Do đó, việc lựa chọn hướng tuyến hay thiết kế kỹ thuật rất cần thiết phải có những dự báo và đánh giá mức độ ảnh hưởng từ hoạt động thi công đường hầm đến các công trình hiện hữu.

2. Các phương pháp tính lún mặt đất

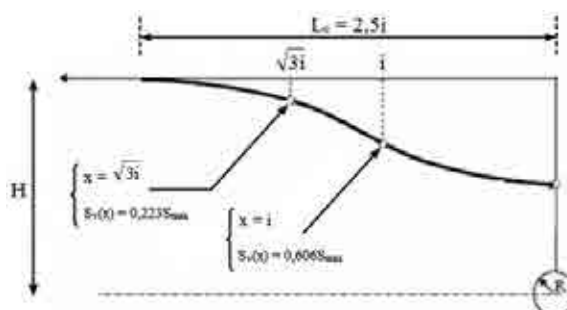
2.1. Phương pháp bán thực nghiệm

Có nhiều phương pháp khác nhau để dự báo độ lún, một trong những nguyên nhân gây ra nhiều rủi ro tiềm ẩn ảnh hưởng cho các công trình hiện tại. Phương pháp bán thực nghiệm giúp ước tính các giá trị này khi thay đổi một số dữ liệu như độ sâu, đường kính của đường hầm, tính chất xây dựng của đất trong thời gian thi công (Dias, 1999). Hiện tượng lún mặt đất trong quá trình thi công đường hầm được biểu thị bởi sự hình thành của một phễu lún. Phễu lún thường xuất hiện dưới dạng máng ba chiều (hình 1). Hình dạng và độ dịch chuyển của phễu lún tuân theo định luật Gauss và được đặc trưng bởi độ lún lớn nhất tại trục của đường hầm, độ lún của phễu sẽ giảm theo khoảng cách từ điểm uốn của đường cong ra phía ngoài trong mặt cắt ngang của công trình.

Lún bề mặt đất đối xứng với trục của đường hầm. Điều này được mô tả lần đầu tiên bởi Marcos (1958); các tác giả khác như Peck (1968), Schmidt (1969), Cording (1975), Attewell (1977), Clough (1981), O'Reilly (1982) và Rankin (1988) đã xác nhận kết quả này (trích dẫn bởi Magnan và Serratrice, 2002).



Hình 1. Hình dạng phễu lún mặt đất (Attewell et al., 1986).



Hình 2. Biểu đồ Gauss của phễu lún mặt đất (Peck, 1969).

Độ lún của phễu lún mặt đất được xác định theo công thức của Peck (1969).

$$S_v(x) = S_{\max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

Trong đó: x - khoảng cách ngang đến trục của đường hầm; $S_v(x)$ - độ lún bề mặt tương ứng với tọa độ x ; S_{\max} - độ lún bề mặt lớn nhất tại trục của đường hầm; i - đặc tính tham số của chiều rộng phễu lún mặt đất (điểm uốn của đường cong lún); H - độ sâu của trục đường hầm; R - bán kính của đường hầm. Theo O'Reilly and New (1982) giá trị điểm uốn của đường cong lún (i) được xác định theo công thức (2).

$$i = k.H \quad (2)$$

Nhiều nghiên cứu của các tác giả đã xác nhận rằng, đối với đất dính $k = 0,4 \div 0,5$ và đối với đất rời $k = 0,25 \div 0,35$ (Bloodworth, 2002). Thể tích của phễu lún được xác định từ công thức (1) phải bằng giá trị tổn thất thể tích đất xảy ra xung quanh đường hầm, thường được biểu thị bằng tỷ lệ V_L của diện tích đào đối với đường hầm tròn. Dựa vào thông số này Mair và cộng sự (1993) đưa ra công thức (3) để xác định giá trị độ lún bề mặt lớn nhất, S_{\max} .

$$S_{\max} = 0,313 \frac{V_L D^2}{i} \quad (3)$$

Trong đó: D - đường kính của đường hầm. Theo Liu (1997), giá trị tổn thất thể tích đất (V_L) nằm trong khoảng $1\% \div 2\%$ đối với đường hầm thi công bằng khiên đào và $1\% \div 5\%$ đối với đường hầm thi công bằng phương pháp NATM.

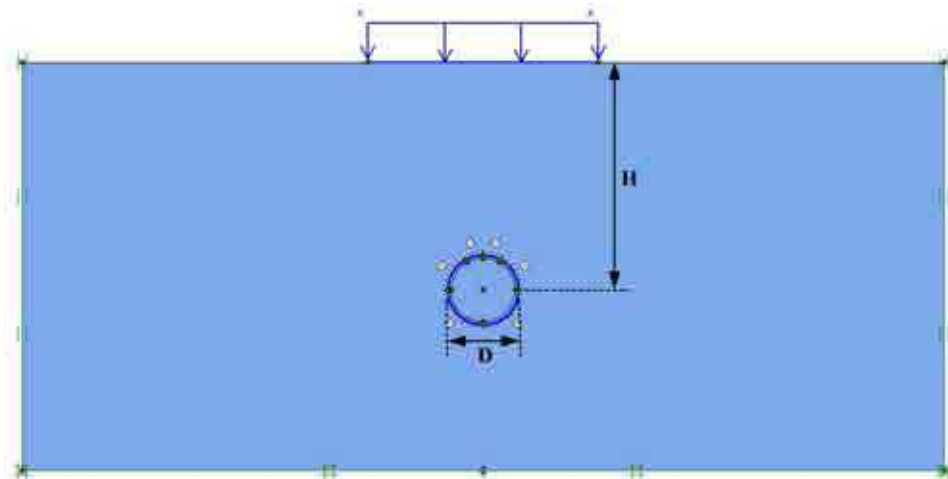
2.2. Phương pháp số

Với sự phát triển mạnh mẽ của khoa học công nghệ, phương pháp số ngày càng chiếm ưu thế trong những năm gần đây. Rõ ràng ứng dụng phương pháp số trong việc giải quyết vấn đề lún mặt đất gây ra bởi quá trình đào hầm là thích hợp nhất. Phương pháp số không chỉ được sử dụng để dự báo độ lún mặt đất mà còn mô phỏng được toàn bộ quá trình thi công đường hầm, sự tương tác giữa đường hầm với đất đá xung quanh, phân tích được mức độ ảnh hưởng tới các công trình lân cận, ảnh hưởng của hiện tượng thấm và hiện tượng cố kết của đất nền,... Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) là phương pháp số phổ biến nhất trong việc tính toán độ lún mặt đất do quá trình thi công đường hầm. Khi mô hình hóa và dự báo hiện tượng lún mặt đất bằng một phần mềm Địa kỹ thuật chuyên dụng, cần có các số liệu đầu vào như: kích thước hình học, tính chất vật liệu, biện pháp thi công, điều kiện địa chất,... Trong nghiên cứu này, sử dụng phần mềm Plaxis 2D V8.5 để xác định độ lún mặt đất khi đào đường hầm bằng khiên đào (TBM).

3. Xây dựng mô hình phân tích

3.1. Hình dạng và dữ liệu của mô hình

Nội dung nghiên cứu là trường hợp của một đường hầm đơn, có dạng hình tròn với đường kính D . Đường hầm được xây dựng trong một nền đất dính đồng nhất đẳng hướng (hình 3), trọng tâm của đường hầm được đặt ở độ sâu H . Hành vi ứng xử của mặt đất được mô tả bằng một mô hình đàn hồi - dẻo lý tưởng của Mohr - Coulomb. Chuyển vị ngang được khống chế ở hai biên. Kết cấu vỏ hầm là một vòm bê tông cốt thép có các đặc tính cơ học được thể hiện trong bảng 1. Ứng xử của lớp vỏ hầm được mô tả bằng mô hình đàn hồi tuyến tính Elastic.



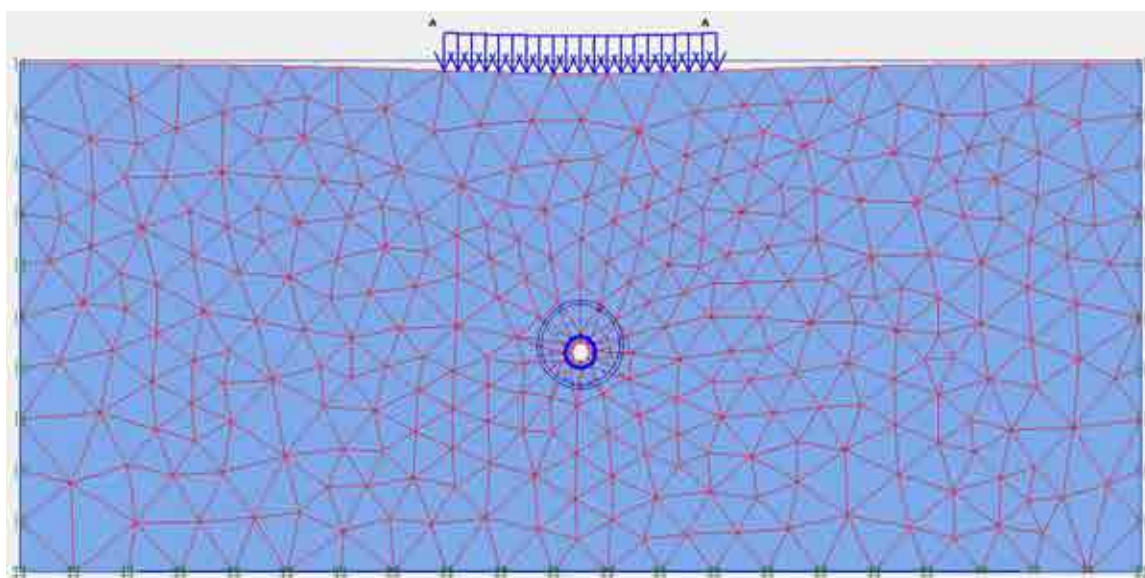
Hình 3. Mô hình phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn (Plaxis 2D V8.5).

Bảng 1. Tính chất của lớp đất và vỏ hầm trong mô hình

Tính chất của đất		Đơn vị
Mô hình tính toán	Mohr - Coulomb	-
Mô hình ứng xử	Undrained	-
Khối lượng thể tích, γ_{unsat}	19	kN/m ³
Khối lượng thể tích bão hòa, γ_{sat}	21	kN/m ³
Môđun biến dạng, E	$3 \cdot 10^4$	kN/m ²
Hệ số Poisson, ν	0,4	-
Lực dính kết, C	34	kN/m ²
Góc ma sát trong, φ	20	Degree
Góc giãn nở, ψ	0	Degree
Tính chất của lớp vỏ hầm		Đơn vị
Mô hình tính toán	Elastic	-
EA	$1,47 \cdot 10^7$	kN/m
EI	$1,43 \cdot 10^5$	kNm ² /m
Độ dày, d	0,35	m
Trọng lượng, w	8,4	kN/m/m
Hệ số Poisson, ν	0,15	-

3.2. Phân tích ảnh hưởng của các tham số hình học và địa kỹ thuật

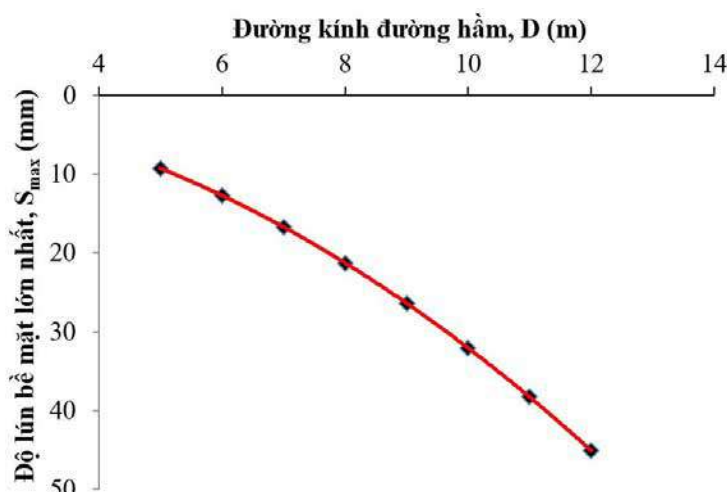
Tác động của đường hầm lên nền đất phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau, như đặc điểm địa tầng; đường kính, độ sâu và hình dạng đường hầm; biện pháp và các giai đoạn thi công. Trong phần này, nội dung nghiên cứu sẽ đề cập đến ảnh hưởng của các tham số hình học (đường kính, độ sâu đường hầm, tải trọng bề mặt) và tham số địa kỹ thuật (khối lượng thể tích, lực dính kết, góc ma sát trong, hệ số Poisson, môđun biến dạng của đất) đến hiện tượng lún mặt đất.



Hình 4. Hình dạng phần tử lưới mặt đất phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn (Plaxis 2D V8.5).

3.2.1. Ảnh hưởng của đường kính đường hầm (D)

Có thể khẳng định rằng, đường kính đường hầm là yếu tố quan trọng nhất trong dự báo giá trị độ lún mặt đất. Nội dung nghiên cứu được thực hiện qua tính toán cho các phương án đường hầm có đường kính khác nhau ($D = 5 \text{ m} \div 12 \text{ m}$) để đánh giá ảnh hưởng của nó đối với chuyển vị của mặt đất.

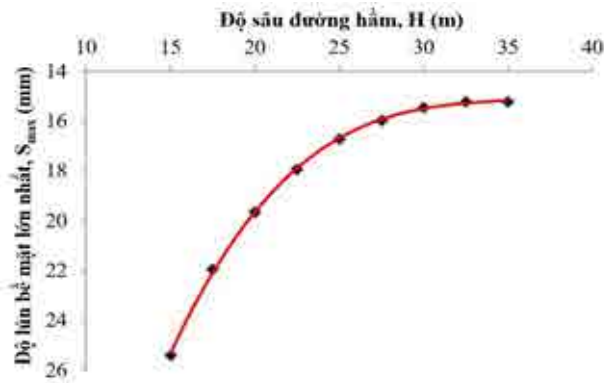


Hình 5. Quan hệ giữa độ lún bề mặt lớn nhất (S_{\max}) và đường kính đường hầm (D).

Hình 5 biểu diễn ảnh hưởng của đường kính đường hầm với độ lún bề mặt lớn nhất. Kết quả nghiên cứu cho thấy, khi đường kính đường hầm tăng thì chuyển vị mặt đất tăng lên. Giảm đường kính đường hầm từ 12 m xuống 5 m dẫn đến giảm gần 80% giá trị độ lún bề mặt lớn nhất. Điều này có thể được giải thích bởi thực tế độ lún mặt đất có mối quan hệ chặt chẽ với sự hội tụ (sự tập trung) của đất ở vị trí đào sâu. Theo cách tương tự, các chuyển vị hướng tâm xung quanh đường hầm cũng bị ảnh hưởng bởi sự thay đổi đường kính (độ dịch chuyển hướng tâm tăng theo đường kính), đồng thời chúng tạo ra một vòm ứng suất bao quanh đường hầm.

3.2.2. Ảnh hưởng của độ sâu đường hầm (H)

Độ sâu của đường hầm có ảnh hưởng đáng kể đến ứng xử của mặt đất, điều này được làm nổi bật rõ ràng nhờ các tính toán được thực hiện ở các độ sâu khác nhau ($H = 15\text{-}35 \text{ m}$) của đường hầm.

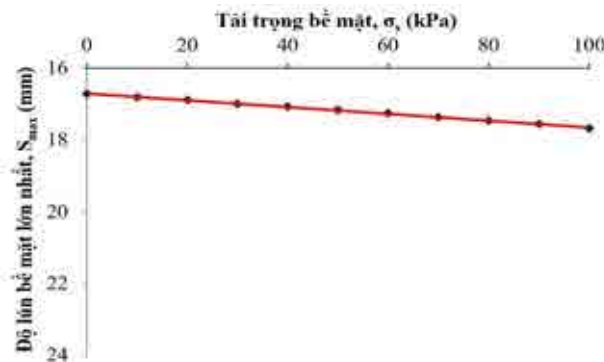


Hình 6. Quan hệ giữa độ lún bề mặt lớn nhất (S_{max}) và độ sâu đường hầm (H).

Hình 6 biểu diễn mối quan hệ giữa độ lún bề mặt lớn nhất với các độ sâu khác nhau của đường hầm. Kết quả nghiên cứu cho thấy, khi tăng độ sâu đường hầm làm giảm độ lún bề mặt lớn nhất, ở một độ sâu nhất định ảnh hưởng của tham số này ít được biểu hiện hơn. Trong thực tế, kết cấu chống đỡ hình vòng cung của khiên đào bao quanh đường hầm là nguyên nhân làm hạn chế sự lan truyền của các chuyển vị trên mặt đất.

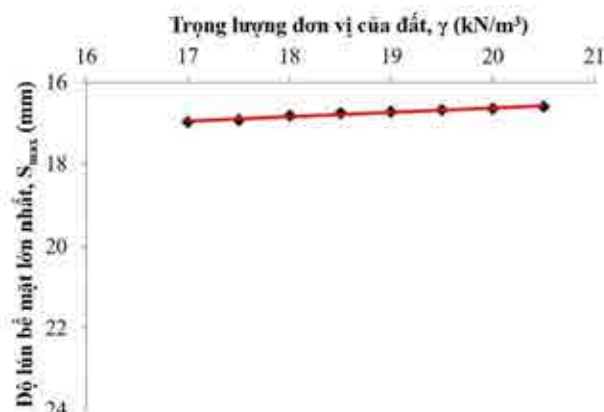
3.2.3. Ảnh hưởng của tải trọng bề mặt (σ_s)

Dự báo không chính xác giá trị độ lún mặt đất do xây dựng đường hầm trong các đô thị lớn có thể gây ra những thiệt hại không thể khắc phục đối với các công trình và cấu trúc lân cận. Ảnh hưởng của tải trọng bề mặt ($\sigma_s = 0 \text{ kPa} \div 100 \text{ kPa}$) đối với độ lún bề mặt lớn nhất được thể hiện trong hình 7, biểu đồ thể hiện mối quan hệ tuyến tính giữa tải trọng bề mặt với độ lún bề mặt lớn nhất. Kết quả phân tích cho thấy, khi tăng tải trọng bề mặt làm tăng giá trị độ lún bề mặt lớn nhất.



Hình 7. Quan hệ giữa độ lún bề mặt lớn nhất (S_{max}) và tải trọng bề mặt (σ_s).

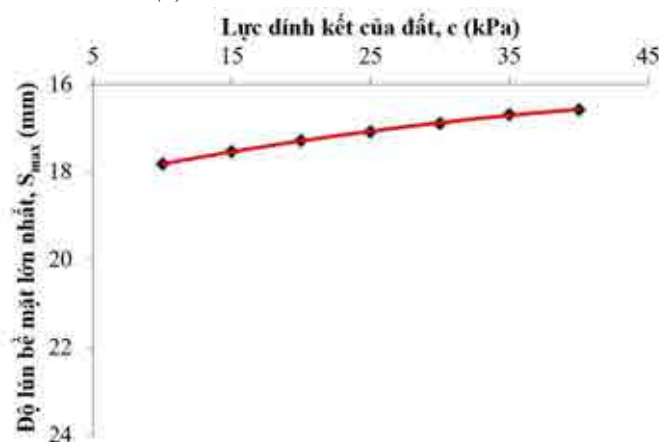
3.2.4. Ảnh hưởng của khối lượng thể tích (γ) của đất



Hình 8. Quan hệ giữa độ lún bề mặt lớn nhất (S_{max}) và khối lượng thể tích (γ) của đất.

Có một mối quan hệ tuyến tính giữa độ lún bề mặt lớn nhất và khối lượng thể tích của đất. Trong nghiên cứu này, khi giá trị khối lượng thể tích của đất tăng từ $17,0 \text{ kN/m}^3$ đến $20,5 \text{ kN/m}^3$ thì độ lún bề mặt giảm xuống.

3.2.5. Ảnh hưởng của lực dính kết (c) của đất

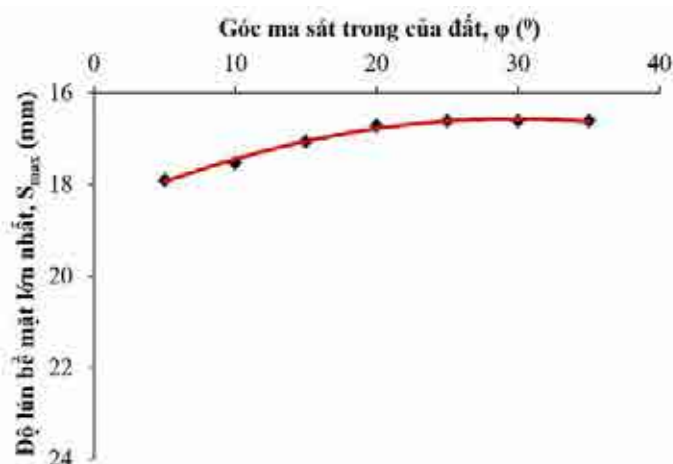


Hình 9. Quan hệ giữa độ lún bề mặt lớn nhất (S_{max}) và lực dính kết (c) của đất.

Kết quả nghiên cứu cho thấy, khi tăng giá trị lực dính kết của đất từ 10 kPa - 40 kPa dẫn đến giảm độ lún bề mặt lớn nhất từ $17,82 \text{ mm}$ - $16,58 \text{ mm}$.

3.2.6. Ảnh hưởng của góc ma sát trong (φ) của đất

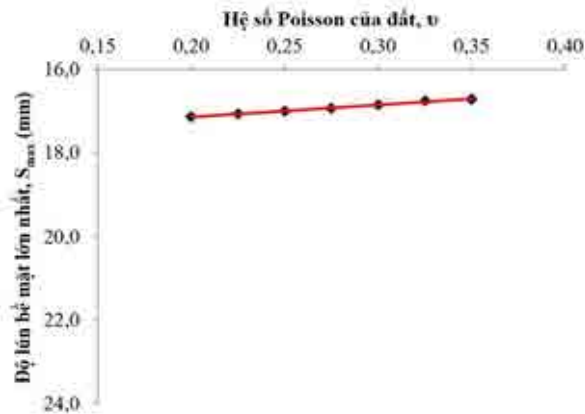
Về mặt logic, các tham số địa kỹ thuật có ảnh hưởng đến ứng xử của mặt đất trong quá trình đào đường hầm. Kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của góc ma sát trong ($\varphi = 5^\circ - 35^\circ$) đến ứng xử của mặt đất trong quá trình đào đường hầm được thể hiện rõ trong hình 10. Kết quả nghiên cứu cho thấy, khi góc ma sát trong của đất tăng làm giảm giá trị độ lún bề mặt. Tương tự như tham số lực dính kết của đất, có một mối quan hệ nghịch đảo giữa góc ma sát trong và độ lún bề mặt lớn nhất. Tuy nhiên, việc giảm lượng giá trị độ lún bề mặt lớn nhất theo góc ma sát trong có ý nghĩa hơn so với ảnh hưởng của lực dính kết.



Hình 10. Quan hệ giữa độ lún bề mặt lớn nhất (S_{max}) và góc ma sát trong (φ) của đất.

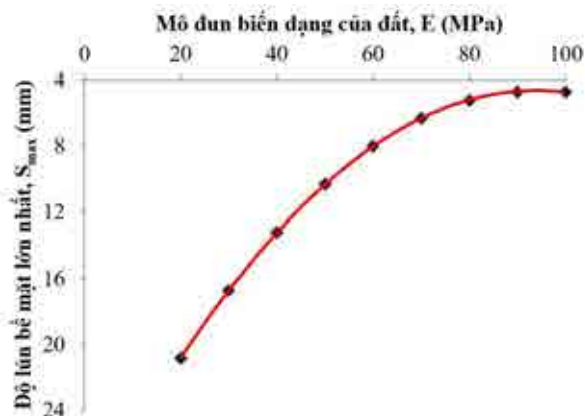
3.2.7. Ảnh hưởng của hệ số Poisson (ν) của đất

Hệ số Poisson (ν) đặc trưng cho ứng xử đàn hồi của vật liệu. Với mục đích đánh giá ảnh hưởng của hệ số Poisson đối với ứng xử của mặt đất, nội dung nghiên cứu đã thực hiện trên các phép tính với giá trị hệ số Poisson thay đổi từ $0,20 - 0,35$. Có một mối quan hệ tuyến tính giữa độ lún bề mặt lớn nhất và hệ số Poisson của đất. Khi thay đổi giá trị của tham số này thực tế ít ảnh hưởng đến độ lún mặt đất. Kết quả phân tích cho thấy, khi tăng hệ số Poisson của đất làm giảm giá trị độ lún bề mặt lớn nhất.



Hình 11. Quan hệ giữa độ lún bề mặt lớn nhất (S_{max}) và hệ số Poisson (v) của đất.

3.2.8. Ảnh hưởng của mô đun biến dạng (E) của đất



Hình 12. Quan hệ giữa độ lún bề mặt lớn nhất (S_{max}) và mô đun biến dạng (E) của đất.

Về mặt logic, độ cứng của đất có ảnh hưởng đến chuyển vị mặt đất. Nội dung nghiên cứu được thực hiện với các dữ liệu mô đun biến dạng của đất ($E = 20$ MPa - 100 MPa) cho kết quả độ lún bề mặt lớn nhất như trong hình 12. Khi tăng giá trị mô đun biến dạng của đất làm giảm độ lún bề mặt lớn nhất. Hình 12 cho thấy bắt đầu từ giá trị $E = 90$ MPa độ lún bề mặt gần như không chịu ảnh hưởng của tham số này.

3.3. Đánh giá mức độ ảnh hưởng

Kết quả nghiên cứu cho thấy, có một số tham số có ảnh hưởng rõ rệt tới độ lún bề mặt lớn nhất và nhận biết ảnh hưởng của các tham số này rất hữu ích trong việc xác định độ lún mặt đất, cũng như đưa ra hàm tương quan cho phép ước lượng giá trị độ lún bề mặt lớn nhất. Trong phần này, ảnh hưởng của từng tham số trong việc xác định giá trị độ lún bề mặt lớn nhất được thảo luận. Mọi quan hệ giữa các tham số và giá trị độ lún bề mặt lớn nhất thu được từ mô hình số được biểu thị trong các biểu đồ trên. Các kết luận chính có thể được rút ra từ các mối quan hệ này được liệt kê dưới đây:

- Có thể khẳng định rằng đường kính đường hầm là yếu tố quan trọng nhất trong dự báo độ lún mặt đất. Giảm đường kính đường hầm từ 12 m xuống 5 m dẫn đến giảm gần 80% giá trị độ lún bề mặt lớn nhất.

- Mô đun biến dạng của đất cũng là yếu tố quan trọng trong dự báo độ lún mặt đất. Độ lún bề mặt lớn nhất giảm khi tăng giá trị mô đun biến dạng của đất.

- Ngoài các tham số đường kính đường hầm và mô đun biến dạng của đất, độ sâu đường hầm cũng là một trong những yếu tố quan trọng trong dự báo độ lún mặt đất. Khi tăng độ sâu đường hầm làm giảm giá trị độ lún bề mặt lớn nhất, ở một độ sâu nhất định ảnh hưởng của tham số này ít được biểu hiện hơn.

- Khi tăng giá trị lực dính kết và góc ma sát trong của đất dẫn đến giảm độ lún bề mặt lớn nhất. Tuy nhiên, việc giảm lượng giá trị độ lún bề mặt lớn nhất theo giá trị góc ma sát trong có ý nghĩa hơn so với ảnh hưởng của lực dính kết.

- Có một mối quan hệ tuyến tính giữa các giá trị độ lún bề mặt lớn nhất với khối lượng thể tích của đất và tải trọng bề mặt. Khi khối lượng thể tích tăng thì độ lún bề mặt giảm.

- Tăng giá trị hệ số Poisson của đất, làm giảm giá trị độ lún bề mặt lớn nhất. Tuy nhiên, ảnh hưởng của tham số này ít được biểu hiện hơn.



Hình 13. Tỷ lệ % ảnh hưởng của các tham số đến độ lún bề mặt lớn nhất, S_{max} .

Hình 13 đưa ra tỷ lệ % ảnh hưởng của các tham số đến độ lún bề mặt lớn nhất, S_{max} . Các tham số ảnh hưởng rõ ràng tới độ lún bề mặt lớn nhất được phân loại theo thứ tự giảm dần từ đường kính đường hầm, mô đun biến dạng của đất, độ sâu đường hầm, góc ma sát trong và lực dính kết của đất, tải trọng bề mặt, khối lượng thể tích và hệ số Poisson của đất.

4. Kết luận

Hiện tượng lún mặt đất gây ra bởi quá trình thi công đường hầm là không thể tránh khỏi. Chúng ta khó có thể kiểm soát được sự hội tụ của đất vào vị trí đào sâu và chuyên vị trên bề mặt. Tuy nhiên, bằng những phân tích này có thể ước lượng, ngăn chặn chúng và đề ra giải pháp xử lý. Phương pháp phần tử hữu hạn được áp dụng trong nghiên cứu này giúp cho việc dự báo nhanh hiện tượng lún mặt đất khi xây dựng đường hầm so với các phương pháp tính toán lý thuyết. Kết quả nghiên cứu cho phép xác định phạm vi vùng ảnh hưởng do quá trình thi công đường hầm.

Nghiên cứu sự thay đổi tham số cho phép đánh giá ảnh hưởng của các tham số hình học và địa kỹ thuật đến hành vi ứng xử của mặt đất. Trong nghiên cứu này, kết quả cho thấy các tham số ảnh hưởng nổi bật đến độ lún bề mặt lớn nhất theo thứ tự giảm dần từ đường kính đường hầm, mô đun biến dạng của đất, độ sâu đường hầm, góc ma sát trong và lực dính kết của đất, tải trọng bề mặt, khối lượng thể tích và hệ số Poisson của đất.

Giá trị của mỗi tham số khi thay đổi đều ảnh hưởng đến độ lún mặt đất gây ra bởi việc đào đường hầm. Đồng thời, khi thay đổi từ tham số này sang tham số khác cũng ảnh hưởng đến hành vi ứng xử của mặt đất.

Tài liệu tham khảo

- Burland, J.B. Broms, J.B. and de Mello, V.F.B.,1977. Behavior of foundations and structures on soft ground. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (SMFE)*, Tokyo, Japan, July 10-15, 1977, 495-546.
- John Anthony Pickhaver,2006. Numerical modelling of building response to tunnelling, *Thesis at University Oxford*.
- Mair, R.J. Taylor, R.N. and Burland, J.B.,1996. Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunneling. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1996, 712-718.

- Mroueh, H., 1998. Tunnels in urban sites: numerical simulation and interaction digging - existing works. *Doctoral Thesis: Civil Engineering*. Central School of Lille, France.
- New, B.M. and O'Reilly, M.P., 1991. Tunneling induced ground movements; Predicting their magnitude and effects. *Proceedings of the 4th International Conference on Ground Movements and Structures*, invited review paper, Cardiff, Pentech Press, London, July 7, 1991, 671-697.
- Peck, R.B., 1969. Deep excavations and tunneling in soft soil. *Proceedings of the 7th Congress of Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Mexico City, 225-285.
- Rankin, W. J., 1988. Ground movements resulting from urban tunneling: Predictions and effects. *Engineering Geology of Underground Movements*. 5, 79-92.

Analysis of the influence of geometrical and geotechnical parameters on ground surface settlement phenomena during tunnel construction by shield (TBM)

Nguyen Van Hien

Hanoi University of Civil Engineering

Corresponding author: hiennv@huce.edu.vn

Abstract

Currently, the construction of tunnels in the ground is one of the optimal solutions to use urban land most efficiently. The system of tunnels is essential for a modern city to solve pressing traffic problems, it not only ensures the landscape but also saves space on the ground surface. However, it often causes ground surface settlement phenomena during tunnel excavation, changing the working status of the constructions above, more dangerous it can destroy the structure causing instability. Therefore, one of the important problems in the design work is to predict the ground surface settlement caused by tunnel excavation. The forecast results will serve as the basis for proposing measures to limit the risks that may occur during the construction process. The content of the research is to use the Finite Element Method (FEM) to analyze the deformation characteristics of the ground surface after tunnel excavation by shield (TBM). At the same time, the influence of geometrical and geotechnical parameters on ground surface settlement phenomena are evaluated when building tunnels. The influence of the parameters on ground surface displacement is also analyzed in this research.

Keywords: Tunnel, ground surface settlement, ground surface settlement trough, finite element method.

PREDICTION OF COLLAPSES WHEN TUNNELING THROUGH FAULTS

Quang Phich Nguyen^{1,*}, Quang Minh Nguyen², Trong Tam Nguyen³, Dong Xuan Tu¹

¹Van Lang University, ²Hanoi University of Mining and Geology

³Ho Chi Minh City University of Transport, Vietnam

*Corresponding author: ngphichhumg@gmail.com

Abstract

During tunnel excavation through geological faults (fracture zone, fault zone), tunnel collapses often occur. The rehabilitation work is then based on the actual circumstances. The collapse often causes economic losses, damage to equipment and endangers human life. All these factors slow down the construction progress considerably. The extent of the collapse is difficult to predict because of complicated and varied geological conditions. The article presents numerical simulation results for tunnel collapse prediction using the Distinct Element Method (DEM). The results of the study show that the use of DEM enables simulation of the collapse mechanism and prediction of its potential collapse extent in underground tunnel construction. Based on the simulation results, suitable measures to prevent a possible collapse could be proposed and planned.

Keywords: tunneling (underground work); fault; collapse; distinct element method.

1. Introduction

Up to now, many underground hydropower plants and traffic tunnels have been built in Vietnam. Due to the complicated and unfavorable geological conditions, many incidents, also known as geological disasters, occurred in many different forms such as falling rocks, sliding rocks, tunnel collapse (Nguyen Q.P. et al. 2014, 2015), causing great economic loss, damage to construction equipment and sometimes even loss of human life (Figure 1). Follow-up treatments usually include reinforcement of the tunnel face, backfilling and grouting (Figure 2).



Figure 1. A Tunnel collapse process (taken from a video clip).

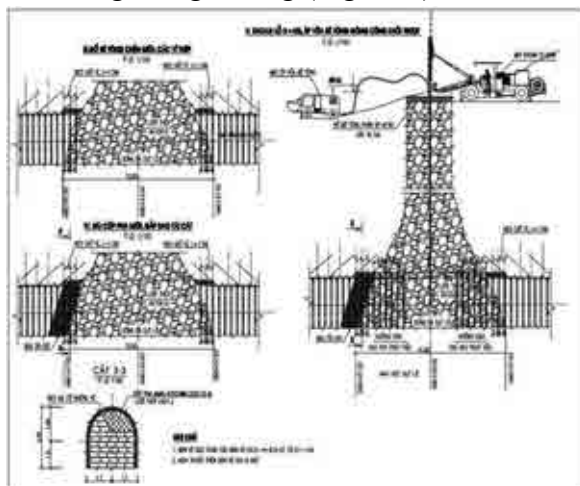


Figure 2. Example of treatment after tunneling collapse.

Based on the new plans to build high-speed railways and roads, many tunnels will be built in the future in Vietnam. In order to contribute to mitigation of tunnel collapse incidents, limiting economic losses, and ensuring construction progress, in this article, we introduce the results of numerical simulation of collapse when tunneling through faults using the discrete element method. The simulation results allow the determination of the area that is likely to collapse if prior reinforcement is not performed. This also makes it possible to initially determine the approximate area that needs to be reinforced to avoid landslides.

2. Theoretical basis of distinct element method

UDEC (Universal Distinct Element Code) is a digital program that belongs to the group of Distinct Element Method (ITASCA 2011). UDEC allows for the modeling of a variety of mechanical characteristics of rock masses composed of fractured blocks, with typical geological structures of interfaces and cracks, namely: a) cracked blocks can be absolutely rigid or deformable; b) any material laws (stress-strain relationship) for both the block and the interface, cracks; c) adaptive problem solving dynamics; d) linking water, gas, thermodynamics problems with mechanics and even non-stop processes; e) linking with the Boundary Element Method (BEM) to more accurately simulate boundary conditions; f) automatic initialization of random fracture systems. The simulated rock mass is a collection of discrete cracked blocks. The interfaces, the cracks or joint, are considered to be the connection surfaces. The contacts between the individual elements, i.e., the discontinuity property is argued in terms of boundary conditions. The binding and displacement forces at the contact surfaces of a set of compressive fracture blocks are determined by a series of calculations according to the sequence of motion of the fracture block. The movement of the fracture mass is formed by the propagation of chaotic motions in the fracture block system, caused by the applied forces as well as the self-weight. This is a dynamic process. The propagation speed depends on the physical properties of the system of discrete elements being investigated. Dynamic expression is performed using a time-stepping algorithm. The computation steps have finite time increments assuming that the speed and acceleration are constant in each step. Assuming that the computation step has a sufficiently small time increment, there is no propagation of chaotic motion from one element to the neighboring element in a single step. The calculation scheme is similar to when using the explicit finite difference method for the continuous medium. Time increments are used for both contact positions and fracture blocks. The calculation is performed circularly using the relationship between force and displacement at all points of contact and Newton's 2nd law for fractured masses. On Figure 3 is the calculation cycle for the distinct element method. The motion of each jointed block is determined by the value and direction of the total force and moment acting on the block. For example, in the case of a one-way motion of a mass m acted upon by a variable force $F(t)$. Newton's second law is written in the form:

$$\frac{du}{dt} = \frac{F}{m} \quad (1)$$

where u is speed, t is time.

The central difference plot for the left term of (1) at time t can be expressed as:

$$\frac{du}{dt} = \frac{u^{(t+\Delta t/2)} - u^{(t-\Delta t/2)}}{\Delta t} \quad (2)$$

Put (2) in (1) and rearrange to get:

$$u^{(t+\Delta t/2)} - u^{(t-\Delta t/2)} = \frac{F^{(t)}}{m} \Delta t \quad (3)$$

Thus, with a given speed at a time equal to $1/2$ of the time increments can be determined to move according to the expression:

$$u^{(t+\Delta t)} = u^{(t)} + u^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (4)$$

Since the applied force is related to the displacement, the applied force and displacement are calculated simultaneously for the same time. In the case of a two-dimensional problem, the cracked block is subjected to different forces and self-weight, the displacement velocity equation has the form:

$$\begin{aligned} u^{(i+\Delta t/2)} &= u_i^{(i-\Delta t/2)} + \left(\sum \frac{F^{(i)}}{m} + g_i \right) \Delta t \\ \theta^{(i+\Delta t/2)} &= \theta^{(i-\Delta t/2)} + \left(\frac{\sum M^i}{I} \right) \Delta t \end{aligned} \quad (5)$$

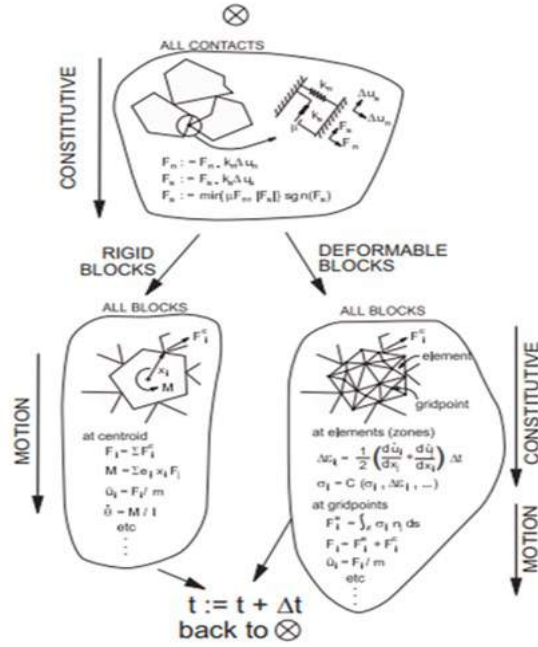


Figure 3. The calculation cycle for DEM (ITASCA 2011).

where θ' is angular speed of the block relative to the center of gravity; I is moment of inertia of a cracked block; $\sum M$ is total moment acting on the cracked block; u_i is component displacement speeds; g is components of the acceleration due to gravity;

The index i represents the composition of the physical quantity in Cartesian coordinates. From the new speed determined in equation (5), the new position of the crack will be determined:

$$\begin{aligned} X_i^{(t+\Delta t)} &= X_i^{(t)} u_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \\ \theta^{(t+\Delta t)} &= \theta^{(t)} + \theta^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \end{aligned} \quad (6)$$

with θ is rotation around the center of fracture; x_i is coordinates of the center of gravity of the block.

The behavior of the interface (crack) is simulated by different relationships. For example, according to the linear method, the relationship between stress and displacement is assumed to be linear according to the expression:

$$\Delta \sigma_n = -k_n \Delta u_n \quad (7)$$

with $\Delta \sigma_n$ is effective normal stress increment; Δu_n is Normal displacement increment; k_n : normal coefficient of hardness on the crack surface.

Tensile capacity σ_k is considered as the limit, therefore, when the applied stress exceeds the tensile strength $\sigma_n < \sigma_k$, then $\sigma_n = 0$. The same goes for the sliding effect. For example, assuming the slip resistance is fixed, using the control coefficient k_s (tangent stiffness) for the allowable tangential stress τ_s is determined by the unit cohesion c and the friction angle φ .

$$\text{So, if } |\tau_s| \leq c + \sigma_n \tan \varphi = \tau_{\max} \quad \text{then: } \Delta \tau_s = -k_s u_s^e \quad (8)$$

$$\text{or when } |\tau_s| \geq \tau_{\max} \quad \text{then: } \tau_s = \text{signum}(\Delta u_s) \tau_{\max} \quad (9)$$

with Δu_s^e is elastic component of the shear strain increment; Δu_s is total sliding strain increment.

The deformation of the cracked blocks is simulated depending on the assumption that the cracked block is absolutely rigid or deformable. When considered to be absolutely rigid, the shape and size of the crack remain constant. This assumption is used when the displacement of the system is precisely determined by the interfaces. In the case that the cracked blocks are deformed bodies, the blocks are divided into finite difference triangular elements. The vertices of the elements are nodal points, and the equation of motion for each node has the following form:

$$\ddot{u}_i = \frac{\int_s \sigma_{ij} n_j d_s + F_i}{m} + g_i \quad (10)$$

with s is face containing block m bounded by nodes; n_j is linear method of s ; F_i is sum all external forces at the nodes; g is acceleration due to gravity.

If the body is in equilibrium, the sum of the forces of the nodes is zero, otherwise the nodes will move according to Newton's 2nd law of finite difference:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (11)$$

At each time step, the linear and rotational strains are determined by the displacements of the nodes in the known form.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \theta_{ij} &= \frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i}) \end{aligned} \quad (12)$$

The material laws for deformed blocks used in increments and the nonlinear laws are both simply considered. Example when treating blocks as elastic:

$$\Delta \sigma_{ij}^e = \lambda \Delta \varepsilon_{ij} \delta_{ij} + 2\mu \Delta \varepsilon_{ij} \quad (13)$$

where λ, μ is Lamé constants; $\Delta \sigma_{ij}^e$ = elastic increment of stress tensor; $\Delta \varepsilon_{ij}$ is increment of strain tensor.

3. Simulation model and results

In this simulation example, the rock mass has a fault (or shear zone, failure zone) consisting of three regions made up of two joint sets with plug angles of -10° and 80° (Figure 4).

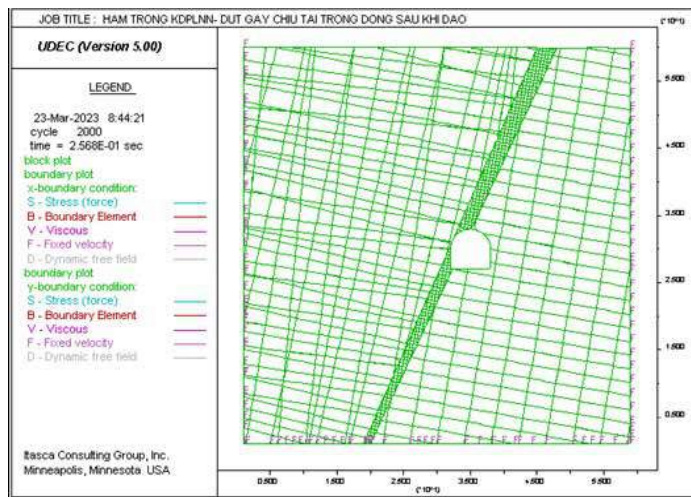


Figure 4. Simulation model of tunnel through fault

The geometrical characteristics of the joint sets in the three regions are summarized in Table 1. The mechanical properties of the rock blocks and the joint faces (normal stiffness coefficient k_n and tangential stiffness coefficient k_s) are summarized in Table 2. And figure 5 shows some simulation results, selected from the results of the iteration calculation, in the vicinity of the tunnel.

Table 1. Geometrical parameters of the joint sets

Parameters	Left zone	Fault zone	Right zone
Plug angel, degree	$-10^0 \pm 5^0$ and $80^0 \pm 5^0$	-10^0 and 80^0	-10^0 and 80^0
Joint Space, m	1,5 and 2,5	0,5 and 0,5	2,0 and 4,0

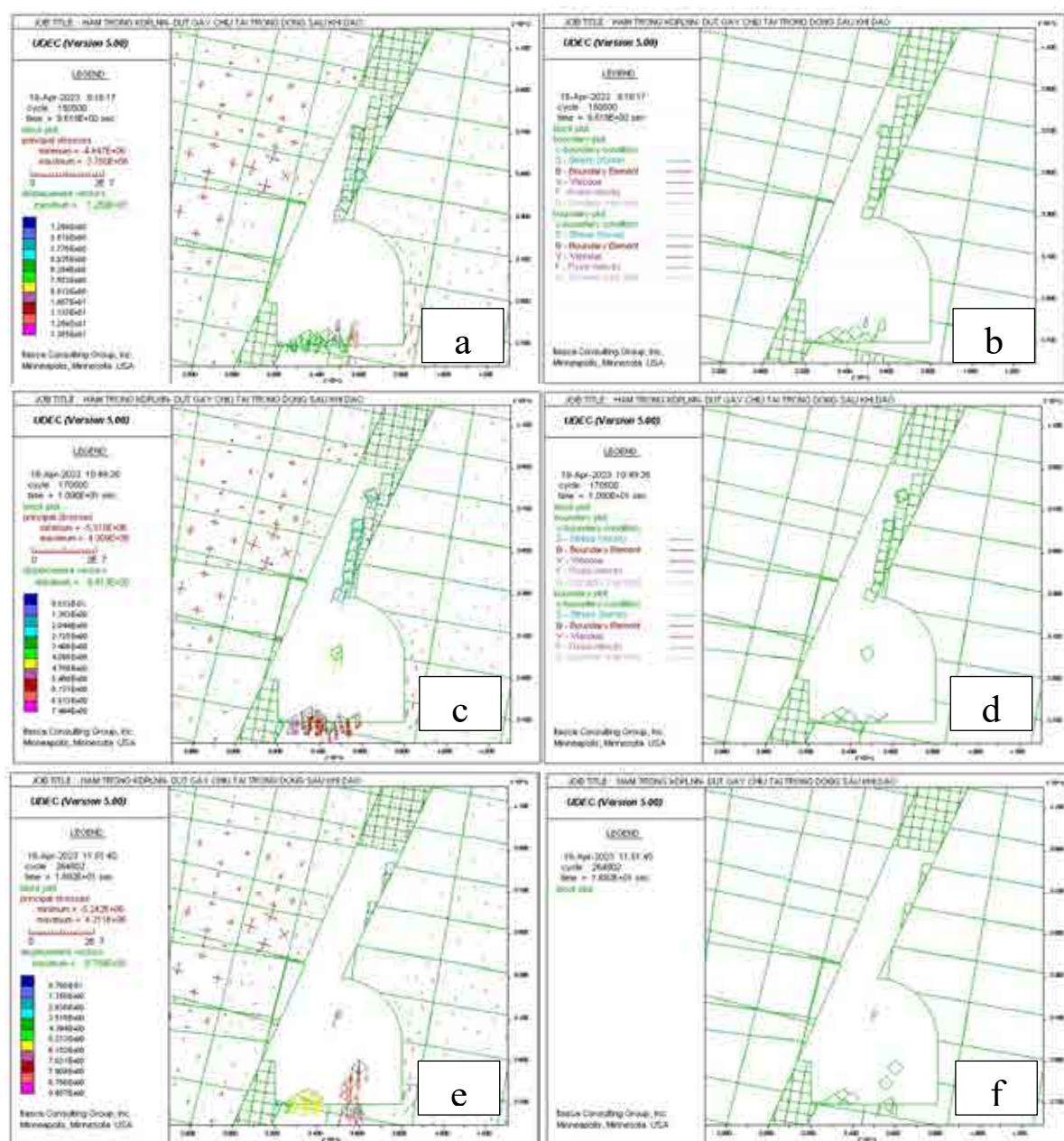


Figure 5. Simulation results on tunnel collapse.

Table 2. Mechanical parameters of rock blocks and joint sets

Parameters	Left zone	Fault zone	Right zone
Density (g/cm ³)	2,5	2,4	2,65
Bulk modulus K (GPa)	16,667	0,116	16,667
Shear Modulus G (GPa)	10,000	0,111	10,000
Friction Angle φ (degree)	30	20	25
Cohesion c (kPa)	1,0	0	0,6
Normal stiffness coefficient k_n (GPa/m)	2,0	$5 \cdot 10^{-2}$	2,2
Tangential stiffness coefficient k_s (GPa/m)	1,0	$4 \cdot 10^{-2}$	1,5
Friction Angle of joint sets φ_{kn} (Degree)	40	20	25

The output images on the left side of Figure 5 (Fig 5a, c, d) illustrate the stress state distribution with the two principal stress components (represented by two red slashes indicating the magnitude and direction of the action) and the displacement state (represented by the displacement vectors which intensity indicated by the color of vectors) after a certain calculation time. The right images in Figure 5 (Fig 5b, d, f) show the rock mass condition with fracture systems and fracture blocks in the three zones (left zone, fault zone and right zone) after stress distribution and deformation after a certain calculation time. The third image from the top right of Figure 5 (Fig. 5f) allows determination of the final extent of the collapse area, since the collapse phenomenon then no longer develops due to the compression of the fractured blocks at the top of the tunnel.

4. Measures to prevent and avoid tunnel collapse

In order to prevent collapses during tunnel construction, many technical solutions have been proposed and applied. The methods are based on the principle of consolidation and reinforcing the rock mass which is likely to collapse, creating an area capable of withstanding the pressure from the discrete rock mass in fault zone. One of the typical methods is pre-excitation grouting prior to digging through the fault zone. Figure 6 shows the principle of the pre-injection work.

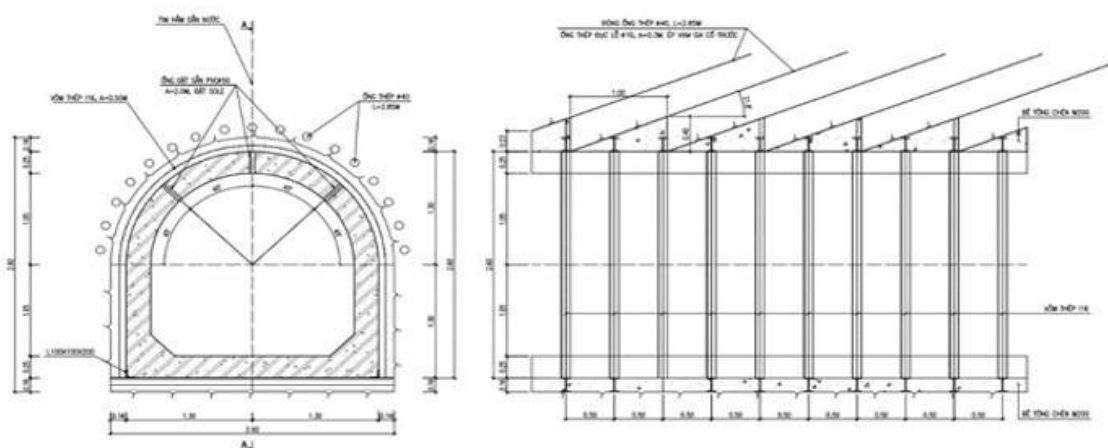


Figure 6. Example of pre-excitation grouting technology by tunneling through fault and layout of stacked boreholes.

The principles of rock mass consolidation or reinforcement in fault zones, the design and construction methods are also presented in Knut F. Garshol (2003), BASF (2011) and practical treatment experiences in Vietnam can be found in Nguyen D.G, et al.(2014) and Pham Q.N.

et al. (2014). The method of grouting before and after excavation (Pre-Excavation and Post-Excavation Grouting) is considered by Norwegian civil engineering experts as a unique solution in the Norwegian tunneling method (Norwegian Tunneling Society, 2014).

5. Conclusions

The obtained results allow us to draw the following comments:

1) The degree of displacement, destruction and collapse when tunneling through a fault depends on the geological and geomechanical characteristics of the rock mass, namely the rock mass surrounding the tunnel, the fault zone and the rock block itself in the fault. At present, it is difficult to judge the possibility of collapse or not based on the initial survey data;

2) With modern numerical simulation tools, specifically the discrete element method, it is possible to predict the degree of displacement, destruction, and collapse that may occur when constructing underground works through a fault;

3) Based on prediction results through numerical simulation, it is possible to qualitatively and quantitatively determine the magnitude of the occurrence of incidents, which allows us to propose reasonable prevention and avoidance solutions, rather than letting them happen, sometimes quite large collapses, and must then be repaired.

4) In fact, depending on the degree of collapse, the designer can offer solutions to support and reinforce the rock mass in the fault zone before digging (such as anchors, fore poling combined with a steel frame) and then concrete spraying, or in severe cases, pre-excavation grouting to strengthen the failure zone, combined with anchor drilling, pre-poling, together with a steel frame and shotcrete.

5) Numerical simulation tools are very useful in geological hazard prediction, so their application should be mandatory for geological hazard analysis and prediction at design stage. The results of the calculation and the numerical simulation must be presented in full in the design documents.

References

- BASF., 2011. Pre-Excavation Grouting in Tunneling. Copyright © BASF Construction Chemicals Europe Ltd., 2011 4th edition, December 2011.
- Itasca., 2011. UDEC User's Guide (Version 5.0). Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc. Third Edition March 2011.
- Knut F.Garshol., 2003. Pre-Excavation Grouting in Rock Tunneling. Copyright MBT International Underground Construction Group, Division of MBT (Switzerland) Ltd., 2003.
- Nguyen Duy Giang et al., 2014. Research and propose a reasonable anti-reinforcement structure when constructing the Nam Cuong automobile tunnel on the Noi Bai-Lao Cai highway. *Collection of reports of the 21st Scientific Conference*, University of Mining and Geology, Hanoi, November 14, 2014. Pages 45-52. (in Vietnamese).
- Nguyen Quang Phich et al., 2014. Geological - technical hazards in underground construction and mining. *Proceedings of the 21st Scientific Conference*, University of Mining and Geology, Hanoi, November 14, 2014. Pages 191-199. (In Vietnamese).
- Nguyen Quang Phich et al., 2015. The report of the topic "Research, application and development of models for analysis and prediction of geological-technical hazards for underground works, mining works in Vietnam", Grand Number NCCB-ĐHUD.2011-G/13. Hanoi 2015 (in Vietnamese).
- Norwegian Tunnelling Society, 2014. Norwegian tunnelling technology Publication No. 23. 2014.
- Pham Quang Nam et al., 2014. Study and propose reasonable construction methods for the tunnels in Quang Ninh area with cross section (6-8) m² when digging through soft rock soil to speed up the construction of these tunnels. *Collection of reports of the 21st Scientific Conference*, University of Mining and Geology, Hanoi, November 14, 2014. Pages 152-159. (in Vietnamese).

VAI TRÒ CÁC NHÂN TỐ NHÂN SINH ĐỐI VỚI CÁC TAI BIẾN ĐỊA CHẤT Ở ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

Đào Hồng Hải¹, Nguyễn Việt Kỳ^{1,*}, Bùi Trọng Vinh¹, Nguyễn Hữu Sơn¹, Trần Lê Thế Diễn^{1,2}

¹Trường Đại học Bách Khoa - ĐHQG TP Hồ Chí Minh

²Công ty cổ phần Đầu tư Nhân Đình

*Tác giả chịu trách nhiệm: nvky@hcmut.edu.vn

Tóm tắt

Trong những năm gần đây, những hiện tượng sụt lún bờ xảy ra thường xuyên và mạnh mẽ ở nhiều khu vực như Vàm Nao, Châu Đốc, Long Xuyên, Vĩnh Long... Theo số liệu quan trắc cho thấy hiện tượng lún bề mặt đất cũng diễn ra mạnh ở nhiều nơi. Quá trình xâm nhập mặn gia tăng vào mùa khô, ranh giới mặn xâm nhập sâu vào đất liền có nơi tới 60 - 80 km.

Ngoài những nguyên nhân tự nhiên như biến đổi khí hậu, nước biển dâng, cấu trúc địa chất, hoạt động tân kiến tạo, sự biến động tự nhiên của dòng chảy... những hoạt động kinh tế kỹ thuật, hoạt động dân sinh như việc xây dựng nhiều hồ chứa ở thượng du sông Mê Kông làm thay đổi dòng chảy và lượng vật liệu trầm tích trong nước sông, việc xây dựng nhiều công trình thủy lợi như hệ thống đê bao ngăn lũ, cống đập ngăn mặn, việc phát triển đô thị, các khu dân cư (đặc biệt dọc theo bờ các dòng sông), việc khai thác nước dưới đất, nạn khai thác cát và vật liệu xây dựng trái phép... cũng có những tác động lớn đến đồng bằng sông Cửu Long, đến những dòng chảy nơi đây, qua đó thúc đẩy sự gia tăng những tai biến địa chất cả về dạng cũng như về số lượng.

Báo cáo này chỉ tập trung đánh giá vai trò của một số nhân tố nhân tạo chính như tác động của việc xây đập, của hệ thống thủy lợi, của việc phát triển đô thị ở hạ lưu, của việc khai thác các dạng tài nguyên ở đồng bằng sông Cửu Long đối với một số tai biến địa chất thường gặp.

Từ khóa: tác nhân nhân tạo; tai biến địa chất; trượt; sụt lún; xâm nhập mặn.

1. Đặt vấn đề

Trên google, khi tìm thông tin về ĐBSCL và biến đổi khí hậu cho 2.630.000 kết quả (0,50 giây). Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) gồm 13 tỉnh, dân số khoảng 20 triệu người, đóng góp khoảng 20% GDP cả nước. Khu vực này đóng góp hơn nửa sản lượng gạo toàn quốc (trong đó bao gồm 95% sản lượng gạo xuất khẩu), 65% sản lượng trái cây, 75% sản lượng thủy sản, sản lượng cá xuất khẩu.

Khu vực nghiên cứu trong nhiều năm gần đây chịu ảnh hưởng lớn của biến đổi khí hậu (BĐKH) và nước biển dâng. Theo nghiên cứu dự báo của Tổ chức Oxfam, nguy cơ ĐBSCL phải đối mặt do biến đổi khí hậu là: (1) Đến khoảng năm 2100, mực nước biển có thể dâng lên trong khoảng 30 cm đến 1 m và hơn, lúc đó thì 90% diện tích của ĐBSCL có thể bị ngập lụt hằng năm; (2) Đến năm 2030, khả năng nước biển dâng có thể làm cho khoảng 45% diện tích đất của ĐBSCL bị nhiễm mặn hoàn toàn và mùa vụ bị thiệt hại do lũ lụt; (3) Lưu lượng nước vào mùa khô của sông Cửu Long được dự đoán sẽ giảm đi từ 2 - 4% vào năm 2070, đây là một yếu tố khác góp phần vào hiện tượng nhiễm mặn và thiếu nước. Đồng bằng chịu tác động thường xuyên của những trận lũ lớn. Đây cũng là nơi chịu ảnh hưởng nặng nề nhất ở Việt Nam bởi sự xâm nhập mặn với diện tích đất bị nhiễm mặn khoảng 1,8 triệu ha... Các hiện tượng địa chất động lực như lún bề mặt, trượt, sụt lún cũng diễn ra thường xuyên hơn, quy mô ngày một gia tăng...

Bài báo này không trình bày về các nguyên nhân tự nhiên như BĐKH, nước biển dâng, cấu trúc địa chất, tân kiến tạo, biến động tự nhiên của dòng chảy vì những tác nhân này thường tác động chậm, lâu dài và chúng ta chỉ có thể nhận biết để phòng chống... mà tập trung đánh giá vai trò của các yếu tố nhân tạo trong việc gia tăng các tai biến địa chất trong vùng.

2. Số liệu và phương pháp nghiên cứu

Các tài liệu sử dụng trong bài báo này chủ yếu là các nghiên cứu trước đây của chính tác giả cùng nhóm nghiên cứu và của nhiều tác giả khác, ảnh vệ tinh qua google earth theo thời gian... Phương pháp nghiên cứu chính là tổng hợp, phân tích, đánh giá số liệu. Phương pháp phân tích lịch sử tự nhiên cũng được sử dụng để nhận định vai trò của các nhân tố tác động.

3. Kết quả và thảo luận

a) Tác động của các hồ chứa nước (Thủy điện ở lưu vực sông Mê Kông) và xây dựng nhiều công trình thủy lợi, hệ thống đê bao ngăn lũ, cống đập ngăn mặn (Đồ Dức Dưng). Trước hết ta nói về tác động xuyên biên giới của hệ thống thủy điện trên sông Mê Kông. Hiện nay do việc phát triển hệ thống thủy điện bậc thang trên dòng chính đã gây ra nhiều hệ lụy cho vùng hạ lưu, đặc biệt là đồng bằng sông Cửu Long của Việt Nam.

Sông Mê Kông là một trong những con sông lớn nhất trên thế giới, bắt nguồn từ cao nguyên Thanh Tạng, nơi sông bắt nguồn thuộc tỉnh Thanh Hải, chảy qua tỉnh Vân Nam (Trung Quốc) khoảng 4.909 km tiếp tục đổ vào Myanmar, Thái Lan, Lào, Campuchia và Việt Nam và chảy ra Biển Đông. Tính theo độ dài sông Mê Kông đứng thứ 12 trên thế giới (thứ 7 tại châu Á), còn tính theo lượng nước, đứng thứ 10 (tổng lượng nước hàng năm đạt khoảng 475 tỷ m³). Lưu lượng trung bình 13.200 m³/s, vào mùa nước lũ lưu lượng có thể lên tới 30.000 m³/s.

Theo số liệu của Ủy hội sông Mê Kông (MRC), lưu vực sông Mê Kông rộng khoảng 795.000 km² hoặc hơn 810.000 km² (theo số liệu của Encyclopaedia Britannica 2004). Phần hạ nguồn của lưu vực Mê Kông nằm ở các quốc gia Đông Nam Á chiếm tổng số 79% lưu vực với tỷ lệ tại các quốc gia lần lượt là Lào (25%), Thái Lan (23%), Campuchia (20%), Việt Nam (8%) và Myanmar (3%), trong khi 21% còn lại - thượng nguồn lưu vực, hay còn gọi là lưu vực Lan Thương - nằm ở Trung Quốc. Lưu vực còn chứa đựng vô số các vùng đất ngập nước, đóng vai trò quan trọng trong việc hỗ trợ sinh kế của người dân địa phương, cung cấp môi trường sản xuất cho nông nghiệp, nuôi trồng thủy sản, đánh bắt thủy sản, thủy sản phi cá và doanh thu du lịch cũng như mang lại những lợi ích gián tiếp quan trọng không kém như giảm thiểu lũ lụt, trữ nước và xử lý nước thải (Nguyễn Huy Hoạch, 2022).

Đặc điểm thủy năng nổi bật của sông Mê Kông là vai trò điều tiết lưu lượng nước bởi hồ Tonlé Sap - hồ thiên nhiên lớn nhất Đông Nam Á - hay là Biển Hồ. Tổng lượng dòng chảy bình quân năm lớn và địa hình nhiều dốc tạo nên thế năng lớn cho dòng chảy, cho nên lưu vực sông Mê Kông có tiềm năng rất lớn để phát triển thủy điện với tiềm năng kỹ thuật đạt khoảng 53.900 MW, trong đó riêng Trung Quốc là 23.000 MW. Phần còn lại ở hạ lưu vực Mê Kông thì trên dòng chính có tiềm năng phát triển thủy điện là 13.000 MW và trên các dòng nhánh là 17.900 MW. Tuy nhiên, nguồn năng lượng thủy điện của vùng hạ lưu vực chỉ tập trung chủ yếu là ở Lào với 21.000 MW (chiếm tới 70%).

Đồng bằng sông Cửu Long ở phía Tây Nam Việt Nam, nơi sông Mê Kông đi qua trước khi đổ vào Biển Đông là vùng trồng lúa, hoa quả và thủy sản lớn nhất của nước ta. Mỗi năm, sông Mê Kông chảy về vùng ĐBSCL khoảng 450 - 475 tỷ mét khối nước, mang theo khoảng 160 triệu tấn phù sa, trong đó lượng mưa tại chỗ ở ĐBSCL chỉ chiếm 11%. Khi lượng nước ở lưu vực Mê



Hình 1. Sơ đồ hệ thống thủy điện trên dòng Mê Kông.

Kông ít thì nước ở ĐBSCL ít, kéo theo đỉnh lũ thấp vào khoảng giữa tháng 10 ở ĐBSCL và xâm nhập mặn sâu vào khoảng tháng 3 dương lịch, sau Tết Nguyên Đán. Vì vậy, mực nước ở ĐBSCL phụ thuộc rất lớn vào lượng nước từ phía thượng lưu chảy về. Liên tục nhiều năm qua, khu vực đồng bằng sông Cửu Long hầu như không có lũ.

Theo nghiên cứu của Tổ chức Mekong Freedom Network (Thái Lan), 8 đập thủy điện chắn ngang sông Mê Kông (Lan Thương) trên lãnh thổ Trung Quốc đã giữ lại tổng cộng hơn 40 tỷ mét khối nước cho các mục đích phát điện, tưới tiêu..., làm thay đổi dòng chảy sông Mê Kông ở phía hạ lưu. Cũng theo báo cáo của Ủy hội sông Mê Kông, nếu cả 3 công trình thủy điện của Lào gồm Xayaburi, Don Sahong, Pak Beng đi vào hoạt động, thì tổng lượng dòng chảy sẽ giảm 6,2%/tháng và sự xâm nhập mặn trên sông Tiền, sông Hậu lấn sâu vào từ 2,8 - 3,8 km. Và với viễn cảnh không xa, khi cả chuỗi 11 đập thủy điện trên lãnh thổ Lào và Campuchia hoạt động thì tổng lượng dòng chảy sẽ giảm hơn 27%/tháng, xâm nhập mặn sẽ vào sâu trên sông Tiền, sông Hậu khoảng từ 10 - 18 km. Hơn nữa, nước ngọt có thể sẽ bị suy thoái và trở thành một vấn đề ngày càng bức xúc do việc phát triển thủy điện trên dòng chính sông Mê Kông (Hong Vân, 2022)

Ảnh hưởng kép của biến đổi khí hậu và hệ thống bậc thang thủy điện ở thượng nguồn sông Mê Kông càng trở thành vấn đề khó khăn hơn đối với khu vực ĐBSCL. Ngày càng có nhiều thiên tai, lũ lụt, các hiện tượng thời tiết cực đoan, chất lượng nguồn nước và mạch nước ngầm thay đổi.

Bên cạnh biến đổi khí hậu toàn cầu và việc sử dụng nước tại chỗ bất hợp lý, các đập thủy điện, đặc biệt các đập thủy điện do Trung Quốc xây ở thượng nguồn sông Mê Kông được coi là nguyên nhân chính gây hạn hán. Tuy nhiên, cho đến nay, dường như chưa có nghiên cứu nào cụ thể chỉ rõ vấn đề này.

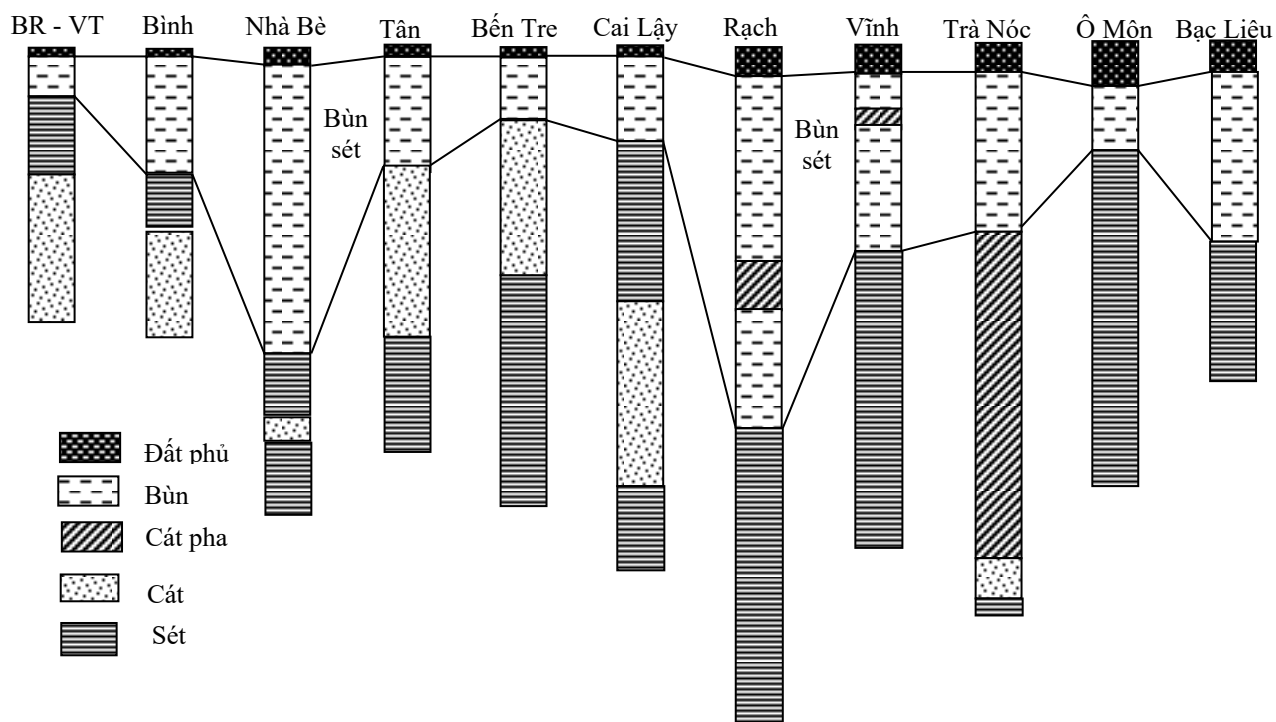
Tác động của hạn hán, việc đồng bằng sông Cửu Long không còn lũ đã tác động mạnh đến quá trình cố kết thoát nước của tầng bùn sét, từ đó gây nên hiện tượng lún bề mặt mạnh mẽ... một hiện tượng đã được ghi nhận qua những kết quả quan trắc lún nông của Lê Xuân Thuyền. Theo đó, trong số 12 điểm đo quan trắc thì các điểm mũi Cà Mau, Cù lao Dung - cửa sông Hậu, Cần Giờ là có chuỗi số liệu tin cậy nhất vì thời gian quan trắc khá dài (từ 6/2010 và 2/2012). Các vị trí còn lại thời gian theo dõi mới 1 - 2 năm, nên chỉ dùng để tham khảo (bảng 1). Cấu trúc trạm quan trắc lún nông có thể tham khảo ở (Minh Hòa, 2022).

Bảng 1. Giá trị lún bình quân tại một số điểm quan trắc lún nông.

STT	Vị trí quan trắc lún	Thời gian quan trắc	Độ lún bình quân/năm
1	Mũi Cà Mau	6/2011 - 1/2015	23,4 mm
2	Cù lao Dung	2/2012 - 1/2015	28,8 mm
3	Cần Giờ	6/2010 - 1/2015	38,7 mm
4	Búng Bình Thiên	5/2014 - 1/2015	10,6 mm
5	Đầm Dơi, Cà Mau	3/2014 - 1/2015	5,5 mm
6	Hòa An, Vị Thanh, Hậu Giang	7/2013 - 1/2014	7,8 mm
7	Tràm Chim, Đồng Tháp	7/2012 - 5/2014	5,8 mm

Nguồn: Do TS Lê Xuân Thuyền cung cấp từ đề tài quan trắc lún nông

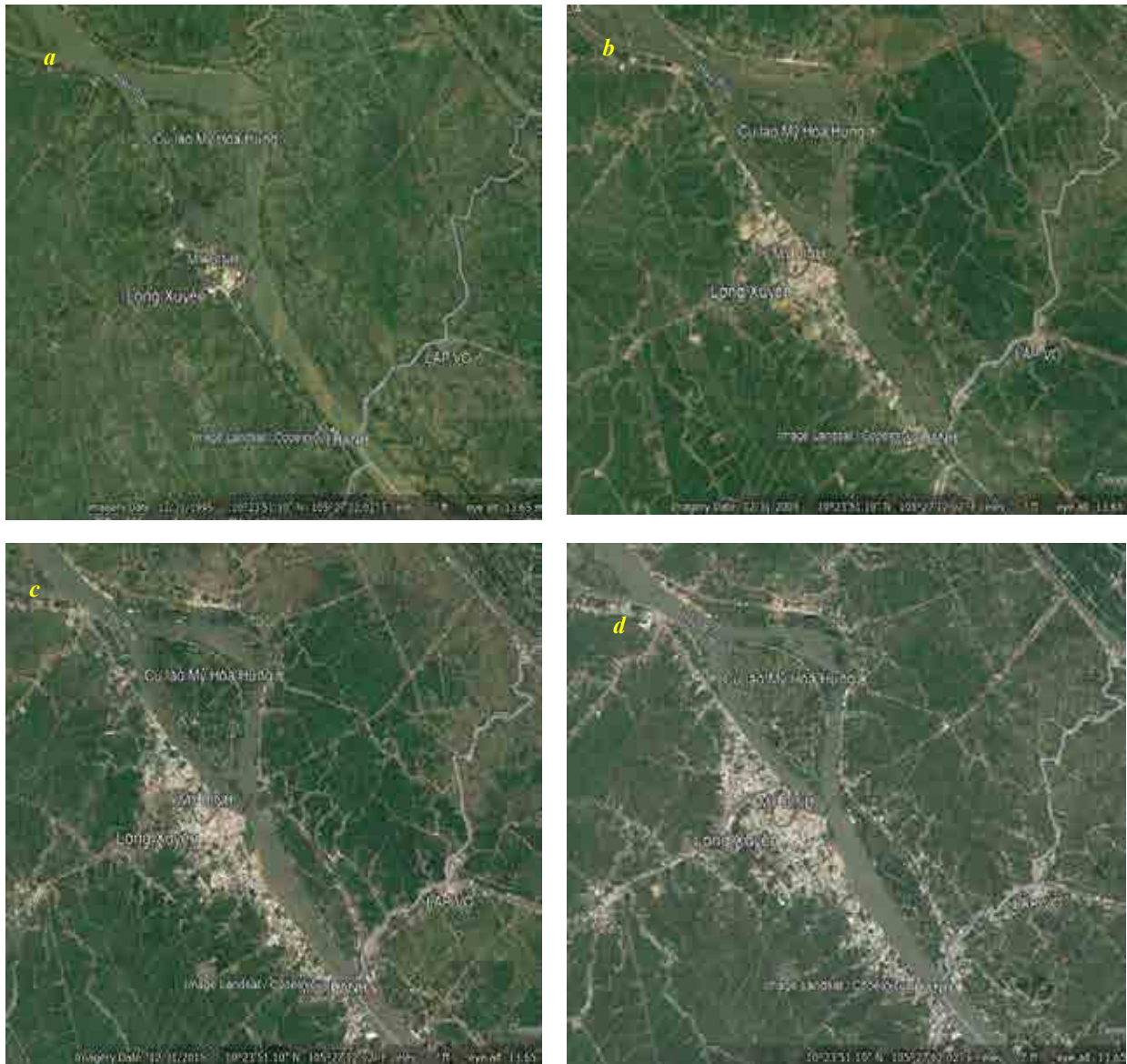
Như vậy, có thể nhận định rằng, tác động của các hồ chứa nước (Thủy điện ở lưu vực sông Mê Kông), các công trình thủy lợi, hệ thống đê bao ngăn lũ, cống đập ngăn mặn đã làm thay đổi động lực dòng chảy, thay cân bằng vật chất trong dòng chảy mặt, hạn hán... dẫn tới gia tăng sạt lở, lún bề mặt đất khu vực ĐBSCL, gia tăng xâm nhập mặn, làm biến đổi mạnh hệ sinh thái... (Nguyễn Ngọc Anh. 2020).



Hình 2. Bề dày lớp bùn sét tại một số vị trí ở đồng bằng sông Cửu Long.



Hình 3. Khu dân cư phân bố dọc bờ sông.



Hình 4. Thành phố Long Xuyên: a) 1995; b) 2005; c) 2015 và d) 2020.

Tác động của việc phát triển đô thị, các khu dân cư (đặc biệt dọc theo bờ các dòng sông), hệ thống cơ sở hạ tầng - Hoạt động xây dựng hệ thống giao thông, các khu công nghiệp, khu dân cư tăng nhanh với tốc độ chóng mặt đã góp phần thay đổi bộ mặt ĐBSCL sông cũng đã xuất hiện những ảnh hưởng tiêu cực đến điều kiện tự nhiên khu vực. Hiện nay, vùng Đồng bằng sông Cửu Long có 174 đô thị gồm: 01 đô thị trực thuộc Trung ương, 02 đô thị loại I thuộc tỉnh, 12 đô thị loại II, 09 đô thị loại III, 23 đô thị loại IV và 127 đô thị loại V. Tỷ lệ đô thị hóa toàn vùng đạt 31,16%, tăng 4,6% so với năm 2015. Khu vực đô thị có sự tăng trưởng cả về số lượng và chất lượng. Bộ mặt đô thị ngày càng khang trang, hiện đại và có bản sắc. Chỉ riêng thành phố Long Xuyên, chúng ta có thể thấy tốc độ phát triển từ năm 1995, 2005, 2015 và 2020 qua hình 4.

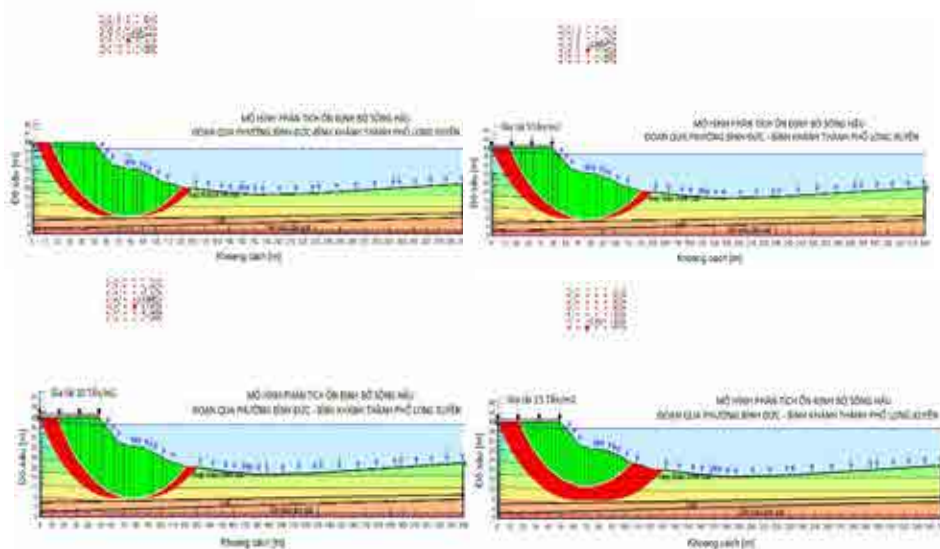
Thành phố Long Xuyên là đô thị loại I, trung tâm chính trị, kinh tế, văn hóa, khoa học kỹ thuật, thành phố tỉnh lỵ của tỉnh An Giang, có vai trò quan trọng trong vùng ĐBSCL và cả nước. Diện tích Long Xuyên năm 1999 chỉ khoảng 10.687 ha diện tích tự nhiên. Trên hình 4 ta thấy, năm 1995, diện tích thị xã Long Xuyên rất nhỏ (Hồng Đạt, 2022; Linh Đan, 2022)

Ngày 14 tháng 4 năm 2009, thành phố Long Xuyên là đô thị loại II. Ngày 23 tháng 7 năm 2020, thành phố Long Xuyên trở thành đô thị loại I trực thuộc tỉnh An Giang. Cùng với

đó diện tích thành phố đã tăng lên đến 114,96 km², dân số năm 2019 là 272.365 người, mật độ dân số đạt 2.369 người/km² (Theo Wikipedia).

Hiện nay, trên địa bàn thành phố Long Xuyên đã và đang hình thành một số khu đô thị mới như khu đô thị Sao Mai, khu đô thị Golden City, khu đô thị Diamond City (Tây Sông Hậu), khu đô thị Tây Nam Long Xuyên, khu đô thị FLC An Giang...

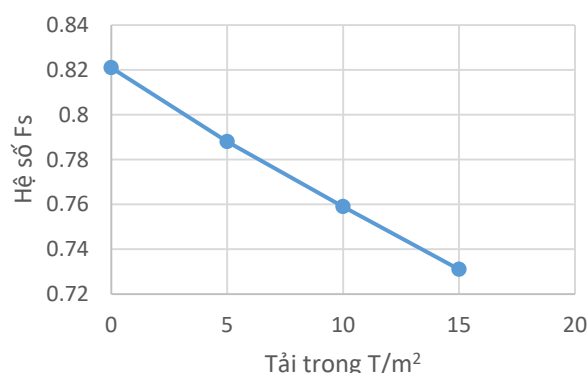
Hầu hết, theo tập quán, các đô thị, các khu dân cư ở đồng bằng chủ yếu phân bố và phát triển dọc theo hệ thống sông, kênh rạch... nghĩa là bờ sông, bờ kênh rạch được chất thêm tải trọng của các công trình xây dựng. Đây cũng chính là nguyên nhân mà hệ số ổn định của bờ suy giảm, góp phần gia tăng nguy cơ sạt lở bờ. Điều này thấy rõ qua hình 5.



Hình 5. Kết quả geoslope tại TP. Long Xuyên với kiểu mặt cắt ĐCCT lớp đất vữa chứa các thấu kính cát hạt mịn đến hạt thô khi gia tải từ 0, 5, 10 và 15.

Kết quả mô phỏng Geoslope xác định xu hướng giảm ổn định bờ sông Hậu tương ứng cấp gia tải từ 0 đến 5 T/m², 10 T/m², 15 T/m². Ở cấp gia tải 15 T/m² thì sức chịu tải của đất nền tự nhiên không còn phù hợp nên kết quả mô phỏng không còn phù hợp (Tâm mặt trượt không còn nằm ngay trong tâm lưới mô phỏng tâm trượt). Giá trị F_s thay đổi tương ứng từ 0,821 (0 T/m²); 0,788 (5T/m²); 0,759 (10T/m²) và 0,731 (15(T/m²). Hệ số ổn định suy giảm nhanh chóng, bờ đã đạt mức độ tới hạn và sạt lở dễ dàng xảy ra (hình 6,7).

Tương quan giữa hệ số ổn định bờ và tải trọng trên bờ



Hình 6. Biểu đồ tương quan giữa hệ số F_s và sự gia tải trên bờ.



Hình 7. Một số hình ảnh sạt lở bờ sông Hâu.



Hình 8. Ngập lụt khi triều cường tại thành phố Cần Thơ [5].

Quá trình đô thị hóa diễn ra tương đối mạnh tại đồng bằng sông Cửu Long còn làm gia tăng hiện tượng sụt lún mặt đất và công trình ở những khu vực có mật độ xây dựng cao. Điều này đã ghi nhận được ở nhiều thành phố, ví dụ Cần Thơ - do bề mặt đất bị sụt lún gây nên cảnh ngập lụt khi triều cường (Hong Dat, 2022.) (hình 8).

Phát triển đô thị, khu dân cư tập trung đã làm nghiêm trọng thêm tình hình ô nhiễm nguồn nước và khả năng cấp nước, đặc biệt là vùng ven biển, khó tiếp cận nguồn nước ngọt.

Phát triển giao thông đường bộ các cấp đã góp phần làm thay đổi hướng chảy và phân bố dòng chảy lũ. Trong đó, vấn đề nguồn vật liệu san lấp rất khó khăn. Các tỉnh đồng bằng sông Cửu Long đã cấp phép 66 giấy phép khai thác với tổng trữ lượng khoảng 80 triệu m^3 , công suất khai thác khoảng 17 triệu m^3 /năm, trong đó cát san lấp là 14 triệu m^3 . Tuy nhiên, trữ lượng cát san lấp hiện tại chỉ còn khoảng 37 triệu m^3 , đáp ứng khoảng 77% nhu cầu. Trong khi đó, thời gian tới, các dự án cao tốc sẽ triển khai đồng loạt, nhu cầu vật liệu cát là rất lớn, lên đến khoảng 47,8 triệu m^3 . Trong đó, năm 2023 khoảng 17,8 triệu m^3 , năm 2024 khoảng 28,4 triệu m^3 (Anh Tú, 2023). Được biết, trong giai đoạn từ 2022 - 2025, đồng bằng sông Cửu Long sẽ triển khai nhiều dự án giao thông trong khu vực cùng nhiều công trình lớn của vùng cùng triển khai đồng loạt, do vậy sẽ dẫn đến nguy cơ thiếu vật liệu, đặc biệt là vật liệu cát đắp nền đường, trong khi nguồn vật liệu trong vùng khó có khả năng cung ứng đủ. Việc khai thác cát ở các sông trong khu vực sẽ tác động rất mạnh đến cân bằng vật chất của dòng chảy mặt, làm thay đổi động lực dòng chảy... từ đó góp phần làm gia tăng các hiện tượng, trượt, sạt lở ở đây.

Hệ thống giao thông thủy cũng có những tác động lớn tới môi trường địa chất tại đây. Đặc điểm của vùng đồng bằng sông Cửu Long là địa hình nhiều sông rạch. Thống kê có đến 101 tuyến giao thông thủy nội địa qua sông, kênh, rạch với tổng chiều dài 3.186,3 km (Xuân Nghi, 2022). Và cho đến thời điểm hiện tại, khu vực đồng bằng sông Cửu Long vẫn chưa có một cảng biển thực sự.

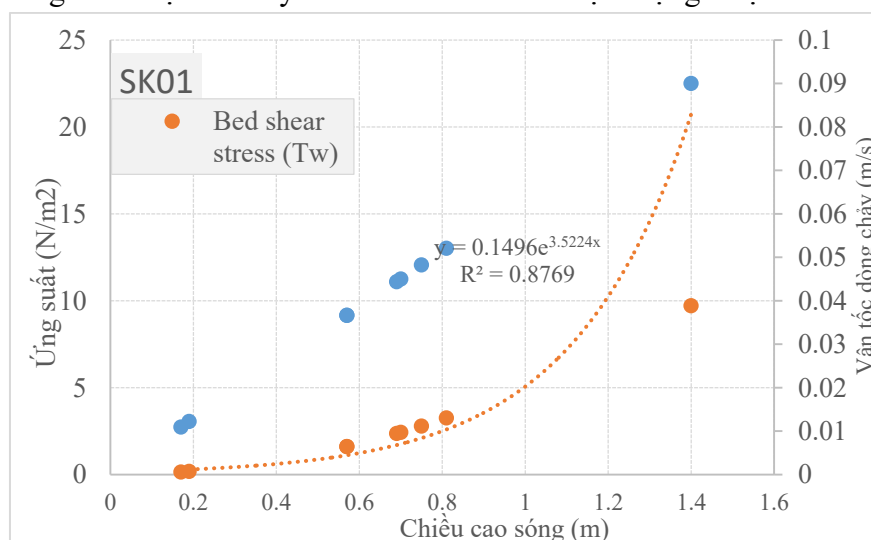
Mật độ tàu thuyền trên sông Hậu, khu vực cảng Cần Thơ, cảng Cái Cui dày đặc. Đoạn sông Hậu qua địa bàn TP Cần Thơ chỉ dài hơn 40 km nhưng tập trung gần 100 xáng cạp khai thác cát hoặc sang cát từ tàu này qua tàu khác. Ngoài ra, còn các phương tiện vận chuyển từ nhiều địa phương trong cả nước tập trung về đây khoảng 1.000 chiếc tham gia “đội quân vận chuyển” cát (Xuân Nghi, 2022). Với mật độ tàu thuyền như vậy, tác động của sóng do tàu bè gây ra đã trở thành một tác nhân quan trọng trong xói lở, phá hủy bờ...

Hình 9. Sơ đồ vị trí các điểm quan trắc sóng.



Nhằm đánh giá ảnh hưởng của sóng gây ra bởi tàu thuyền, nhóm nghiên cứu đã tiến hành thiết lập các đo đạc tại hiện trường nhằm quan trắc các đặc trưng sóng gây ra bởi tàu thuyền khi đi qua tuyến luồng. Có tổng cộng 02 vị trí đo đạc được thiết lập tại khu vực đầu tuyến luồng (cửa Kênh Tắt) và đoạn cuối tuyến luồng (phà Láng Sắt, gần cửa Đại An). Sơ đồ vị trí các điểm quan trắc sóng được thể hiện trong hình 9. Đặc trưng sóng được đo đạc bởi đo độ cao sóng tự ghi INFINITY-WH AWH-USB.

Hình 10 thể hiện mối tương quan giữa chiều cao sóng và ứng suất gây ra bởi hoạt động của tàu thuyền. Có thể thấy, độ lớn ứng suất tăng tỷ lệ với chiều cao sóng với tốc độ ngày càng dốc khi chiều cao sóng càng lớn (hơn 1 m). Khi ứng suất gây ra bởi sóng do tàu thuyền vượt quá giới hạn khả năng chịu đựng của vật liệu cấu tạo đường bờ, cấu trúc đường bờ sẽ bị phá vỡ, vật liệu sẽ bị cuốn đi và đường bờ sẽ bị xói - đây chính là tiền đề cho hiện tượng trượt lở bờ.



Hình 10. Mối tương quan giữa chiều cao sóng và ứng suất gây ra bởi hoạt động của tàu thuyền tại trạm SK01.

Tác động của công tác khai thác khoáng sản (khai thác nước ngầm nhiều, nạn khai thác cát và vật liệu xây dựng) - ĐBSCL có trữ lượng nước dưới đất khá cao. Trữ lượng tiềm năng đối với 4 tầng chứa nước có triển vọng khai thác lớn và tập trung là qp_{2-3} , qp_1 , n_2 và n_1^3 , với trữ lượng

nước ngọt ($M < 1 \text{ g/l}$) 43,8 triệu $\text{m}^3/\text{ngày}$, nước lợ 22,2 triệu $\text{m}^3/\text{ngày}$ và nước mặn - rất mặn 23,2 triệu $\text{m}^3/\text{ngày}$. Đồng Tháp Mười và Bán đảo Cà Mau có tiềm năng nước dưới đất phong phú và khả năng khai thác lớn. Vùng giữa sông Tiền - sông Hậu (ST-SH) có tiềm năng và khả năng khai thác trung bình. Vùng Tứ giác Long Xuyên có tiềm năng nước dưới đất kém nhất, các tầng chứa nước hầu như bị nhiễm mặn. Tổng lượng khai thác nước dưới đất hiện nay (thống kê trên gần 1.000 giếng khoan khai thác nước tập trung) khoảng 1,35 triệu $\text{m}^3/\text{ngày}$. Tuy nhiên, do khai thác nhiều, vấn đề sụt lún mặt đất và nhiễm bẩn nước ngầm tầng nông đang là mối quan tâm của cả đồng bằng, đặc biệt là hiện tượng nhiễm mặn nước ngầm ở vùng ven biển, tập trung cao hơn ở các tỉnh Cà Mau và Bạc Liêu.

Như đã nói trên, chỉ riêng cát san lấp phục vụ các tuyến cao tốc đã cần tới 47,8 triệu m^3 , chưa kể đến các nhu cầu khác. Việc lấy đi nhiều hơn lượng trầm tích nhận được, việc bất chấp hai hiện trạng khẩn trương (thiếu lượng trầm tích trong dòng chảy và khai thác cát) mà vẫn cho phép thêm 50% tăng tốc khai thác cát là cho đâm thủng lòng sông mẹ để san lấp nền các con đường (Phạm Phan Long, 2023).

4. Kết luận

Theo báo cáo của WWF - Tổ chức Quốc tế về Bảo tồn Thiên nhiên: “ĐBSCL của Việt Nam có thể sẽ nằm dưới mực nước vào cuối thế kỷ này nếu không có các hành động khẩn cấp trên toàn lưu vực sông...”. Đó là nguy cơ hiện hữu dưới các tác động tự nhiên và nhân tạo, trong đó những tác nhân nhân tạo như hệ thống thủy điện, thủy lợi, hệ thống đê bao ngăn lũ, cống đập ngăn mặn, quá trình đô thị hóa, phát triển hạ tầng, phát triển giao thông đường bộ, đường thủy, khai thác nước ngầm với lưu lượng lớn, nạn khai thác cát và vật liệu xây dựng... đã có những biểu hiện tức thời qua các hiện tượng trượt, sạt lở, phá hủy bờ sông rạch, sụt lún gây nên cảnh ngập lụt khi triều cường, hạn hán, làm nghiêm trọng thêm tình hình xâm nhập mặn, ô nhiễm nguồn nước và khả năng cấp nước, đặc biệt là vùng ven biển, khó tiếp cận nguồn nước ngọt... Một điều nguy hiểm là tất cả các nhân tố nhân tạo này gần như đồng thời tác động lên môi trường địa chất của đồng bằng, do vậy quy mô các tai biến thường cao, tác động lớn đến đời sống người dân nơi đây.

Tài liệu tham khảo

- Anh Tú, 2023. Trữ lượng cát chỉ đáp ứng 77% nhu cầu xây cao tốc Đồng bằng sông Cửu Long, Phó Thủ tướng chỉ đạo "nóng". Vneconomy 20/03/2023.
- Đỗ Đức Dũng. Các giải pháp tổng thể thủy lợi phát triển đồng bằng sông Cửu Long. Cổng thông tin điện tử Viện Quy hoạch Thủy lợi Miền Nam https://siwrp.org.vn/tin-tuc/cac-giai-phap-tong-the-thuy-loi-phat-trien-dong-bang-song-cuu-long_296.html.
- Hồng Đạt, 2022. Xây dựng các giải pháp dựa vào thiên nhiên thích ứng biến đổi khí hậu. (TTXVN/Vietnam+) 21/08/2022. <https://www.vietnamplus.vn/xay-dung-cac-giai-phap-dua-vao-thien-nhien-thich-ung-bien-doi-khi-hau/812251.vnp>.
- Hồng Vân, 2022. Đập thủy điện làm rối nhịp thủy văn ở Mekong, 2022 nguy cơ tiếp tục khô hạn đe dọa sản lượng ĐBSCL. <https://tuoitre.vn/dap-thuy-dien-lam-roi-nhip-thuy-van-o-mekong-2022-nguy-co-tiep-tuc-kho-han-de-doa-san-luong-dbscl-20220216090902305.htm>.
- Linh Đan, 2022. Vùng Đồng bằng sông Cửu Long: Phát triển đô thị thích ứng biến đổi khí hậu. 07/03/2022 *Báo Xây dựng*.
- Minh Hòa, 2022. Thiên tai gây thiệt hại nghiêm trọng tại các tỉnh Đồng bằng sông Cửu Long. <https://thiennhienmoitruong.vn/thien-tai-gay-thiet-hai-nghiem-trong-tai-cac-tinh-dong-bang-song-cuu-long.html>.
- Nguyễn Huy Hoạch, 2022. Tác động xuyên biên giới của hệ thống bậc thang thủy điện trên sông Mê Kông. Tạp chí Năng lượng Việt Nam 24/01/2022.

Nguyễn Ngọc Anh. 2020. Những vấn đề về nước ở Đồng bằng sông Cửu Long. Tạp chí Khoa học Và Công nghệ Việt Nam.

Phạm Phan Long, 2023. Đồng bằng sông Cửu Long có nguy cơ gì với 1.166 km cao tốc sẽ xây trên mặt đất? California 19 tháng 4 2023.

Xuân Nghi, 2022. Vì sao bỏ quên giao thông thủy nội địa đồng bằng sông Cửu Long? [vneconomy.vn. https://vneconomy.vn/vi-sao-bo-quen-giao-thong-thuy-noi-dia-dong-bang-song-cuu-long.htm#](https://vneconomy.vn/vi-sao-bo-quen-giao-thong-thuy-noi-dia-dong-bang-song-cuu-long.htm#).

Role of human factors for geological hazards in Cuu Long river delta

Dao Hong Hai¹, Nguyen Viet Ky^{1,*}, Bui Trong Vinh¹, Nguyen Huu Son¹, Tran Le The Dien^{1,2}

¹*Faculty of Geology and Petroleum Engineering, Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT), VNU-HCM, Ho Chi Minh City, Viet Nam*

²*Investment Joint Stock Company Nhan Dinh*

**Corresponding author: nvky@hcmut.edu.vn*

Abstract

In recent years, the phenomenon of bank erosion has occurred frequently and strongly in many areas such as Vam Nao, Chau Doc, Long Xuyen, Vinh Long... According to the monitoring data, the subsidence of the land surface is also observed. strong in many places. The process of saltwater intrusion increases in the dry season, the saline boundary penetrates deep into the mainland in some places to 60 - 80km...

In addition to natural causes such as climate change, sea level rise, geological structure, neo-tectonic activities, natural fluctuations of flow... The construction of many reservoirs in the upper Mekong River changes the flow and amount of sedimentary materials in the river water, the construction of many irrigation works such as the system of dikes to prevent floods, sluices and dams to prevent salinity, the development of urban areas, residential areas (especially along the banks of rivers), over - exploitation of groundwater, illegal sand and construction material exploitation... also have major impacts on the Mekong Delta, to the flows here, thereby promoting the increase of geological hazards in both form and quantity.

This report only focuses on assessing the role of a few key human factors such as the impact of dams, irrigation systems, massive urban development, and the exploitation of natural resources in the region Mekong Delta for some common geological hazards.

Keywords: *Human factors, geological hazards, slopes, landslides, subsidence, saline intrusion.*

DEFINING OPTIMAL DIGITAL ELEVATION MODEL (DEM) RESOLUTION FOR LANDSLIDE SUSCEPTIBILITY ASSESSMENT IN LAOCAI CITY, LAOCAI PROVINCE

Binh Van Duong^{1*}, Igor Konstantinovich Fomenko², Kien Trung Nguyen³,
Ha Ngoc Thi Pham¹, Dang Hong Vu⁴, Olga Nikolaevna Sirotkina⁵

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Ordzhonikidze Russian State Geological Prospecting University

³Institute of Geological Sciences, Vietnam Academy of Science and Technology

⁴Vietnam Institute of Geosciences and Mineral Resources

⁵Lomonosov Moscow State University

*Corresponding author: duongvanbinh@humg.edu.vn

Abstract

The sustainable development of mountainous regions in northern Vietnam has been significantly affected by natural disasters, especially landslides. Consequently, studies of landslide susceptibility zonation are essential for planning residential areas and implementing prevention strategies. Digital elevation model (DEM) data is crucial for establishing maps of landslide causative factors. Therefore, the DEM resolution may impact the efficacy of prediction models and the accuracy of landslide susceptibility maps. This study examined the effect of DEM resolutions (12.5 m, 30m, 50m, 70m, and 90m) on the accuracy of landslide susceptibility maps in Laocai city, Laocai province. The eight causative factor maps, including elevation, slope, slope aspect, distance to drainage, distance to roads, lithology, distance to faults, and rainfall, were produced. Afterward, the relationship between past landslides and causative factors was analyzed using an integration of the fractal method and certainty method (FCF). As a result, five landslide susceptibility zonation maps were produced, and the study area was divided into five susceptibility zones: very low, low, moderate, high, and very high. ROC analyses revealed that all five models have very good prediction performance ($AUC > 80\%$), with the model using a 70-m DEM resolution providing the best performance. According to the results of this study, there is a relationship between the resolution of the DEM map and the average size of landslides in the study area. In addition, the study results indicated the significance of the landslide inventory map for assessing landslide susceptibility in any region.

Keywords: *landslide susceptibility; DEM resolution; ROC analysis; fractal method; certainty factor method; Laocai.*

1. Introduction

Because of the detrimental effects on communities and the economy, the landslide process in Vietnam has attracted the attention of researchers (Kien et al., 2021; Kieu & Ngo, 2022; Luu et al., 2023). Lao Cai province is a landslide hotspot in the northern mountainous region, characterized by a high frequency of landslides of varying sizes that are mostly rainfall-induced. Numerous studies have been performed in this region using various approaches, data sets, and digital elevation models, all of which have yielded promising outcomes (Thanh et al., 2022; Tien Bui et al., 2017). The DEM map is regarded as an essential input for mapping landslide susceptibility (Kakavas & Nikolakopoulos, 2021). In susceptibility studies, prediction models frequently employ DEM-derived factor maps, such as elevation, slope, slope aspect, and curvature. Therefore, the reliability of the established prediction maps depends on the quality of the DEM map, which includes its source and resolution.

This study investigated the impact of DEM resolution on the effectiveness of landslide susceptibility assessment in Laocai city, Lao Cai province, Vietnam. Five DEM resolution values (12.5 m, 30 m, 50 m, 70 m, and 90 m) and eight landslide causative factors were selected to

build fractal-certainty factor models (FCF12.5, FCF30, FCF50, FCF70, and FCF90) based on GIS. This study provided critical results, including 1) analyzing the relationship between past landslide occurrences and landslide causative factors, 2) establishing landslide susceptibility maps corresponding to the five models, and 3) comparing the performance of the models to determine which DEM resolution is best suited for landslide susceptibility evaluation in the study area.

2. Study area

Located in the Northwestern mountainous region of Vietnam, Laocai province is most susceptible to landslides because of its mountainous terrain, complicated geology, and tropical monsoon climate with high annual average precipitation. Laocai City (Figure 1) is known as the socio-economic center of Laocai province. It is located between 103° 53' 45" and 104° 03' 45" E longitudes and 22° 18' 38" and 22° 31' 34" N latitudes. Laocai City is 286 kilometers from Hanoi through the Noibai-Laocai highway. The study area covers an area of 243 km² and has an elevation ranging from 37 m to more than 2358 m. Geologically, the stratigraphic units in the study area comprise sedimentary, metamorphic, and igneous rocks of various ages. Heavy rainfall concentrated during the summer period, combined with complex topographical features, a thick weathering crust, and human activity, have all contributed to the landslide occurrences in the study area.

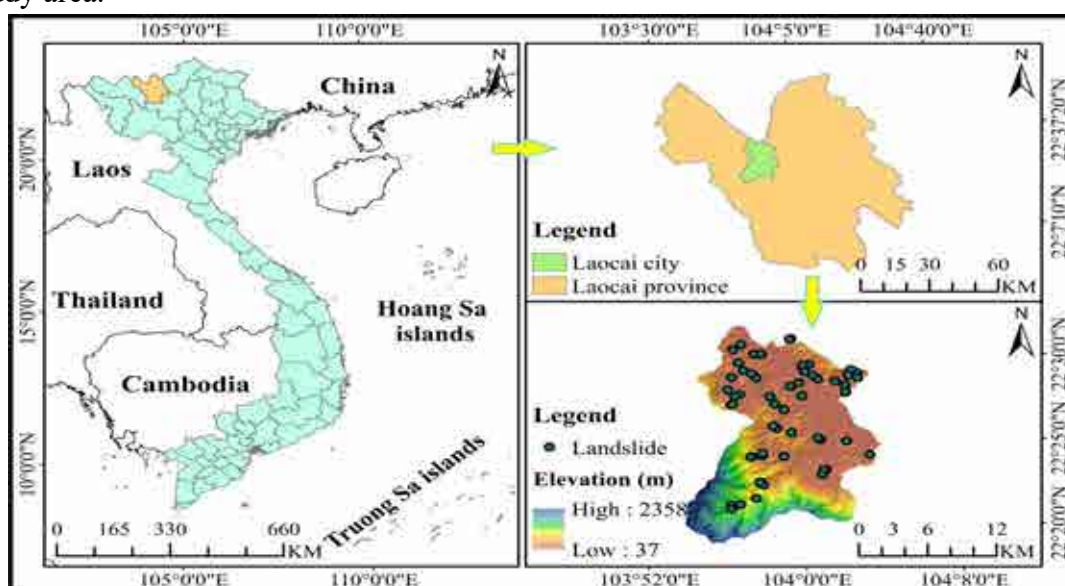


Figure 1. Location of study area.

3. Materials and methods

3.1. Methods

The certainty factor (CF) method, proposed by Shortliffe and Buchanan (1975), assesses landslide susceptibility by examining the relationship between various parameters and past landslides using a probability function. Using the certainty factor (CF) method in this study, CF values assigned for landslide factor classes are determined based on equation (1):

$$CF = \begin{cases} \frac{PP_a - PP_s}{PP_a(1 - PP_s)} & \text{if } PP_a \geq PP_s \\ \frac{PP_s - PP_a}{PP_s(1 - PP_a)} & \text{if } PP_s \geq PP_a \end{cases} \quad (1)$$

where PP_a is the conditional probability of triggering a landslide in a landslide factor class (e.g., a 0-7 degree layer of slope factor), as determined by the ratio of the landslide area to the area of the landslide factor class. PP_s is the prior probability of the total number of landslide events in

the study area, as defined by the ratio of the total landslide area to the study area. In this study, using the following linear regression model, the CF values of the landslide factor classes, ranging from -1 to 1, are normalized to the class weights (NCF), which vary between 0 and 1 (Fan et al., 2017):

$$NCF = \frac{CF_i + 1}{1 - (-1)} / \sum_{i=1}^n \frac{CF_i + 1}{1 - (-1)} \quad (2)$$

The fractal method, first developed by Mandelbrot (1967), has been used effectively in studies of landslide susceptibility in recent years. The method may be characterized as a power law described by equation (3):

$$p(r) = \frac{C}{r^D}, \text{ or } \ln(p(r)) = -D \ln(r) + \ln C \quad (3)$$

where r is the feature measured scale, p is the measured value under the corresponding scale r , D is the fractal dimension, and C is a constant (Hu et al., 2020). The calculated D value is used to determine the factor weight (W) by the equation (4):

$$W_i = \frac{D_i}{\sum_{i=1}^n D_i} \quad (4)$$

Finally, the landslide susceptibility index (LSI) is calculated using the equation (5):

$$LSI = \sum_{i=1}^n NCF_i \times W_i \quad (5)$$

3.2. Materials

The landslide inventory map in this study was produced using aerial photography and field survey results. A total of 60 landslides were investigated in the study area, with the smallest landslide area being 602,78 m² and the largest landslide area being 21050 m². The statistics indicate that large landslides cover 70,69% of landslide areas. According to statistical analysis, five landslides were identified in an area of less than 1000 m², 32 in an area of 1000 - 5000 m², 16 in an area of 5000 - 10000 m², and seven in an area of more than 10000 m². Five landslides span 3706,45 m² (1,2%), 32 landslides cover 82722,04 m² (26,9%), 16 landslides cover 122954,29 m² (39,9%), and seven landslides cover 98402.18 m² (32%).

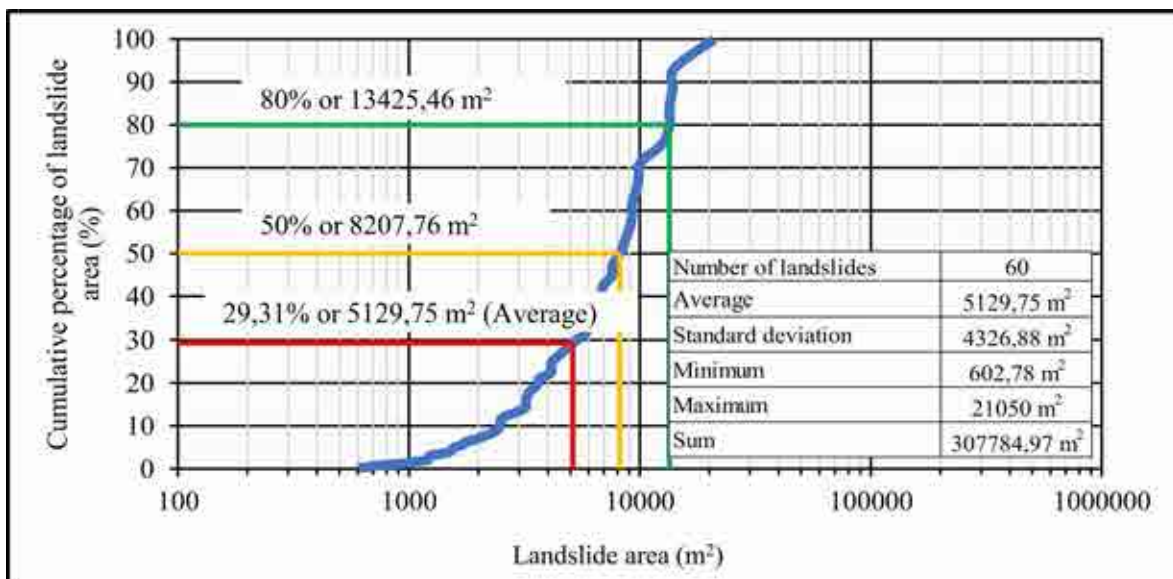


Figure 2. Statistics on landslide area in the Laocai city.

Eight landslide factors were selected in this study for mapping landslide susceptibility,

including elevation, slope, slope aspect, distance to drainage, distance to roads, lithology, distance to faults, and rainfall. Initially, a 12.5-meter resolution ALOS PALSAR digital elevation model was downloaded from EarthData (<https://asf.alaska.edu>). Afterward, it was resampled to DEMs with 30-, 50-, 70-, and 90-meter resolutions using the ArcGIS 10.5 tool. For each DEM resolution, landslide factor maps were prepared, including elevation, slope, slope aspect, and distance to drainage.

Each landslide factor was classified into subclasses to assess the relationship between these factors and landslide distribution. As indicated in Table 1, elevation and slope were subdivided into six subclasses (Jenks Natural Breaks classification method), while the slope aspect was divided into nine classes. Maps of distance to roads, distance to drainage, and distance to faults were produced using the Euclidean Distance tool in ArcGIS and then subdivided into six classes based on field survey data. The lithology map (scale 1:50.000) is the outcome of the national science and technology project under grant number ĐTDL.CN-81/21 and classified into five subclasses. In this study, monthly rainfall data from meteorological stations in Lao Cai province was collected. Afterward, the rainfall map was prepared using the Ordinary Kriging method and divided into six classes (Jenks Natural Breaks classification method). Factor weight values calculated by the fractal method are shown in Table 2.

Table 1. Analysis of the relationship between landslide causative factors and landslide distribution using CF method

Factor	Class	12.5 m	30m	50m	70m	90m
		NCF	NCF	NCF	NCF	NCF
Elevation, m	< 200	0,389	0,392	0,429	0,364	0,427
	200-500	0,177	0,183	0,154	0,141	0,090
	500-800	0,257	0,243	0,258	0,272	0,312
	800-1200	0,178	0,182	0,159	0,223	0,171
	1200-1600	0	0	0	0	0
	> 1600	0	0	0	0	0
Slope, deg.	0-7	0,209	0,205	0,241	0,251	0,243
	7-15	0,280	0,307	0,367	0,306	0,512
	15-22	0,234	0,229	0,216	0,287	0,147
	22-29	0,159	0,167	0,158	0,118	0,098
	29-38	0,094	0,072	0,018	0,038	0
	> 38	0,024	0,019	0	0	0
Slope aspect	Flat	0,079	0	0	0	0
	North	0,070	0,070	0,071	0,094	0,048
	Northeast	0,058	0,06	0,055	0,058	0,042
	East	0,102	0,110	0,113	0,133	0,158
	Southeast	0,184	0,209	0,195	0,178	0,204
	South	0,181	0,199	0,193	0,175	0,113
	Southwest	0,139	0,139	0,140	0,161	0,170
	West	0,129	0,143	0,152	0,123	0,163
	Northwest	0,058	0,071	0,082	0,077	0,101
Distance to drainage, m	0-100	0,244	0,240	0,243	0,288	0,214
	100-200	0,183	0,196	0,176	0,115	0,215
	200-300	0,104	0,091	0,098	0,105	0,049
	300-400	0,165	0,177	0,192	0,208	0,213
	400-500	0,224	0,213	0,186	0,242	0,214
	> 500	0,079	0,082	0,104	0,041	0,095
Distance to road, m	0-100	0,350	0,368	0,351	0,448	0,340

Factor	Class	12.5 m	30m	50m	70m	90m
		NCF	NCF	NCF	NCF	NCF
	100-200	0,232	0,244	0,194	0,171	0,194
	200-300	0,131	0,138	0,116	0,054	0,133
	300-400	0,129	0,111	0,151	0,101	0,333
	400-500	0,158	0,139	0,188	0,225	0
	> 500	0	0	0	0	0
Lithology	PR _{2sq}	0	0	0	0	0
	PR _{3sp}	0	0	0	0	0
	ε_1cd	0,385	0,385	0,376	0,398	0,405
	PR _{1sc}	0,403	0,417	0,426	0,346	0,431
	γ/PZ_{1ps}	0,212	0,199	0,198	0,256	0,165
Distance to faults, m	0-500	0,176	0,187	0,211	0,171	0,215
	500-1000	0,159	0,158	0,161	0,156	0,182
	1000-1500	0,244	0,262	0,303	0,252	0,300
	1500-2000	0,114	0,082	0	0,112	0
	2000-2500	0,250	0,249	0,270	0,231	0,253
	> 2500	0,057	0,061	0,054	0,078	0,051
Rainfall, mm	220-240	0,158	0,155	0,170	0,211	0,225
	240-270	0,110	0,109	0,106	0,058	0,127
	270-300	0,276	0,274	0,300	0,229	0,279
	300-330	0,312	0,310	0,303	0,319	0,247
	330-360	0,144	0,153	0,121	0,183	0,122
	360-403	0	0	0	0	0

Table 2. Factor weight values calculated by the fractal method

Factor	12.5 m	30m	50m	70m	90m
	W	W	W	W	W
Elevation	0,118	0,119	0,117	0,123	0,118
Slope	0,127	0,124	0,118	0,131	0,103
Aspect	0,128	0,126	0,132	0,136	0,126
Distance to drainage	0,130	0,133	0,132	0,124	0,142
Distance to roads	0,115	0,115	0,117	0,109	0,129
Lithology	0,130	0,130	0,129	0,130	0,129
Distance to faults	0,128	0,128	0,124	0,126	0,123
Rainfall	0,124	0,126	0,131	0,122	0,131

4. Study results and discussion

The relationship between the contributing factors and all 60 past landslides was analyzed using the CF method. The class weight values were calculated using equations (1) and (2). Using equation (4), factor weight values were determined based on fractal analysis. Afterward, the LSI values were calculated using equation (5) to establish LSZ maps. Finally, the accuracy of LSZ maps was evaluated using the ROC method (Swets, 1988) and R-index (Baeza & Corominas, 2001). Five landslide susceptibility zonation (LSZ) maps were produced, and the study area was subdivided into five landslide susceptibility zones (Jenks Natural Breaks classification): very low (VL), low (L), moderate (M), high (H), and very high (VH). When identifying the spatial distribution of susceptibility zones, all five LSZ maps generated by the five models show similar characteristics. High and very high susceptibility zones are predominantly concentrated in low-elevation areas with slopes less than 29 degrees and are dominated by road and drainage

networks. Additionally, the spatial distribution of these zones is correlated with the fault system in the study area. Figure 3 and Figure 4 show the percentage of each landslide susceptibility zone as determined by the five models. As shown in Figure 4, the FCF12.5 model predicted the largest area of the very low susceptibility zone. There is a tendency for the percentage of the moderate and high susceptibility zones to increase as the DEM resolution decreases. However, the predicted territory of the very high landslide susceptibility zone decreased from 33.47% to 28,12%, corresponding to the decrease in the DEM resolution.

ROC curves representing the performance of five models with a minimal acceptable AUC value of 0,5 (50%) were produced using landslide data (Figure 5). As shown in Figure 5, all five models have very good performance in predicting landslides ($AUC > 80\%$). The analysis of the ROC curves indicated that all models successfully established the relationship between the landslide causative factors and the past landslide distribution in the study area. Generally, the AUC values of the ROC curves for the FCF12.5, FCF30, FCF50, and FCF90 models are almost similar. Meanwhile, the AUC value of 87,28% demonstrated that FCF70 is the most effective model for producing landslide susceptibility maps in the study area. The R-index analysis (Figure 4) also revealed that the DEM70 model best represented the ascending trend of the R-index value and, as a result, provided the best prediction performance in this study.

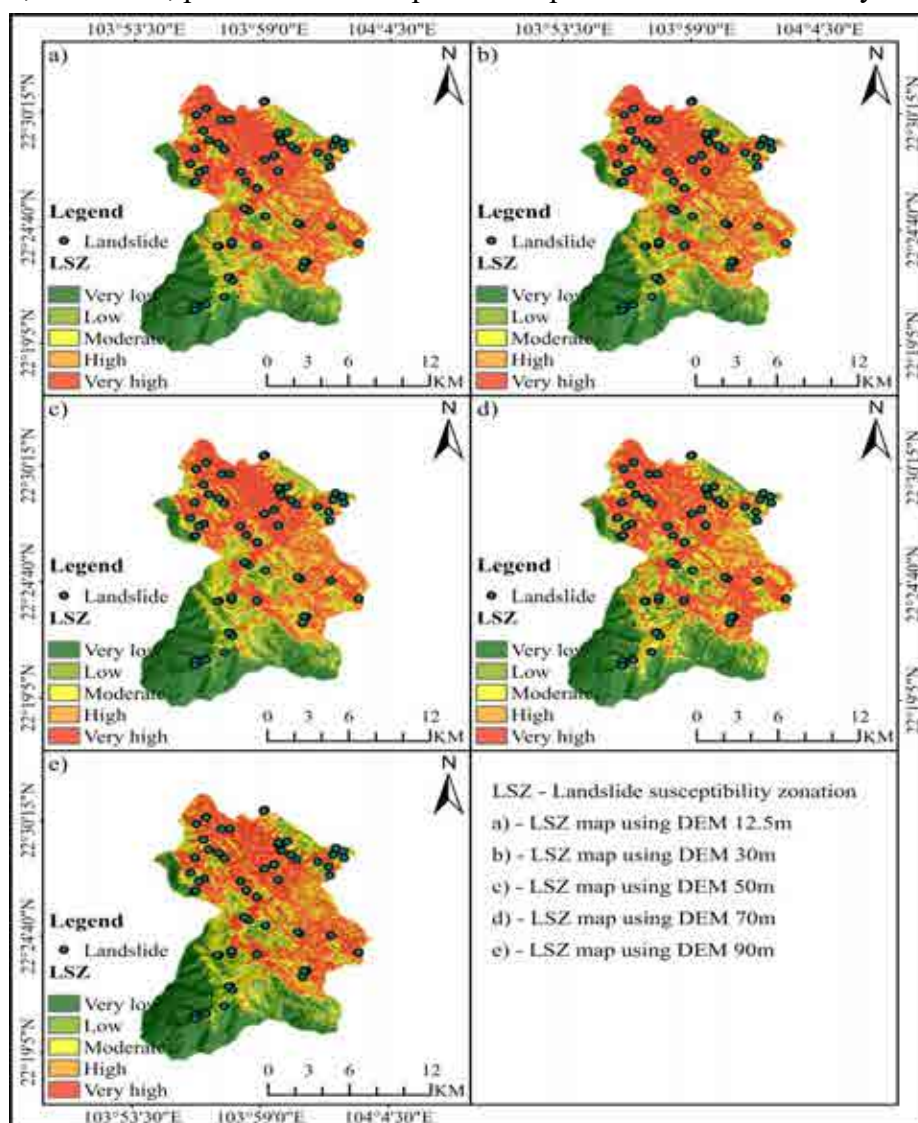


Figure 3. Landslide susceptibility zonation maps using different DEM resolutions.

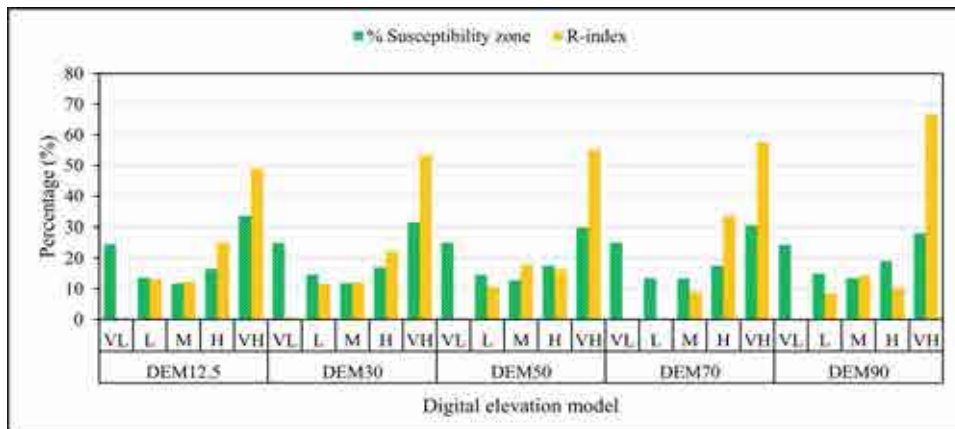


Figure 4. Landslide susceptibility area distribution and R-index for each DEM resolution.

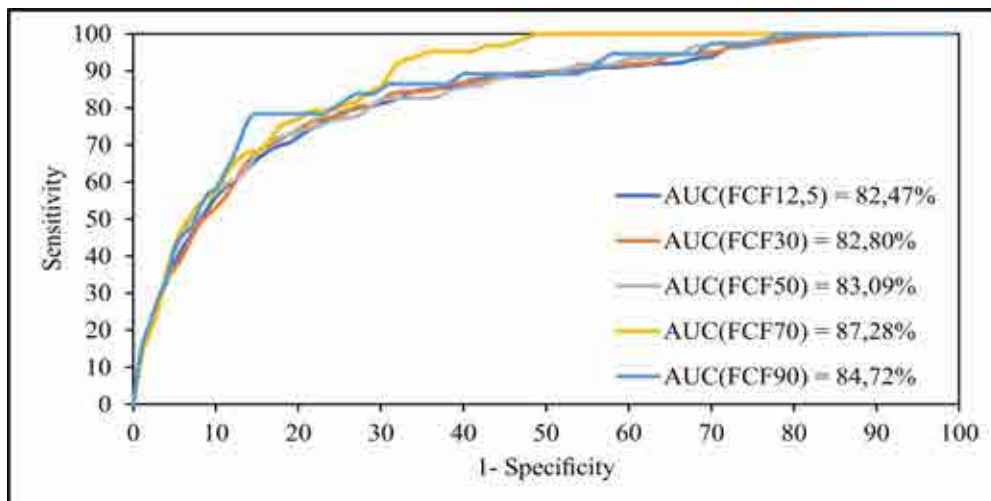


Figure 5. ROC curves illustrating the performance of landslide susceptibility models.

The analysis results indicated that the models utilizing low-resolution (coarse) DEMs can perform more accurate predictions than those using high-resolution (fine) DEMs (Meena & Gudiyangada Nachappa, 2019; Paudel et al., 2016). Therefore, it is essential to determine the optimal DEM resolution for susceptibility mapping in a given area. The relationship between the DEM cell size and the average landslide area was indicated by the results of this study, which are consistent with those of previous studies (Huang et al., 2023). The 70-m DEM cell (4900 m²) covers more than 95% of the average landslide area within the study area. In addition, as depicted in Figure 2, the frequency of small landslides is greater than that of large landslides, but the area covered by large landslides predominates.

5. Conclusions

Landslide susceptibility maps provide crucial information for predicting the spatial distribution of future landslides in any given region. Therefore, the accuracy of these maps depends on the type, quantity, and quality of the factor maps, the evaluation method, and the quality of the landslide inventory map. The DEM map is used in all landslide susceptibility studies and has a significant effect on other factor maps as well as landslide susceptibility zoning maps. By employing the Fractal - Certainty Factor method, this study evaluated the influence of DEM resolution on the quality of landslide susceptibility maps for the Laocai city, Lao Cai province, Vietnam. The study outcomes confirmed the effectiveness of the FCF method for assessing landslide potential in the study area. Very good prediction performance (AUC > 80%) was evaluated for all five models, and it was ultimately determined that the FCF70 model was best suited for landslide susceptibility mapping in the study area. Depending on the average size of landslides in the study area, the optimal DEM resolution may be selected based on the study outcomes.

Acknowledgements

This study was supported by the Institute of Geological Sciences, Vietnam Academy of Science and Technology, and the national science and technology project under grant number ĐTĐL.CN-81/21.

References

- Baeza, C., & Corominas, J., 2001. Assessment of shallow landslide susceptibility by means of multivariate statistical techniques. *Earth Surface Processes and Landforms*, 26(12), 1251-1263.
- Fan, W., Wei, X.-s., Cao, Y.-b., & Zheng, B., 2017. Landslide susceptibility assessment using the certainty factor and analytic hierarchy process. *Journal of Mountain Science*, 14(5), 906-925.
- Hu, Q., Zhou, Y., Wang, S. X., Wang, F. T., & Wang, H. J., 2020. Fractal-based spatial distribution analysis of geological hazards and measurement of spatial association with hazard-related predisposing factors. *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci.*, XLII-3/W10, 125-131.
- Huang, F., Teng, Z., Guo, Z., Catani, F., & Huang, J., 2023. Uncertainties of landslide susceptibility prediction: Influences of different spatial resolutions, machine learning models and proportions of training and testing dataset. *Rock Mechanics Bulletin*, 2(1), 100028.
- Kakavas, M. P., & Nikolakopoulos, K. G., 2021. Digital Elevation Models of Rockfalls and Landslides: A Review and Meta-Analysis. *Geosciences*, 11(6).
- Kien, N. T., Tran, T. V., Lien, V. T. H., Linh, P. L. H., & Thanh, N. Q., 2021. Landslide Susceptibility Mapping Based on the Combination of Bivariate Statistics and Modified Analytic Hierarchy Process Methods: A Case Study of Tinh Tuc Town, Nguyen Binh District, Cao Bang Province, Vietnam. *Journal of Disaster Research*, 16(4), 521-528.
- Kieu, L. Q., & Ngo, G. V., 2022. Landslide susceptibility assessment for warning of dangerous areas in Tan Uyen district, Lai Chau province, Vietnam. *Geografiska Annaler: Series A, Physical Geography*, 104(3), 183-200.
- Luu, C., Ha, H., Bui, Q. D., Luong, N.-D., Khuc, D. T., Vu, H., & Nguyen, D. Q., 2023. Flash flood and landslide susceptibility analysis for a mountainous roadway in Vietnam using spatial modeling. *Quaternary Science Advances*, 11, 100083.
- Mandelbrot, B., 1967. How Long Is the Coast of Britain? Statistical Self-Similarity and Fractional Dimension. *Science*, 156(3775), 636-638.
- Meena, S. R., & Gudiyangada Nachappa, T., 2019. Impact of Spatial Resolution of Digital Elevation Model on Landslide Susceptibility Mapping: A Case Study in Kullu Valley, Himalayas. *Geosciences*, 9(8).
- Paudel, U., Oguchi, T., & Hayakawa, Y., 2016. Multi-Resolution Landslide Susceptibility Analysis Using a DEM and Random Forest. *International Journal of Geosciences*, 07, 726-743.
- Shortliffe, E. H., & Buchanan, B. G., 1975. A model of inexact reasoning in medicine. *Mathematical Biosciences*, 23(3), 351-379.
- Swets, J. A., 1988. Measuring the accuracy of diagnostic systems. *Science*, 240(4857), 1285-1293.
- Thanh, L. N., Fang, Y.-M., Chou, T.-Y., Hoang, T.-V., Nguyen, Q. D., Lee, C.-Y., . . . Lin, Y.-C., 2022. Using Landslide Statistical Index Technique for Landslide Susceptibility Mapping: Case Study: Ban Khoang Commune, Lao Cai Province, Vietnam. *Water*, 14(18).
- Tien Bui, D., Tuan, T. A., Hoang, N.-D., Thanh, N. Q., Nguyen, D. B., Van Liem, N., & Pradhan, B., 2017. Spatial prediction of rainfall-induced landslides for the Lao Cai area (Vietnam) using a hybrid intelligent approach of least squares support vector machines inference model and artificial bee colony optimization. *Landslides*, 14(2), 447-458.

HIỆN TRẠNG VÀ XU THẾ PHÁT TRIỂN HIỆN TƯỢNG NÚT, TRƯỢT LỞ ĐẤT ĐÁ KHU VỰC PHÚ GIA, HUYỆN PHÚ LỘC, TỈNH THỪA THIÊN HUẾ

Trần Hữu Tuyên*, Nguyễn Thị Thủy, Hoàng Ngô Tự Do, Hoàng Hoa Thám

Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

*Tác giả chịu trách nhiệm: thtuyen@hueuni.edu.vn

Tóm tắt

Để đánh giá hiện trạng và xu thế phát triển hiện tượng nứt, trượt đất đá khu vực Phú Gia, huyện Phú Lộc, tỉnh Thừa Thiên Huế, các phương pháp khảo sát địa chất, đo địa vật lý, khoan thăm dò, tính toán độ ổn định sườn dốc theo mô hình phân tử hữu hạn 3D trên phần mềm GTS NX đã được sử dụng. Kết quả nghiên cứu cho thấy vào mùa mưa, hệ số ổn định sườn dốc đều xấp xỉ bằng 1, có nguy cơ xảy ra trượt khi mưa nhiều ngày, cường độ lớn; Vết nứt trên sườn núi sẽ phát triển thêm kèm theo hiện tượng trượt lở nếu khu vực xảy ra tác động tổ hợp các điều kiện bất lợi khác nhau; Đã xác định 03 khối trượt K1, K2, K3 có khối lượng đất đá từ 9.330 m³ đến 155.300 m³. Khi xảy ra trượt lở, đặc biệt trùng với thời điểm mưa lớn với thể tích đất đá bị trượt lở đến 115.000 m³ đe dọa độ an toàn của cụm dân cư ở dưới chân núi Phú Gia.

Từ khóa: trượt lở đất đá; phân tử hữu hạn; GTS NX; Thừa Thiên Huế.

1. Đặt vấn đề

Khu vực nghiên cứu có diện tích 24,2 ha thuộc địa phận thôn Phú Gia, xã Lộc Tiến, huyện Phú Lộc, tỉnh Thừa Thiên Huế (hình 1).

Hiện tượng nứt, trượt lở đất đá tại thôn Phú Gia, xã Lộc Tiến bắt đầu xảy ra từ năm 2008 đã gây những rủi ro rất lớn đối với 14 hộ dân (65 nhân khẩu) sống dưới chân sườn dốc.

Theo kết quả khảo sát vào 9/2021, khu vực có nguy cơ trượt lở nằm trên bờ moong khai thác đất làm vật liệu san lấp cũ. Bờ moong dốc đứng có chiều cao lớn nhất khoảng 4 m, hình cánh cung với chiều dài 358 m. Độ dốc sườn sau bờ moong khai thác 30-35°. Nhà dân cách bờ moong khoảng là 204 m.

Với đặc điểm địa hình, cấu trúc địa chất như trên thì nguy cơ trượt lở đất đá khu vực này dễ trở thành hiện thực, đặc biệt vào mùa mưa bão. Chính vì vậy, cần xác định hiện trạng, dự báo xu thế phát triển khối trượt lở Phú Gia phục vụ cho đảm bảo an toàn khu dân cư Phú Gia, huyện Phú Lộc, tỉnh Thừa Thiên Huế.

Các kết quả trong bài báo là một phần của dự án “Đánh giá hiện trạng, nguyên nhân và xu thế phát triển vết nứt khu vực Phú Gia, Lộc Tiến, Phú Lộc Thừa Thiên Huế” thực hiện từ nguồn ngân sách tỉnh Thừa Thiên Huế (Trần Hữu Tuyên, 2021)



Hình 1. Sơ đồ vị trí khu vực nghiên cứu

2. Phương pháp và nội dung nghiên cứu

Để đánh giá hiện trạng và dự báo xu thế phát triển nứt, trượt lở đất đá khu vực Phú Gia, tổ hợp nhiều phương pháp khác nhau được sử dụng, gồm khảo sát thực địa, đo đạc địa hình, địa vật lý, khoan thăm dò, lấy và thí nghiệm mẫu; cụ thể như sau:

Khảo sát thực địa tổng hợp. Tiến hành vào tháng 09/2021. Khảo sát thực địa về địa chất, thành phần thạch học, mức độ phong hóa và thành phần vỏ phong hóa; điểm lộ nước ngầm, dòng chảy

thường xuyên và dòng chảy tạm thời; dấu vết của đợt mưa lũ năm 2020. Bay UAV khu vực nứt, trượt lở và lân cận.

Khảo sát và đo đạc địa hình. Đo vẽ bình đồ chi tiết trên cạn khu vực trượt lở tỷ lệ 1:1.000 với diện tích đo vẽ khoảng 9,5 ha nhằm phục vụ công tác xác định nguy cơ nứt, trượt lở đất đá và thiết kế giải pháp phòng chống.

Đo đạc địa vật lý. Nhằm xác định điện trở suất đất đá, chiều dày vỏ phong hóa, chiều sâu đá gốc, các đới dập vỡ kiến tạo. Khối lượng đã thực hiện 35 điểm đo vật lý theo phương pháp đo sâu điện đối xứng với khoảng cách $AB_{max} = 220$ m. Đã xây dựng 05 mặt cắt địa điện vuông góc với sườn dốc.

Lấy mẫu thí nghiệm tính chất cơ lý của đất đá. Mẫu được thực hiện trên vách của khối trượt hiện hữu và phụ cận. Thí nghiệm 02 mẫu theo sơ đồ CU và 02 mẫu theo sơ đồ UU. Ngoài ra còn có 05 mẫu thí nghiệm 17 tính chất cơ lý của mẫu đất nguyên dạng.

Đánh giá độ ổn định sườn dốc. Sử dụng phần mềm MIDAS GTS NX trên nền phương pháp phần tử hữu hạn để xác định trạng thái ứng suất - biến dạng trong khối đất theo Mohr-Coulomb. Hệ số ổn định FOS đánh giá bằng phương pháp suy giảm cường độ kháng cắt SRM và được chọn bằng 1,0.

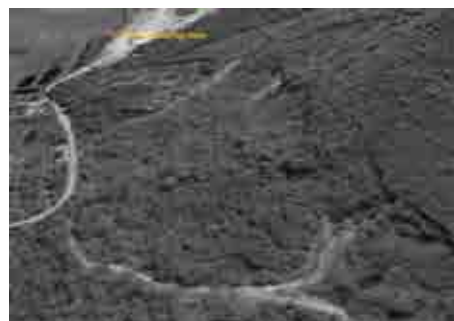
3. Hiện trạng nứt, trượt lở đất đá và các yếu tố ảnh hưởng

3.1. Hiện trạng

Trượt lở đất khu vực xuất hiện từ năm 2008. Từ dữ liệu thu thập trên Goole Earth, cho thấy một phần diễn biến trượt lở khu vực này từ năm 2008 đến nay (hình 2, 3).



Tháng 02/2009: Có cung trượt có chiều dài 92 m do trượt bờ moong mùa mưa năm 2008.



Tháng 07/2011: Thấy rõ vết nứt trên sườn núi do rừng trồng đã được khai thác.



Tháng 04/2012: Có khối trượt lớn ở phía Đông Nam khu vực, chảy tràn qua khe cạn trong mùa mưa lũ 2011.



Tháng 02/2018: Hiện trạng trượt lở đất tương tự như hiện nay. Thấy xuất hiện vết nứt ở phía Đông Nam khu vực nghiên cứu.

Hình 2. Diễn biến vết nứt, trượt lở khu vực nghiên cứu trên Google Earth.

Các dữ liệu thu thập và tài liệu khảo sát cho thấy diễn biến nứt, trượt lở đất đá như sau:

Về khối trượt lở: Sau khi kết thúc khai thác (khoảng năm 2008), vào mùa mưa lũ năm 2008

đã xuất hiện hai khối trượt lở ở trung tâm và phía Đông Nam. Đây là khối trượt nhỏ, nông là trượt bờ moong khai thác. Sau mùa mưa lũ năm 2011, đã xuất hiện khối trượt khá lớn với chiều dài cung trượt 92 m. Dựa trên dấu vết còn lại, ước tính thể tích khối trượt khoảng 6.500 m^3 . Loại hình vẫn là trượt bờ moong khai thác. Đất đá khối trượt vùi lấp một phần suối cạn phía trước nhưng vẫn không xảy ra hiện tượng lũ quét. Tuy nhiên, đất đá bị lôi cuốn và bồi lấp một phần ruộng vườn của người dân. Từ năm 2011 cho đến nay khu vực tương đối bình ổn. Theo kết quả khảo sát, không thấy dấu hiệu các khối sạt trượt lở lớn.



Cận cảnh vết nứt trên sườn núi.



Phạm vi khu vực có nguy cơ trượt lở.

Hình 3. Vết nứt trượt trên sườn núi và khu vực có nguy cơ trượt lở tháng 07/2021.

Về các vết nứt trượt: Vết nứt trượt xuất hiện trên các sườn dốc là yếu tố mang tính cảnh báo về khu vực có nguy cơ trượt lở rất cao. Theo người dân địa phương cũng như trên ảnh vệ tinh, vết nứt trượt xuất hiện vào năm 2008 ở phía Tây Bắc khu vực với chiều dài 120 m, bắt đầu từ bờ moong khai thác (hình 4). Theo kết quả khảo sát, vết nứt trượt trùng với đường mòn có chiều cao vết nứt (khoảng cách dịch chuyển) từ 1,0 đến 2,5 m, có độ dốc khá lớn, cắt qua các sản phẩm phong hóa: cát, dăm, sạn và đá xâm nhập granit (hình 5a). Về mặt địa chất, vết nứt trượt cắt qua ranh giới giữa hai thành tạo địa chất có mức độ phong hóa khác nhau: granit phong hóa yếu và granodiorit phong hóa mạnh. Có thể đây là vết trượt cổ và tái hoạt động trở lại do khai thác mỏ vào năm 2008. Hiện tại không thấy dấu vết tái hoạt động của vết nứt trượt này.



Hình 1. Vết nứt trên sườn núi năm 2008

Ngoài ra, vào năm 2018, có vết nứt trượt xuất hiện phía Đông Nam khu vực khảo sát với chiều dài khoảng 180 m, dạng cánh cung quan sát rất rõ qua các ảnh chụp từ UAV (hình 5b). Khoảng cách dịch chuyển của vết nứt khoảng 1,5 m, vách dốc đứng, cắt qua các đất đá bị phong hóa mạnh gồm sét cát và dăm sạn.



a. Vết nứt ở phía Tây Bắc khu vực

b. Vết nứt ở Đông Nam khu vực

Hình 2. Hình ảnh vết nứt trượt khu vực nghiên cứu.

Về tổng thể, phân bố các vết nứt trượt thể hiện ở hình 6.



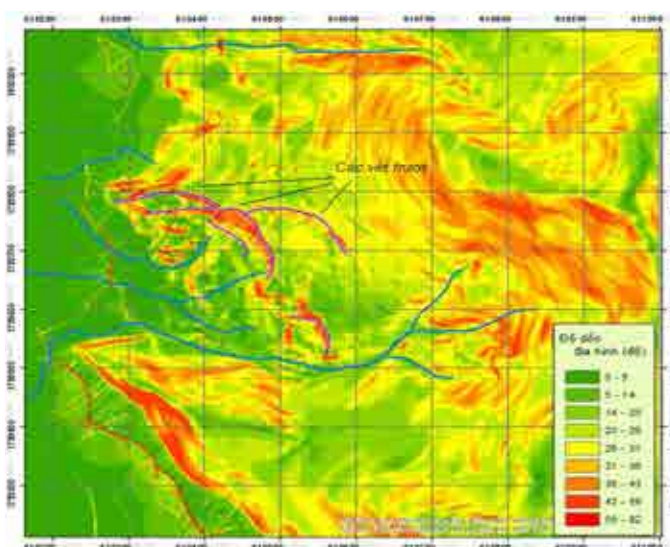
Hình 6. Sơ đồ phân bố các vết nứt trượt khu vực nghiên cứu.

3.2. Các yếu tố ảnh hưởng đến nguy cơ nứt, trượt lở đất đá khu vực nghiên cứu

Trên cơ sở kết quả khảo sát và tổng hợp tài liệu địa hình, địa chất; đánh giá ban đầu về các yếu tố ảnh hưởng đến hiện tượng nứt, trượt lở đất đá khu vực như sau:

3.2.1. Địa hình

Khu vực nghiên cứu có địa hình núi thấp với độ cao 130 m, độ dốc sườn từ 20^0 đến 30^0 bị bóc mòn, độ phân cắt địa hình lớn và hoạt động phong hóa, bóc mòn, rửa trôi diễn ra mạnh mẽ. Những nơi có độ dốc lớn thì đá gốc bị phong hóa, bóc mòn và rửa trôi mạnh, biểu hiện rõ nhất là các khu vực sườn dốc đang xảy ra hiện tượng nứt, trượt lở đất đá, có thể quan sát được từ ảnh chụp thực địa và từ thiết bị bay UAV. Tại khu vực nghiên cứu, trên bản đồ cũng như ở thực địa có thể thấy rõ các mặt trượt có độ dốc lên đến 60^0 , chính là dấu vết các moong khai thác cũ chưa được khôi phục hiện trạng (Hình 7).



Hình 7. Sơ đồ độ dốc địa hình khu vực.

3.2.2. Cấu trúc địa chất

Theo bản đồ địa chất tỷ lệ 1:50.000 nhóm tờ Nam Đông, khu vực nghiên cứu chủ yếu là phân bố các thành tạo xâm nhập của phức hệ Hải Vân (G/aT₃ hv) (Vũ Mạnh Điền, 2012). Các đá granit của phức hệ Hải Vân gồm hai pha: pha xâm nhập chính có granit biotit hạt nhỏ - vừa, granit biotit hạt vừa - lớn, granit biotit dạng porphy, granit hai mica; pha đá mạch là các đai mạch aplit sáng màu, hạt nhỏ. Các đá granit ít lộ ra trên mặt và bị phong hóa hoàn toàn.

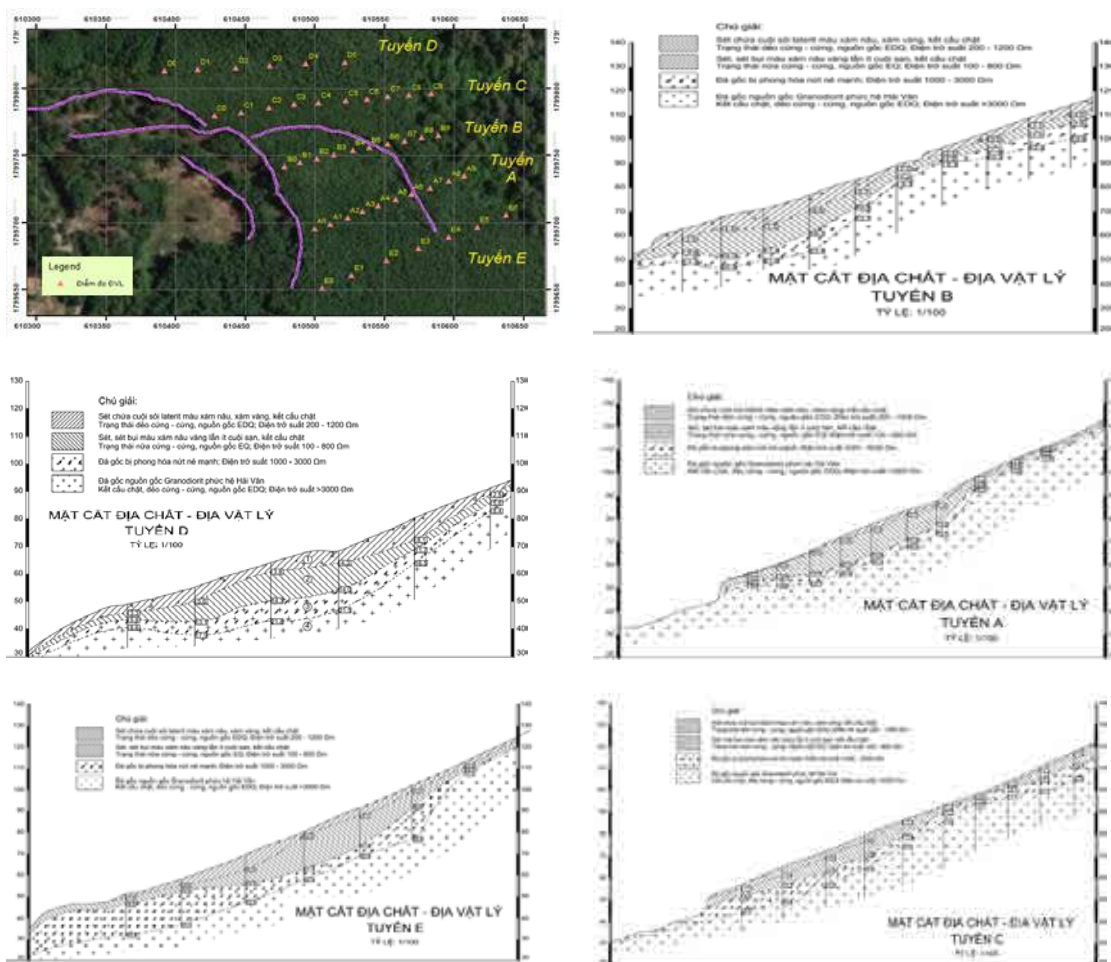
3.2.3. Các lớp đất đá và tính chất cơ lý của chúng

Các lớp đất đá chủ yếu là các sản phẩm phong hóa mạnh trên đá xâm nhập axit. Chiều dày vỏ phong hóa lộ ra quan sát tại thực địa biến đổi rất mạnh, từ 3 - 7 m đến 15 - 20 m, đôi khi đến 25 - 30 m. Sản phẩm phong hóa chủ yếu là cát, bột bở rời, lẫn ít mica, độ gắn kết rất yếu và tàn dư các tầng với các kích thước khác nhau. Yếu tố này làm tăng quy mô và mức độ nguy hiểm của trượt lở đất đá. Trong các lớp đất đá trên, lớp sét, cát lẫn dăm tảng và lớp sét cát nguồn gốc sườn, tàn tích là các thành tạo dễ bị trượt lở nhất khi bị bão hòa nước, có bề dày khá lớn lên đến 30 m, có nơi đến 50 - 60 m nên khu vực có nguy cơ nứt, trượt rất lớn.

Theo kết quả khảo sát địa chất, cấu trúc vỏ phong hóa khu vực rất khác nhau. Đất đá trong khu vực bị phong hóa trung bình - mạnh: sét cát lẫn dăm sạn, tầng màu xám vàng nâu đỏ, phong hóa yếu vẫn giữ nguyên cấu tạo đá gốc granit (hình 8).



Hình 8 a. Các đới phong hóa khu vực nghiên cứu.



Hình 8b. Các mặt cắt địa chất - địa vật lý khu vực nghiên cứu.

Theo kết quả đo sâu điện, dựa trên giá trị điện trở suất đất đá, khu vực nghiên cứu có 4 lớp đất đá như sau:

- Lớp sét cát lẫn dăm sạn tầng nguồn gốc sườn tàn tích edQ. Lớp phủ phong hóa bề rời trên mặt, có bề dày trung bình từ 1 - 10 m, điện trở suất thay đổi khá rộng từ 300 - 1200 Ωm , phân bố thành từng đoạn có giá trị điện trở suất khác nhau. Thành phần gồm sét bột, cát bột phong hóa từ đá granit và các dăm sạn, cuội tầng đá gốc, có nguồn gốc sườn tàn tích.

- Lớp sét, sét pha màu xám vàng, xám nâu vàng nằm phía dưới các thành tạo edQ, có nguồn gốc tàn tích có điện trở suất thấp dưới 800 Ωm , thậm chí < 200 Ωm . Lớp có bề dày thay đổi từ 4 m đến 28 m. Đây là sản phẩm phong hóa hoàn toàn của đá gốc.

- Lớp sét, sét pha chứa nhiều cuội tảng, nứt nẻ độ rỗng cao, có bề dày thay đổi từ 10 m đến 30 m, điện trở suất thay đổi từ 500 Ωm đến 3.000 Ωm . Thành phần chủ yếu là các đá granit phức hệ Hải Vân bị bán phong hóa cả nát, đập vỡ nhưng còn khá cứng, đôi chỗ phong hóa thành bột sét.

- Tầng đá gốc nằm dưới cùng, là các đá granit ít bị nứt nẻ, tươi cứng rắn chắc, có điện trở suất từ 2.000 Ωm đến hàng nghìn Ωm .

Lớp số 1: Sét pha lẫn dăm sạn màu xám nâu đỏ, xám vàng. Đây là lớp đất có nguồn gốc hỗn hợp sườn tàn tích, chiều dày của lớp thay đổi từ 1,2 m đến 7,5 m; trung bình khoảng 4,0 m. Thành phần gồm bụi sét, cát, dăm sạn, màu xám vàng, nâu đỏ, xám trắng, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng.

Lớp số 2: Sét pha lẫn dăm sạn màu xám vàng, nâu đỏ, xám trắng, nguồn gốc tàn tích là sản phẩm phong hóa tại chỗ của đá gốc granit. Lớp có chiều dày thay đổi khoảng 2,2 m đến 22,4 m, trung bình khoảng 20,0 m. Thành phần gồm bụi sét, cát, dăm sạn, màu xám vàng, nâu đỏ, xám trắng, trạng thái nửa cứng đến cứng; khi ngâm bão hòa, đất chuyển sang trạng thái dẻo mềm.

Lớp số 3: Đá granit bị phong hóa, nứt nẻ mạnh, có chiều dày từ 3,0 m đến 10,0 m. Thành phần của đá là granit bị phong hóa, nứt nẻ mạnh. Đá có màu xám nâu, xám vàng, cứng.

Lớp số 4: Đá granit bị phong hóa nhẹ, tương đối nguyên khối, chiều dày khá lớn. Lớp chỉ mới phát hiện qua tài liệu đo địa vật lý.

Thí nghiệm được tiến hành theo các Tiêu chuẩn Việt Nam. Số lượng mẫu thí nghiệm và giá trị trung bình tính chất cơ lý các lớp đất đá thể hiện ở bảng 1.

Bảng 1. Giá trị trung bình tính chất cơ lý đất đá

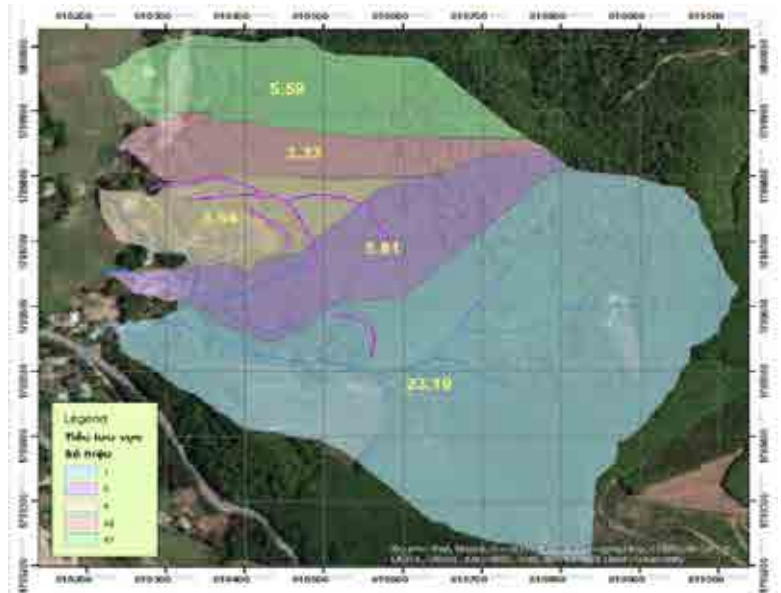
TT	Các chỉ tiêu cơ lý đất đá	Lớp 1	Lớp 2	Số lượng mẫu
1	Độ ẩm tự nhiên W (%)	18,8	22,5	10 (lớp 1: 2, lớp 2: 8)
2	Khối lượng thể tích γ_w (g/cm ³)	2,02	1,97	10 (lớp 1: 2, lớp 2: 8)
3	Khối lượng thể tích khô γ_c (g/cm ³)	1,72	1,61	10 (lớp 1: 2, lớp 2: 8)
4	Độ rỗng n (%)	37,8	40,9	10 (lớp 1: 2, lớp 2: 8)
5	Độ sệt B	0,53		10 (lớp 1: 2, lớp 2: 8)
6	Góc ma sát trong φ (độ)	18°23'	12°28'	10 (lớp 1: 2, lớp 2: 8)
7	Lực dính kết C (kG/cm ²)	0,128	0,089	10 (lớp 1: 2, lớp 2: 8)
8	Hệ số nén lún a_{1-2} (cm ² /kG)	0,076	0,099	10 (lớp 1: 2, lớp 2: 8)
<i>Thí nghiệm nén 3 trục theo sơ đồ UU:</i>				
9	Góc ma sát trong φ' (độ)	3°07'	2°35'	03 (lớp 1: 0, lớp 2: 3)
10	Lực dính kết C' (kG/cm ²)	0,30	0,374	03 (lớp 1: 0, lớp 2: 3)
<i>Thí nghiệm nén 3 trục theo sơ đồ CU:</i>				
11	Góc ma sát trong φ (độ)	17°39'	14°40'	01(lớp 1: 0, lớp 2: 1)
12	Lực dính kết C (kG/cm ²)	0,145	0,151	01(lớp 1: 0, lớp 2: 1)
13	Góc ma sát trong φ' (độ)	30°23'	28°05'	01(lớp 1: 0, lớp 2: 1)
14	Lực dính kết C' (kG/cm ²)	0,123	0,128	01(lớp 1: 0, lớp 2: 1)

3.2.4. Thủy văn và địa chất thủy văn

- Thủy văn và mạng lưới sông suối

Trên khu vực chủ yếu là các khe suối hẹp, lưu lượng nước lớn tập trung vào mùa mưa.

Kết quả phân tích dữ liệu DEM cho thấy khu vực có suối nhánh khá phát triển, gồm hai nhánh chính phân bố ở phía Tây Bắc và Đông Nam và đều chảy ra đầm Cầu Hai (hình 9). Các suối nhánh Tây Bắc đi qua khu vực khối trượt có diện tích không lớn, từ 3,33 ha đến 5,84 ha thuộc loại dòng chảy tạm thời, chỉ có nước khi mưa lớn. Suối nhánh phía Tây Nam có diện tích đến 23,19 ha khá lớn, có nước mặt thường xuyên.



Hình 9. Sơ đồ các tiểu lưu vực và diện tích (ha).

- Địa chất thủy văn

Địa chất khu vực là các sản phẩm phong hóa của granit nên có mức độ chứa nước kém. Nước dưới đất nghèo, không phát hiện các điểm xuất lộ mực nước dưới đất.

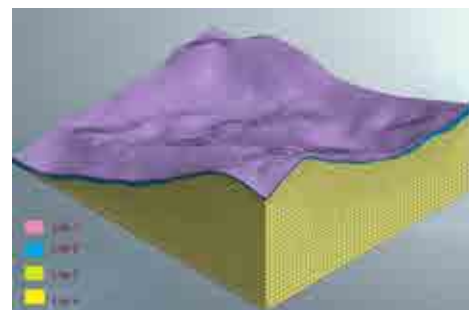
4. Đánh giá độ ổn định sườn dốc và xu thế phát triển hiện tượng nứt, trượt lở đất đá

4.1. Về ổn định sườn dốc

Quá trình đánh giá độ ổn định sườn dốc Phú Gia được thực hiện theo sơ đồ thể hiện hình 10 (L. Brezzi et al., 2020; Lorenzo Brezzi et al., 2021) dựa trên mô hình cấu trúc địa chất 3D khu vực nghiên cứu (hình 11).



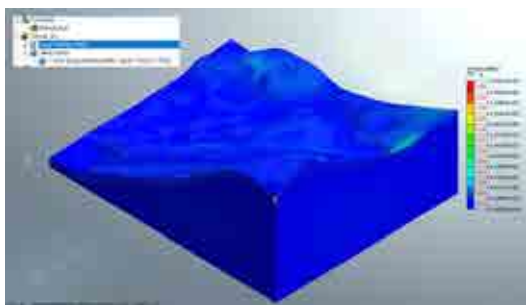
Hình 1. Trường hợp tính toán độ ổn định sườn dốc.



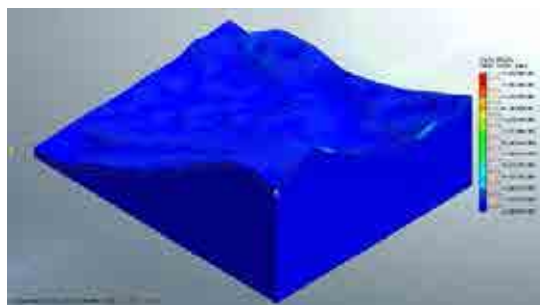
Hình 11. Mô hình cấu trúc 3D khu vực.

4.1.1. Vào mùa khô

Vào mùa khô, tính toán độ ổn định sườn dốc theo thông số sức kháng cắt hữu hiệu của đất (C' và φ') từ thí nghiệm 3 trục theo sơ đồ CU. Kết quả tính toán hệ số ổn định sườn dốc $FOS = 1,191$, cho thấy sườn dốc ổn định, không xảy ra trượt lở vào mùa khô (hình 12).



a. Chuyển vị lớn nhất ζ_{max} theo phương xy

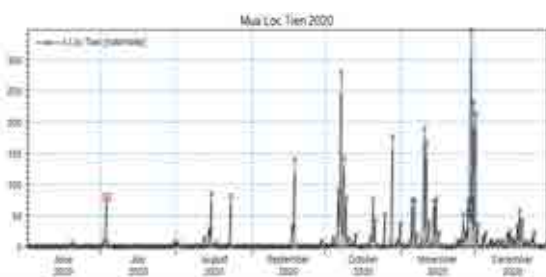


b. Ứng suất cắt trượt lớn nhất τ_{max} lớn nhất

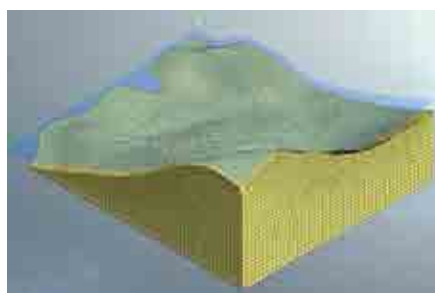
Hình 12. Kết quả tính toán độ ổn định sườn dốc vào mùa khô.

4.1.2. Vào mùa mưa

Vào mùa mưa, thông số sức kháng cắt của đất được xác định theo số liệu thí nghiệm nén ba trục sơ đồ UU. Tác động nước dưới đất đến ổn định sườn dốc qua diễn biến mực nước ngầm trong trận mưa 7 ngày lớn nhất ở trạm Lộc Tiến năm 2020 với tần suất khoảng 1% (hình 13); được mô phỏng từ mô hình FEFLOW (hình 14).

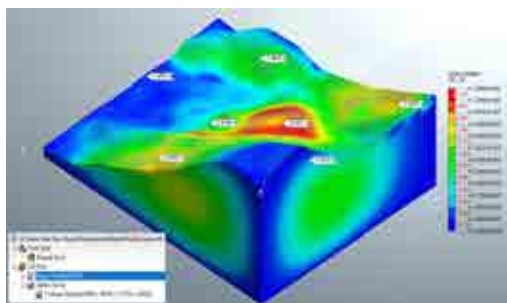


Hình 13. Biểu đồ lượng mưa ngày năm 2020 tại trạm Lộc Tiến.

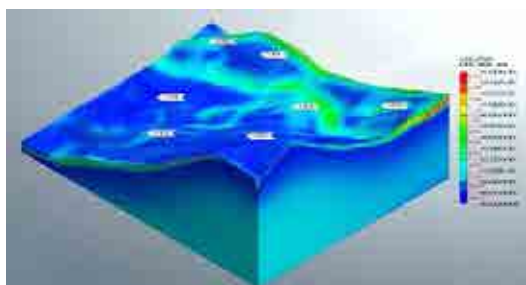
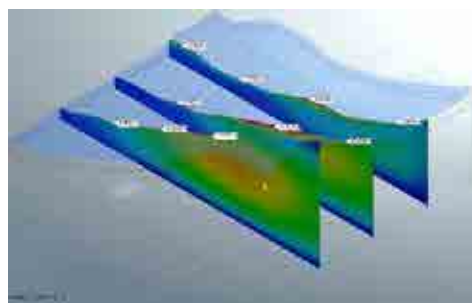


Hình 14. Mực nước ngầm lớn nhất và bề mặt đá gốc trong trận mưa 7 ngày tần suất 1%.

Kết quả tính toán hệ số ổn định sườn dốc $FOS = 1,00$ cho thấy sườn dốc mất ổn định, dễ xảy ra trượt lở vào mùa mưa (hình 15, 16).



Hình 15. Chuyển vị lớn nhất ζ_{max} theo phương Ox, Oy - Sơ đồ UU mùa mưa.

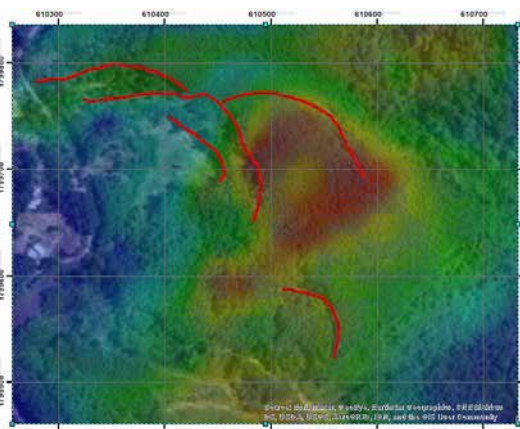


Hình 16. Ứng suất cắt trượt lớn nhất τ_{max} lớn nhất - Sơ đồ UU mùa mưa.

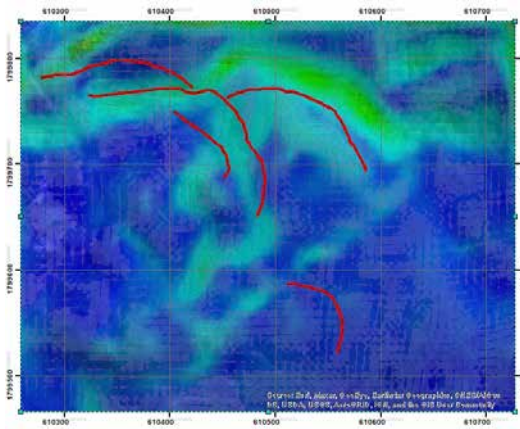
Từ kết quả tính toán trên, đã xây dựng sơ đồ chuyển vị lớn nhất, ứng suất cắt trượt lớn nhất cho phép xác định các khu vực mất ổn định, dễ xảy ra trượt lở đất vào mùa mưa (hình 17, 18).

Từ các kết quả tính toán nêu trên, cho thấy: vào mùa khô, sườn dốc khá ổn định với hệ số ổn định sườn dốc $FOS = 1,191$. Vào mùa mưa với tác động của áp lực dòng ngầm và sự suy giảm tính chất cơ lý đất đá, sườn dốc mất ổn định với hệ số ổn định $FOS = 1,0$, có nguy cơ xảy ra trượt khi mưa nhiều ngày với cường độ lớn, các trận mưa có tần suất khoảng 1%.

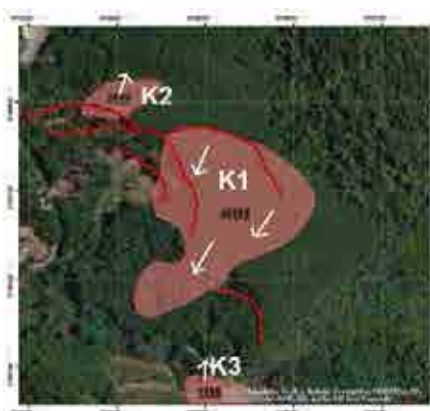
Dựa vào bản đồ chuyển vị lớn nhất ζ_{max} của các sơ đồ UU, CU mùa mưa, cho phép xây dựng được bản đồ phân bố các khối trượt có khả năng xảy ra khi gặp những điều kiện bất lợi về thời tiết cũng như các tác động khác. Đã xác định 03 khối trượt K1, K2, K3 với các thông số khối trượt thể hiện trên hình 19.



Hình 17. Bản đồ phân bố vùng chuyển vị lớn nhất ζ_{max} theo trục Ox, Oy .



Hình 18. Bản đồ ứng suất cắt trượt lớn nhất τ_{max} - Sơ đồ UU mùa mưa.



Khối trượt	Diện tích (m ²)	Thể tích (m ³)
K1	25.868	155.000
K2	2.869	11.476
K3	1.866	9.330

Hình 19. Sơ đồ phân bố các khối trượt khu vực nghiên cứu.

4.2. Về xu thế phát triển vết nứt trượt

Như đã trình bày mục 3.1, vết nứt trượt ở trên sườn núi là dấu vết của mặt trượt khối trượt đã xảy ra khoảng năm 2008. Đến nay, mặc dù khu vực đã trải qua những năm có lượng mưa khá lớn như năm 2020, 2021 nhưng vết nứt trượt không thấy phát triển thêm. Điều này có thể là do khối trượt đã ổn định; lượng mưa chưa đủ lớn, chưa vượt quá giá trị giới hạn nên dịch chuyển khối trượt chưa xảy ra. Kết quả tính toán ở trên cho thấy, trong các trận mưa lớn với tần suất khoảng 1%, toàn bộ sườn dốc dưới các vết nứt trượt đều mất ổn định. Như thế có thể khẳng định sự ổn định của vết nứt trên sườn núi chỉ là tạm thời. Vết nứt sẽ phát triển thêm kèm theo hiện tượng trượt lở khối K1 nếu khu vực xảy ra tác động tổ hợp các điều kiện như mưa lớn kéo dài nhiều ngày và các yếu tố khác.

5. Kết luận

Khu vực Phú Gia có điều kiện thuận lợi cho hình thành và phát triển hiện tượng trượt lở đất đá: vỏ phong hóa dày, độ dốc sườn dốc và khối đất lớn, mưa cường độ lớn và kéo dài nhiều ngày... làm suy giảm độ bền đất đá và gây ra hiện tượng trượt lở đất đá. Tại khu vực nứt, trượt lở, ngoài những nguyên nhân cơ bản ở trên độ dốc sườn quá lớn do khai thác đất là nguyên nhân chính gây nên hiện tượng nứt, trượt đất.

Kết quả tính toán đánh giá độ ổn định sườn dốc, cho thấy: vào mùa khô, sườn dốc rất ổn định; hệ số ổn định sườn dốc $FOS = 1,191$. Vào mùa mưa, hệ số ổn định sườn dốc đều xấp xỉ bằng 1; có nguy cơ xảy ra trượt khi mưa nhiều ngày với cường độ lớn, đặc biệt là các trận mưa có tần suất khoảng 1%.

Sự ổn định của vết nứt trượt trên sườn núi chỉ là tạm thời. Vết nứt trượt này sẽ phát triển thêm kèm theo hiện tượng trượt lở đất đá nếu khu vực xảy ra mưa lớn kéo dài nhiều ngày.

Dựa vào bản đồ chuyển vị lớn nhất ζ_{max} của các sơ đồ UU mùa mưa, đã xác định 03 khối trượt K1, K2, K3 với diện tích từ 1.866 m^2 đến 25.868 m^2 , khối lượng đất đá từ 9.330 m^3 đến 155.300 m^3 , trong đó khối trượt K1 lớn nhất và có nguy cơ xảy ra trượt cao nhất.

Khi xảy ra trượt lở, đặc biệt trùng với thời điểm mưa lớn với thể tích đất đá bị trượt lở đến 115.000 m^3 đe dọa độ an toàn của cụm dân cư ở dưới chân núi Phú Gia. Trường hợp nguy hiểm nhất là khi xuất hiện tổ hợp trượt lở đất cộng lũ quét nghẽn dòng do đất đá từ khối K1, K2 chắn ngang lòng suối phía Tây Nam khu vực nghiên cứu.

Tài liệu tham khảo

- L. Brezzi1, D. Pasa1, A. Bisson, L. Marini, S. Cola, 2020. Passive “floating” composite anchors for the gradual stabilization of a landslide, *Frocedding SCG-XIII International symposium on landslides*. Cartagena, Colombia- June 15th-19th-2020
- Lorenzo Brezzi, Edoardo Carraro, 2021. Post-Collapse Evolution of a Rapid Landslide from Sequential Analysis with FE and SPH-Based Models, *Geosciences* 2021, 11(9), 364.
- Trần Hữu Tuyên, 2021. Đánh giá hiện trạng, nguyên nhân và xu thế phát triển vết nứt khu vực Phú Gia, Lộc Tiến, Phú Lộc Thừa Thiên Huế. *Báo cáo tư vấn Dự án*.
- Vũ Mạnh Điền, 2012. Bản đồ địa chất và khoáng sản tỷ lệ 1:50.000, Nhóm tờ Nam Đông.

Current status and development trend of cracking, landslides in Phu Gia area, Phu Loc district, Thua Thien Hue province

Tran Huu Tuyen*, Nguyen Thi Thuy, Hoang Ngo Tu Do, Hoang Hoa Tham
Hue University of Sciences

*Corresponding author: thtuyen@hueuni.edu.vn

Abstract

To assess the current status and development trend of the phenomenon of cracking and landslide in Phu Gia area, Phu Loc district, Thua Thien Hue province, methods of geological survey, geophysical measurement, exploration drilling, calculation slope stability according to 3D finite element model on GTS NX software was used. The research results show that: In the rainy season, the slope stability coefficient is approximately equal to 1, there is a risk of slippage when it rains for many days with high intensity; Cracks on the mountainside will develop further along with landslides if the impact area is affected by a combination of different adverse conditions; Three sliding blocks K1, K2, and K3 have been identified with the volume of soil and rock from 9330 m^3 to 155300 m^3 . When a landslide occurs, especially coincides with the time of heavy rain with a volume of $115\,000 \text{ m}^3$ of soil and rock, threatening the safety of the residential cluster at the foot of Phu Gia mountain.

Keywords: Landslide; Finite Element Method, GTS NX, Thua Thien Hue.

ẢNH HƯỞNG CỦA CƯỜNG ĐỘ MƯA ĐẾN SỰ ỔN ĐỊNH CỦA MÁI ĐỐC - LẤY VÍ DỤ Ở QUẢNG BÌNH, VIỆT NAM

Bùi Văn Bình*, Bùi Trường Sơn, Nguyễn Thị Nụ,
Nguyễn Thành Dương, Phạm Thị Việt Nga

Nhóm nghiên cứu Địa chất công trình và Địa môi trường

Trường Đại học Mở - Địa chất

*Tác giả liên hệ: buivanbinh@hmg.edu.vn

Tóm tắt

Bài báo trình bày ảnh hưởng của cường độ mưa đến sự ổn định của mái dốc trên khu vực miền núi tỉnh Quảng Bình, Việt Nam. Nghiên cứu sử dụng mô hình thấm (SEEP) để phân tích sự thay đổi của mực nước áp lực cũng như mức độ bão hòa của lớp vỏ phong hóa do tác dụng của cường độ mưa và thời gian mưa. Cùng với đó, mô hình phân tích ổn định mái dốc (SLOPE) tương ứng với thời gian mưa và cường độ mưa được thực hiện với các mái dốc có góc dốc lần lượt là 25 độ và 35 độ. Kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng với cường độ mưa trung bình khoảng 13 mm/h và thời gian mưa kéo dài trong khoảng từ 3,5 đến 4 ngày liên tục, mái dốc với góc dốc 25 và 35 độ sẽ bị mất ổn định. Hệ số ổn định của mái dốc có sự suy giảm đột ngột tương ứng với thời điểm mái dốc bị bão hòa nước hoàn toàn. Với kịch bản mưa phùn trong vòng 15 ngày và kèm theo mưa lớn cường độ 10 mm/h kéo dài trong 3 ngày liên tục sau đó, mái dốc trở nên mất ổn định sau khoảng 2 ngày mưa lớn.

Từ khóa: phân tích thấm; phân tích ổn định; cường độ mưa.

1. Giới thiệu chung

Trượt lở là một trong những tai biến địa chất xảy ra ở nhiều nơi ở Việt Nam và trên Thế Giới. Một trong những nguyên nhân chính gây ra trượt lở đã được chỉ ra liên quan đến lượng mưa và cường độ mưa (Rahardjo, H., 2000; Thu, T. M., 2015; Acharya, K. P., 2016)). Trong những năm gần đây, hiện tượng trượt lở trong mùa mưa lũ diễn ra thường xuyên gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến nhà cửa của nhân dân, các tuyến đường giao thông, các công trình quốc phòng. Đặc biệt ở khu vực tỉnh Quảng Bình, vào tháng 10 năm 2020 sau đợt mưa lũ kỷ lục với lượng mưa trung bình khoảng 2029 mm, hiện tượng trượt lở trên các sườn dốc, mái dốc đã diễn ra mạnh mẽ với trên 100 khối trượt quy mô từ vừa đến lớn xảy ra trên toàn tỉnh. Dựa vào kết quả điều tra trượt lở trên địa bàn tỉnh Quảng Bình cho thấy đặc điểm của các khối trượt có quy mô trung bình đến lớn thường xảy ra trong đới phong hóa của hệ tầng Long Đại với thành phần chủ yếu là đá phiến sét và đá phiến sericit. Chiều dày vỏ phong hóa ở các khối trượt lớn thường lớn hơn 10 m. Thành phần chủ yếu của vỏ phong hóa là sét, á sét lẫn dăm sạn. Để phục vụ nghiên cứu đặc điểm tính chất địa chất công trình của đất đá tại các vị trí trượt lở, nhóm nghiên cứu đã tiến hành khảo sát chiều dày vỏ phong hóa dựa trên các vết lộ là vách các taluy trên đường giao thông. Đồng thời nhóm nghiên cứu đã tiến hành lấy mẫu để phục vụ công tác xác định các tính chất cơ lý cũng như tính chất trương nở và tan rã của đất đá tại một số khối trượt lớn điển hình trong khu vực nghiên cứu. Nhằm làm sáng tỏ quy luật trượt xảy ra vào mùa mưa, nhóm nghiên cứu đã tiến hành mô phỏng mức độ ổn định của đất đá trên mái dốc với độ dốc được lựa chọn từ 25 và 35 độ. Lượng mưa và cường độ mưa được sử dụng trong mô hình dựa vào dữ liệu mưa đo được tại các trạm đo mưa trong tháng 10 năm 2020. Đây là một trong những tháng có lượng mưa cao đột biến kèm với đó tần suất và quy mô trượt lở rất lớn đã được ghi nhận.

2. Phương pháp nghiên cứu

2.1. Phân tích mô hình dòng thấm trong đới hình thành mái dốc

Phân tích thấm được thực hiện để tính toán sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng trên mái dốc do ảnh hưởng của lượng mưa và cường độ mưa. Phương trình vi phân dòng thấm trong môi

trường đẳng hướng được thành lập dựa theo định luật Darcy được sử dụng để xác định áp lực nước lỗ rỗng trong đới hình thành mái dốc. Các lớp đất vỏ phong hóa trên mái dốc thường không bão hòa hoàn toàn. Vào mùa khô, phần lớn đất đá trên các sườn dốc, mái dốc tồn tại ở trạng thái không bão hòa. Vào mùa mưa, tùy thuộc vào lượng mưa và cường độ mưa đất trên mái dốc, sườn dốc dần bão hòa nước, mực nước ngầm sẽ tăng dần dần theo mức độ bão hòa của đất đá. Vì vậy, trong mô hình phân tích dòng thấm trong đới hình thành mái dốc, mô hình cơ học đất không bão hòa được sử dụng.

Trong đất không bão hòa, hệ số thấm là một hàm của độ ẩm, lực hút dính. Ảnh hưởng của pha khí là rất lớn đến vận tốc thấm của nước trong đất. Sự tồn tại của bọt khí làm giảm tính thấm của đất dẫn đến bọt khí càng nhiều, lượng chứa nước càng ít thì tính thấm càng nhỏ và ngược lại.

Phương trình vi phân dòng thấm hai chiều trong môi trường đồng chất và đẳng hướng theo định luật Darcy như sau (Fredlund và Rahardjo, 1993):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_w \frac{\partial h_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) = m_w \rho_w \frac{\partial h_w}{\partial t} \quad (1)$$

Trong đó, x, y là phương x, y trong hệ trục tọa độ phẳng xoy; ρ_w là tỷ trọng của nước; m_w là hệ số thay đổi thể tích của nước đối với sự thay đổi lực hút dính ($u_a - u_w$) hoặc độ dốc của đường cong đặc tính của đất và nước (SWCC) từ thí nghiệm trong phòng.

Thực tế, trạng thái không bão hòa và bão hòa của đất trên mái dốc là một quá trình lặp theo chu kỳ mùa mưa và mùa khô trong khu vực nghiên cứu. Sự thay đổi trạng thái từ không bão hòa sang bão hòa dưới tác dụng của dòng thấm do mưa sẽ làm thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong đất. Áp lực nước lỗ rỗng tính toán sẽ là một tham số quan trọng trong phân tích ổn định mái dốc. Quá trình chuyển từ trạng thái không bão hòa sang bão hòa dần dần của đất đá trên mái dốc do ảnh hưởng của mưa sẽ làm thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong đất và sẽ làm giảm hệ số ổn định của mái dốc. Trong nghiên cứu này, mô hình thấm SEEP/W đã được sử dụng để mô phỏng sự thay đổi mực nước ngầm và dòng thấm do cường độ mưa và thời gian mưa.

2.2. Phân tích ổn định

Việc phân tích ổn định mái dốc trong nghiên cứu này sử dụng phương pháp phân tích cân bằng giới hạn. Do sự thay đổi trạng thái từ không bão hòa sang bão hòa của đất trên mái dốc do ảnh hưởng của mưa, việc kết hợp mô hình phân tích thấm do mưa và mô hình phân tích ảnh hưởng sẽ được thực hiện. Hệ số an toàn (FS) đối với phương pháp cân bằng mô men (FS_m) và phương pháp cân bằng lực (FS_f) có thể được tính toán theo đề xuất của Fredlund và Rahardjo (1993) như sau:

$$FS_m = \frac{\sum \left[c' \beta R + \left\{ N - u_w \beta \frac{\tan \phi_b}{\tan \phi'} \right\} R \tan \phi' \right]}{\sum W_x - \sum N f} \quad (2)$$

$$FS_f = \frac{\sum \left[c' \beta \cos \alpha + \left\{ N - u_w \beta \frac{\tan \phi_b}{\tan \phi'} \right\} \tan \phi' \cos \alpha \right]}{\sum N \sin \alpha} \quad (3)$$

Trong đó: c' là lực dính kết đơn vị hiệu quả; R là bán kính của cung trượt hay cánh tay đòn; N là lực pháp tuyến tổng hợp tại đáy của phân tố trượt; W là trọng lượng của phân tố trượt; x là khoảng cách ngang từ đường tâm khối trượt đến tâm cung trượt. f là khoảng cách đứng từ lực pháp tuyến tổng hợp đến tâm cung trượt; α là góc dốc của mặt trượt tại mỗi phân tố trượt. ϕ_b là góc ma sát trong của đất không bão hòa gây ra bởi lực hút dính. Giá trị ϕ_b thể hiện sự gia tăng độ bền kháng cắt của đất với sự gia tăng của lực hút dính. ϕ' là góc ma sát trong của đất ứng với giá trị ứng suất pháp hữu hiệu. Việc xác định giá trị ϕ_b thường rất khó thực hiện trong phòng thí nghiệm. Với mục đích thực hành, giá trị ϕ_b có thể được kiến nghị sử dụng bằng $1/2\phi'$.

Trong phân tích ổn định mái dốc thay đổi từ trạng thái không bão hòa sang bão hòa, độ bền kháng cắt của đất sẽ thay đổi theo mức độ bão hòa của đất. Fredlund và Rahardjo (1993) đã đề xuất công thức tính toán cường độ kháng cắt cho đất không bão hòa dựa theo mức độ bão hòa

của đất như sau:

$$\tau_f = c' + \sigma_n \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi_b \quad (4)$$

Trong đó, u_a là áp lực khí lỗ rỗng; u_w là áp lực nước lỗ rỗng; $(u_a - u_w)$ được gọi là lực hút dính của đất;

Trong đất không bão hòa, lực hút dính có ảnh hưởng tới sự gia tăng độ bền kháng cắt của đất. Khi lực hút dính giảm sẽ làm giảm ứng suất hiệu quả do đó làm giảm độ bền kháng cắt của đất. Ngược lại, khi lực hút dính tăng sẽ làm tăng ứng suất hiệu quả và dẫn tới làm tăng độ bền kháng cắt của đất.

Nghiên cứu sử dụng mô hình phân tích ổn định mái dốc SLOPE/W để đánh giá ổn định của mái dốc với đất thay đổi trạng thái dần dần từ không bão hòa tới bão hòa dưới tác dụng của cường độ mưa và thời gian mưa. Trong SLOPE/W, khi phân tích với đất không bão hòa, độ bền chống cắt không bão hòa của đất được tính toán theo đề xuất của Vanapalli và nnk (1996). Độ bền kháng cắt không bão hòa được tính toán dựa vào đường đặc tính đất và nước (SWCC) và các tham số độ bền kháng cắt hiệu quả (c' và ϕ'). Đề xuất của Vanapalli và nnk (1996) giúp tính toán độ bền kháng cắt không bão hòa tốt hơn so với mô hình tính toán sức kháng cắt sử dụng giá trị ϕ_b .

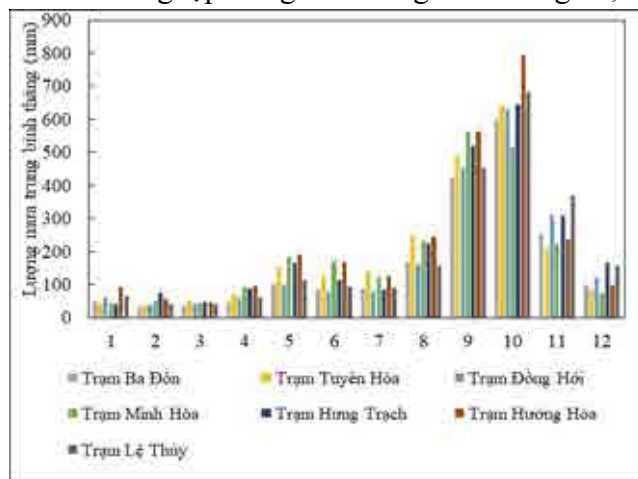
$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + \left[(u_a - u_w) \frac{(\theta_w - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \tan \phi' \right] \quad (5)$$

Trong đó, θ_w là độ ẩm thể tích của đất; θ_s là độ ẩm thể tích của đất ở trạng thái bão hòa; và θ_r là độ ẩm thể tích còn lại của đất. Hàm độ ẩm thể tích của đất được sử dụng trong tính toán độ bền hút dính. Độ ẩm thể tích còn lại (θ_r) được xác định tại điểm tương ứng với độ bền hút dính bằng 0.

3. Đặc điểm khu vực nghiên cứu

3.1. Lượng mưa và cường độ mưa

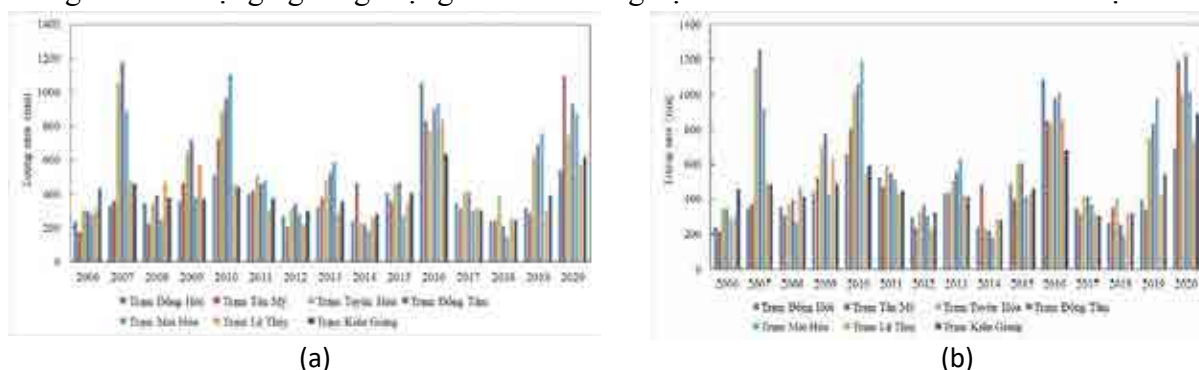
Dựa trên các số liệu quan trắc mưa tại 39 trạm với thời gian quan trắc từ năm 2006 đến 2020, đã chỉ ra rằng tại khu vực nghiên cứu mùa mưa chủ yếu tập trung vào 4 tháng 8, 9, 10 và 11, trong đó lượng mưa lớn nhất thường tập trung vào tháng 9 và tháng 10, hình 1.



Hình 1. Lượng mưa trung bình tháng từ năm 2006-2020 (Bùi Trường Sơn và nnk, 2023).

Mặt khác, dựa vào phân tích các khối trượt trên ảnh viễn thám theo chuỗi thời gian kết hợp với yếu tố lượng mưa cho thấy rằng phần lớn các khối trượt trên các sườn dốc tự nhiên xảy ra vào các năm có lượng mưa cao đột biến. Hình 2 chỉ ra lượng mưa tích lũy lớn nhất trong 3 và 5 ngày liên tục vào các tháng mùa mưa từ 2006 đến 2020 cho thấy rằng các năm 2007, 2010, 2016, 2019 và 2020 có lượng mưa cao đột biến dao động từ 500 đến 1200 mm tùy thuộc vào vị trí các trạm. Đặc biệt, năm 2020 khu vực nghiên cứu đã ghi nhận khoảng trên 100 khối trượt xảy ra trên

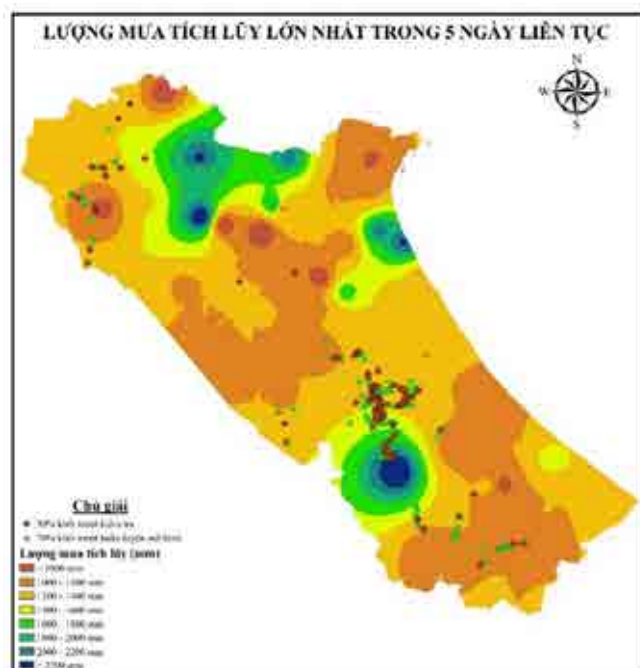
các sườn dốc vào mùa mưa lũ. Tại các khu vực có mật độ trượt lớn như khu vực Minh Hóa, Tuyên Hóa, Tân Trạch, Phú Định, Trường Sơn, Ngân Thủy, Kim Thủy cho thấy rằng lượng mưa tích lũy trong 3, 5 và 7 ngày liên tục vào tháng 10 năm 2020 dao động trong khoảng 807-1117 mm (3 ngày liên tục lớn nhất), 1008 - 1364 mm (5 ngày liên tục lớn nhất) và 1015 - 1378 mm (7 ngày liên tục lớn nhất). Điều này cho thấy rằng yếu tố lượng mưa, cường độ mưa là một trong những yếu tố chính thúc đẩy hiện tượng trượt lở xảy ra. Trong công tác cảnh báo trượt lở, lượng mưa và cường độ mưa được coi là yếu tố kích hoạt trượt lở. Nhiều nghiên cứu ở Việt Nam và trên thế giới đã sử dụng ngưỡng lượng mưa và cường độ mưa để đưa ra mức cảnh báo trượt lở.



Hình 2. Lượng mưa tích lũy lớn nhất trong các tháng mùa mưa:
(a) Trong 3 ngày liên tục và (b) trong 5 ngày liên tục. (Bùi Trường Sơn và nnk, 2023).

Dựa trên phân tích ảnh viễn thám theo chuỗi thời gian và kết quả lượng mưa thu thập cho thấy rằng phần lớn khối trượt xảy ra vào những tháng mùa mưa, đặc biệt vào những năm có lượng mưa và cường độ mưa cao đột biến. Kết quả nghiên cứu cho thấy rằng phần lớn khối trượt tập trung vào các khu vực có lượng mưa lớn nhất trong khoảng 5 ngày liên tục từ 1000 mm trở lên (hình 3). Vì vậy, để xác định ngưỡng mưa có thể kích hoạt trượt lở, nhóm nghiên cứu đã mô hình hóa sự ổn định của mái dốc do ảnh hưởng của cường độ mưa trên phần mềm GEOSTUDIO 2018.

Trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu phân tích dòng thấm và ổn định mái dốc với hai kịch bản. Kịch bản thứ nhất tương ứng với điều kiện mưa lớn liên tục trong khoảng 5 ngày với cường độ mưa 13 mm/h. Kịch bản thứ 2 mưa phùn liên tục trong 15 ngày với cường độ mưa 0,13 mm/h và tiếp sau là mưa lớn trong 3 ngày với cường độ mưa 10 mm/h.



Hình 3. Sơ đồ phân bố lượng mưa tích lũy lớn nhất trong 5 ngày liên tục năm 2020
(Bùi Trường Sơn và nnk, 2023).

Bảng 1. Lượng mưa tích lũy lớn nhất trong các ngày liên tục tháng 10/2020. (Bùi Trường Sơn và nnk, 2023).

Trạm Ngày mưa liên tục (mm)	Đồng Tâm	Trường Sơn	Vạn Trạch	Ba Đồn	Mai Hóa	Minh Hóa	Tuyên Hóa	Lâm Thủy	Tân Lâm
3 ngày	987,0	1093,0	1117,0	960,4	873,0	1061,0	807,0	850,6	905,0
5 ngày	1273,0	1279,0	1255,4	1098	1008	1364,2	1072,1	1054,6	1110,0
7 ngày	1286,6	1314,0	1286,8	1129	1015	1378,8	1080,3	1087,2	1141,2

3.2. Đặc điểm địa tầng tại một số khối trượt lớn

Dựa vào kết quả khảo sát thực địa trên các vách lộ taluy đường giao thông và tại một số khối trượt lớn, phần lớn khối trượt phân bố ở các khu vực đồi núi các huyện Tuyên Hóa, Minh Hóa, Bố Trạch, Quảng Ninh, Lệ Thủy. Các khối trượt quy mô lớn phân bố chủ yếu ở khu vực đồi núi của huyện Quảng Ninh. Các khối trượt lớn chủ yếu xảy ra trong phạm vi vỏ phong hóa của các hệ tầng Long Đại, Bãi Đình, Mụ Gia và phức hệ Trường Sơn. Dựa vào kết quả điều tra, khảo sát địa chất công trình các khối trượt, hầu hết các khối trượt lớn trên các taluy đường giao thông và các khối trượt trong tự nhiên xảy ra trong các lớp đất phong hóa hoàn toàn có thành phần là sét, á sét lẫn ít dăm sạn. Lớp đá phong hóa trung bình đến mạnh có thể được coi như là lớp đá gốc ổn định. Do đó, các tính chất cơ lý của đất phong hóa hoàn toàn từ đá gốc cần phải được xác định để phục vụ công tác đánh giá sự ổn định của mái dốc. Theo kết quả khảo sát, hầu hết các khối trượt lớn có mặt trượt nằm trong đới phong hóa hoàn toàn với bề dày lớp vỏ phong hóa lớn từ 10 m đến 15 m. Chỉ tiêu cơ lý được xác định từ các mẫu tại một số vị trí khối trượt. Trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu sử dụng chỉ tiêu cơ lý tại khối trượt tại Km89+820 trên đường Hồ Chí Minh nhánh tây để sử dụng trong ví dụ phân tích. Kết quả chỉ tiêu cơ lý của lớp vỏ phong hóa như bảng 2. Với tính chất của đất không bão hòa, các tính chất của đường cong đặc tính đất với nước (SWCC) của đất được thể hiện trong bảng 3.

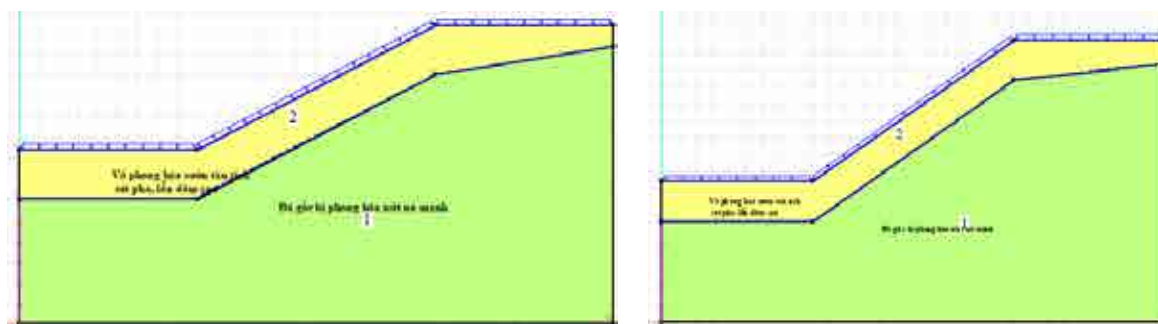
Bảng 2. Chỉ tiêu cơ lý của lớp vỏ phong hóa

Chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị
Khối lượng thể tích tự nhiên	γ_w	kN/m ³	19,6
Khối lượng thể tích bão hòa	γ_s	kN/m ³	19,9
Độ ẩm tự nhiên	W	%	24,49
Góc ma sát trong hiệu quả	ϕ'	Độ	23°42'
Lực dính kết đơn vị hiệu quả	c'	kN/m ²	31,8
Hệ số thấm	k	cm/s	5x10 ⁻⁵

Dựa vào kích thước hình học và góc dốc của các mái dốc trong khu vực nghiên cứu kết hợp với kết quả phân tích trượt lở trong khu vực nghiên cứu cho thấy rằng phần lớn các khối trượt lớn xảy ra với góc dốc của mái dốc từ khoảng 25 đến 35 độ. Vì vậy, trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu mô phỏng các mái dốc có góc dốc lần lượt là 25 và 35 độ. Mô hình mái dốc được thể hiện như hình 4.

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm đặc tính đất với nước (SWCC)

Áp lực hút dính (kPa)	Độ ẩm của đất
0	0,358
10	0,322
20	0,293
50	0,215
100	0,152
200	0,107



Hình 4. Mô hình mái dốc (a)- góc dốc 25 độ và (b) góc dốc 35 độ.

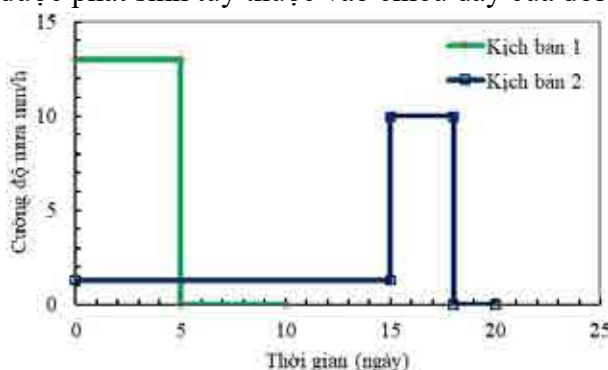
4. Phân tích kết quả nghiên cứu

4.1. Sự thay đổi mực nước ngầm trên mái dốc do mưa

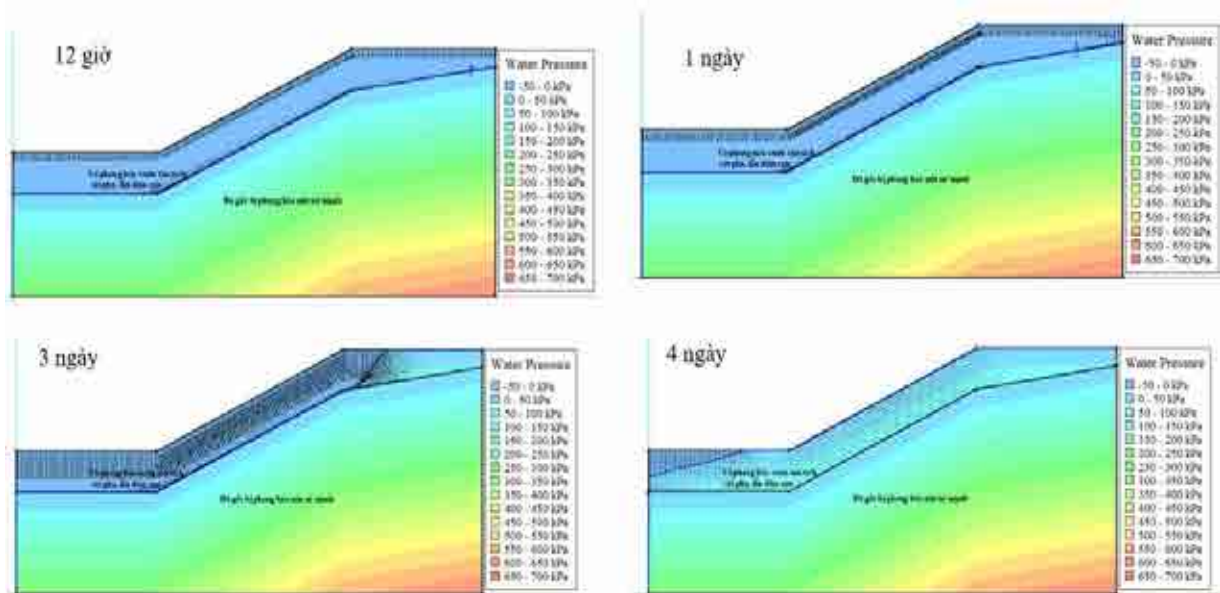
Để nghiên cứu sự biến đổi mực nước ngầm cũng như sự thay đổi trạng thái không bão hòa sang bão hòa của vỏ phong hóa trên mái dốc do mưa gây ra, hai kịch bản đã được thực hiện. Kịch bản 1 mô phỏng mưa lớn diễn ra trong 5 ngày liên tục với cường độ mưa 13 mm/h. Kịch bản 2 mưa phùn diễn ra trong 15 ngày với cường độ mưa 1,3 mm/h sau đó mưa lớn diễn ra trong 3 ngày với cường độ mưa 10 mm/h như hình 5.

Mô hình thấm SEEP/W được sử dụng để mô phỏng sự thay đổi mực nước ngầm, áp lực nước lỗ rỗng cũng như hướng dòng thấm trong lớp đất trên mái dốc. Như đã đề cập ở trên, mái dốc với góc dốc 25 và 35 độ được lựa chọn để nghiên cứu. Mực nước ngầm ban đầu trong các trường hợp được giả thiết nằm trên ranh giới giữa bề mặt lớp đá đập vỡ mạnh và lớp sét, sét pha lẫn dăm sạn (vỏ phong hóa). Các điều kiện biên của mô hình được thiết lập bao gồm biên mô phỏng cường độ mưa và biên thoát nước. Toàn bộ bề mặt mái dốc được gán với biên mô phỏng cường độ mưa, trong khi cạnh trái của mô hình được gán biên thoát nước.

Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra rằng dưới tác dụng của cường độ mưa thì mực nước áp lực trong mái dốc sẽ được tăng lên một cách từ từ làm cho đất trên mái dốc cũng chuyển từ trạng thái không bão hòa sang trạng thái bão hòa tương ứng với sự dâng cao của mực nước áp lực. Hình 6 và hình 7 chỉ ra rằng với kịch bản 1 thì sau thời gian mưa khoảng 3,5 đến 4 ngày thì mái dốc bão hòa nước hoàn toàn. Thời gian để mái dốc có góc dốc 35 độ bão hòa nước hoàn toàn là khoảng 3,5 ngày, trong khi với mái dốc 25 độ là 4 ngày. Thời gian mưa cũng ảnh hưởng đến hướng của dòng thấm trong mái dốc. Với thời gian mưa khoảng 1 ngày dòng thấm chủ yếu là dòng thấm thẳng đứng, khi đó nước mưa sẽ chủ yếu ngấm theo phương thẳng đứng, độ ẩm của đất trên mái dốc sẽ dần thay đổi. Sự thay đổi độ ẩm của đất sẽ dẫn đến sự suy giảm lực hút dính trong đất không bão hòa. Khi đất bão hòa hoàn toàn thì lực hút dính trở lên bằng 0 và phát sinh áp lực nước lỗ rỗng dương ($u_w > 0$). Sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng được thể hiện tương ứng với thời gian mưa được thể hiện trong hình 6 và 7. Sau thời gian mưa 1 ngày, độ ẩm cũng như mức độ bão hòa nước của đất tăng lên, lúc này dòng thấm theo phương của bề mặt mái dốc chiếm ưu thế. Khi đó, lực thấm sẽ được phát sinh tùy thuộc vào chiều dày của đới bão hòa.

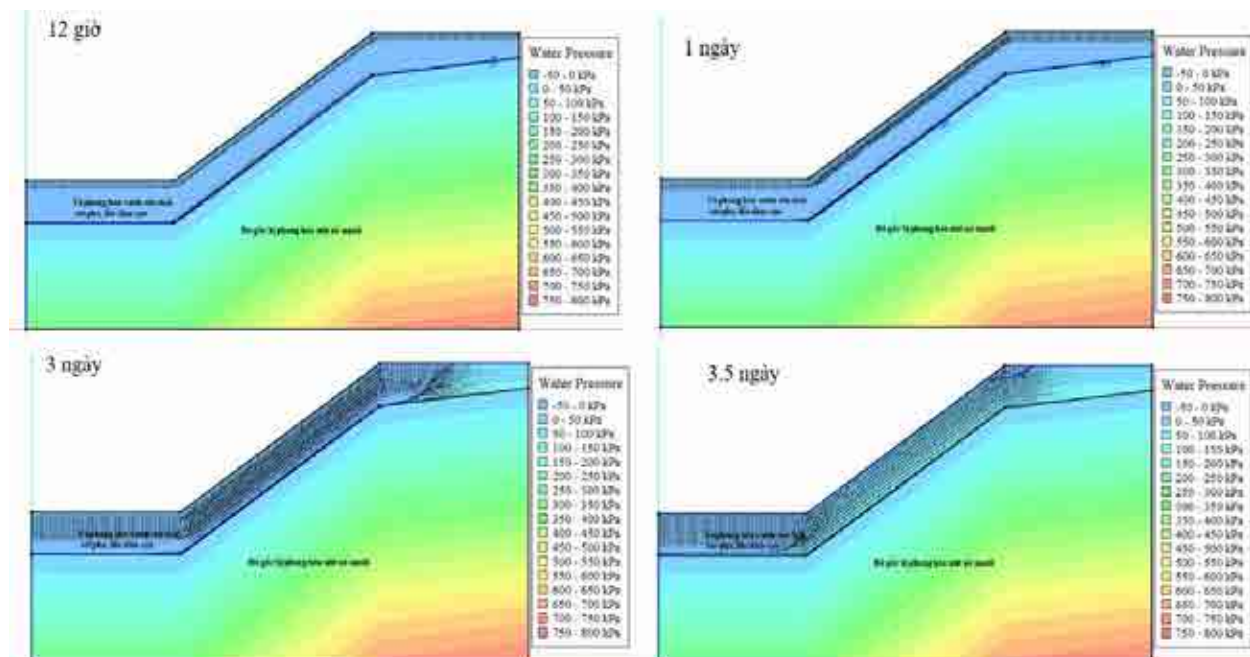


Hình 5. Kịch bản mô phỏng cường độ mưa và thời gian mưa.



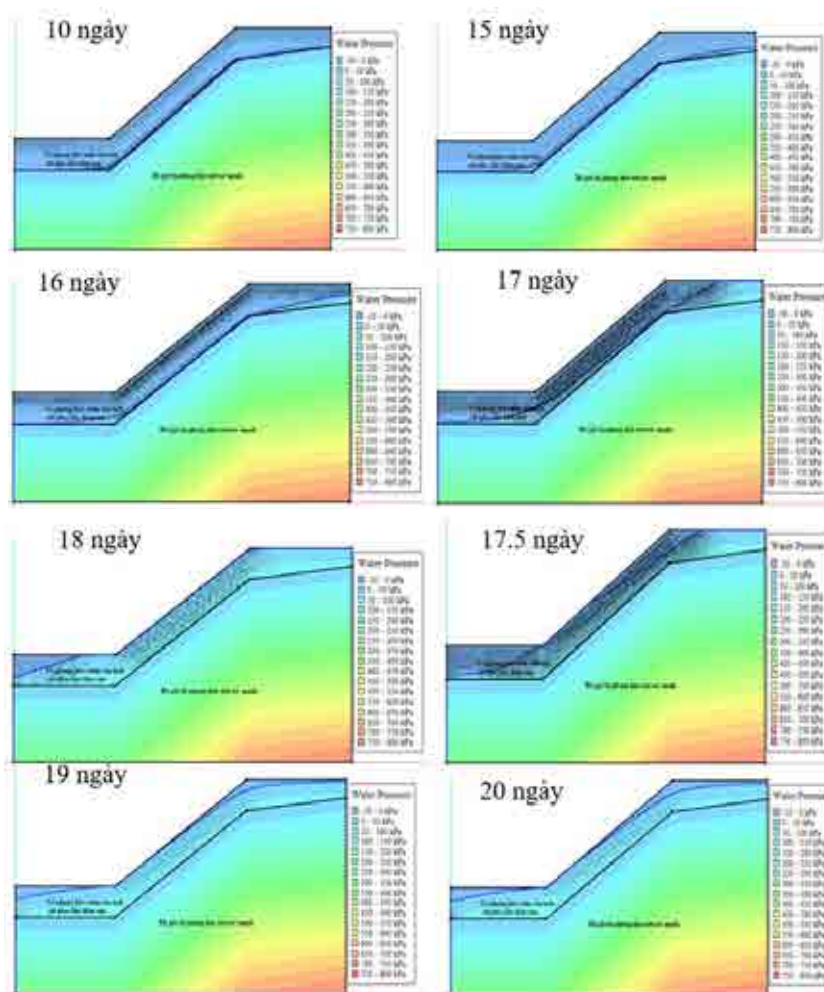
Hình 6. Sự thay đổi mực nước ngầm theo thời gian mưa với góc dốc 25 độ.

Với trường hợp 2 với lượng mưa tích lũy do mưa phùn trong vòng 15 ngày và mưa lớn với cường độ 10 mm/h trong vòng 3 ngày cho thấy rằng khi mưa phùn kéo dài trong vòng 15 ngày, mực nước áp lực trên mái dốc hầu như không có sự thay đổi đáng kể. Tuy nhiên, độ ẩm của đất đá tăng lên đáng kể làm cho áp lực khí lỗ rỗng trong đất giảm mạnh dẫn tới áp lực nước lỗ rỗng âm tăng dần về 0. Cùng với độ ẩm của đất được tích lũy trong thời gian mưa phùn, khi mưa lớn xảy ra với cường độ mưa 10 mm/h trong vòng 2 đến 2,5 ngày thì mái dốc với góc dốc 35 độ bão hòa nước hoàn toàn. Khi đó dòng thấm ngang sẽ phát sinh và gây ra lực thấm. Sau khi ngừng mưa mực nước áp lực sẽ giảm dần tương ứng với thời điểm 19 và 20 ngày. Sự thay đổi mực nước ngầm, áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian mưa được thể hiện trong hình 8.



Hình 7. Sự thay đổi mực nước ngầm và dòng thấm theo thời gian với góc dốc 35 độ.

Các trường hợp nghiên cứu đều chỉ ra rằng cường độ mưa và thời gian mưa làm thay đổi mức độ bão hòa, áp lực nước lỗ rỗng cũng như chế độ dòng chảy trên mái dốc, từ đó gây ảnh hưởng đến sự ổn định của mái dốc.



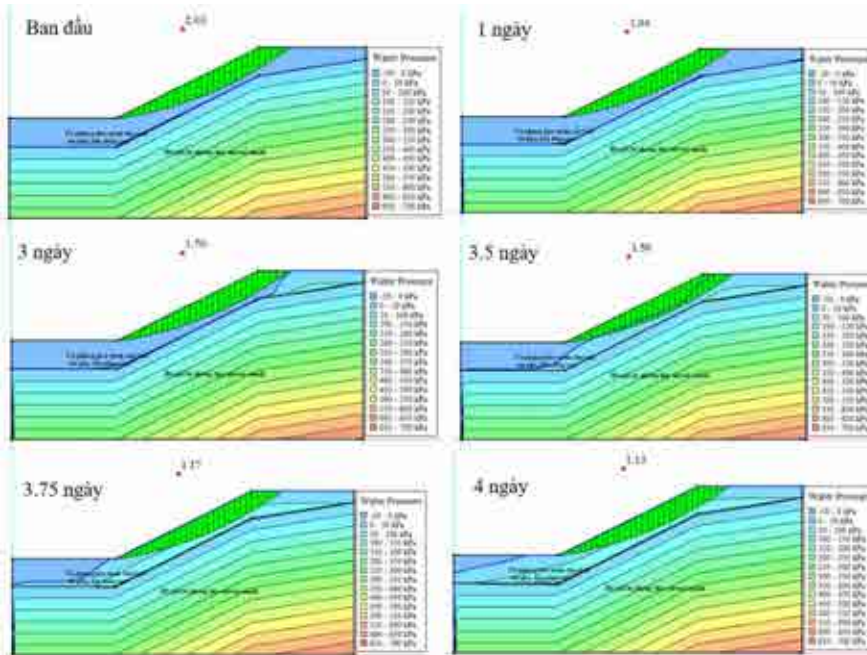
Hình 8. Sự thay đổi mực nước ngầm do mưa theo kịch bản 2 góc dốc mái 35 độ.

4.2. Sự ổn định của mái dốc theo thời gian mưa

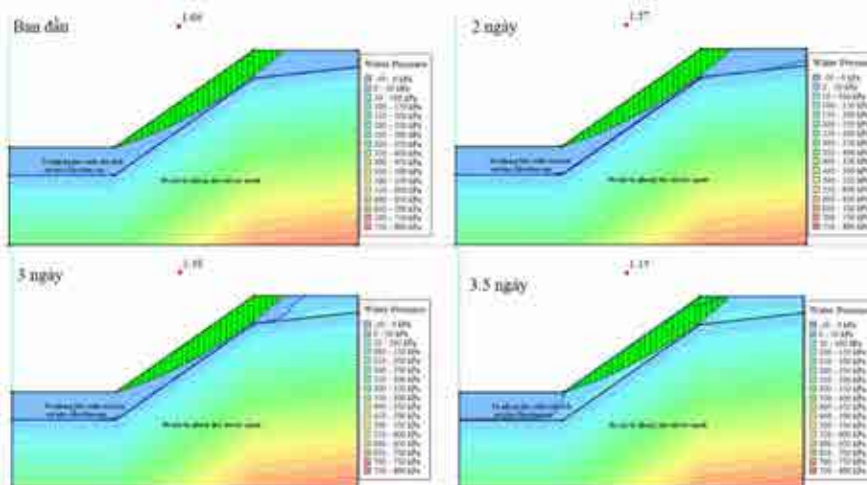
Kết quả phân tích ổn định mái dốc dựa trên 2 kịch bản cường độ mưa và thời gian mưa đã cho thấy rằng mức độ ổn định của mái dốc giảm dần khi thời gian mưa kéo dài. Hình 9 và 10 cho thấy rằng hệ số ổn định giảm dần khi mưa lớn trong khoảng 1 đến 3 ngày. Trong khoảng thời gian đầu chủ yếu là dòng thấm thẳng đứng và độ ẩm cũng như mức độ bão hòa của mái dốc dần tăng lên. Điều này làm cho áp lực nước lỗ rỗng âm tiến dần về 0. Khi đó sức kháng cắt của đất không bão hòa sẽ giảm từ từ. Khi mái dốc bão hòa gần như hoàn toàn sau thời gian từ 3,5 đến 4 ngày, áp lực nước lỗ rỗng lớn hơn 0, khi đó cường độ kháng cắt hiệu quả của đất giảm đi đột ngột tới hệ số ổn định của mái dốc giảm đột ngột. Sự thay đổi hệ số ổn định của mái dốc ở kịch bản mưa 1 với mái dốc 25 và 35 độ được thể hiện trong hình 11a. Điều này cho thấy rằng tại thời điểm khi mưa kéo dài lớn hơn 3 ngày, hệ số ổn định giảm đột ngột gây mất ổn định mái dốc. Sau khi dừng mưa, mực nước áp lực giảm dần và hệ số ổn định mái dốc tăng lên từ từ. Với góc dốc 35 độ, cho thấy rằng hệ số ổn định của mái dốc thấp hơn so với hệ số ổn định với mái dốc 25 độ. Thời gian mưa gây ra mất ổn định mái dốc với kịch bản 1 với mái dốc có góc dốc 25 và 35 độ lần lượt là 4 ngày và 3,5 ngày.

Theo kịch bản 2 với mưa phùn kéo dài trong 15 ngày theo sau là mưa lớn kéo dài trong 3 ngày, hệ số ổn định của mái dốc giảm từ từ trong khoảng 15 ngày mưa phùn. Tuy nhiên, mái dốc với cả hai góc dốc kể trên đều cho thấy hệ số ổn định đều lớn hơn 1,2. Mái dốc hoàn toàn ổn định. Điều này cũng có thể được giải thích bởi khi mưa phùn kéo dài, độ ẩm của đất trên mái dốc tăng từ từ, áp lực khí lỗ rỗng giảm do đó lực hút dính của đất giảm tuy nhiên giá trị áp lực nước lỗ rỗng vẫn có giá trị âm. Khi đó độ bền cắt của đất không bão hòa giảm một lượng không đáng kể. Khi mưa lớn xảy ra, mực nước ngầm tăng lên một cách nhanh chóng do độ ẩm của đất đã

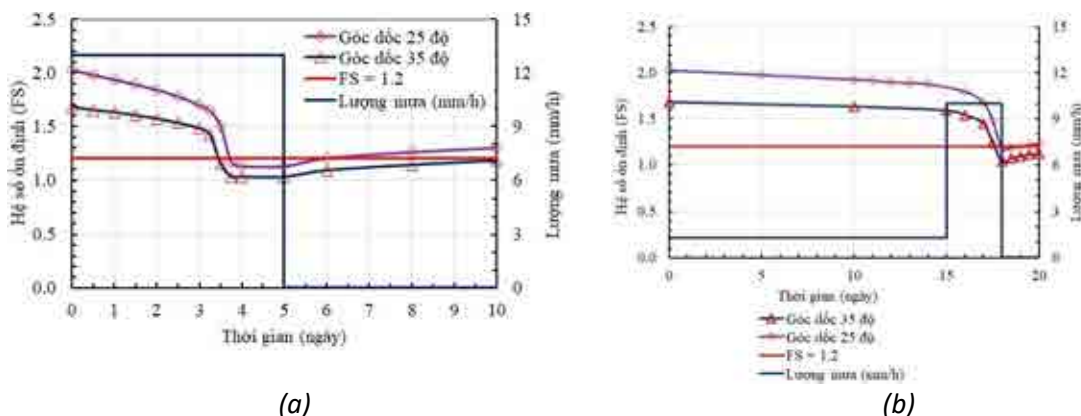
được tăng lên do lượng mưa phùn tích lũy trong khoảng 15 ngày trước đó. Do đó, khi mưa lớn xảy ra trong khoảng 2 ngày, mái dốc đã trở lên bão hòa hoàn toàn. Khi đó cường độ kháng cắt hiệu quả của đất bão hòa giảm đột ngột và mái dốc trở lên mất ổn định. Sự suy giảm hệ số ổn định theo thời gian với kịch bản 2 được thể hiện trong hình 11b.



Hình 9. Mức độ ổn định của mái dốc theo thời gian với góc dốc 25 độ.



Hình 10. Hệ số ổn định mái dốc theo thời gian với góc dốc 35 độ.



Hình 11. Hệ số ổn định mái dốc theo cường độ mưa và thời gian mưa: (a) kịch bản 1 và (b) kịch bản 2.

5. Kết luận

Nghiên cứu đã phân tích ổn định mái dốc điển hình ở khu vực miền núi tỉnh Quảng Bình dưới ảnh hưởng của cường độ mưa và thời gian mưa. Kết quả đã cho thấy rằng cường độ mưa và thời gian mưa có ảnh hưởng lớn tới sự ổn định không chỉ mái dốc và cả sườn dốc. Hai kịch bản mô phỏng cường độ mưa và thời gian mưa đã được thực hiện. Kết quả nghiên cứu cho thấy rằng với cường độ mưa khoảng 13 mm/h trong khoảng 3,5 đến 4 ngày liên tục đất đá trên sườn dốc chuyển từ trạng thái không bão hòa sang trạng thái bão hòa, cùng với sự phát sinh áp lực nước lỗ rỗng dương và lực thấm mái dốc trở lên mất ổn định một cách đột ngột. Với kịch bản 2, sau thời gian mưa phun kéo dài trong khoảng 15 ngày, độ ẩm của đất đá tăng lên dẫn tới lực hút dính giảm dần và hệ số ổn định của mái dốc giảm dần. Tuy nhiên mái dốc vẫn ở trạng thái ổn định. Khi mưa lớn sau đó xảy ra với cường độ mưa khoảng 10 mm/h thì sau khoảng 2 ngày mái dốc trở lên bão hòa nước và kèm theo sự mất ổn định xảy ra. Kết quả nghiên cứu cũng phù hợp với kết quả điều tra khảo sát khối trượt năm 2020, phần lớn khối trượt xảy ra vào mùa mưa năm 2020 đều ở dạng trượt chảy trên mái dốc bão hòa nước hoàn toàn.

Tài liệu tham khảo

- Acharya, K. P., Bhandary, N. P., Dahal, R. K., & Yatabe, R., 2016. Seepage and slope stability modelling of rainfall-induced slope failures in topographic hollows. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 7(2), 721-746.
- Bùi Trường Sơn và nnk, 2023. Nghiên cứu và đề xuất các giải pháp phòng, tránh tai biến địa chất trên địa bàn tỉnh Quảng Bình”. Đề tài Khoa học công nghệ cấp tỉnh Quảng Bình.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H., 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.
- Rahardjo, H., Leong, E. C., Deutscher, M. S., Gasmol, J. M., & Tang, S. K., 2000. Rainfall-induced slope failures.
- Thu, T. M., Lee, G., Oh, S., & Van, N. T. H., 2015. Effect of extreme rainfall on cut slope stability: case study in Yen Bai City, Viet Nam. *한국지반환경공학회 논문집*, 16(4), 23-32.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., & Clifton, A. W., 1996. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian geotechnical journal*, 33(3), 379-392.

Effect of rainfall on slope stability - a case study in Quang Binh, Viet nam

Bui Van Binh*, Bui Truong Son, Nguyen Thi Nu, Nguyen Thanh Duong, Pham Thi Viet Nga

Hanoi University of Mining and Geology

**Corresponding author: buivanbinh@humg.edu.vn*

Abstract

This paper presents the influence of rainfall on slope stability in mountainous area of Quang Binh, Vietnam. The study uses the seepage model (SEEP) to analyze the change of water level as well as the saturation level of the weathering crust due to the effect of rainfall intensity and rainfall duration. Along with that, slope stability analysis model (SLOPE) corresponding to rainfall duration and rainfall intensity was performed with slopes with slope angle of 25 and 35 degrees, respectively. The research results show that with an average rainfall intensity of about 13 mm/h and a rainfall period lasting from 3.4 to 4 consecutive days, the slopes with slope angles of 25 and 35 degrees are unstable. The slope stability coefficient has a sudden decrease corresponding to the time when the slope is completely saturated with water. With a scenario of drizzle within 15 days and accompanied by heavy rain of 10mm/h for 3 following consecutive days, the slope becomes unstable after about 2 days of heavy rain combined with previous drizzle.

Key words: *Seepage analysis, slope stability, rainfall intensity.*

NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP NÂNG CAO KHẢ NĂNG KHÁNG HÓA LỎNG CỦA NỀN ĐẤT

Đặng Quang Huy^{1,*}, Bùi Anh Thắng¹, Ngô Thị Hương Trang¹,
Nguyễn Trọng Dũng¹, Ngô Xuân Nam²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

²Ban Quản lý dự án đầu tư xây dựng huyện Lạng Giang, tỉnh Bắc Giang

*Tác giả chịu trách nhiệm: dangquanghuy@humg.edu.vn

Tóm tắt

Hóa lỏng đất là một thảm họa thường để lại rất nhiều hậu quả nặng nề cho các công trình của con người. Việc nghiên cứu bản chất vấn đề, cũng như các phương pháp để nâng cao sức kháng hóa lỏng của đất nền đã được các nhà khoa học lưu ý từ nhiều thập kỷ gần đây. Bài báo này giới thiệu các biện pháp xử lý và phương pháp nền móng để nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của đất, được tổng hợp chia thành 2 nhóm khác nhau. Nhóm thứ nhất theo hướng xử lý nền đất, nâng cao các tính chất của nền đất để tăng cường khả năng kháng hóa lỏng. Nhóm thứ hai xem xét đến điều kiện tải trọng gây ra hóa lỏng đất, từ đó giảm khả năng hóa lỏng bằng cách giảm các tải trọng có thể gây ra hóa lỏng đất. Ưu nhược điểm, khả năng ứng dụng của từng phương pháp được đánh giá, phân tích thông qua hiệu quả của các công trình đã sử dụng trong thực tế.

Từ khóa: Hóa lỏng; kháng hóa lỏng; xử lý nền; đầm động; cọc cát.

1. Đặt vấn đề

Động đất là một trong những thảm họa nghiêm trọng nhất mà thiên nhiên gây ra cho con người. Những trận động đất lớn kèm theo hóa lỏng đất nền thường để lại mất mát vô cùng to lớn về sinh mạng và vật chất. Kể từ thảm họa động đất ở Niigata, Nhật Bản và Alaska, Hoa Kỳ năm 1964, chủ đề này đã nhận được sự quan tâm lớn của các nhà khoa học trên thế giới (Dang, 2019). Hóa lỏng đất là hiện tượng đất chuyển từ trạng thái rắn sang trạng thái lỏng do sự suy giảm áp lực đất hữu hiệu khi áp lực nước lỗ rỗng tăng lên. Sau khi hóa lỏng đất xảy ra, đất không còn khả năng chịu tải và có thể gây ra biến dạng rất lớn cho nền móng công trình. Mặt khác, hóa lỏng đất cũng gây ra sụt lún của kết cấu bên trên, cũng như sự đẩy trôi của các kết cấu ngầm như đường ống hoặc bể chứa. Những hư hại này, sẽ để lại hậu quả rất nặng nề cho kết cấu công trình và khó có thể phục hồi nguyên trạng.

Để đảm bảo các công trình bền vững trước nguy cơ hóa lỏng đất, các chuyên gia thường hướng tới ba nhóm giải pháp sau: thay đổi vị trí công trình, thay đổi kết cấu công trình hoặc cải tạo nền đất và móng công trình. Hai nhóm giải pháp đầu đôi khi không thể áp dụng được do đặc thù công trình và giá thành lớn, mặt khác, cũng không thể giải quyết triệt để nguy cơ hóa lỏng đất nền. Do vậy, cải tạo nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của đất nền thường là phương pháp được ưu tiên để xử lý vấn đề. Các phương pháp này cũng đã được nghiên cứu, hoàn thiện liên tục trong những năm vừa qua.

Dựa trên cơ chế ứng xử hóa lỏng của đất nền, nghiên cứu này giới thiệu tổng quan về các phương pháp xử lý và tính toán nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của đất nền trong thời gian gần đây, từ đó phân tích các ưu, nhược điểm và khả năng ứng dụng của từng phương pháp cụ thể.

2. Cơ chế hóa lỏng của đất nền

Đất nền nhạy cảm với hóa lỏng thường là nền bao gồm những tầng cát xốp, có độ rỗng lớn và bão hòa. Ngược lại, nền lẫn nhiều đá hoặc sét với độ dính cao thường khó xảy ra hóa lỏng. Cao và cộng sự (Cao, Y D, & Yuan, 2016) đã chỉ ra rằng hóa lỏng đất cũng xảy ra đối với đất cát sỏi ở một số tình trạng nhất định. Cát bão hòa là một dạng đất mà toàn bộ thể tích lỗ rỗng đã được lấp đầy bởi nước, không có không khí, tức thành phần cát bão hòa chỉ gồm hai pha là nước

và các thành phần hạt. Đối với đất có độ rỗng lớn, bão hòa, thông thường dưới tác dụng của tải trọng bên ngoài, có thể là tải trọng động (động đất, rung động phương do phương tiện, sóng biển...) hoặc tĩnh (tải trọng nền đắp,...) nền đất có xu hướng giảm thể tích do nước lỗ rỗng thoát ra ngoài. Tuy vậy, trong một số trường hợp nước bị cản trở không thoát ra ngoài kịp, khi đó tải trọng sẽ khiến cho áp lực nước lỗ rỗng tăng dần lên đồng thời ứng suất hữu hiệu của đất giảm dần đi đến khi rất nhỏ và gây ra hiện tượng hóa lỏng. Dựa trên những quan điểm mới về hóa lỏng đất, Wang (Wang, 1997) đã phân loại 3 hiện tượng hóa lỏng đất khác nhau là cát sủi, chảy trượt và hóa lỏng tuần hoàn và đã giải thích cơ chế của 3 hiện tượng đặc trưng này. Ishihara (Ishihara, 1993) đề xuất rằng, khi tỉ lệ giữa áp lực nước lỗ rỗng và tải trọng tác dụng bằng 1, lúc đó sức chịu tải của cát bằng 0 thì trạng thái của cát lúc đó chảy ra và hiện tượng này gọi là hóa lỏng đất. Wang nhấn mạnh rằng, cơ chế hóa lỏng của cát có thể được giải thích bởi sự tăng lên của áp lực nước lỗ rỗng. Chen (Chen, 2007) tổng kết lại rằng để xảy ra hóa lỏng khi động đất cần phải hội tụ đủ hai yếu tố là cường độ rung phải đủ để phá hủy cấu trúc của đất, sau đó, tải trọng động này tiếp tục làm áp lực nước lỗ rỗng tăng dần lên sau từng chu kỳ tác động đến thời điểm áp lực nước lỗ rỗng đủ lớn khiến cho đất mất phần lớn hoặc toàn bộ khả năng chịu tải.

3. Các biện pháp xử lý, nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của đất nền

Dựa theo ứng xử của nền đất khi xảy ra hóa lỏng, có thể thấy rằng có một số yếu tố ảnh hưởng rất lớn đến khả năng hóa lỏng của nền đất đó là: (1) Thành phần hạt của đất, đất hóa lỏng chủ yếu là đất rời; (2) trạng thái đất thường ở dạng xốp, có độ rỗng lớn, và bão hòa; (3) nền đất thường ở trạng thái không thoát nước, hoặc khả năng thoát nước kém. Các phương pháp xử lý, nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của đất nền thường dựa theo các yếu tố này để nghiên cứu và thực hiện trong thực tế.

Dựa theo các phân tích trên, các biện pháp xử lý, nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của đất nền thường được chia thành 2 nhóm, nhóm thứ nhất gồm các phương pháp tập trung vào nâng cao tính chất cơ lý của đất để kháng hóa lỏng. Một số biện pháp chủ yếu của nhóm này là:

- Giảm độ rỗng, nâng cao độ đặc chắc của đất.
- Thay đổi cấu trúc của nền đất, nâng cao sự dính kết giữa các hạt đất.
- Giảm độ bão hòa của đất, bằng cách giảm mực nước ngầm hoặc các biện pháp khác.

Nhóm thứ hai gồm các phương pháp liên quan đến giảm tải trọng tác động vào nền đất nhạy cảm với hóa lỏng. Một số biện pháp tiêu biểu của nhóm này có thể kể đến gồm:

- Hình thành các lớp đất khó hóa lỏng xen kẽ giữa các lớp đất nhạy cảm với hóa lỏng để làm tăng ứng suất hữu hiệu chung của toàn bộ khối đất.
- Làm giảm biến dạng đất mà chủ yếu là lún, từ đó giảm xu hướng tăng áp lực nước lỗ rỗng do đất bị nén chặt.
- Thay đổi điều kiện thoát nước của nền đất, tìm các phương pháp để nước thoát ra ngoài nhanh nhất có thể.

3.1. Nhóm biện pháp nâng cao tính chất của đất

3.1.1. Phương pháp đầm chặt đất

Phương pháp đầm chặt đất là phương pháp cơ bản nhất để nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của nền đất. Phương pháp này dựa trên nguyên lý, đất cát xốp thường dễ bị hóa lỏng, khi đất trở nên chặt hơn, độ rỗng giảm, dưới tác dụng của tải trọng áp lực nước lỗ rỗng tăng không đáng kể khiến chúng khó bị hóa lỏng. Có rất nhiều phương pháp làm chặt đất, từ những biện pháp đầm tay đơn giản, đến đầm nén bằng lu thường, lu rung hoặc những phương pháp chuyên dụng như đầm chấn động (hình 1). Adalier và Sharp (2004) đã nghiên cứu các nền được gia cố kháng hóa lỏng dưới thân đập bởi phương pháp đầm chặt đất và xác nhận rằng, các lớp đất được nén chặt có khả năng chống lại nguy cơ hóa lỏng rất hiệu quả, mặt khác phương pháp này còn

làm giảm độ lún của nền. Mặc dù vậy, phương pháp này có nhược điểm bởi tải trọng đầm chặt chỉ có tác dụng tới một độ sâu nhất định tùy phương pháp, do vậy, các lớp đất ở dưới sâu sẽ không được đầm chặt, và do đó phương pháp không thể áp dụng được với các trường hợp lớp đất nhạy cảm với hóa lỏng nằm ở dưới độ sâu tác dụng của thiết bị đầm.

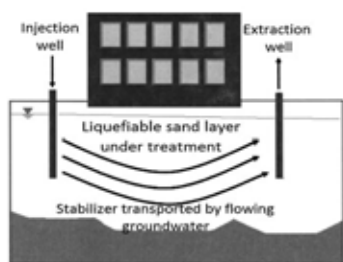


Hình 1. Phương pháp đầm chấn động Menards tải trọng 200 tấn (Adalier và Sharp, 2004).

3.1.2. Phương pháp thay đổi kết cấu đất

Theo cơ chế hóa lỏng của đất, khi chịu tác dụng của tải trọng động, hoặc tải trọng tĩnh tác dụng đột ngột, sự liên kết rất yếu giữa các hạt của đất nhạy cảm với hóa lỏng rất dễ bị dịch chuyển. Sự dịch chuyển này làm kết cấu đất có xu hướng bị nén lại, dẫn tới áp lực nước lỗ rỗng tăng lên và áp lực hữu hiệu của nền đất giảm đi. Thêm vào đó, lực kháng cắt của nền cũng sẽ giảm theo. Do vậy, thay đổi cấu trúc của đất bằng cách tăng cường lực dính bám giữa các thành phần hạt với nhau có thể hạn chế sự dịch chuyển của hạt khi chịu tải trọng, từ đó giảm khả năng bị hóa lỏng của nền đất.

Các phương pháp phụt vữa xâm nhập, phương pháp trộn sâu và phương pháp cọc xi măng đất là những phương pháp phổ biến để nâng cao kết cấu của đất nền chống lại sự hóa lỏng. Những phương pháp này tăng cao khả năng dính kết giữa các hạt đất và chống lại sự biến dạng của đất, do đó áp lực nước lỗ rỗng không tăng lên nhiều khi chịu tác dụng của tải trọng. Phương pháp phụt vữa xâm nhập là phương pháp phụt hỗn hợp hồ xi măng hoặc một loại đất dính nào đó vào trong lớp đất nhạy cảm với hóa lỏng. Phương pháp trộn sâu là phương pháp trộn lẫn đất với những chất kết dính như vôi, xi măng ở áp lực cao. Chất kết dính này có thể được trộn khô hoặc trộn ướt, nhưng hiện nay, phương pháp trộn ướt phổ biến hơn do sự thuận tiện khi thi công và hiệu quả đạt được. Phương pháp trộn sâu trước đây thường được sử dụng như một biện pháp chống thấm cho đất, việc áp dụng chúng vào việc nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của nền đất chỉ được ứng dụng từ giữa những năm 1990. Hayashi cùng cộng sự Hayashi và nnk, 2000) đã thực hiện các thí nghiệm trong phòng cũng như ngoài thực địa về phương pháp này và nhận thấy rằng, khi phụt vữa xi măng vào trong cát, khả năng kháng hóa lỏng của cát tăng lên đáng kể với sức chịu tải lên tới $q_u = 300-500$ kPa. Rasouli (Rasouli và nnk, 2016) cũng đã tiến hành phụt vữa xâm nhập vào nền đất dưới đường lăn của sân bay quốc tế Fukuoka bằng kỹ thuật khoan lỗ ngang (hình 2), kết quả cho thấy sự hiệu quả của phương pháp phụt vữa xâm nhập nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của đất.



a)



(b)

Hình 2. Phương pháp phun thấm thấu ngang.

(a): Sơ đồ nguyên lý, (b): Mô hình tiến hành tại sân bay quốc tế Fukuoka (Rasouli và nnk, 2016).

3.1.3. Phương pháp làm giảm độ bão hòa

Khi đất ở trạng thái không bão hòa sẽ rất khó có khả năng bị hóa lỏng. Khi tải trọng tác dụng lên nền đất khiến đất có xu hướng bị nén vào, với đất không bão hòa, sự nén đó xảy ra trước tiên ở phần khí trong đất, khiến cho cấu trúc của các hạt đất không bị thay đổi nhiều, và áp lực hữu hiệu suy giảm không đáng kể, áp lực nước lỗ rỗng cũng tăng lên rất nhỏ làm cho nguy cơ hóa lỏng giảm đi. Các nghiên cứu trước đây đã cho thấy rằng khi độ bão hòa giảm từ 100% xuống 70%, sức kháng hóa lỏng của nền đất tăng lên đáng kể. Khi độ bão hòa giảm đi, sức kháng hóa lỏng của đất tăng lên hơn 3 lần so với đất bão hòa hoàn toàn (Yoshimi và nnk, 1989). Các kết quả tương tự khác cũng thu được từ các thí nghiệm trên thực địa, do đó, các nhà khoa học đã đề xuất các phương pháp giảm độ bão hòa của nền đất công trình để chống lại sự hóa lỏng trong thực tế. Phương pháp thường được sử dụng là giảm mực nước ngầm, bơm khí vào trong đất (Okamura và nnk, 2006), khí sinh học (He J, Chu J. , 2014), bóng khí hóa học (Eseller-Bayat và nnk, 2012), và phương pháp điện phân (Yegian và nnk, 2007).

Phương pháp hút nước là phương pháp đơn giản nhất để giảm độ bão hòa, phương pháp này loại bỏ nước bằng cách hút nước từ các giếng sâu. Tuy vậy, phương pháp này sẽ gây ra sự lún nền đất, do vậy, cần phải có sự kiểm soát chặt chẽ để đảm bảo an toàn cho các công trình đang tồn tại. Phương pháp bơm khí tiến hành bằng cách đưa khí vào trong đất hoặc nền móng bằng bơm nén khí, nước sẽ thoát ra tại điểm gần đó để tạo ra một khu vực an toàn với hóa lỏng. Sự phân bố khí trong đất của phương pháp này thường không đồng đều, do đó dẫn tới việc sự không bão hòa của đất diễn ra không thống nhất, vẫn còn những khu vực đất bão hòa xen lẫn khu không bão hòa. Phương pháp khí sinh học tạo ra khí Nitơ trong đất bởi quá trình khử nitrat của các vi sinh vật. Phương pháp bóng khí hóa học tạo ra khí ga bằng cách tạo ra các phản ứng hóa học trong đất. Mặc dù phương pháp khí sinh học và phương pháp bóng khí hóa học tạo ra đất không bão hòa đồng đều hơn so với phương pháp bơm không khí, tuy vậy nó lại có những vấn đề về ô nhiễm môi trường. Phương pháp điện phân tạo ra khí trong đất bởi quá trình điện phân nước trong đất, làm giảm độ bão hòa đất, phương pháp này hiện nay vẫn đang trong quá trình hoàn thiện và nhiều đặc tính điện phân nước trong đất vẫn còn chưa được hiểu rõ. Từ tổng kết các phương pháp, có thể thấy nhóm biện pháp làm giảm độ bão hòa thường không được sử dụng trong thực tế.

3.2. Nhóm phương pháp thay đổi ứng suất tác dụng vào nền đất

3.2.1. Phương pháp tăng tải trọng

Phương pháp tăng tải trọng thường được sử dụng để nâng cao khả năng kháng hóa lỏng đất trong nhóm thay đổi ứng suất. Các lớp đất không hóa lỏng được bao phủ lên các lớp đất nhạy cảm với hóa lỏng để tăng áp lực hữu hiệu của lớp đất nhạy cảm với hóa lỏng, nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của chúng. Juang và cộng sự (Juang và nnk , 2005) đã phân tích sự hóa lỏng của đất nền tại 22 khu vực khác nhau trong trận động đất Chi Chi ở Đài Loan thông qua các thí nghiệm SPT và thí nghiệm trong phòng. Kết quả cho thấy rất, có những khu vực mà lớp đất bên trên dày hơn, với những lớp đất dày hơn là đất sét vốn khó hóa lỏng, thì ngay cả khi lớp đất bên dưới bị hóa lỏng, thì sự phá hủy như sụt lún, hay hiện tượng cát sôi cũng không xảy ra. Như vậy, có thể thấy phương pháp tăng tải trọng là một phương pháp hiệu quả mà đơn giản để nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của đất nền. Các phương pháp thường được sử dụng là gia tải trước hoặc chất vượt tải.

3.2.2. Phương pháp giảm biến dạng

Phương pháp giảm biến dạng là phương pháp chống lại sự hóa lỏng bằng cách gián tiếp thay đổi trạng thái ứng suất của nền đất, từ đó giảm sự phá hủy do hóa lỏng đất, như các phương pháp gia cố đất và phương pháp tường trong đất. Có hai lý do tại sao phương pháp gia cố này có thể cải thiện khả năng kháng hóa lỏng của nền móng nhạy cảm với hóa lỏng. Nguyên nhân chủ yếu là do lực ma sát giữa móng và vật liệu gia cố khiến cho cường độ chịu kéo của đất tăng lên. Mặt

khác, sự biến dạng của khối đất gia cố giảm đi khiến cho tải trọng được phân bố đều trong móng, giảm sự tập trung ứng suất ở dưới móng, từ đó làm giảm sự mở rộng vùng biến dạng dẻo và giảm lún không đồng đều. Phương pháp tường trong đất chủ yếu giảm sự dịch chuyển giữa các hạt đất dưới tác dụng của tải trọng thông qua hạn chế dịch chuyển ngang, từ đó làm giảm áp lực nước lỗ rỗng dư thừa được tạo ra và thay đổi sự mất mát của ứng suất hiệu quả của đất để đạt được hiệu quả chống hóa lỏng.

3.2.3. Phương pháp nâng cao khả năng tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng

Phương pháp nâng cao khả năng tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng là một phương pháp nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của đất, tăng ứng suất hữu hiệu bằng cách thúc đẩy quá trình thoát nước dưới tác dụng của tải trọng. Phương pháp phổ biến nhất để tăng cường khả năng tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng là phương pháp cọc đá dăm (Park và nnk, 2000) và phương pháp cọc cát (Tsukamoto và nnk, 2000). Cọc đá dăm và cọc cát có thể làm giảm hiệu quả áp lực lỗ rỗng tích tụ trong đất xung quanh cọc do nước có thể thoát ra ngoài dễ dàng hơn. Hai phương pháp xử lý này đã được nghiên cứu và đã sử dụng rất nhiều trong thực tế. Ngoài tác dụng kháng hóa lỏng bằng cách thoát nước, các phương pháp này trong một số trường hợp còn đồng thời cũng là một phương pháp nén chặt đất.

Trong những năm gần đây, các nhà khoa học đã phát triển một số phương pháp mới để tăng khả năng tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng, từ đó nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của nền đất. Tanaka và nnk (Tanaka và nnk, 1996) đã sử dụng cọc ván thép đặc biệt có tính năng thoát nước trong lớp đất hóa lỏng cho kè hiện có và các công trình ngầm khác để làm tường vây. Liu (Liu, 2013) đã phát minh ra cọc cứng chống hóa lỏng và thoát nước, bằng cách đặt một rãnh ở mặt bên của cọc cứng, đặt các vật liệu kỹ thuật khác nhau tùy theo loại rãnh để tạo thành kênh thoát nước, do đó nó có tác dụng thoát nước tương tự như cọc sỏi và cũng có khả năng chịu tải như cọc cứng. Nó có thể làm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng tạo ra trong nền móng dưới tác động của tải trọng để đạt được hiệu quả chống hóa lỏng. Các nghiên cứu của Rasouli và cộng sự (Rasouli và nnk, 2016) cho thấy mặc dù cọc thoát nước không thể làm giảm đáng kể độ lún kết cấu do động đất gây ra, nhưng chúng đóng vai trò quan trọng trong việc ngăn chặn sự hóa lỏng ở độ sâu nông của mặt đất.

4. Thảo luận khả năng ứng dụng thực tế của các phương pháp

Khi ứng dụng một phương pháp nâng cao khả năng kháng hóa lỏng trong thực tế, người ta thường xem xét đến mức độ hiệu quả, các ưu điểm, nhược điểm cũng như yếu tố kinh tế.

Theo như thống kê của một số trận động đất trong những thập kỷ vừa qua, đầm chặt đất thường là phương pháp được sử dụng rộng rãi nhất để nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của nền đất. Phương pháp đầm động thích hợp khi phải xử lý trong một phạm vi rộng, không có nhiều công trình sẵn có lân cận và đặc biệt hiệu quả khi độ sâu xử lý khoảng 10 m từ mặt đất. Mặc dù vậy, phương pháp này có một số nhược điểm như: tiếng ồn, chấn động gây ra là rất lớn, do vậy nó chỉ sử dụng được cho những vùng hoang vắng, không sử dụng được trong thành phố. Thêm vào đó, phương pháp này chỉ có tác dụng tốt hơn với các loại đất, cát có tỷ lệ cấp phối tốt, với các loại cát có kích cỡ đồng đều, hoặc có nhiều hạt mịn thì hiệu quả đầm nén lại không cao.

Các phương pháp bơm, phụt vữa thấm thấu vào nền đất, phương pháp trộn sâu cơ bản loại bỏ nguồn nước gây ra hóa lỏng, bởi khi đó đất đã được cô đặc dưới sự động cứng của hỗn hợp vữa, đất. Phương pháp này không chỉ tránh được hóa lỏng, mà còn có tác dụng lớn trong việc nâng cao khả năng chịu tải của nền đất. Phạm vi ứng dụng của nó cũng sâu hơn so với phương pháp đầm chặt đất, với độ sâu thông thường sử dụng có thể lên tới 20 m. Nhược điểm của phương pháp này không đến từ vấn đề kỹ thuật, mà chủ yếu là do yếu tố kinh tế và môi trường. Tùy thuộc vào dung dịch, tuy nhiên thông thường các dung dịch sử dụng sẽ gây ra ô nhiễm cho nền đất, và các phương pháp này thường có giá thành khá đắt. Ngoài ra, dựa vào công nghệ rất phát triển trong những năm gần đây, ngày nay người ta còn có thể bơm phụt ngang vào những công trình đã tồn tại mà không ảnh hưởng gì đến công trình trong lúc đang thi công, do đó,

phương pháp này rất hữu ích trong những trường hợp cải tạo công trình có sẵn, hay bảo tồn các công trình văn hóa, công trình cổ.

Tại Nhật Bản, người ta đã thực hiện các phương pháp giảm độ sâu mực nước ngầm bằng cách bơm hút nước ra khỏi đất, hoặc bơm nén khí ga vào trong đất. Hầu hết các phương pháp này sẽ được sử dụng kết hợp với các phương pháp khác như phương pháp cọc cát, hoặc phương pháp gia tải nén trước. Kết quả kháng hóa lỏng của nền đất khi sử dụng các phương pháp này thường là tốt, tuy nhiên nó sẽ gây ra sự sụt lún không đồng đều đối với các công trình sẵn có, đồng thời, nguồn lực để thi công các phương pháp này cũng không phải nhỏ, dẫn tới giá thành cao. Các phương pháp không bão hòa hóa khác như phương pháp vi sinh, bóng hóa học hay điện phân thường vẫn đang trong quá trình nghiên cứu thực nghiệm, và khả năng ứng dụng trong thực tiễn để nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của nền đất vẫn chưa được kiểm chứng.

Phương pháp cọc cát, giếng cát là các phương pháp đã được sử dụng phổ biến trên thế giới và ở Việt Nam. Tác dụng của các phương pháp này đối với việc tăng nhanh cố kết đất, nâng cao khả năng chịu lực của nền đất là không phải bàn cãi. Đối với việc nâng cao khả năng kháng hóa lỏng, tác dụng của các phương pháp này có thể kiểm chứng qua các trận động đất tại Kushiro-Oki, đảo Hokkaido, hoặc miền Đông Nhật Bản. Rất nhiều công trình sử dụng các biện pháp giếng cát, cọc cát đã cho thấy khả năng chống chọi với hóa lỏng đáng tin cậy. Phương pháp này thi công đơn giản, không gây hậu quả môi trường và hiệu quả rất tốt. Độ sâu phù hợp để sử dụng phương pháp này là từ 10 - 20 m, trong một số trường hợp có thể dùng với độ sâu lớn hơn nếu có thiết bị khoan phù hợp.

Phương pháp cọc đá dăm, cọc sỏi thường chủ yếu được sử dụng tại Nhật Bản để xử lý nền móng và nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của nền đất. Nhược điểm chủ yếu của phương pháp này là sự xuất hiện của đất bụi mịn, lâu ngày sẽ lấp đầy chỗ trống giữa các hạt cốt liệu, dẫn tới làm giảm hiệu quả thoát nước, giảm khả năng kháng hóa lỏng của nền đất. Để hạn chế việc này, người ta có thể bọc cọc đá dăm bằng các vật liệu như vải địa kỹ thuật để vừa ngăn cản hạt mịn lọt vào trong cọc, vừa tăng cường đáng kể khả năng chịu lực của cọc, đồng thời giảm thiểu các khuyết tật trong quá trình thi công cọc. Ưu điểm của phương pháp cọc đá dăm, là khả năng chịu lực của cọc này khá lớn, do vậy nó có thể được ứng dụng đồng thời với các phương pháp gia tải trước, hoặc cùng với phương pháp đệm cát để cải tạo nền đất.

Trong những năm gần đây, phương pháp cải tạo nền đất bằng vi sinh đã thu hút được sự quan tâm của nhiều học giả, như kỹ thuật kết tủa carbonate bằng vi sinh vật. Khi sử dụng các phương pháp này, chất lượng của đất có thể được cải thiện và thay đổi. Chúng cũng có thể được ứng dụng rất tốt trong các dự án, công trình chống thấm hoặc xi măng hóa nền đất. Cường độ nén của đất sau cải tạo bởi phương pháp vi sinh có thể lên tới 20 Mpa, tỉ lệ đá vôi trong đất thậm chí có thể tăng cao tới 27% (Paassen, 2009). Phương pháp này thực tế hiện nay vẫn chưa được ứng dụng cũng như nghiên cứu để nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của nền đất, tuy vậy, với hiệu quả đông cứng nền đất, có tác dụng tương tự như với các phương pháp phun thấm nhập vữa, dung dịch, phương pháp này về mặt lý thuyết cũng hứa hẹn nâng cao hiệu quả khả năng kháng hóa lỏng của nền đất. Các nghiên cứu sâu hơn trong thực nghiệm về phương pháp này là rất đáng khích lệ và có thể là xu hướng của tương lai.

5. Kết luận

Đối mặt với các hậu quả rất thảm khốc do hóa lỏng đất gây ra, rất nhiều phương pháp nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của nền đất đã được nghiên cứu, ứng dụng và kiểm nghiệm trong thực tiễn. Trong bài báo này, nhóm tác giả đã tổng hợp, phân tích các phương pháp thông thường được sử dụng hiện nay. Có thể thấy, các phương pháp nâng cao khả năng kháng hóa lỏng được chia thành hai nhóm. Nhóm thứ nhất tăng khả năng kháng hóa lỏng bằng cách cải thiện các đặc tính của đất. Nhóm thứ hai tăng khả năng kháng hóa lỏng bằng cách thay đổi các ứng suất tác dụng vào nền đất. Để áp dụng biện pháp nào cho các công trình cụ thể còn phụ thuộc vào đặc điểm, yêu cầu của từng công trình đó, thông thường cần đáp ứng được khả năng kháng hóa lỏng, và đảm bảo các yêu cầu về kinh tế, điều kiện thi công.

Mỗi phương pháp đơn lẻ sẽ có những nhược điểm nhất định, do vậy, kết hợp sử dụng nhiều phương pháp tại cùng một địa điểm, công trình sẽ mang lại hiệu quả tốt hơn. Bên cạnh đó, khoa học ngày nay đang phát triển rất mạnh mẽ, nhiều phương pháp mới ra đời đòi hỏi các nhà nghiên cứu cần tiến hành tìm tòi sâu rộng hơn nữa để đưa các phương pháp này áp dụng trong thực tế công trình nâng cao khả năng kháng hóa lỏng của nền đất.

Lời cảm ơn

Bài báo được hoàn thành với sự giúp đỡ của đề tài B2022-MDA-04.

Tài liệu tham khảo

- Adalier K, Sharp M K., 2004. Embankment dam on liquefiable foundation - Dynamic behavior and densification remediation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(11): 1214-1224.
- Cao, Z., Y D, L., & Yuan, X., 2016. Liquefaction characteristics and mechanism of gravelly soils. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 38(7): 1165-1174.
- Chen, G. X. (2007). Earthquake engineering. *Beijing: Science Press*.
- Dang, Q.-H., 2019. *Comportement des sols sous liquéfaction artificielle, amélioration des sols à risques liquéfiables*. Paris: Université Paris-Est.
- Eseller-Bayat E, Yegian M K, Alshawabkeh A, et al., 2012. Liquefaction response of partially saturated sands(II): empirical model. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(6): 872-879.
- Hayashi K, Yoshikawa R, Hayashi N, et al., 2000. A field test on a new chemical grouting method to improve the liquefaction resistance of sandy layers beneath the existing structures. *International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice*, (S. 291-297). Yokohama.
- He J, Chu J. , 2014. Undrained responses of microbially desaturated sand under monotonic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, (12): 1-8.
- Ishihara, K., 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43, No. 4, 349-415.
- Juang C H, Yang S H, Yuan H M, et al., (2005). Liquefaction in the Chi-chi earthquake-effect of fines and capping non-liquefiable layers. *Soils and Foundations*, 45(6): 89-101.
- Liu, H., 2013. Technological innovation methods and practices in geotechnical engineering. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 35(1): 34-58.
- Okamura M, Ishihara M, Tamura K., 2006. Degree of saturation and liquefaction resistances of sand improved with sand compaction pile. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers*, 132(2): 258-264.
- Paassen, L., 2009. *Biogrout ground improvement by microbially induced carbonate precipitation*. Delft University of Technology.
- Park Y H, Kim S R, Kim S H, et al., 2000. Liquefaction of embankments on sandy soils and the optimum counter measure against the liquefaction. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, (S. 1-5). Auckland, New Zealand.
- Rasouli R, Hayashi K, Zen K, et al., 2016. Controlled permeation grouting method for mitigation of liquefaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(11): 4016052.
- Rasouli R, Towhata I, Akima T., 2016. Experimental Evaluation of Drainage Pipes as a Mitigation against Liquefaction-Induced Settlement of Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(9): 04016041.
- Tanaka H, Kita H, Iida T, et al., 1996. Liquefaction countermeasure using steel sheet pile with drain capability. *The Sumitomo Search*, (58): 72-81.
- Tsukamoto Y, Ishihara K, Yamamoto M, et al., 2000. Soil densification due to static sand pile installation for liquefaction remediation. *Soils and Foundations*, 40(2): 9-20.
- Wang, W., 1997. *The dynamic strength and liquefaction characteristics of soil*. Beijing: China Electric Power Press.
- Yegian M K, Eseller-Bayat E, Alshawabkeh A, et al., 2007. Induced-partial saturation for liquefaction mitigation: experimental investigation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4): 372-380.
- Yoshimi Y, Tanaka K, Tokimatsu K., 1989. Liquefaction resistance of partially saturated sand. *Soils and Foundations*, 29(3): 157-162.

Review of some methods to improve the liquefaction resistance of the soil

Dang Quang Huy^{1*}, Bui Anh Thang¹, Ngo Thi Huong Trang¹, Nguyen Trong Dung¹, Ngo Xuan Nam²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Construction investment project management board of Lang Giang district, Bac Giang province

**Corresponding author: dangquanghuy@hmg.edu.vn*

Abstract

Soil liquefaction is a disaster that often leaves severe consequences for human-made structures. The investigation into the essence of this issue, as well as methods to enhance the resistance of soil against liquefaction, has garnered attention from scientists in recent decades. This article introduces treatment measures and foundation techniques to improve the soil's resistance to liquefaction, synthesized into two distinct groups. The first group focuses on soil treatment, enhancing soil properties to bolster its resistance to liquefaction. The second group examines the loading conditions that cause soil liquefaction, thereby reducing the liquefaction potential by mitigating the loads that cause soil liquefaction. The Advantages, disadvantages, and applicability of each approach are evaluated and analyzed through the effectiveness demonstrated in real-world projects.

Keywords: *liquefaction, resistance to liquefaction, foundation treatment, dynamic compaction, sand pile.*

NGHIÊN CỨU ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP KHẮC PHỤC SỰ CỐ THÂM HẠ LƯU ĐẬP ĐẤT CÔNG TRÌNH HỒ CHỨA NƯỚC ĐAN KIA, LẠC DƯƠNG, LÂM ĐỒNG

Nguyễn Thị Nụ^{1,*}, Bùi Trường Sơn¹, Lê Thanh Tùng²

¹ Nhóm nghiên cứu Địa chất công trình và Địa môi trường

¹ Trường Đại học Mở - Địa chất

² Công ty TNHH Hóa dầu Long Sơn

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenthinu@humg.edu.vn

Tóm tắt

Đập đất công trình hồ chứa nước Đan Kia, Lạc Dương, Lâm Đồng có nhiệm vụ giữ nước để bảo vệ hồ chứa nước Đan Kia phục vụ cấp nước tưới, phát điện, nuôi trồng thủy sản cũng như tạo cảnh quan cho du lịch. Theo thời gian, đập đất phía dưới hạ lưu xuất hiện dòng thấm, các tổ mối, cần phải gia cố, xử lý. Báo cáo trình bày hiện trạng thân đập, đề xuất và thiết kế giải pháp khắc phục. Kết quả khảo sát cho thấy, nền đập gồm ba lớp, lớp 1 - 2 có tính thấm lớn, gây thấm mất nước qua nền đập. Để xử lý tiến hành bằng phương pháp phụt dung dịch công nghệ 1 pha bằng dung dịch xi măng - bentonite - nước hoặc dung dịch xi măng - bột sét khô - nước. Quy trình thi công theo các bước nghiêm ngặt: khoan phụt thử nghiệm - khoan phụt đại trà - khoan kiểm tra. Các tổ mối cũng là nguyên nhân gây thấm mất nước, khi xử lý tiến hành theo trình tự khoan, phụt dung dịch xử lý mối và lấp hố khoan bằng dung dịch sét.

Từ khóa: thấm mất nước; đập đất; hạ lưu.

1. Đặt vấn đề

Hồ chứa nước Đan Kia được xây dựng trên suối Vàng, thuộc địa phận xã Lát, huyện Lạc Dương, tỉnh Lâm Đồng. Hồ chứa nước Đan Kia có nhiệm vụ điều tiết năm để cấp nước tưới phát điện, nuôi trồng thủy sản và tạo cảnh quan phục vụ văn hóa du lịch, cải tạo môi trường sinh thái tiểu vùng. Đập chính là đập đất đồng chất có chiều dài đỉnh đập là 161 m, có tác dụng giữ nước, cao trình mực nước là 1428 m, chiều cao lớp nhất là 203 m với chiều rộng đỉnh đập 7,5 m, cao trình nước chết là 1414,8 m. Hồ chứa nước được xây dựng từ những năm 1942-1945. Theo thời gian, công trình có dấu hiệu xuống cấp, phần phía dưới hạ lưu đập xuất hiện dòng thấm tạo thành dòng chảy và xuất hiện các tổ mối ở thân đập. Chính vì vậy, cần phải tiến hành khảo sát và đánh giá, đồng thời đưa ra giải pháp để bảo vệ thân đập.



Hình 1. Mặt bằng tổng thể cụm công trình đầu mối.

2. Hiện trạng của công trình

Đập chính là dạng đập đất đồng chất, thuộc cấp đập cấp II, theo kết quả khảo sát hiện trường năm 2019, phần đá lát khan gia cố bảo vệ mái thượng lưu đập đất còn khá tốt ở phía bề mặt.



Hình 2. Bê tông gia cố mái thượng lưu.

Phía đỉnh đập gia cố bằng cấp phối lu lèn, hai bên không có gờ chắn đỉnh đập, trên dọc tuyến đập khảo sát chưa phát hiện được các vết nứt dọc, ngang.



Hình 3. Hiện trạng gia cố đỉnh đập.

Mái hạ lưu đập đất vẫn còn tốt, cây cỏ mọc đều, không có các loại cây thân gỗ lớn.



Hình 4. Hiện trạng mái hạ lưu đập.

Trên thân đập có các thiết bị quan trắc thân đập, được bảo vệ tốt và có đủ số lượng cũng như chất lượng để quan trắc thân đập.



Hình 5. Hiện trạng hố quan trắc đập.

Tại thời điểm khảo sát năm 2019, đã xuất hiện dòng thấm ở hạ lưu đập đất sau đóng đá tiêu nước, tạo thành dòng chảy và nước chảy ra rất trong, theo kết quả quan trắc và đo bằng thùng nhựa thì lưu lượng tổng cộng của các vị trí thấm chảy về hạ lưu khoảng 2 l/s.



Hình 6. Hiện trạng các vị trí thấm hạ lưu.

Ở hạ lưu đập khảo sát thấy xuất hiện các tổ mối, do đó cần phải khảo sát và xử lý mối trong thân đập.



Hình 7. Vị trí xuất hiện tổ mối.

3. Phân tích nguyên nhân sự cố và đề xuất, thiết kế giải pháp xử lý

Theo kết quả khảo sát địa chất công trình của Viện Đào tạo và Khoa học ứng dụng Miền Trung, khu vực cần xử lý gồm các lớp đất như sau:

Lớp 1: Sét, màu nâu, nâu vàng, trạng thái dẻo cứng, nửa cứng, dày từ 12 đến 22 m. Lớp đất 1 là lớp đất đắp đập, nguồn gốc tàn tích, có đặc điểm chịu lực trung bình, có tính thấm khá lớn (tỷ lưu lượng q thay đổi từ 2.10^{-5} cm/s đến 5.10^{-5} cm/s). Lưu lượng mất nước đơn vị khoảng 0,09 l/phút.

Lớp 2: Đá phong hóa, nứt nẻ mạnh, màu xám vàng, xám xanh, lớp này có hiện tượng mất nước, thấm nước khe nứt (tỷ lưu lượng $6,7 \times 10^{-4}$ cm/s). Lưu lượng mất nước đơn vị khoảng 1,9 l/phút, dày từ 5,0 m đến 5,7 m.

Lớp 3 là lớp đá gốc nguyên khối, màu xám xanh, khả năng chịu lực tốt, ổn định và không thấm nước.

Kết quả khảo sát cho thấy, địa tầng lớp 1, lớp 2 có tính thấm mất nước, gây mất ổn định thân đập, do đó cần phải xử lý khoan phụt vừa để cải tạo tầng độ ổn định của đập.

Để tiến hành xử lý thấm, lựa chọn công nghệ chống thấm bằng phương pháp khoan phụt, công nghệ khoan phụt 1 nút. Mục đích của công tác khoan phụt, nhằm tạo màng chống thấm ở đập và dưới nền đập, để kéo dài đường thấm, giảm gradient thấm, giảm lưu lượng thấm, đề phòng biến dạng ở nền đập. Tầng độ bền chống thấm cho nền đập.

Phạm vi khoan phụt dọc theo cao trình đỉnh đập. Tại khu vực từ Mốc QT-DK4 - 13,5 m đến Mốc QT-DK2 + 4,5 m, thân đập có lớp 1 và nền công trình có lớp số 2 có hệ số thấm từ 2.10^{-4} đến 5.10^{-4} cm/s. Hai lớp này có tính thấm mạnh nên cần xử lý để đảm bảo yêu cầu chống thấm cho đập và nền đập. Phạm vi khoan phụt tham khảo tiêu chuẩn TCVN 8216:2009.

Bề dày màn chống thấm thiết kế như ở bảng 1.

Bảng 1. Tính toán chiều dày màn khoan phụt thấm nền đập

T T	Thông số	Đơn vị	Ký hiệu	Công thức tính	Chiều sâu (m)
		tính			
1	Chiều sâu màn chống thấm (dự kiến)	m	S	Bảng giới hạn thấm 0,05l/pl/m	26
2	Chênh cao cột nước lớn nhất giữa thượng và hạ lưu	m	Z	$Z = MNLTk - MNHL$	11
3	Chiều rộng của lõi đập chống thấm	m	lo	Theo thiết kế	15
4	Độ sâu thực tế của tầng không thấm	m	T_{tt}	$T_{tt} = 0,8S + 0,5lo$	28,3
5	Hệ số sức kháng cắt nằm ngang		X_{nn}	$X_{nn} = (1 - 0,5S)/T_{tt}$	0
6	Hệ số sức kháng màn chắn		X_{mc}	$X_{mc} = (2 - 1,125S/T_{tt}) / (T_{tt}/S - 0,75)$	2.855
7	Hệ số tổng sức kháng đường viền dưới đất		$\sum X_{mc}$	$\sum X_{mc} = 0,88 + X_{nn} + X_{mc}$	3,295
8	Hệ số tổng sức kháng màn chắn		X_{tmc}	$\sum X_{tmc} = 0,44 + X_{nn} + X_{mc}$	7,031
9	Tồn thất cột nước đối với màn chắn		htt_{mc}	$htt_{mc} = X_{tmc}Z / \sum X_{mc}$	23,46
10	Gradient cho phép của màn chắn ứng với $q = 0.05$ l/ph/m		J_{cpmc}		8
11	Chiều dày tối thiểu của màn chắn theo tính toán	m	T_{mc}	$T_{mc} = htt_{mc} / J_{cpmc}$	2,934
12	Khoảng cách giữa các hố trong một hàng chọn là 3 m	m	L		3,0
13	Khoảng cách tính toán ($L_{bước}$) giữa các hố trong 1 hàng	m	$L_{bước}$	$L_{bước} = 0,9/L$	2,7
14	Chiều dày thực của màn chắn ($n = 1$ hàng) ứng với $L_{bước}$	m	T_{mctt1}	$T_{mctt1} = 0,6.n.L_{bước}$	1,62
15	Chiều dày thực của màn chắn ($n = 2$ hàng) ứng với $L_{bước}$	m	T_{mctt2}	$T_{mctt2} = 0,6.n.L_{bước}$	3,24

Dựa vào điều kiện làm việc và điều kiện địa chất công trình của nền đập, bố trí 2 hàng phụt với khoảng cách 1,5 m. Các hố khoan phụt trên toàn bộ mạng lưới được bố trí theo nguyên tắc so le nhau. Theo TCVN 8216:2018, các hố được xem như đạt yêu cầu khi lượng mất nước đơn vị sau xử lý nhỏ hơn hoặc bằng 0,05 l/ph.m (tương đương 5 Lu). Hệ số thấm sau khi khoan phụt thí nghiệm kiểm tra, phải đạt hệ số thấm nhỏ hơn 1.10^{-5} cm/s.

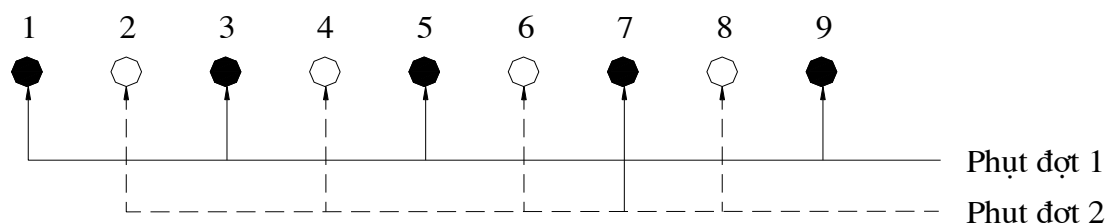
Theo TCVN 8216:2018, màn chống thấm phải được xử lý đến lớp địa tầng không thấm nước. Bố trí chiều sâu màn chống thấm thay đổi theo chiều sâu địa tầng. Theo tiêu chuẩn TCVN 8216:2018, đập cấp II, thì độ sâu phụt được tính từ phần đáy móng tới đường ranh giới có lượng mất nước đơn vị $q = 0,05$ l/ph.m.m (từ 5 đến 7 Lu), cộng thêm 3 m. Tất cả các hố khoan phụt đều

được khoan theo phương thẳng đứng.

Các lỗ khoan phụt vừa trong một hàng được chia thành 2 đợt để thi công, đảm bảo cho vừa phụt các lỗ đợt sau lấp nhét bổ sung vào lỗ rỗng các đợt trước (dung dịch vừa lấp kín các lỗ rỗng, sau một khoảng thời gian thì tiết nước và đông kết lại tạo khoảng trống cho vừa bơm đợt sau lấp đầy). Sai lệch vị trí thực tế của hố khoan phụt so với vị trí trên bình đồ không được vượt quá 0,1 m.

+ Đợt 1 - khoan, phụt các lỗ có ký hiệu lẻ (lỗ 1 - 3 - 5 - 7 - 9).

+ Đợt 2 - khoan phụt các lỗ có ký hiệu chẵn ở chính giữa hai lỗ đã phụt đợt 1 (lỗ 2 - 4 - 6 - 8).
91 mm.



Hình 8. Sơ đồ khoan phụt theo đợt.

Do mức độ thấm mất nước của 2 lớp khác nhau, lựa chọn tỷ lệ vừa phụt khác nhau:

Lớp 1: Sử dụng dung dịch vừa xi măng - bentonite - nước theo tỷ lệ 120 kg: 180 kg : 1040 lít với lượng ăn vừa là 95 kg/1 m phụt.

Lớp 2: Sử dụng dung dịch vừa xi măng - bột sét khô - nước theo tỷ lệ 260 kg: 600 kg : 700 lít với lượng ăn vừa là 480 kg/1 m phụt.

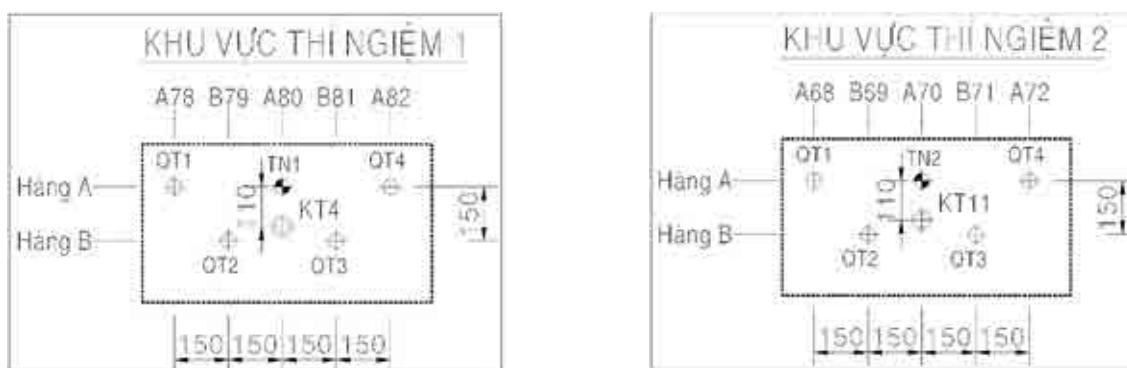
Các hố được xem là đạt yêu cầu khi lượng mất nước đơn vị sau xử lý nhỏ hơn hoặc bằng 0,05 l/ph.m (tương đương 5 Lu). Hệ số thấm sau khi khoan phụt thí nghiệm kiểm tra, phải đạt hệ số thấm 1.10^{-5} cm/s.

Trình tự thi công như sau:

+ *Khoan phụt thử nghiệm*: Để hiệu chỉnh lại các thông số thiết kế như khoảng cách giữa các hố khoan, nồng độ dung dịch, áp lực phụt, v.v... trước khi tiến hành phụt đại trà. Vị trí các hố khoan phụt thử nghiệm được chọn trong số các hố khoan có trong đồ án thiết kế.

Bố trí 02 vị trí tại nơi có điều kiện địa chất phức tạp nhất.

Trong khu vực khoan phụt thí nghiệm chọn 1 hố phụt thí nghiệm, 1 hố khoan kiểm tra và 5 hố quan trắc.



Hình 9. Sơ đồ bố trí khoan phụt thí nghiệm.

Công tác khoan phụt thí nghiệm tiến hành theo phương pháp phân đoạn từ trên xuống, mỗi đoạn có chiều dài 5 m. Đoạn phụt 1 thông thường có chiều dài từ 2 - 4 m (là đoạn có chiều dài

nhỏ nhất), nút phụt đoạn 1 đặt ở cao trình mực nước bình thường, từ đoạn phụt thứ 2 đến đoạn phụt cuối cùng, nút phụt đặt trong đoạn phụt trước là 20 cm. Trong quá trình khoan hồ thí nghiệm, tiến hành đổ nước hoặc ép nước theo từng phân đoạn phụt để xác định tính thấm của môi trường phụt với cấp áp lực lấy bằng $0,8 \times P_{TK}$ (kG/cm^2) nhưng không lớn hơn 5 kG/cm^2 , P_{TK} là áp lực phụt thiết kế tối đa cho đoạn phụt tương ứng, ép theo phương pháp đơn giản, 1 điểm, thời gian đo lưu lượng cứ sau 1, 2, 3, 4, 5 phút đo một lần và lấy lần đo cuối cùng để tính toán lượng mất nước đơn vị, q , l/ph.m.m . Khi phụt tiến hành theo dõi mọi biến động của hồ quan trắc. Các kết quả phụt thí nghiệm để kiểm tra tính phù hợp của mạng lưới các hố phụt và chính xác hóa thông số phụt như áp lực phụt, nồng độ dung dịch phụt, điều kiện dừng phụt.

+ Khoan phụt đại trà: Theo các bước lắp máy khoan, khoan, lắp đặt ống phụt, phụt vữa, khoan kiểm tra, hoàn trả mặt bằng. Sử dụng phương pháp thi công phụt 1 nút, cũng theo phương pháp phân đoạn từ trên xuống, mỗi đoạn phụt từ 2 - 5 m. Vữa phụt là dung dịch vữa xi măng pooclang, PCB40 cộng phụ gia. Khi phụt, dung dịch vữa xi măng thay đổi từ loãng đến đặc. Nồng độ dung dịch vữa xi măng được sử dụng theo thứ tự các cấp tỷ lệ N/XM là: 5/1, 3/1, 2/1, 1/1, 0,8/1 và 0,5/1. Cấp nồng độ phụt đầu tiên là 5/1. Khi phụt, áp lực phụt ban đầu thường lấy khoảng 0,7 áp lực thiết kế tối đa, sau đó được nâng lên từng cấp là 1 kG/cm^2 , sau thời gian tối thiểu là 5 phút cho tới khi đạt áp lực phụt thiết kế tối đa.

Tổng lỗ khoan thiết kế khoan phụt xử lý cho đập gồm 356 lỗ, sau khi khoan phụt đại trà xong, tiến hành khoan kiểm tra. Quá trình khoan kiểm tra cho toàn bộ chiều dài đoạn xử lý khoan phụt, với tổng số là 18 lỗ, bằng 5% tổng lỗ khoan phụt đại trà.

Do trên thân đập xuất hiện mối, tiến hành khoan tạo lỗ và phụt diệt thuốc diệt mối, sau đó tiến hành phụt dung dịch sét lấp bít.

4. Kết luận

Kết quả nghiên cứu cho phép rút ra một số kết luận sau:

Do thân đập làm việc với thời gian lâu dài, khu vực dưới hạ lưu đã xuất hiện các dòng thấm, nguyên nhân là do nền đập phía dưới hạ lưu có tính thấm lớn, gây thấm mất nước đồng thời có xuất hiện mối ở khu vực hạ lưu.

Để tiến hành xử lý nền đập, sử dụng phương pháp phụt dung dịch công nghệ 1 nút, với dung dịch vữa xi măng - bentonit - nước cho lớp 1 và xi măng - bột sét khô - nước cho lớp 2. Quy trình công nghệ thi công được tuân thủ nghiêm ngặt theo từng bước khoan phụt thử nghiệm - khoan phụt đại trà - khoan kiểm tra.

Công tác xử lý mối được tiến hành bằng cách khoan, phụt dung dịch diệt mối và lấp hố khoan kiểm tra.

Tài liệu tham khảo

TCVN 8216:2018. Thiết kế đập đầm nén.

TCVN 8644:2011. Công trình thủy lợi, Yêu cầu kỹ thuật khoan phụt vữa gia cố đê.

TCVN 8645:2011. Công trình thủy lợi, Yêu cầu kỹ thuật khoan phụt xi măng vào nền đá.

Viện Đào tạo và Khoa học ứng dụng Miền Trung, Báo cáo khảo sát địa chất công trình.

Propose the improvement to reduce the seepage of earthfill dam of Dan Kia reservoir, Lac Duong, Lam Dong

Nguyen Thi Nu^{1,*}, Bui Truong Son¹, Le Thanh Tung²

¹*Hanoi University of Mining and Geology*

²*Long Son Petrochemicals*

** Corresponding author: nguyenthinu@hmg.edu.vn*

Abstract

Earthfill dam of Đan Kia reservoir, Lạc Dương district, Lâm Đồng province is responsible for keeping water to protect Đan Kia reservoir for water supply for irrigation, power generation, aquaculture as well as creating landscape for tourism. Over time, the earth dam downstream appears seepage flow, termite nests, which need to be treated. The report presents the current state of earthfill dam, proposes and design the treatment method. The survey results show that the dam foundation consists of three layers, layers 1-2 have great permeability, causing water loss through the dam foundation. For treatment, it is carried out by drilling and grouting into dykes of 1-phase technology with a solution of cement - bentonite - water or a solution of cement - dry clay powder - water. The construction process follows strict steps: test drilling - mass injection drilling - inspection drilling. The termite nests are also the cause of water loss, when the treatment is carried out in the sequence of drilling, spraying termite treatment solution and filling the borehole with clay solution.

Keywords: *seepage, earthfill dam, downstream side of dam.*

NGUY CƠ LŨ Bùn ĐÁ KHU VỰC QUẢNG BÌNH

Bùi Văn Bình*, Bùi Trường Sơn, Nguyễn Thị Nụ,
Nguyễn Thành Dương, Nguyễn Văn Hùng

Nhóm nghiên cứu Địa chất công trình và Địa môi trường

Trường Đại học Mở - Địa chất

** Tác giả chịu trách nhiệm: buivanbinh@humg.edu.vn*

Tóm tắt

Lũ bùn đá là một trong những loại hình tai biến địa chất nguy hiểm do những tác động của chúng đến cơ sở hạ tầng, gây ra những thiệt hại nghiêm trọng, những tổn thất về người và của. Việc dự báo nguy cơ xảy ra lũ bùn đá là một công tác quan trọng trong việc giảm thiểu rủi ro do lũ bùn đá gây ra. Khu vực Quảng Bình là nơi có địa hình dốc, mức độ phân cắt địa hình lớn và lượng mưa trung bình trong các tháng mùa mưa lớn. Để dự báo nguy cơ xảy ra lũ bùn đá nhằm giảm thiểu thiệt hại do lũ bùn đá gây ra ở các khu vực miền núi tỉnh Quảng Bình, nhóm nghiên cứu đã tiến hành xây dựng sơ đồ nguy cơ xảy ra lũ bùn đá dựa trên phương pháp tỷ lệ. Nghiên cứu đã sử dụng 8 yếu tố ảnh hưởng bao gồm: lượng mưa trung bình 3 tháng lớn nhất, độ dốc địa hình, cao độ địa hình, thành phần thạch học, chỉ số ẩm ướt địa hình, thảm thực vật và sử dụng đất, diện tích lưu vực cấp 1, 2, 3 và sơ đồ phân vùng nguy cơ trượt lở. Kết quả nghiên cứu đã thành lập được sơ đồ phân vùng nguy cơ xảy ra lũ bùn đá khu vực tỉnh Quảng Bình. Mức độ nguy cơ xảy ra lũ bùn đá được chia thành 3 cấp lần lượt là vùng có nguy cơ thấp, vùng có nguy cơ trung bình, và vùng có nguy cơ cao. Khu vực có nguy cơ cao thường phân bố ở các thung lũng sông suối thuộc xã Hóa Thanh, Trọng Hóa, Lâm Hóa và Dân Hóa huyện Minh Hóa và các khu vực Xu Biên, Pa Thà xã Trường Sơn, huyện Quảng Ninh.

Từ khóa: lũ bùn đá; phương pháp AHP; hệ thống thông tin địa lý.

1. Mở đầu

Lũ bùn đá là một trong những loại hình tai biến địa chất gây ra những thiệt hại nghiêm trọng về người và của ở các khu vực miền núi. Lũ bùn đá có thể được hình thành do sự nghẽn dòng tại một số các thung lũng sông có cấu tạo dạng nút thắt cổ chai ở phần thượng lưu, khi đó các vật liệu thô được tích tụ lại tại vị trí nút thắt. Vào mùa mưa khi một lượng nước lớn đổ về có thể phá hủy và cuốn trôi các vật liệu tích tụ trước đó ở vị trí nút thắt tạo thành dòng lũ bùn đá làm phá hủy các công trình khi dòng lũ đi qua. Một dạng lũ bùn đá khác cũng có thể được hình thành trên các thung lũng sông suối do hiện tượng trượt lở gây ra. Hiện tượng trượt lở tạo ra các nguồn vật liệu thô cho dòng lũ, dưới tác dụng của động năng dòng chảy mùa mưa lũ, nó có thể mang theo các vật liệu thô xuống dưới hạ lưu. Thực tế, những khu vực thung lũng sông, suối có sự phân bố trượt lở lớn có thể liên quan đến mức độ nhạy cảm lũ bùn đá. Sharir và nnk (2022) đã phân tích mức độ nhạy cảm lũ bùn đá ở lưu vực sông Panataran, Kg Melangkap Malaysia. Nghiên cứu đã dựa vào các điểm trượt lở xảy ra ở lưu vực sông và các yếu tố ảnh hưởng để phân vùng nhạy cảm lũ bùn đá. Angillieri (2020) đã tiến hành lập bản đồ phân vùng nhạy cảm lũ bùn đá bằng phương pháp tỷ số tần suất.

Ở Việt Nam, lũ bùn đá xảy ra phổ biến ở các tỉnh miền núi phía Bắc và một số khu vực miền núi ở các tỉnh Bắc Trung bộ và Trung Trung bộ. Phan Đông Pha và nnk (2014) đã sử dụng phương pháp AHP để lập bản đồ nguy cơ lũ quét và lũ bùn đá khu vực Tây Nguyên. Ở khu vực Quảng Bình, sau đợt mưa kỷ lục vào tháng 10 năm 2020, hiện tượng trượt chảy xảy ra rất mạnh mẽ trên các sườn dốc tự nhiên dọc theo các thung lũng sông suối từ đó làm phát sinh các dòng lũ bùn đá. Mặc dù, lũ bùn đá phát sinh ở những thung lũng giữa núi, nơi có mật độ dân cư thưa thớt, nhưng công tác nghiên cứu dự báo nguy cơ lũ bùn đá cũng cần được nghiên cứu. Theo đề xuất của sở khoa học công nghệ tỉnh Quảng Bình, nhóm nghiên cứu đã tiến hành lập sơ đồ phân vùng nguy cơ lũ bùn đá trên địa bàn tỉnh Quảng Bình để làm cơ sở cho công tác

giảm thiểu rủi ro do lũ bùn đá gây ra cũng như làm cơ sở để hoạch định công tác quy hoạch của tỉnh. Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu xây dựng sơ đồ dự báo nguy cơ xảy ra lũ bùn đá khu vực Quảng Bình tỷ lệ 1:25.000.

2. Phương pháp nghiên cứu

Dựa vào các nghiên cứu lũ bùn đá trên Thế giới và Việt Nam, các yếu tố gây phát sinh, phát triển lũ bùn đá bao gồm lượng mưa, cường độ mưa, các yếu tố liên quan đến dòng chảy, yếu tố địa hình, yếu tố địa chất, yếu tố liên quan đến các hoạt động địa chất động lực công trình và các yếu tố thảm thực vật... Các yếu tố này bao hàm toàn diện các khía cạnh có ảnh hưởng đến khả năng phát sinh, phát triển lũ bùn đá. Do đó, việc nghiên cứu lũ bùn đá yêu cầu phải có cách tiếp cận đa chiều, với khả năng phân tích, tổng hợp ảnh hưởng của từng yếu tố nghiên cứu. Trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu lựa chọn cách tiếp cận đa chỉ tiêu dựa vào một tập hợp các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng phát sinh, phát triển lũ bùn đá để lập sơ đồ nguy cơ lũ bùn đá.



Hình 1. Lũ bùn đá hình thành do hiện tượng trượt tháng 10/2020 ở Quảng Bình.

Phương pháp so sánh cặp (phương pháp tỷ lệ) được sử dụng để đánh giá vai trò của từng yếu tố trong mối quan hệ tổng hợp của các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng phát sinh, phát triển lũ bùn đá. Phương pháp này dựa vào sự đánh giá cho điểm của các chuyên gia đối với các lớp dữ liệu trong mỗi yếu tố và cho điểm đối với mỗi yếu tố được sử dụng. Dựa vào điểm số của các chuyên gia, trọng số của từng yếu tố sẽ được tính toán.

Sự phân bố trong không gian của các lớp giá trị trong mỗi yếu tố được thành lập và quản lý bởi hệ thống thông tin địa lý GIS thông qua phần mềm ARCGIS 10.5. Trị số nhạy cảm lũ bùn đá (H_{LBD}) là tổng của các tích giữa giá trị lớp thứ i trong yếu tố j và trọng số của yếu tố thứ j theo công thức 1.

$$H_{LBD} = \sum_{i,j=1}^{n,m} LBD_{ij} \times W_j \quad (1)$$

Trong đó, H_{LBD} là chỉ số nhạy cảm lũ bùn đá; W_j là trọng số của yếu tố thứ j ; và LBD_{ij} là giá trị của lớp thứ i trong yếu tố thứ j .

Trong nghiên cứu này nhóm tác giả sử dụng 8 yếu tố để xây dựng bản đồ nguy cơ lũ bùn đá, lũ quét bao gồm lượng mưa trung bình 3 tháng lớn nhất, độ dốc địa hình, cao độ địa hình, thành phần thạch học, chỉ số ẩm ướt địa hình, thảm thực vật và sử dụng đất, diện tích lưu vực cấp 1, 2, 3 và sơ đồ phân vùng nguy cơ trượt lở. Mỗi yếu tố được phân thành các lớp, trong đó mỗi lớp có ảnh hưởng khác nhau đến sự phát sinh, phát triển của lũ bùn đá, lũ quét. Việc cho điểm của các yếu tố và cho điểm cho từng lớp giá trị trong các yếu tố được thực hiện bằng cách tham vấn ý kiến của các chuyên gia kết hợp với các đánh giá về hiện trạng một số vị trí ghi nhận lũ bùn đá ở Quảng Bình cũng như đặc điểm của các yếu tố ảnh hưởng đến lũ bùn đá ở Tây Nguyên (Phan Đông Pha (2014). Quá trình thực hiện được thử dần với các điểm số của từng chuyên gia. Phương án hợp lý nhất sẽ được lựa chọn cho việc đề xuất sơ đồ phân vùng lũ bùn đá

Nguồn số liệu được nhóm nghiên cứu sử dụng như sau:

- Bản đồ địa chất và khoáng sản tờ Quảng Bình, tỷ lệ 1/50.000. Bản đồ được thành lập trên cơ sở nền Bản đồ địa chất 1/200.000 và tổng hợp các tài liệu xuất bản các đề tài khoa và lưu trữ của Cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam, các số liệu nghiên cứu của học công nghệ.

- Bản đồ địa hình và mô hình số độ cao DEM có độ phân giải 10×10 m năm 2017 của Viện Khoa học Địa chất và Khoáng sản.

- Lượng mưa từ 1970 - 2022 từ Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam.

- Mức độ che phủ của thảm thực vật và sử dụng đất (NDVI) từ 2020 - 2022, độ phân giải 10×10 m từ United States Geological Survey (USGS).

- Sơ đồ phân vùng nhạy cảm trượt lở khu vực tỉnh Quảng Bình được lấy từ đề tài khoa học công nghệ cấp tỉnh Quảng Bình năm 2023 do PGS.TS Bùi Trường Sơn chủ trì.

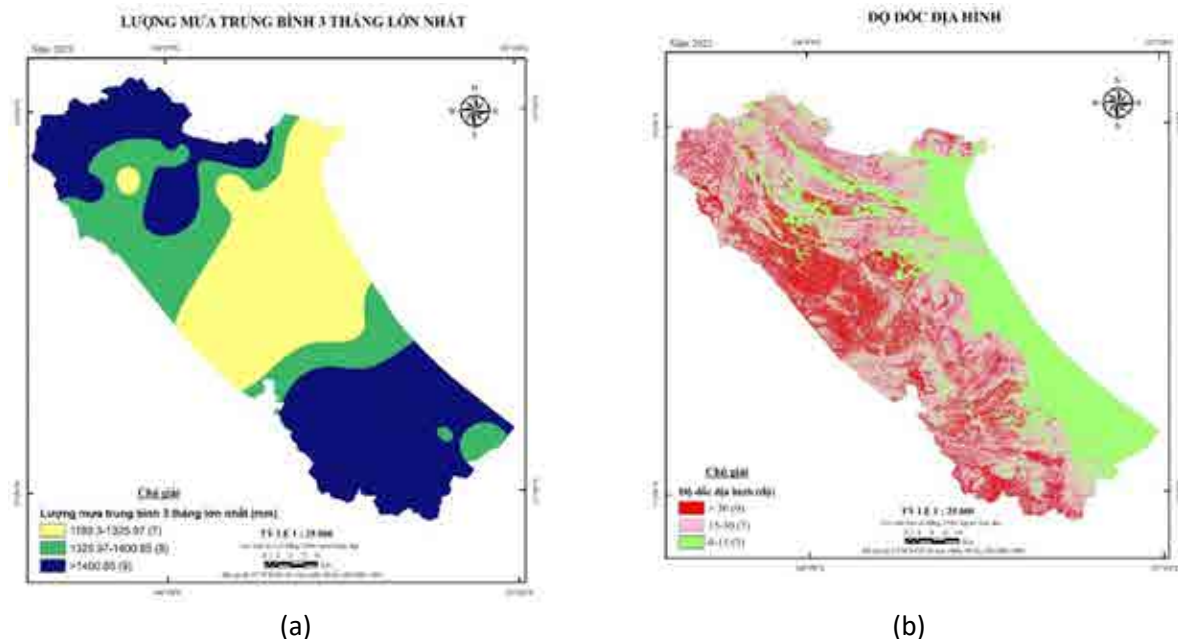
- Bản đồ mạng lưới sông suối năm 2022 từ ảnh viễn thám kết hợp với bản đồ địa hình và DEM.

- Điều tra hiện trạng trượt lở năm 2000 - 2022 từ nguồn đề tài NCKH, điều tra thực địa kết hợp với phân tích ảnh viễn thám.

3. Kết quả và thảo luận

Các yếu tố dùng để phân vùng lũ bùn đá, lũ quét được chia lớp và cho điểm số mỗi lớp như sau:

Yếu tố lượng mưa: Yếu tố lượng mưa được nhóm nghiên cứu thể hiện là lượng mưa trung bình 3 tháng lớn nhất. Sơ đồ phân bố lượng mưa dựa trên kết quả thu thập của 39 trạm đo mưa ở tỉnh Quảng Bình và các tỉnh lân cận như Hà Tĩnh và Quảng Trị. Lượng mưa từ các trạm đo mưa sử dụng thuật toán nội suy Kriging trong phần mềm hệ thống thông tin địa lý GIS sau đó áp dụng phương pháp chia ngưỡng natural break. Lượng mưa được phân cấp thành 3 mức với lượng mưa từ 1189,3 - 1325,97 mm; 1325,97 - 1400,85 mm và $> 1400,85$ mm. Do lượng mưa là một trong những nguyên nhân chính gây phát sinh lũ quét lũ bùn đá, nên nhóm nghiên cứu đã cho điểm số của yếu tố lượng mưa là 9 điểm và các lớp trong yếu tố lượng mưa là 7, 8, và 9 theo thứ tự, được thể hiện trong hình 2a.



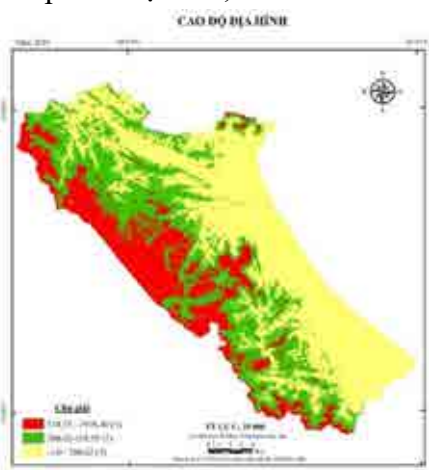
Hình 2. Các yếu tố ảnh hưởng lũ bùn đá (còn tiếp).

Yếu tố độ dốc địa hình: Độ dốc của sườn dốc là một trong những yếu tố quan trọng ảnh hưởng đến động năng của dòng chảy gây ra bào xói và vận chuyển các dòng lũ bùn đá. Yếu tố độ dốc sườn dốc được chia thành 3 lớp bao gồm 0 - 15°, 15 - 30° và $> 30^\circ$. Điểm số của mỗi lớp được xác định lần lượt là 3, 7, và 9 theo thứ tự. Giá trị điểm số của lớp được xác định là 7 điểm.

Yếu tố cao độ địa hình lưu vực: Cao độ địa hình lưu vực phản ánh đặc điểm thể năng cũng như động năng của dòng chảy. Ở những khu vực có cao độ lớn động năng và thể năng dòng chảy lớn, những khu vực này thường có khả năng cao phát sinh lũ bùn đá và lũ quét. Ở những khu vực có cao độ địa hình nhỏ thì thường là những nơi có khả năng xảy ra ngập lụt. Trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu đã phân chia cao độ địa hình gồm 3 mức theo phương pháp Nature break bao gồm -1,0 - 200,62 m, 200,62 - 518,55 m và > 518,55 m. Điểm số của mỗi lớp lần lượt là 3, 5 và 7. Điểm số của yếu tố cao độ địa hình được xác định là 3 điểm.

Yếu tố thạch học: Thành phần thạch học của đất đá thể hiện cường độ tương đối, cũng như khả năng phong hóa của các loại thạch học này. Các loại thạch học khác nhau có mức độ phong hóa khác nhau. Các sản phẩm phong hóa từ đá gốc là nguồn vật liệu hình thành lên lũ bùn đá. Dựa vào đặc điểm, tính chất cũng như thành phần của các thành tạo trong khu vực nghiên cứu, nhóm nghiên cứu chia các thành tạo đất đá thành 5 nhóm chính bao gồm trầm tích bờ rời; trầm tích lục nguyên, trầm tích sinh hóa, đá magma và đá biến chất có thành phần là phiến sét, phiến sericit. Điểm số lần lượt của các lớp thạch học này là 9, 5, 1, 3 và 7 theo thứ tự. Điểm số của yếu tố thạch học được xác định là 5 điểm.

Yếu tố chỉ số ẩm ướt địa hình: Chỉ số ẩm ướt địa hình (TWI) thể hiện độ ẩm ở trạng thái ổn định, phản ánh mối quan hệ giữa nguồn cung cấp nước lưu vực và hệ thống thoát nước của lưu vực. Yếu tố này được chia thành 3 lớp là - 8,76 - 5,95; 5,95 - 10,13 và 10,13 - 38,66. Điểm số của các lớp lần lượt là 1, 3 và 5 theo thứ tự. Điểm số của yếu tố được xác định là 1.



(c)



(d)

Hình 2. Các yếu tố ảnh hưởng lũ bùn đá (còn tiếp).



(e)

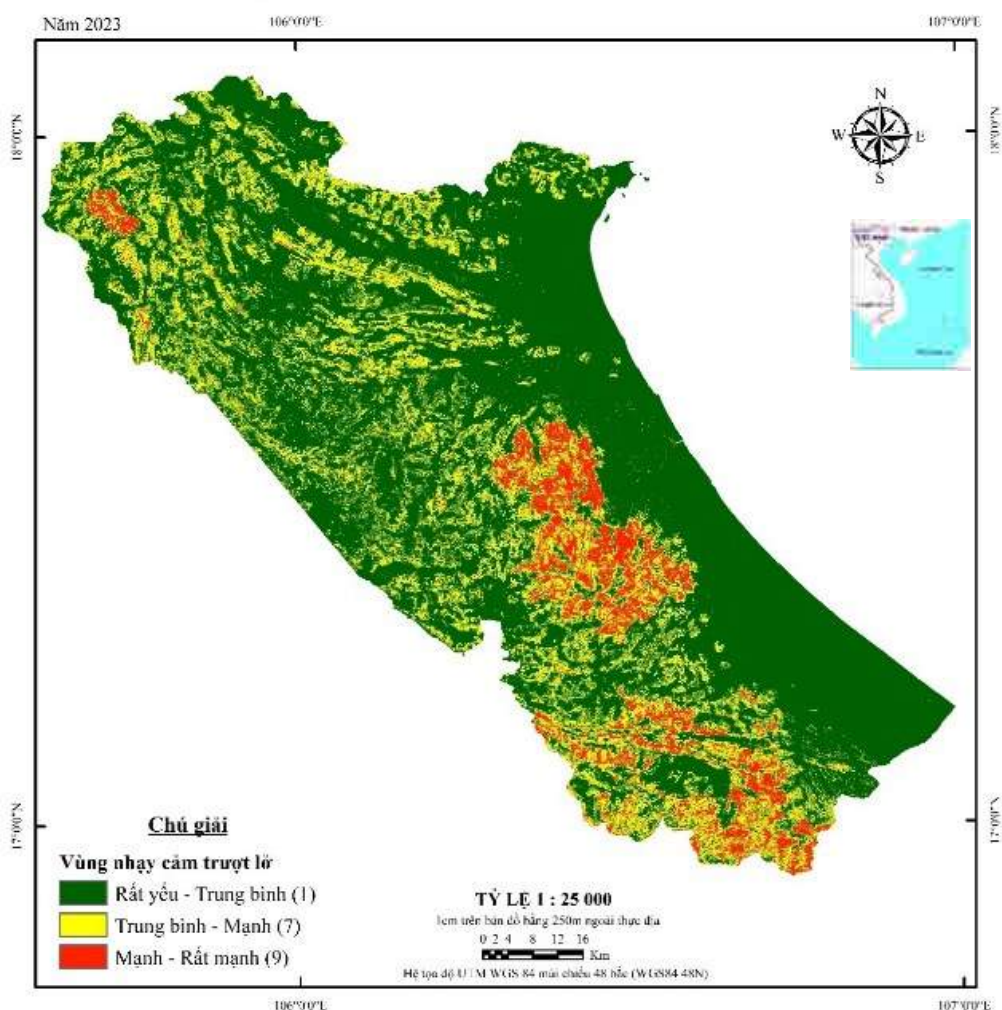


(f)

Hình 2. Các yếu tố ảnh hưởng lũ bùn đá (còn tiếp).

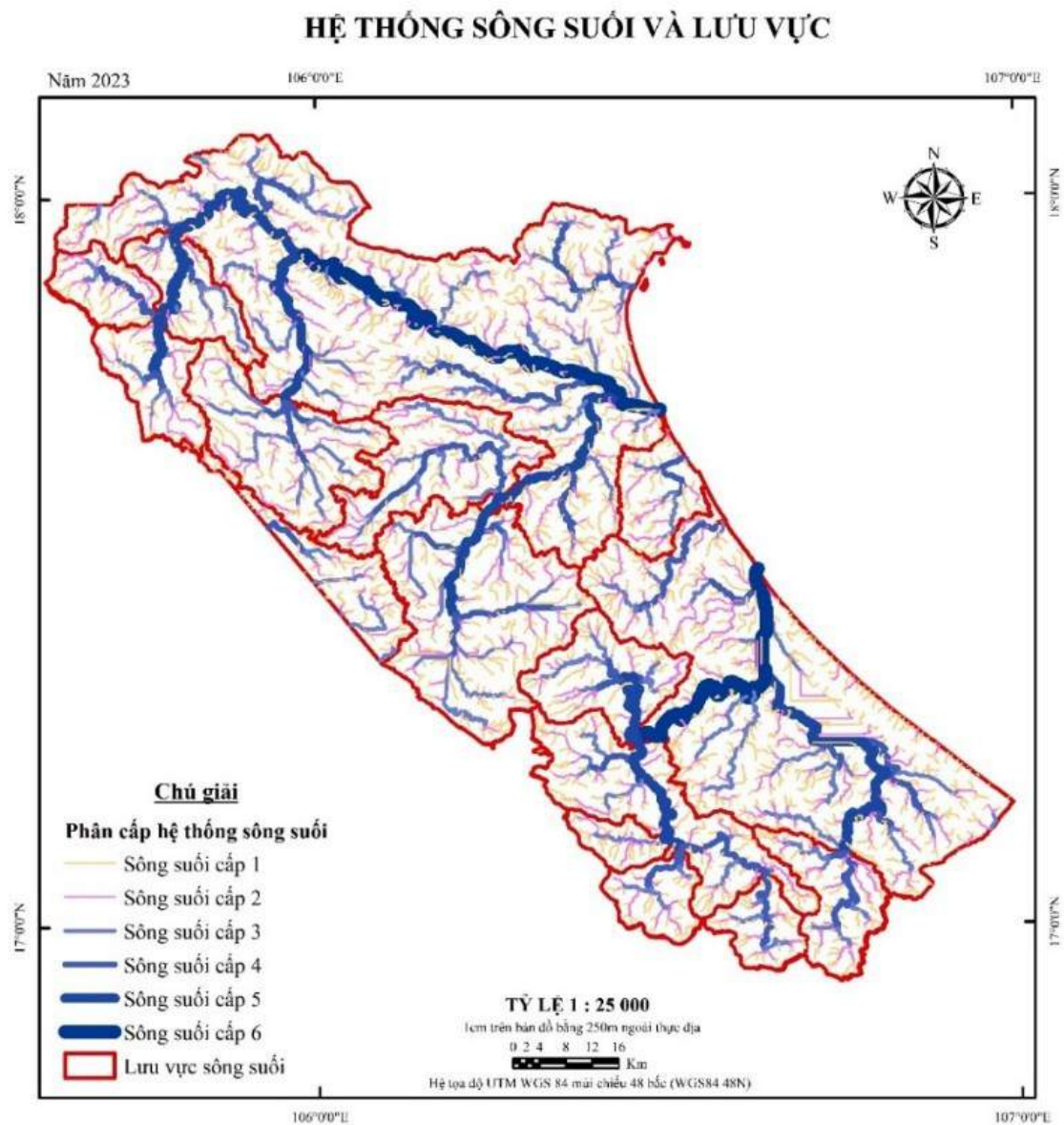
Yếu tố thảm thực vật và sử dụng đất: Mức độ che phủ của thảm thực vật và bản đồ sử dụng đất thường được sử dụng là một trong những yếu tố cơ bản trong việc dự báo lũ quét, lũ bùn đá. Mức độ che phủ của thảm thực vật ảnh hưởng đến khả năng xói mòn bề mặt địa hình, cũng như thời gian tập trung nước trên toàn bộ lưu vực. Mật độ che phủ càng lớn thì khả năng chống xói mòn bề mặt địa hình cũng như kéo dài thời gian tập trung nước trên toàn bộ lưu vực càng lớn và ngược lại. Dựa vào yếu tố thảm thực vật và bản đồ sử dụng đất, nhóm nghiên cứu đã đánh giá điểm cho các lớp trên bản đồ và điểm số của yếu tố được xác định là 5 điểm.

Yếu tố phân vùng nhạy cảm trượt lở: Nguồn vật liệu hình thành nên lũ bùn đá thường bắt nguồn từ các hiện tượng trượt lở trên các lưu vực sông suối. Vì vậy, yếu tố nhạy cảm trượt lở thường được sử dụng trong việc phân vùng nguy cơ lũ bùn đá. Trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu đã sử dụng sơ đồ phân vùng nhạy cảm trượt (Bùi Trường Sơn và nnk, 2023) để tiến hành phân vùng lũ bùn đá. Dựa vào mức độ nhạy cảm trượt lở đã được phân chia ở trên, chúng tôi tiến hành xác định các điểm số của mỗi lớp gồm vùng nhạy cảm rất yếu đến trung bình là 1 điểm, trung bình đến mạnh là 7 điểm và mạnh đến rất mạnh là 9 điểm. Yếu tố nhạy cảm trượt lở được xác định là 9 điểm như trong hình 2g.



Hình 2g. Các yếu tố ảnh hưởng lũ bùn đá.

Yếu tố dòng chảy lưu vực: Dòng chảy lưu vực là một trong những yếu tố chính quyết định đến sự hình thành của lũ quét, lũ bùn đá. Theo Phan Đông Pha và nnk (2014), lũ quét, lũ bùn đá chủ yếu xảy ra tại các dòng hay lưu vực tương ứng với các cấp sông suối cấp 1, 2 và 3. Với các cấp lưu vực (cấp dòng) cao hơn (4, 5 và 6) thì chỉ xảy ra lũ lụt thông thường. Do đó, nhóm nghiên cứu đã khoanh vùng lưu vực nguy cơ lũ bùn đá, lũ quét ở các lưu vực cấp 1, 2 và 3. Các cấp dòng và lưu vực tương ứng đã được thể hiện như hình 3.



Hình 3. Các cấp sông suối (cấp dòng) và lưu vực.

Căn cứ vào các tài liệu phân vùng tai biến địa chất khu vực Bắc Trung bộ, và một số kết quả nghiên cứu lũ quét, lũ bùn đá ở Việt Nam và trên thế giới, nhóm nghiên cứu đã tiến hành cho điểm các lớp và các yếu tố như bảng 1.

Dựa vào trọng số của từng yếu tố đã được xác định ở trên, nhóm nghiên cứu đã tiến hành tính toán giá trị trọng số của từng yếu tố. Trọng số của mỗi yếu tố được xác định bằng phương pháp phân tích so sánh cặp của Saaty (AHP) (Saaty, 1989). Mức độ quan trọng và trọng số của các yếu tố được thể hiện như bảng 2.

Bảng 1. Các yếu tố ảnh hưởng đến lũ bùn đá, lũ quét

Yếu tố	Lớp	Điểm số lớp (LQ _{ij})	Điểm số yếu tố
Lượng mưa trung bình 3 tháng lớn nhất (mm) (LM)	1189,3 - 1325,97	7	9
	1325,97 - 1400,85	8	
	1400,85 - 1666,70	9	
Độ dốc địa hình (độ) (DD)	0 - 15	3	7
	15 - 30	7	
	> 30	9	

Yếu tố	Lớp	Điểm số lớp (LQ _{ij})	Điểm số yếu tố
Cao độ (m) (CD)	-1 - 200,6	3	3
	200,62 - 518,55	5	
	518,55 - 1976,40	7	
Thạch học (TH)	Trầm tích bờ rời	9	5
	Trầm tích lục nguyên	5	
	Trầm tích sinh hóa	1	
	Đá magma	3	
	Đá biến chất (phiến sét)	7	
Chỉ số ẩm ướt địa hình (TWI)	- 8,76 - 5,95	1	1
	5,95 - 10,13	3	
	10,13 - 38,66	5	
Thảm thực vật và sử dụng đất (LULC)	Nước	1	5
	Cây thân gỗ mật độ dày	1	
	Thảm thực vật ngập nước	1	
	Đất nông nghiệp	3	
	Diện tích xây dựng	5	
	Đất trống, cây bụi thưa thớt	9	
	Cây bụi	7	
Bản đồ phân vùng trượt lở (LSI)	Rất yếu - Trung bình	1	9
	Trung bình - Mạnh	7	
	Mạnh - Rất mạnh	9	

Từ các tính toán ở trên, mức độ trượt nhảy cảm lũ bùn đá được tính toán dựa trên điểm số của từng lớp giá trị trong mỗi yếu tố và trọng số của mỗi lớp như công thức 2.

$$H_{LBD} = \sum_{i,j=1}^{n,m} LQ_{ij} \times W_i \quad (2)$$

Với LQ_{ij} là giá trị của mỗi lớp giá trị trong từng yếu tố; W_i là trọng số của mỗi lớp giá trị. Sơ đồ giá trị nhảy cảm lũ bùn đá (H_{LBD}) được thể hiện như trên hình 4a.

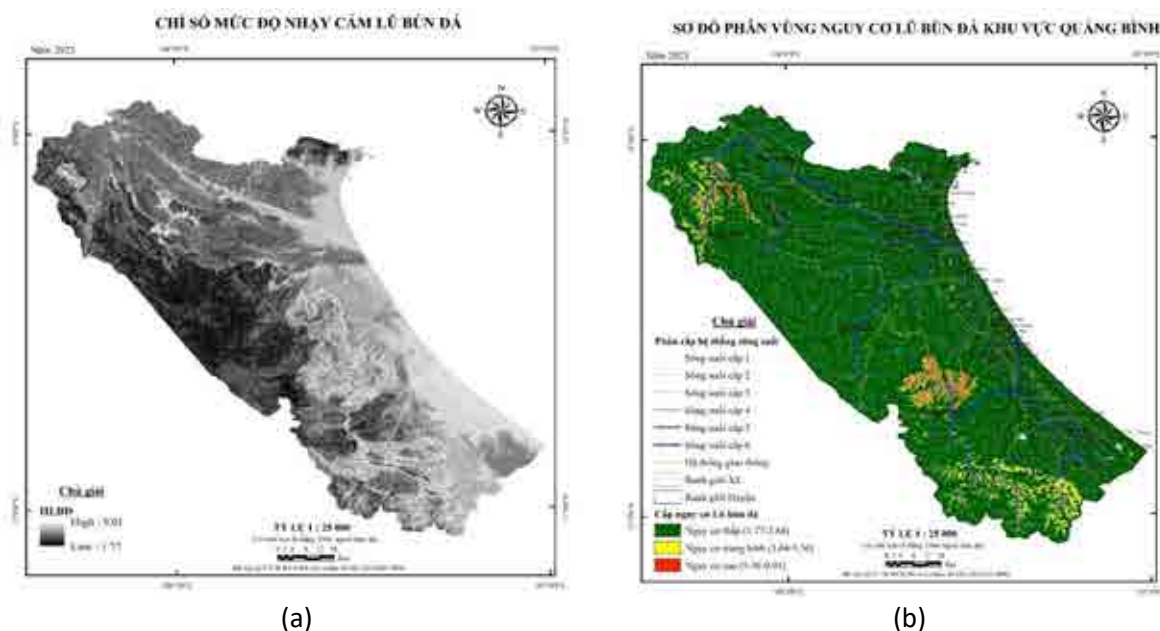
Như phân tích ở trên, khu vực có nguy cơ lũ bùn đá, lũ quét thường xảy ra ở các lưu vực sông cấp 1, 2 và 3. Dựa vào sơ đồ lưu vực sông hình 3 và sơ đồ chỉ số nhảy cảm lũ bùn đá, nhóm nghiên cứu đã tiến hành trích xuất các chỉ số nhảy cảm ứng với các lưu vực sông cấp 1, 2 và 3. Chỉ số lũ bùn đá ở các khu vực lưu vực sông cấp 4, 5 và 6 sẽ được loại loại bỏ. Vì theo nghiên cứu của Phan Đông Pha và nnk (2014) khi nghiên cứu tại biến địa chất ở khu vực Bắc Trung bộ đã chỉ ra rằng chỉ có các lưu vực sông cấp 1, 2 và 3 mới có nguy cơ xảy ra lũ bùn đá. Các lưu vực cấp cao hơn 4, 5 và 6 thì chỉ có nguy cơ ngập lụt. Kết quả nghiên cứu đã thành lập được sơ đồ phân vùng nguy cơ xảy ra lũ bùn đá theo 3 cấp như hình 4b.

Dựa trên việc phân tích từ ảnh viễn thám, kết hợp với phương pháp thực địa khi xem xét mức độ che phủ, trượt lở đất đá dọc theo các lưu vực sông, suối và phương pháp chuyên gia để khoanh vùng dự báo nguy cơ lũ bùn đá khu vực nghiên cứu. Kết quả phân vùng nguy cơ lũ bùn đá khu vực nghiên cứu được thể hiện trên hình 4b. Kết quả phân vùng cho thấy khu vực khe giữa núi, thung lũng sông suối, (dòng chảy tạm thời) đi qua các xã Hóa Thanh, Trọng Hóa, Lâm Hóa và Dân Hóa huyện Minh Hóa và các khu vực Xu Biên, Pa Thà xã Trường Sơn, huyện Quảng Ninh, tỉnh Quảng Bình có nguy cơ xảy ra lũ bùn đá. Đây cũng là những khu vực có nguy cơ trượt lở đất đá cao. Ngoài ra, kết quả phân vùng cũng cho thấy một số khu vực có nguy cơ lũ lụt như lưu vực sông Gianh, lưu vực sông Côn, lưu vực sông Nhật Lệ, các xã Quảng Phương, Quảng Thanh, Cao Quảng, Quy Hóa, Minh Hóa và Tân Hóa.

Bảng 2. Bảng tính trọng số của các yếu tố

	LM (9)	DD (7)	CD (3)	TH (5)	TWI (1)	LULC (5)	LSI (9)	Trọng số (Wi)
LM (9)	1,00	1,29	3,00	1,80	9,00	1,80	1,00	0,23
DD (7)	0,78	1,00	2,33	1,40	7,00	1,40	0,78	0,18
CD (3)	0,33	0,43	1,00	0,60	3,00	0,60	0,33	0,08
TH (5)	0,56	0,71	1,67	1,00	5,00	1,00	0,56	0,13
TWI (1)	0,11	0,14	0,33	0,20	1,00	0,20	0,11	0,03
LULC (5)	0,56	0,71	1,67	1,00	5,00	1,00	0,56	0,13
LSI (9)	1,00	1,29	3,00	1,80	9,00	1,80	1,00	0,23

(LL - lượng mưa, DD - độ dốc, CD - Cao độ, TH - Thạch học, TWI - Chỉ số ẩm ướt địa hình, LULC - Mục độ che phủ và sử dụng đất, LSI - Yếu tố nhạy cảm trượt).



Hình 4. a) Sơ đồ giá trị nhạy cảm H_{LBD} ; b) Sơ đồ phân vùng nguy cơ lũ bùn đá.

4. Kết luận

Nghiên cứu đã sử dụng 8 yếu tố chính ảnh hưởng đến việc phát sinh phát triển lũ bùn đá để thực hiện xây dựng sơ đồ phân vùng nguy cơ lũ bùn đá bao gồm lượng mưa trung bình 3 tháng lớn nhất, yếu tố độ dốc địa hình, cao độ địa hình, thạch học, thảm thực vật, chỉ số ẩm ướt bề mặt địa hình, bản đồ sử dụng đất, sơ đồ phân vùng nhạy cảm trượt lở. Dựa vào phương pháp chuyên gia để cho điểm số kết hợp với phương pháp thử dần để tìm ra mô hình điểm số tối ưu nhất, trong đó trọng số của các yếu tố được tính toán bao gồm lượng mưa và mức độ nhạy cảm trượt lở là 0,23, độ dốc địa hình là 0,18, yếu tố thạch học, yếu tố thảm thực vật và sử dụng đất là 0,13, yếu tố cao độ địa hình là 0,08 và yếu tố chỉ số ẩm ướt địa hình là 0,03. Kết quả nghiên cứu cho thấy yếu tố lượng mưa và yếu tố nhạy cảm trượt lở đóng vai trò quan trọng nhất trong việc hình thành lũ bùn đá. Mặt khác, sự ảnh hưởng của các lưu vực sông cũng là một trong những yếu tố quan trọng hình thành nên lũ bùn đá. Kết quả nghiên cứu đã tích hợp 8 yếu tố quan trọng để thành lập sơ đồ phân vùng nhạy cảm lũ bùn đá. Mức độ nhạy cảm lũ bùn đá khu vực tỉnh Quảng Bình được phân làm 3 cấp tương ứng với các khu vực có nguy cơ thấp, khu vực có nguy cơ trung bình và khu vực có nguy cơ cao. Phần lớn diện tích khu vực nghiên cứu có nguy cơ thấp, khu vực có nguy cơ cao thường tập trung tại các thung lũng sông suối ở khu vực miền núi xã Hóa Thanh, Trọng Hóa, Lâm Hóa và Dân Hóa huyện Minh Hóa và các khu vực Xu Biên, Pa Thà xã Trường Sơn, huyện Quảng Ninh. Khu vực này cũng trùng với các khu vực có mật độ trượt lở lớn.

Tài liệu tham khảo

- Angillieri, M. Y. E., 2020. Debris flow susceptibility mapping using frequency ratio and seed cells, in a portion of a mountain international route, Dry Central Andes of Argentina. *Catena*, 189, 104504.
- Bùi Trường Sơn và nnk, 2023. Nghiên cứu và đề xuất các giải pháp phòng, tránh tai biến địa chất trên địa bàn tỉnh Quảng Bình. Đề tài Khoa học công nghệ cấp tỉnh Quảng Bình.
- Đông Pha Phan và nnk, 2014. Bản đồ nguy cơ lũ quét - lũ bùn đá khu vực Tây Nguyên. *Tạp chí Các khoa học về Trái đất*, vol. 36, pp. 365-372.
- Sharir, K., Lai, G. T., Simon, N., Ern, L. K., Madran, E., & Roslee, R., 2022. Debris flow susceptibility analysis using a bivariate statistical analysis in the Panataran River, Kg Melangkap, Sabah, Malaysia. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 1103, No. 1, p. 012038). IOP Publishing.
- Saaty, T. L., 1989. Group decision making and the AHP. *The analytic hierarchy process: applications and studies*, 59-67.

Debris flow susceptibility mapping in Quang Binh area

Bui Van Binh*, Bui Truong Son, Nguyen Thi Nu, Nguyen Thanh Duong, Nguyen Van Hung

Hanoi University of Mining and Geology

**Corresponding author: buivanbinh@humg.edu.vn*

Abstract

Quang Binh area is a steep, high degree of terrain dissection and average rainfall in the months of the heavy rainy season. In order to forecast the risk of debris flow and mitigate the damage caused by debris flow in mountainous areas of Quang Binh province, we have established the debris flow susceptibility mapping based on AHP method. The study used 8 main factors including the maximum 3-month mean rainfall, slope, Terrain elevation, Lithology, Topographic wetness index, Land use and land cover as well as Level 1, 2 and 3 watershed area and landslide hazard zoning map. The research results have established a map of the debris flow susceptibility in Quang Binh province. The susceptible level is divided into 3 levels, respectively, low-susceptible, medium-susceptible, and high-susceptible areas. High-susceptible areas are usually distributed in the river valleys of Hoa Thanh, Trong Hoa, Lam Hoa and Dan Hoa communes, Minh Hoa district and Xu Bien and Pa Tha areas, Truong Son commune, Quang Ninh district.

Keywords: Debris flow, AHP method, Geographic information system.

ĐÁNH GIÁ TÁC ĐỘNG RUNG CHẤN DO NỔ MÌN ĐẾN HIỆN TƯỢNG SỤT ĐẤT KHU VỰC XÃ PHONG XUÂN, HUYỆN PHONG ĐIỀN, TỈNH THỪA THIÊN HUẾ

Trần Hữu Tuyên*, Nguyễn Thị Thủy, Hoàng Ngô Tự Do, Hoàng Hoa Thám

Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

**Tác giả chịu trách nhiệm: thtuyen@hueuni.edu.vn*

Tóm tắt

Sụt đất ở khu vực xã Phong Xuân, huyện Phong Điền, tỉnh Thừa Thiên Huế thuộc dạng sụt karst xuất hiện từ năm 2014 gần như đồng thời với hoạt động khai thác đá. Vì vậy, có nhiều ý kiến cho rằng rung chấn do nổ mìn khai thác đá là nguyên nhân chính dẫn đến hiện tượng sụt đất ở khu vực này. Trong bài báo này, với nguồn dữ liệu thu thập được từ các hộ chiếu nổ mìn, tài liệu của các đợt giám sát, báo cáo đề cập đến việc tính toán, mô phỏng rung chấn trên phần mềm SHOTPlus™. Kết quả tính toán đã cho thấy tác động rõ nhất của nổ mìn đến sụt đất chỉ từ năm 2013 khi bắt đầu khai thác với phương pháp vi sai điện. Từ năm 2015 đến nay với phương pháp vi sai phi điện, hoạt động nổ mìn khai thác đá tác động không lớn đến hiện tượng sụt đất khu vực nghiên cứu.

Từ khóa: nổ mìn khai thác đá; rung chấn; sụt đất karst; Phong Xuân.

1. Đặt vấn đề

Khu vực xã Phong Xuân, huyện Phong Điền, tỉnh Thừa Thiên Huế có dạng thung lũng dạng địa hào được cấu tạo từ các thành tạo carbonat (đá vôi) được phủ một lớp mỏng lên bởi các thành tạo Đệ tứ. Theo kết quả điều tra người dân địa phương, trong quá khứ hiện tượng sụt đất ở khu vực này chưa được ghi nhận.

Từ tháng 06/2014, hiện tượng sụt lún mặt đất với sự hình thành hàng loạt các hố sụt karst đã xảy ra trên diện tích đất nông nghiệp. Tại thôn Xuân Điền Lộc, 57 hộ dân có đất sản xuất nông nghiệp bị ảnh hưởng, với diện tích 11,8 ha. Hiện tượng sụt đất không ngừng mở rộng nhưng cường độ nhỏ hơn. Cuối năm 2018, các hố sụt đã bắt đầu xuất hiện trong các khu dân cư chủ yếu ở thôn Xuân Lộc. Từ năm 2021 đến nay, hiện tượng sụt đất ít xảy ra hơn. Với cấu trúc địa chất là thung lũng địa hào với phần trung tâm là trầm tích đá vôi của hệ tầng Phong Sơn D₃-C_{1ps}, để thấy rằng hiện tượng sụt đất tại đây do sụp, vỡ trần hang động karst.

Mặt khác, hiện tượng sụt đất tại đây bắt đầu xuất hiện từ khi có hoạt động khai thác đá vôi phục vụ sản xuất xi măng của Công ty cổ phần xi măng Đồng Lâm. Không phải ngẫu nhiên mà rất nhiều ý kiến cho rằng, rung chấn do nổ mìn khai thác đá là nguyên nhân chính dẫn đến hiện tượng sụt đất khu vực này. Để có cơ sở khoa học trong đề xuất các giải pháp phòng tránh, trên cơ sở của tài liệu thu thập hộ chiếu các vụ nổ mìn, tài liệu quan trắc, giám sát rung chấn, báo cáo đề cập đến việc đánh giá tác động giữa hoạt động nổ mìn khai thác đá theo thời gian và hiện tượng sụt đất tại khu vực này.

2. Phương pháp nghiên cứu

Tác động của rung chấn đối với hiện tượng sụt đất chủ yếu gây nứt vỡ, dẫn đến sụp trần hang karst gây sụt lún tầng phủ bên trên dẫn đến sụt đất. Hiện tượng này chỉ xảy ra khi hội đủ các yếu tố bao gồm có hang hốc karst và khoảng trống trong hang, trần hang mỏng bị nứt nẻ, bề dày tầng phủ bé và vận tốc rung chấn đủ lớn. Các yếu tố này gần như không thể đánh giá định lượng trong điều kiện kinh phí hạn chế.

Do vậy, chúng tôi cho rằng tác động của rung chấn do nổ mìn đến sụt karst cũng tương tự như tác động rung chấn lên các công trình xây dựng, chủ yếu là gây nứt nẻ dẫn đến sụp trần hang động karst, kéo theo sụp đổ tầng phủ và hình thành nên hố sụt. Vì thế, để có cơ sở đánh giá, chúng tôi xem các hang karst tương tự như công trình ngầm.

Tiêu chuẩn tổng quát nhất đánh giá tác dụng dao động khi nổ mìn là tốc độ dao động riêng của các công trình không vượt quá trị số xác định cho phép V_{cp} . Khi nổ mìn cần đảm bảo an toàn về chấn động cho công trình gần vị trí nổ, nghĩa là đảm bảo điều kiện $V_o \leq V_{cp}$ (Nhữ Văn Bách, 2012; Dương Văn Chính, 2006). Được quy định trong các tiêu chuẩn, nhưng giá trị V_{cp} này cũng khác nhau trong các tiêu chuẩn của nhiều nước. Tại Australia, vận tốc dao động lớn nhất cho phép (được quy định bởi TC AS2187); tại Việt Nam hiện nay sử dụng QCVN 01:2019/BCT. Có thể nhận thấy, giá trị V_{cp} trong QCVN 01:2019/BCT là 25,4 mm/s, chung cho các dạng công trình, tương đương với quy chuẩn của nhiều nước. Đối với công trình ngầm, giá trị này thấp hơn rất nhiều so quy chuẩn của Đức, Trung Quốc: 25,4 mm/s (VN), 120 - 150 mm/s (Trung Quốc) và 40 - 80 mm/s (Đức) và lớn hơn nhiều lần đối với các công trình lịch sử, thấp tầng trong quy chuẩn của Australia (2-10 mm/s) (Nhữ Văn Bách, 2012; Trần Tuấn Minh, 2018; Dương Văn Chính, 2006).

Trong nghiên cứu này, chúng tôi sử dụng QCVN 01-2019/BCT với $V_{cp} = 25,4$ mm/s để đánh giá tác động của nổ mìn đến hiện tượng sụt đất khu vực nghiên cứu. Việc tính toán, mô phỏng rung chấn do hoạt động nổ mìn bằng phần mềm SHOTPlus™, được hiệu chỉnh, so sánh với kết quả của các đợt giám sát rung chấn. Số liệu được sử dụng là các hộ chiếu nổ mìn với khối lượng vụ nổ theo Giấy phép nổ mìn của UBND tỉnh Thừa Thiên Huế (Công ty CP Xi măng Đồng Lâm, 2020).

Phần mềm SHOTPlus™ là công cụ mô hình hóa và thiết kế nổ mìn cho phép người dùng biên tập, trực quan hóa và phân tích trình tự vụ nổ trên các ứng dụng khai thác mỏ (Singh và nnk, 1988). Đặc biệt, modul BlastIQ™ tích hợp SHOTPlus™ giúp kiểm soát rung chấn và tối ưu hóa năng suất nổ mìn trong môi trường hạn chế (khu dân cư,) bằng cách cung cấp các công cụ để thiết kế, lập mô hình, thực hiện và đo lường các vụ nổ theo giới hạn rung chấn.

3. Kết quả nghiên cứu và thảo luận

3.1. Hiện trạng và diễn biến hiện tượng sụt đất

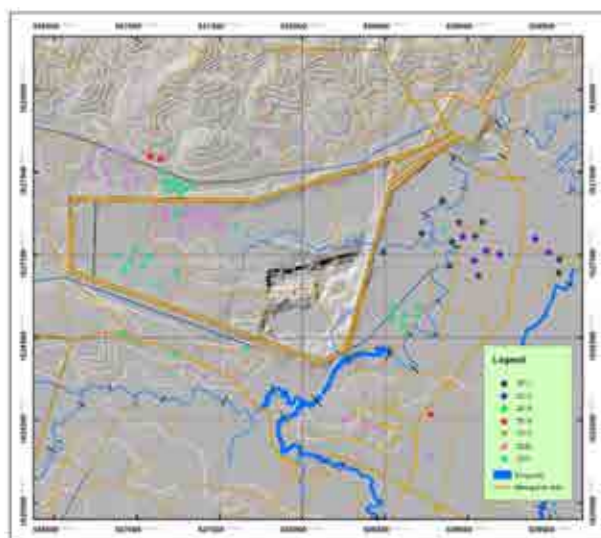
Sự hình thành các hố sụt trên vùng đất được cấu tạo từ thành tạo carbonat (đá vôi) là hiện tượng hoàn toàn tự nhiên. Tuy nhiên, từ trước đến nay trên địa bàn khu vực xã Phong Xuân cũng như phụ cận chưa phát hiện được các hố sụt. Điều này có thể là do nhiều nguyên nhân: hố sụt karst có kích thước nhỏ, ít tác động đến người dân nên không được ghi nhận. Văn liệu sớm nhất đề cập đến hiện tượng sụt karst trong khu vực chính là báo cáo thăm dò mỏ đá vôi khi tiến hành hút nước thí nghiệm năm 2008.

Hiện tượng sụt đất bắt đầu từ tháng 06/2014 cùng với hoạt động khai thác mỏ đá vôi của Công ty cổ phần (CTCP) Xi măng Đồng Lâm. Trong khoảng 6 tháng cuối năm 2014, đã có 27 hố sụt trượt karst thực thụ đã xảy ra trên cánh đồng Điền Lộc, phía Nam đê bao số 01. Tính đến năm 2015 đã có 35 hố sụt trượt xảy ra. Trong thời gian này, chủ yếu là loại hình sụt trượt.

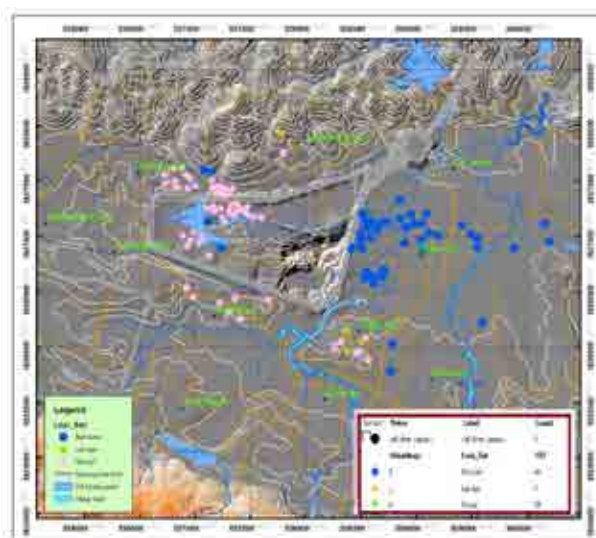
Từ năm 2016 đến giữa năm 2018 là giai đoạn bình ổn tạm thời ở khu vực. Các hố sụt trượt chỉ xuất hiện rải rác trên cánh đồng Điền Lộc, Xuân Lộc. Từ cuối năm 2018, cường độ xuất hiện các hố sụt gia tăng trở lại. Khu vực sụt lún được mở rộng đến tận thôn Hiền An, cách đê bao số 1 đến 2,3 km. Cuối năm 2018 đầu năm 2020, hố sụt bắt đầu xuất hiện trên cánh đồng và khu dân cư Xuân Lộc với loại hình xói sụt nhưng quy mô và cường độ không lớn nhưng đã gây tâm lý bất an cho người dân. Số lượng hố sụt trong giai đoạn này là 16 hố, trong đó có 04 hố sụt trượt.

Cuối năm 2020 đến nay, sau các trận mưa lũ đặc biệt lớn, hiện tượng sụt đất gia tăng về số lượng, mở rộng về khu vực ngoài tuyến đê bao số 02, số 03 ở phía Tây, phía Bắc với số lượng lên đến 66 hố sụt, phần lớn thuộc loại hình xói sụt.

Đến thời điểm 04/2021 đã ghi nhận có 107 hố sụt đã xảy ra, trong đó loại hình sụt trượt có 44 hố, chiếm 41,1%; xói sụt có 59 hố chiếm 55,1% và lún sụt có 04 hố chiếm 3,7%.



Hình 1. Sơ đồ phân bố hồ sụt theo thời gian.



Hình 2. Sơ đồ các loại hình sụt đất khu vực.

Như vậy, hiện tượng sụt đất khu vực Phong Xuân xảy ra mạnh nhất trong thời gian 2014-2015 và hoạt động trở lại vào năm 2019, nhưng quy mô và cường độ nhỏ hơn nhiều so với thời gian trước và gia tăng đột ngột sau các trận mưa lũ năm 2020.

3.2. Rung chấn do nổ mìn khai thác đá khu vực nghiên cứu

Hoạt động nổ mìn khai thác đá vôi ở CTCP Xi măng Đồng Lâm được tiến hành từ cuối năm 2013 (Công ty CP Xi măng Đồng Lâm, 2020). Thời gian đầu, theo Giấy phép số 06/GP-UBND ngày 07/3/2013 của UBND tỉnh Thừa Thiên Huế, khối lượng thuốc nổ khi nổ mìn vi sai điện nhiều cấp là 1.454 kg. Theo Giấy phép số 27/GP-UBND ngày 18/9/2013 của UBND tỉnh Thừa Thiên Huế, khối lượng thuốc nổ khi nổ mìn vi sai điện là 596 kg, vi sai phi điện 2.908 kg. Đến năm 2015, bằng Giấy phép số 12/GP-UBND ngày 12/3/2015, chỉ cho phép nổ mìn vi sai phi điện với khối lượng vụ nổ lớn nhất là 3.000 kg. Trong quá trình nổ mìn, nhà thầu Tân Việt Bắc đã có những giải pháp nhằm giảm thiểu tác động của nổ mìn khai thác như giảm khối lượng vụ nổ, thiết kế lại bãi nổ và áp dụng phương pháp nổ mìn vi sai phi điện.

Theo các hộ chiếu nổ mìn mỏ đá xi măng Đồng Lâm, khối lượng thuốc nổ trong các vụ nổ dao động từ 1.200 kg đến 3.000 kg (Công ty CP Xi măng Đồng Lâm, 2020). Thông số các bãi nổ mìn: Chiều cao tầng khai thác $H = 10$ m; đường kính hố khoan $D = 105$ mm; chiều sâu hố khoan $L = 11,5$ m; chiều sâu khoan thêm $L_{th} = 1,5$; đường căn chân tầng $W = 3,0$ m; khoảng cách các hàng khoan $b = 3,5$ m; khoảng cách các hố khoan $a = 3,0$ m; chỉ tiêu thuốc nổ $q = 0,4$ kg/m³; lượng thuốc nổ trong các hố khoan $Q_{lk} = 41 - 43$ kg; lượng thuốc nổ trong bãi nổ $Q = 1.386 - 3.000$ kg; chiều dày nạp thuốc hố khoan $L_{tn} = 7,7$ m; chiều dày lấp búa $L_{lb} = 3,8$ m. Loại thuốc nổ sử dụng: Nhũ tương và Anfo. Phương tiện sử dụng kíp nổ phi điện xuống lỗ: 400 ms; kíp nổ phi điện trên mặt là 17 - 25 - 42 ms. Phương pháp nổ mìn là vi sai phi điện qua lỗ khoan.

- Rung chấn do nổ mìn theo kết quả giám sát rung chấn

Trong quá trình nổ mìn, các cơ quan chức năng đã tiến hành nhiều đợt đo giám sát rung chấn bằng cách đo trực tiếp chấn động và tần số âm thanh do các đợt nổ các hộ chiếu nổ mìn gây ra bằng thiết bị Blatsmate III hoặc tương đương (Công ty CP Xi măng Đồng Lâm, 2020). Kết quả giám sát nổ mìn của các đơn vị chức năng đều cho giá trị rung chấn nhỏ hơn mức độ cho phép theo QCVN 02:2028/BCT (Mục 5 - Quy định về giám sát nổ mìn).

Bảng 1. Kết quả đo vận tốc dao động lớn nhất trong các đợt giám sát nổ mìn (Lược trích) (Công ty CP Xi măng Đông Lâm, 2020).

STT	Số hệ chiếu	Khối lượng Thuốc nổ (kg)	Khoảng cách (m)	Kết quả đo (mm/s)
1	735/02/2017	1.386	374	2,16
2	736/02/2017	1.818	491	0,88
3	737/02/2017	2.550	376	2,16
4	738/02/2017	2.872	300	3,56
5	1562/3/2020	2.000	200	7,56
6	1562/3/2020	2.000	300	3,76
7	1561/3/2020	2.000	150	15,48
8	1561/3/2020	2.000	200	6,17
9	1561/3/2020	2.000	400	3,9
10	1563/3/2020	1.476	250	5,67
11	1563/3/2020	1.476	300	5,39
12	1564/3/2020	1.428	200	12,2
13	1564/3/2020	1.428	250	4,13

Theo QCVN 02:2008 BCT (được thay thế QCVN 01:2019/BCT), vận tốc dao động lớn nhất cho phép khi nổ mìn là 25,4 mm/s (ứng với khoảng cách từ bãi nổ là từ 91,4 m đến 1524 m). Thời gian tồn tại sóng chấn động dài nhất khoảng 3,0 s. So sánh với vận tốc dao động lớn nhất ở bảng trên cho thấy rung chấn do hoạt động nổ mìn khai thác đá nhỏ hơn nhiều so với giá trị cho phép.

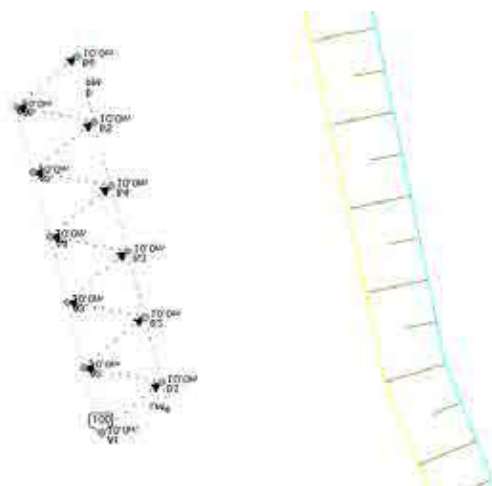
- Rung chấn do nổ mìn theo kết quả tính toán trên phần mềm SHOTPlus™

Tuy nhiên, không phải bất cứ vụ nổ nào cũng được giám sát rung chấn với các phương pháp nổ mìn với khối lượng thuốc nổ khác nhau. Để bổ sung, chúng tôi tiến hành tính toán rung chấn trên phần mềm SHOTPlus™ dựa trên hệ chiếu các vụ nổ điển hình theo Giấy phép của UBND tỉnh Thừa Thiên Huế.

Để có những đánh giá chính xác về tác động của rung chấn đến hiện tượng sụt đất, đã thu thập tài liệu, tính toán mô phỏng các vụ nổ khai thác Mỏ đá vôi Đồng Lâm với các hệ chiếu nổ mìn đại diện ở khu vực nghiên cứu (hình 5).



Mặt bằng nổ mìn

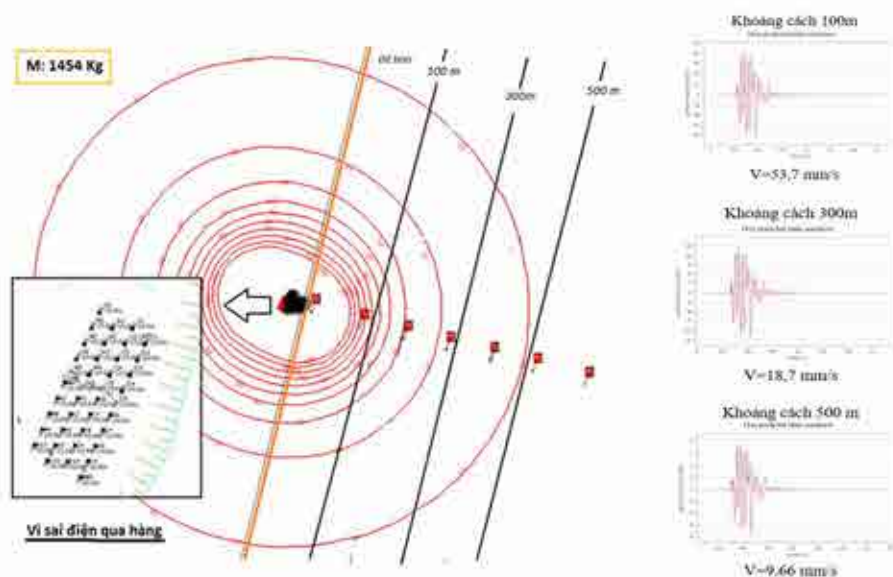


Mạng lưới hố khoan nổ mìn

Hình 6. Mặt bằng nổ mìn trên SHOTPlus™ cho vụ nổ cụ thể ở khu vực nghiên cứu.

Kết quả tính toán như sau:

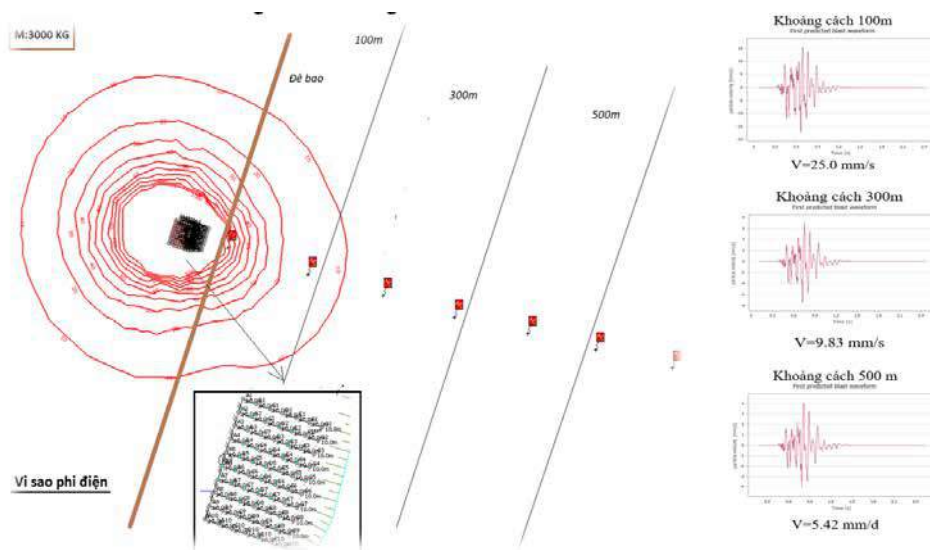
- Vụ nổ có khối lượng 1454 kg với phương pháp nổ mìn vi sai điện qua hàng được sử dụng từ năm 2013 theo Giấy phép số 06/GP-UBND ngày 07/3/2013. Kết quả tính toán vận tốc rung chấn lớn nhất khi nổ gần bờ moong khai thác thể hiện ở hình 7.



Hình 7. Sơ đồ rung chấn khi nổ mìn bằng phương pháp vi sai điện với khối lượng 1.454 kg.

Như vậy, vận tốc dao động khi nổ mìn V_0 ở khoảng cách 100 m so với bờ moong khai thác là 53,7 mm/s; 300 m $V_0 = 18,7$ mm/s và 500 m $V_0 = 9,66$ m/s. So sánh với QCVN 01:2019/BCT, tại khoảng cách 91,4 m vận tốc dao động khi nổ mìn $V_0 = 58,9$ mm/s, lớn hơn V_{cp} là 31,75 mm/s; tại 1.254 m thì V_0 rất nhỏ. Tại khoảng cách 300 m - Vùng giới hạn an toàn nổ mìn khi khai thác đá, vận tốc lớn nhất 18,7 mm/s nhỏ hơn so với $V_{cp} = 25,4$ mm/s. Nếu lấy giá trị $V_{cp} = 25,4$ mm/s là vận tốc giới hạn an toàn khi nổ mìn đối với sụt đất, khoảng cách khu vực có nguy cơ sụt đất so với bờ moong là 235 m. Có thể thấy rằng rung chấn do nổ mìn có thể gây sụt đất ở khoảng cách 235 m từ bờ moong khai thác.

- Vụ nổ có khối lượng 3.000 kg với phương pháp nổ mìn vi sai phi điện được sử dụng từ năm 2015 đến nay với giấy phép số 12/GP-UBND ngày 12/3/2015. Kết quả tính toán vận tốc rung chấn lớn nhất khi nổ mìn khi vụ nổ gần bờ moong khai thác thể hiện ở hình 8.



Hình 8. Sơ đồ rung chấn khi nổ mìn vi sai phi điện với khối lượng vụ nổ 3.000 kg.

Với vụ nổ này, vận tốc dao động khi nổ mìn V_o ở khoảng cách 100 m so với bờ moong khai thác là 25,0 mm/s, tại 300 m $V_o = 9,83$ mm/s và tại 500 m $V_o = 5,42$ m/s. So sánh với QCVN 01:2019/BCT, tại khoảng cách 91,4 m $V_o = 26,7$ mm/s, nhỏ hơn vận tốc cho phép V_{cp} : 31,75 mm/s; tại 1.254 m thì V_o nhỏ. Tại khoảng cách 300 m, vận tốc lớn nhất 9,83 mm/s nhỏ hơn nhiều so với V_{cp} : 25,4 mm/s. Nếu lấy giá trị $V_{cp} = 25,4$ mm/s là vận tốc giới hạn an toàn khi nổ mìn đối với sụt đất, khoảng cách so với bờ moong là 63 m. Rung chấn do nổ mìn có thể tạo nên vùng có nguy cơ gây sụt đất ở khoảng cách 63 m so với bờ moong.

Tính toán vận tốc dao động khi nổ mìn trong trường hợp này tương đương với kết quả giám sát rung chấn từ năm 2017 đến năm 2020 được thể hiện ở bảng 1, đã chứng minh độ chính xác cần thiết của việc mô phỏng rung chấn nổ mìn bằng phần mềm SHOTPlus™.

4. Kết luận

Rung chấn do hoạt động nổ mìn của Mỏ đá vôi Đồng Lâm luôn nhỏ hơn giá trị rung chấn cho phép của QCVN:25,4 mm/s ở khoảng cách 300 m. Trong giai đoạn 2012 đến 2015, với phương pháp nổ mìn vi sai điện với khối lượng vụ nổ 1.454 kg, vận tốc rung chấn ở khoảng cách 300 m có giá trị 18,7 mm/s, lớn gấp đôi so với nổ mìn vi sai phi điện trong giai đoạn 2015 đến nay với khối lượng lớn nhất 3.000 kg (9,83 mm/s).

Từ năm 2013, các vụ nổ có khối lượng 1.454 kg với phương pháp nổ mìn vi sai điện đã tạo nên đới rung chấn gây sụt đất trên khu vực có khoảng cách 235 m tính từ bờ moong khai thác. Đây cũng chính là thời điểm xảy ra nhiều hố sụt lớn xảy ra trên cánh đồng thôn Điền Lộc, sát khu vực nổ mìn.

Từ năm 2015 đến nay, mặc dù khối lượng vụ nổ lên đến 3.000 kg nhưng với phương pháp nổ mìn vi sai phi điện, rung chấn do nổ mìn được giảm thấp. Khu vực rung chấn gây sụt đất nằm trong giới hạn 63 m kể từ bờ moong khai thác nhưng không thấy xuất hiện các hố sụt lớn trong thời gian này. Điều đó chứng tỏ, rung chấn không còn là nguyên nhân chính gây nên hiện tượng sụt đất mà do các nguyên nhân khác

Cùng với thời gian, hiện tượng sụt đất do tác động nổ mìn sẽ giảm hẳn. Do những năm sau này, với công nghệ nổ mìn vi sai phi điện, khối lượng vụ nổ thấp nên tác động rung chấn đến sụt đất đã được giảm thiểu; các hang karst có độ bền thấp thì phần lớn đã bị sụt lở. Tuy nhiên, cần chú ý khi mở rộng moong khai thác, khi bóc bỏ lớp phủ, thì có khả năng gây ra sụt đất, đặc biệt lớn đối với các vùng có điều kiện địa chất tương tự như thôn Điền Lộc.

Lời cảm ơn

Bài báo là một phần kết quả của đề tài “*Nghiên cứu, xác định nguyên nhân và đề xuất giải pháp bền vững phòng tránh nguy cơ sụt đất tại khu vực xã Phong Xuân, huyện Phong Điền*” từ ngân sách tỉnh Thừa Thiên Huế.

Tài liệu tham khảo

- Nhữ Văn Bách, 2012. Phương pháp xác định tốc độ dao động của nền đất khi nổ mìn vi sai phi điện, *Tạp chí KHK T Mỏ - Địa chất*, số 38/4-2012.
- Dương Văn Chính, 2006. Thiết lập bán kính nguy hiểm do chấn động rung khi nổ mìn đối với các mỏ đá xây dựng trên địa bàn tỉnh Đồng Nai. Báo cáo tổng kết đề tài NCKH cấp tỉnh.
- Trần Tuấn Minh, 2018. Ảnh hưởng của áp lực nổ mìn đến tính ổn định của vỏ hầm chính khi mở rộng hầm phụ dự án hầm Hải Vân. *Tuyển tập Hội thảo toàn quốc khoa học Trái đất và Tài nguyên với phát triển bền vững*.
- Trần Hữu Tuyên, 2021. Nghiên cứu, xác định nguyên nhân và đề xuất giải pháp bền vững phòng tránh nguy cơ sụt đất tại khu vực xã Phong Xuân, huyện Phong Điền. *Báo cáo tổng kết đề tài NCKH cấp tỉnh*.
- P.K. Singh, W.Vogt, D.P.Singh, 1988. Effect of direction of initiation on ground vibrations. *International Journal of Surface Mining and Environment* 12.

Công ty CP Xi măng Đông Lâm, 2020. Tài liệu kỹ thuật về nổ mìn khai thác đá.

QCVN 01:2019/BCT, 2008. Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về an toàn trong bảo quản, vận chuyển, sử dụng và tiêu hủy VLNCN.

Assessment of the impact of blasting vibrations on sinkhole in Phong Xuan commune, Phong Dien district, Thua Thien Hue province

Tran Huu Tuyen*, Nguyen Thi Thuy, Hoang Ngo Tu Do, Hoang Hoa Tham

Hue University of Sciences

**Corresponding author: thtuyen@hueuni.edu.vn*

Abstract

Sinkhole in the area of Phong Xuan commune, Phong Dien district, Thua Thien Hue province belongs to the form of karst subsidence appearing since 2014 almost simultaneously with mining activities. Therefore, there are many opinions that: vibration caused by blasting is the main cause of sinkhole in this area. In this paper, with the data collected from blasting passports and documents of monitoring sessions, we calculated and simulated the vibration on SHOTPlus™ software. Calculation results have shown: the most obvious impact of blasting on sinkhole was only from 2013 when mining started with the permissible electrical delay method. From 2015 up to now, with the permissible non-electrical delay method, the mine blasting activity has not had a great impact on the sinkhole in the study area.

Keywords: *blasting, seismic, karst sinkhole, Phong Xuan.*

ĐÁNH GIÁ NGUY CƠ XUẤT HIỆN SÓNG THẦN DO KHỐI TRƯỢT TIỀM NĂNG TẠI KHU VỰC HỒ CHỨA NƯỚC VẠN HỘI, TỈNH BÌNH ĐỊNH

Phạm Văn Tiền^{1,2,*}, Lê Hồng Lượng³, Trần Thanh Nhân⁴, Trần Trung Hiếu², Đinh Thị Quỳnh¹, Nguyễn Khắc Hoàng Giang⁵, Đào Minh Đức², Nguyễn Thành Dương⁶, Đỗ Minh Ngọc¹, Phạm Huy Dũng⁷

¹Viện Địa công nghệ và môi trường; ²Viện Địa chất - Viện Hàn lâm KH&CN Việt Nam; ³Viện Khoa học và công nghệ Giao thông vận tải; ⁴Trường Đại học khoa học - Đại học Huế

⁵Trường Đại học Tài nguyên và Môi trường Hà Nội; ⁶Trường Đại học Mỏ - Địa chất;

⁷Trường Đại học Thủy Lợi

*Tác giả chịu trách nhiệm: phamtiengvt@gmail.com

Tóm tắt

Trượt lở tại khu vực hồ và đập chứa nước không chỉ gây ra các mối đe dọa tới con người và cơ sở hạ tầng hồ đập, mà sự hình thành trượt còn có thể gây ra các tai biến thứ cấp khác như sóng thần, chảy tràn đỉnh đập, hay vỡ đập gây lũ lụt tại vùng hạ lưu. Sự kiện trượt lở do mưa lớn gây ra sóng thần tại hồ chứa nước Vạn Hội xảy ra vào năm 2016 đã đặt ra một vấn đề mới cần thiết phải nghiên cứu tại Việt Nam. Hiện nay, trượt lở có nguy cơ cao sẽ tiếp tục xảy ra do mưa lớn tại sườn dốc phía đối diện với đập Vạn Hội. Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu nguy cơ xuất hiện sóng thần do trượt lở sử dụng thử nghiệm cắt vòng và mô hình mô phỏng tích hợp LS-RAPID và LS-TSUNAMI. Kết quả nghiên cứu cho thấy, khối trượt tiềm năng có thể xuất hiện do mưa lớn khi hệ số áp lực nước lỗ rỗng tới hạn đạt giá trị $r_{uc} = 0,63$. Trong mô phỏng máy tính, khối trượt dịch chuyển nhanh với vận tốc khoảng 21 m/s vào trong lòng hồ gây sóng thần trong hồ với chiều cao 7,6 m. Sóng nước với chiều cao từ 5,0 đến 5,4 m tràn qua đỉnh đập và gây tác động đến khu vực thân đập phía hạ lưu. Kết quả nghiên cứu này có ý nghĩa trong việc dự báo sự xuất hiện trượt lở và đề xuất các giải pháp ứng phó với kịch bản trượt lở gây sóng thần có thể xuất hiện trong điều kiện mưa lớn tại hồ Vạn Hội.

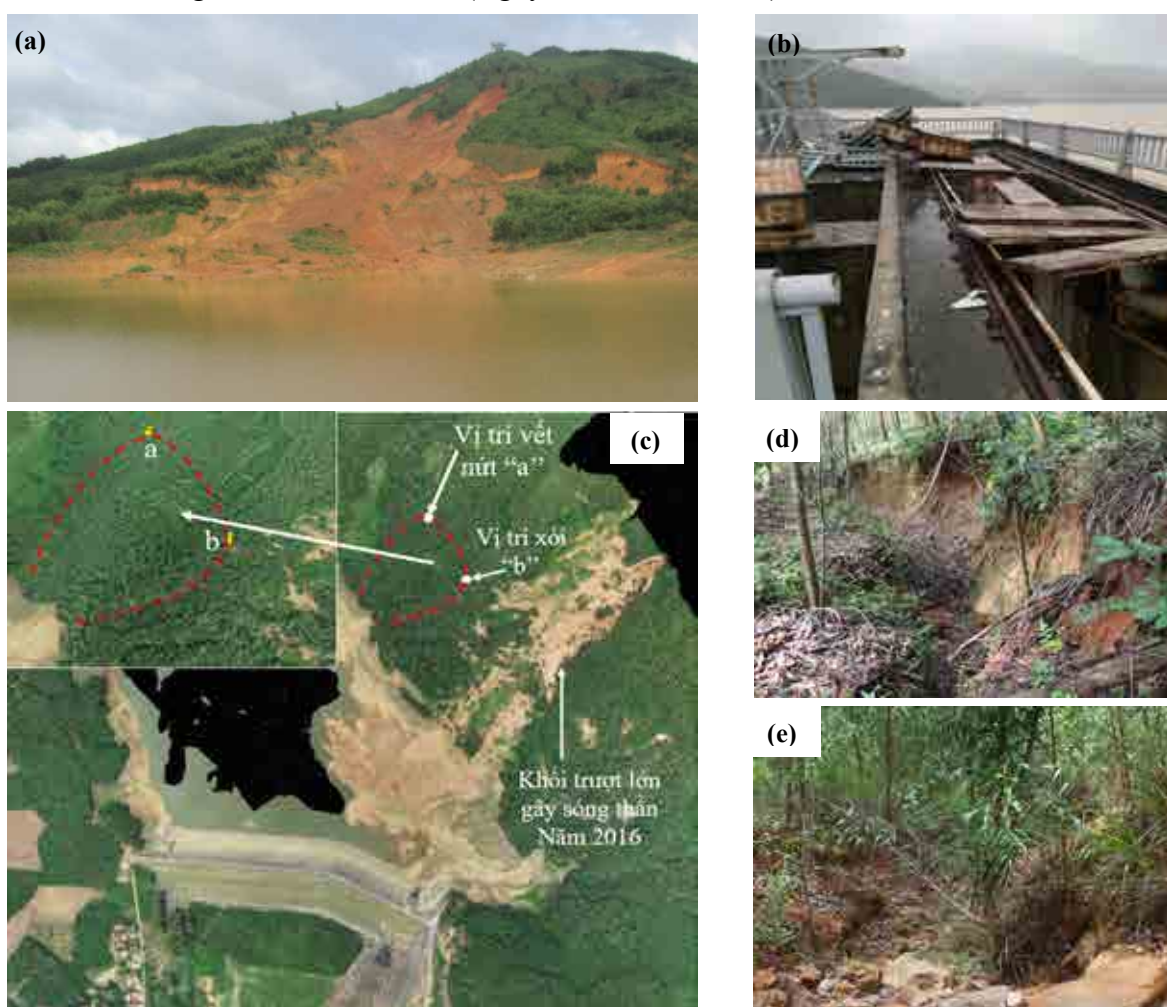
Từ khóa: trượt lở; sóng thần; mô hình LS-RAPID và LS-TSUNAMI; áp lực nước lỗ rỗng; hồ chứa nước Vạn Hội.

1. Giới thiệu chung

Trượt lở là một trong những tai biến địa chất nguy hiểm gây ra nhiều thiệt hại về kinh tế và sinh mạng con người. Trong khoảng hai thập kỷ gần đây tại Việt Nam, trượt lở đã và đang xuất hiện thường xuyên hơn vào mùa mưa bão ở các khu vực đồi núi (Tien và nnk., 2016; Luong và nnk., 2017; Tien và nnk., 2021a, 2021b và 2021c). Tại các khu vực hồ và đập chứa nước (gọi tắt là hồ đập), trượt lở không chỉ gây ra những thiệt hại về tài sản và sinh mạng con người mà có thể gây ra các tai biến thứ cấp và hình thành chuỗi thảm họa trượt lở - sóng thần - chảy tràn đỉnh đập - vỡ đập - lũ lụt hạ lưu (Korup, 2005). Nhiều sự kiện liên quan tới trượt lở hồ đập đã xảy ra trên thế giới, như trượt lở quy mô lớn gây ra sóng thần trong hồ Vajont lấy đi khoảng 2.000 sinh mạng ở Italy năm 1963 (Iqbal và nnk., 2017) hay khối trượt Qianjiangping gây sóng thần trong lòng hồ Tam Hiệp, Trung Quốc làm chết 24 người năm 2003 (Wang và nnk., 2008). Trượt lở vào trong lòng hồ có thể tạo ra sóng thần đe dọa sự an toàn kết cấu đập và vùng hạ lưu. Đã có nhiều nghiên cứu đánh giá về vấn đề trượt lở gây sóng thần, cụ thể là việc xác định các thông số sóng nước (như vận tốc, chiều cao, điểm tác động cao nhất ở khu vực bờ, vùng tác động của sóng và thời gian truyền sóng) thông qua lý thuyết toán học (Kranzer và Keller, 1960), thử nghiệm mô phỏng vật lý (Panizzo và nnk., 2005) và mô phỏng số (Duc và nnk., 2020).

Việt Nam có hơn 7.000 hồ và đập chứa nước trên cả nước, trong đó có khoảng 750 công trình có quy mô trung bình đến lớn (Tien và nnk., 2023). Tai biến trượt lở đã xuất hiện và gây ra những tác động khác nhau tại nhiều khu vực hồ đập như hồ Thủy điện Hòa Bình, hồ Thủy điện Lai Châu, hồ Thủy điện Sơn La, hồ Thủy điện Bản Vẽ, hồ Thủy điện Nậm Nơn, hồ Thủy điện Bản Áng, hồ Thủy điện Hương Điền, hồ chứa nước Vạn Hội và hồ chứa nước Cửa Đạt (Tien và nnk., 2022). Như một

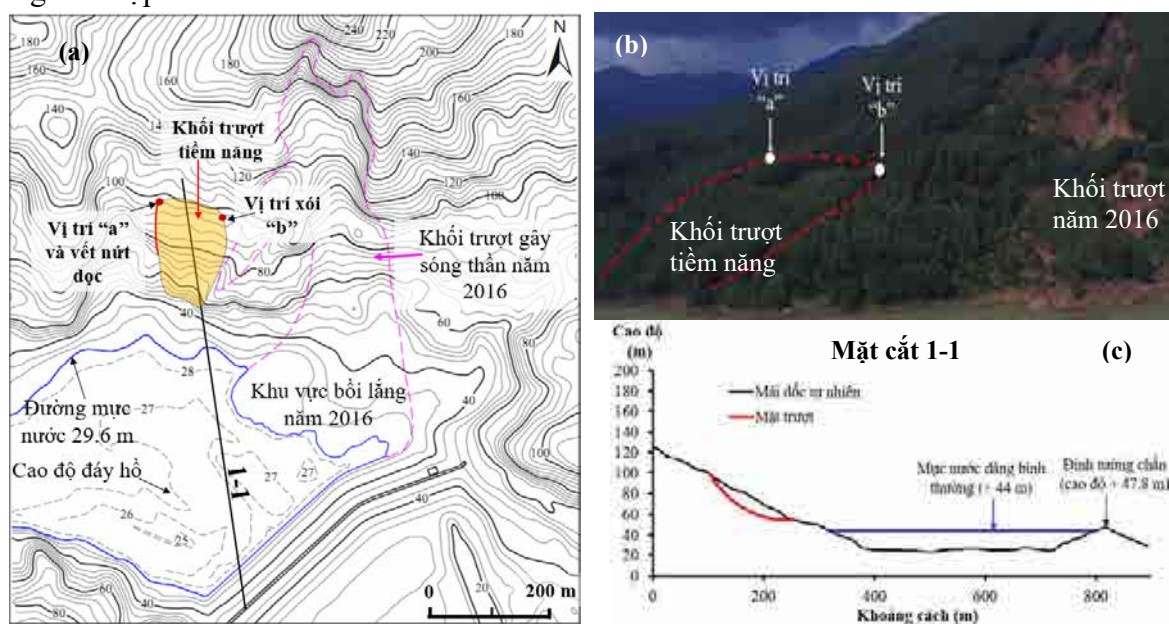
ví dụ điển hình, trượt lở tại nhiều vị trí sườn dốc trong lòng hồ chứa nước Vạn Hội xuất hiện vào ngày 16 tháng 12 năm 2016 sau các trận mưa lớn và kéo dài trong tháng 11 và tháng 12 (hình 1a). Đáng chú ý, trận mưa lớn đã kích hoạt khối trượt sâu và quy mô lớn tại sườn dốc phía đối diện đập và nhà vận hành của hồ Vạn Hội, gây ra sóng thần cao khoảng 20 m tàn phá công trình đập (hình 1b). Khối trượt quy mô lớn này có thể tích khoảng 583.000 m^3 , với chiều dài 400 m, chiều rộng 145 m và chiều sâu 27 m (Tien và nnk., 2023). Khối trượt lớn lan rộng dưới mặt nước và lắng đọng kéo dài hơn 400 m dọc đáy hồ, bao gồm cả khu vực trước cửa tràn của đập Vạn Hội (hình 1c). Sóng thần gây ra do trượt lở đánh trúng vào tràn xả lũ, làm hỏng toàn bộ cổng trục, phai phụ, lan can và gây hỏng hoàn toàn đường ống dẫn dầu thủy lực cửa tràn số 03, làm cho cửa tràn đóng sập xuống không kéo lên được. Sóng nước sau đó vượt qua đỉnh đập, làm gãy 02 trụ điện, làm nứt 05 trụ và phá hủy một số vị trí taluy kè thân đập phía hạ lưu. Đồng thời nước phủ tràn qua nhà quản lý tràn đã làm hỏng tụt áp máy phát điện dự phòng. Ngoài ra, khi nước tràn qua đỉnh đập và nhà quản lý tràn đã làm xói lở mái thượng hạ lưu đập khoảng 200 m^3 đất đắp, 250 m^3 đá xây và 600 m^3 đá lát đồng đá tiêu nước hạ lưu (Nguyễn Văn Phú, 2019).



Hình 1. (a) Khối trượt quy mô lớn gây sóng thần năm 2016, (b) Sóng thần gây phá hoại công trình nhà vận hành hồ Vạn Hội, (Ảnh chụp bởi Th.S Đỗ Cảnh Hào), (c) Ảnh UAV trượt lở khu vực hồ Vạn Hội, (d) Vết nứt hình thành vách trượt tiềm năng và (e) Rãnh xói trên sườn dốc.

Hồ chứa nước Vạn Hội có dung tích thiết kế $14,5$ triệu m^3 nước, xây dựng trên lưu vực suối Cái (phụ lưu của sông An Lão) có diện tích khoảng 38 km^2 . Hồ Vạn Hội đóng vai trò rất quan trọng trong việc cung cấp nước tưới cho một khu vực đất nông nghiệp rộng lớn khoảng 2.106 hecta của huyện Hoài Ân. Công trình này cũng thực hiện chức năng bổ sung khoảng $5,0$ triệu mét khối nước cho hệ thống đập Lại Giang. Khu vực hồ Vạn Hội nằm ở rìa phía Nam địa khối Kontum chịu ảnh hưởng mạnh mẽ bởi các hoạt động kiến tạo. Địa tầng khu vực sườn dốc đối

diện đập được cấu tạo bởi đá biến chất gneis thuộc hệ tầng Kim Sơn. Trượt lở được hình thành trong lớp vỏ phong hóa hoàn toàn từ đá gneis. Sự cố trượt lở và sóng thần tại hồ Vạn Hội vào tháng 12 năm 2016 đã gây thiệt hại lớn về kinh tế và làm ảnh hưởng nghiêm trọng đến các hoạt động vận hành của công trình đập. Sau sự cố trượt lở gây sóng thần năm 2016, trầm tích trượt lở gây bồi lắng lòng hồ vẫn chưa được xử lý do hạn chế về nguồn kinh phí. Chức năng vận hành của hồ Vạn Hội bị ảnh hưởng nghiêm trọng vào mùa khô do sự suy giảm thể tích trữ nước. Nguy cơ trượt lở trên sườn dốc lòng hồ vẫn luôn thường trực vào mùa mưa. Mặc dù vậy, nghiên cứu trượt lở khu vực hồ chứa nước Vạn Hội vẫn chưa được thực hiện đầy đủ. Theo kết quả khảo sát hiện trường gần đây, trên sườn dốc phía bên phải của khối trượt lớn năm 2016 xuất hiện một vết nứt kéo dài khoảng 50 m, hình thành một vết sụt lún sâu khoảng 1,5 m và nứt tách giống như một vách trượt của khối trượt tiềm năng (vị trí “a” trên hình 1d, 2a và 2b). Phía bên trái của khu vực này tồn tại một vị trí xói trên bề mặt (vị trí “b” trên hình 1e, 2a và 2b). Đây là những dấu hiệu cho thấy sườn dốc này có nguy cơ cao xảy ra trượt lở với chiều sâu mặt trượt dự đoán khoảng 10 đến 20 m. Hình 2c thể hiện mặt cắt ngang khối trượt được ước tính dựa vào chức năng tạo mặt trượt trong phần mềm LS-RAPID. Việc nghiên cứu, đánh giá nguy cơ xuất hiện trượt lở và các tai biến thứ cấp khác ở khu vực hồ Vạn Hội là rất cần thiết. Bài báo này trình bày kết quả đánh giá nguy cơ hình thành khối trượt tiềm năng do mưa lớn và khả năng xuất hiện sóng thần trong hồ Vạn Hội sử dụng thử nghiệm cắt vòng trên thiết bị ICL-2 và mô hình mô phỏng tích hợp LS-RAPID và LS-TSUNAMI.

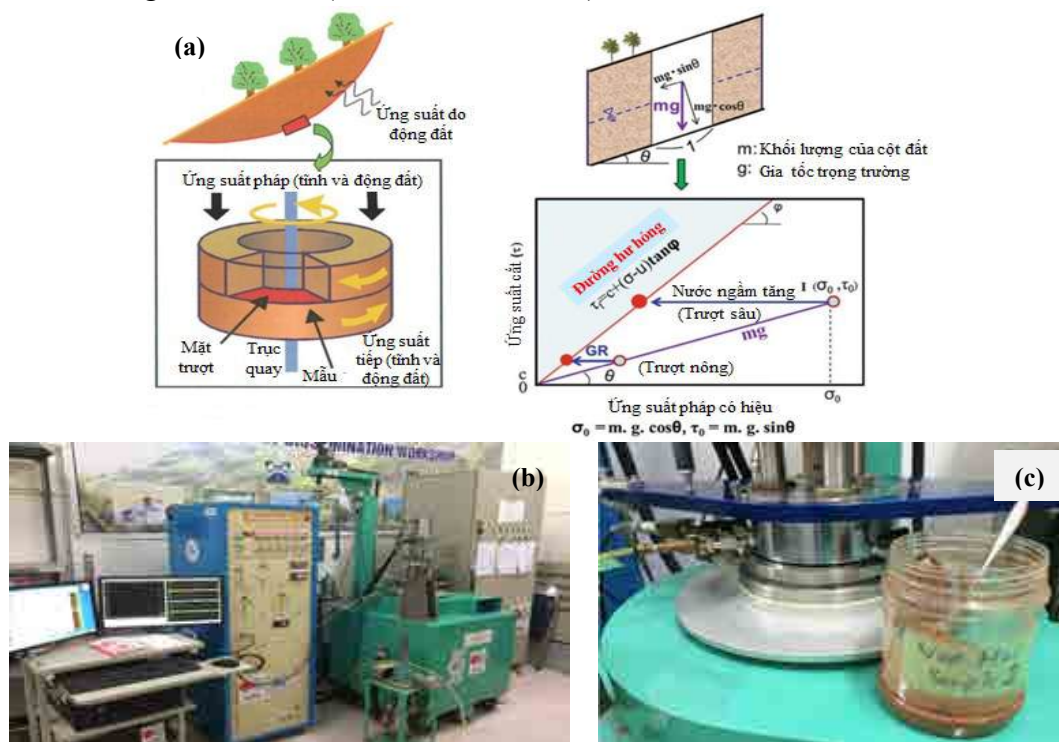


Hình 2. Bình đồ thể hiện khối trượt lớn khu vực hồ Vạn Hội và mặt cắt ngang khối trượt tiềm năng.

2. Phương pháp nghiên cứu

Nghiên cứu này được thực hiện bằng việc kết hợp các phương pháp khác nhau gồm, khảo sát thực địa chi tiết, thu thập mẫu đất, thí nghiệm cắt vòng mô phỏng trượt lở gây ra do mưa và mô hình số trên máy tính sử dụng phần mềm LS-RAPID và LS-TSUNAMI. Thiết bị bay không người lái (UAV) Phantom-4 Professional được sử dụng để khảo sát tổng thể khu vực nghiên cứu và chụp ảnh để xây dựng dữ liệu địa hình khu vực nghiên cứu phục vụ phân tích và mô phỏng số. Để nghiên cứu mô phỏng kịch bản trượt lở do mưa xảy ra tại hồ Vạn Hội, các mẫu đất được thu thập tại mặt trượt của khối trượt lớn gây sóng thần năm 2016 được thí nghiệm xác định các chỉ tiêu động lực học dùng cho mô phỏng máy tính. Mẫu đất S2, là vật liệu phong hóa hoàn toàn từ đá gốc gneis trong khu vực hồ Vạn Hội được sử dụng trong nghiên cứu khối trượt tiềm năng. Mẫu S2 được xác định là nguyên nhân chính góp phần hình thành sự dịch trượt với tốc độ nhanh gây ra sóng thần (Tien và nnk., 2023).

Thiết bị cắt vòng tải trọng động áp lực lớn (undrained dynamic loading ring shear apparatus, ICL-2) được sử dụng trong nghiên cứu này để khảo sát cơ chế trượt sâu do mưa lớn (hình 3). Đây là thiết bị được phát triển trong khuôn khổ dự án hợp tác quốc tế giữa Việt Nam và Nhật Bản mà khả năng duy trì thí nghiệm ở điều kiện không thoát nước ở áp lực 3,0 MPa. Thiết bị ICL-2 cho phép nghiên cứu cường độ dư của mẫu đất do khả năng điều khiển theo chế độ cắt chuyển vị không giới hạn, và theo dõi sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng dưới các điều kiện tải trọng tĩnh và động lực trong điều kiện không thoát nước. Nguyên lý cơ bản của thiết bị cắt vòng là để mô phỏng các ứng suất do trọng lực, lực động đất, hoặc áp lực nước lỗ rỗng lên mẫu đất lấy tại hiện trường và để theo dõi sự biến đổi của các thông số trượt lở trong quá trình thí nghiệm như sự hình thành mặt trượt, sự hóa lỏng vật liệu tại mặt trượt, sự phát sinh áp lực nước lỗ rỗng, các quá trình trước và sau trượt (Sassa và nnk., 2010). Thí nghiệm cắt vòng đều được tiến hành trên mẫu đất đã bão hòa hoàn toàn với độ bão hòa (BD) lớn hơn hoặc bằng 0,95. Giá trị (BD) được tính toán như hệ số giữa sự gia tăng của áp lực nước lỗ rỗng và sự gia tăng của ứng suất pháp trong điều kiện không thoát nước (Tien và nnk., 2018). Trạng thái ứng suất mô phỏng điều kiện ban đầu của mái dốc được tính toán dựa vào chiều sâu khối trượt (h), góc dốc tự nhiên (θ) và trọng lượng đơn vị của mẫu đất (γ), bao gồm ứng suất pháp ($\sigma_0 = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \theta$) và ứng suất tiếp ($\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta$). Mô tả chi tiết về thiết bị ICL-2 và chu trình thí nghiệm được trình bày qua nhiều tài liệu của giáo sư Sassa (Sassa và nnk., 2010).



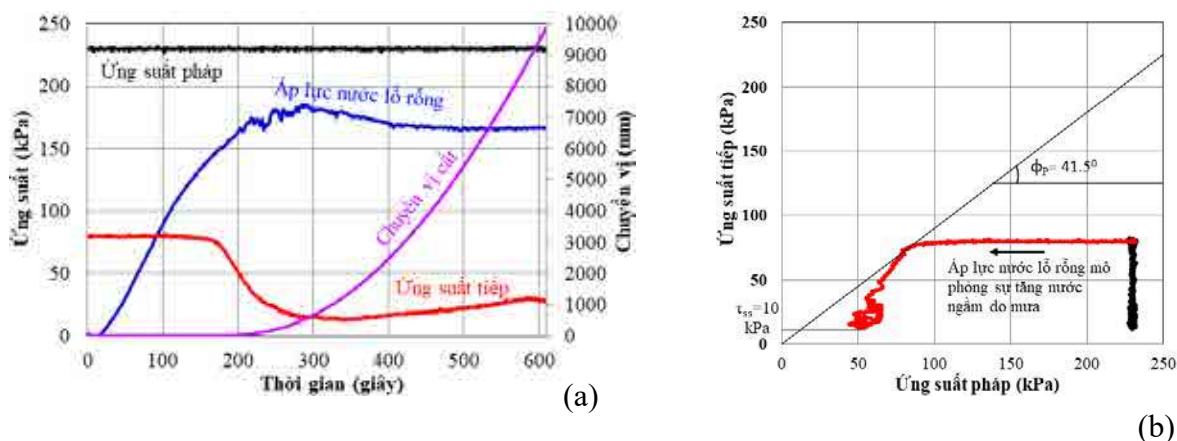
Hình 3. (a) Nguyên lý mô phỏng cắt vòng và cơ chế hình thành trượt lở do mưa, (b) Hệ thống mô phỏng cắt vòng ICL-2, và (c) Ảnh thí nghiệm mẫu đất trượt lở hồ Vạn Hội

Từ thí nghiệm cắt vòng, các thông số được lựa chọn cho mô hình mô phỏng trượt lở do mưa trên máy tính sử dụng mô hình LS-RAPID. Đây là mô hình được phát triển bởi giáo sư Sassa và các cộng sự nhằm mô phỏng toàn bộ quá trình hình thành trượt lở, từ trạng thái ổn định, giai đoạn phát sinh hư hỏng (*hình thành trượt lở*), và quá trình dịch chuyển của khối trượt. Trong mô phỏng khối trượt gây ra do mưa, hệ số áp lực nước lỗ rỗng (r_u) được tăng dần đến giá trị tới hạn mà sự dịch chuyển của mái dốc xảy ra, giá trị tới hạn này được xác định trong thí nghiệm cắt vòng. Tiếp theo, đánh giá nguy cơ trượt lở gây sóng thần được thực hiện trong mô hình LS-TSUNAMI (Sassa và nnk., 2016). Kết quả mô phỏng trượt lở là thông số đầu vào để mô phỏng hiện tượng sóng thần phát sinh do sự dịch chuyển nhanh của khối đất đá di chuyển xuống mặt hồ.

3. Kết quả nghiên cứu đánh giá nguy cơ sóng thần gây ra do trượt lở

3.1. Mô phỏng trượt lở gây ra do mưa sử dụng thiết bị cắt vòng

Trong thí nghiệm mô phỏng trượt xảy ra do mưa trên mẫu S2, giá trị ứng suất pháp $\sigma_0 = 230$ kPa và ứng suất tiếp $\tau_0 = 90$ kPa được gia tăng trong điều kiện thoát nước. Đây là trạng thái ứng suất gần tương ứng với điều kiện tự nhiên của sườn dốc ban đầu. Giá trị áp lực nước lỗ rỗng được gia tăng dần với tốc độ không đổi 1 kPa/giây đến khi mẫu đất bị phá hủy (*hình thành trượt*). Thí nghiệm được thực hiện tới khi chuyển vị cắt đạt giá trị 10 m. Kết quả thí nghiệm cắt do sự gia tăng áp lực nước lỗ rỗng được thể hiện trong Hình 4. Kết quả thí nghiệm ghi nhận, góc ma sát tại đỉnh (friction angle at peak) là $42,8^\circ$, sức kháng cắt dư đạt giá trị 10 kPa (hình 4b). Giá trị áp lực nước lỗ rỗng cần thiết để kích hoạt sự dịch chuyển đo được là 150 kPa, tương ứng với hệ số áp lực nước lỗ rỗng tới hạn (critical pore water pressure ratio) là $r_u = 0,65$ ($150/230$). Khối trượt sau đó chuyển dịch nhanh dần do sự tăng đột ngột của áp lực lỗ rỗng dư kết hợp với sự suy giảm đột ngột của cường độ cắt.



Hình 4. Thử nghiệm mô phỏng trượt lở do mưa trên mẫu đất S2: (a) Biểu đồ biểu thị các giá trị ứng suất và chuyển vị được quan trắc theo thời gian và (b) biểu đồ đường ứng suất.

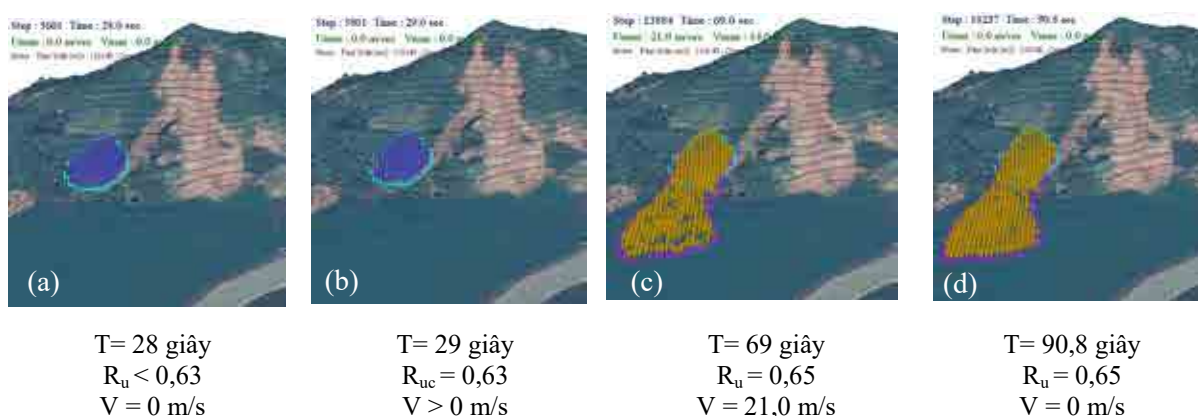
3.2. Mô hình số mô phỏng trượt lở gây ra do mưa sử dụng mô hình LS-RAPID

Quá trình hình thành khối trượt tiềm năng được mô phỏng sử dụng mô hình LS-RAPID. Trong mô hình LS-RAPID, dữ liệu địa hình độ phân giải 5-m của khu vực hồ Vạn Hội được xây dựng từ ảnh chụp UAV được sử dụng trong tính toán. Trong khi đó, vùng phát sinh khối trượt tiềm năng được tạo ra bằng cách sử dụng công cụ xây dựng mặt trượt dạng elip, với thể tích khoảng 110.000 m^3 . Các thông số kháng cắt của mẫu đất mặt trượt trong mô hình LS-RAPID được đo từ thí nghiệm cắt vòng đã được trình bày trong nghiên cứu cơ chế trượt lở khối trượt lớn gây sóng thần năm 2016 (Tiền và nnk., 2023). Giá trị sức kháng cắt dư tại trạng thái ổn định $\tau_{ss} = 10$ kPa và hệ số áp lực nước lỗ rỗng $r_u = 0,65$ được xác định từ thí nghiệm cắt vòng mô phỏng trượt lở do mưa trong nghiên cứu này. Giá trị các thông số đầu vào của mô hình máy tính được trình bày chi tiết trong bảng 1. Trong mô hình máy tính, hệ số áp lực nước lỗ rỗng được tăng từ 0 đến giá trị 0,65 trong khoảng thời gian 30 giây, sau đó được giữ không đổi trong khoảng thời gian 120 giây.

Bảng 1. Thông số đầu vào của mô hình số LS-RAPID

Các thông số mô phỏng trượt lở	Giá trị
Trọng lượng đơn vị của mẫu đất (γ_t , kN/m ³)	20,1
Trọng lượng đơn vị của nước (γ_w , kN/m ³)	9,81
Hệ số áp lực hông ($k=\sigma_h/\sigma_v$)	0,5 - 0,85
Tốc độ phát sinh áp lực nước lỗ rỗng (B_{ss})	0,9 - 0,98
Góc ma sát trong quá trình dịch chuyển ($\tan \varphi_m$, độ)	38,5
Góc ma sát đỉnh ($\tan \varphi_p$, độ)	41,5
Sức kháng cắt dư (τ_{ss} , kPa)	10
Chuyển vị cắt tại thời điểm bắt đầu suy giảm cường độ cắt (D_L , mm)	9
Chuyển vị cắt tại thời điểm kết thúc suy giảm cường độ cắt (D_U , mm)	500
Hệ số áp lực nước lỗ rỗng (r_u)	0,65

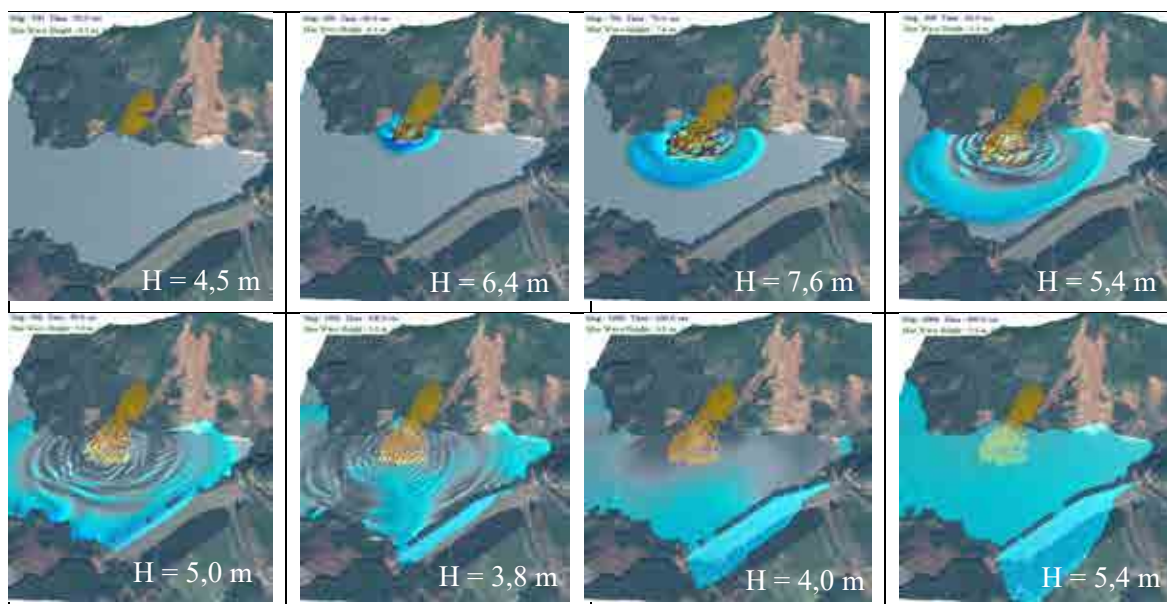
Hình 5 biểu thị kết quả mô phỏng quá trình hình thành và dịch chuyển của khối trượt tiềm năng kích hoạt bởi sự gia tăng áp lực nước lỗ rỗng gây ra do sự tăng mực nước ngầm trong điều kiện mưa lớn. Sườn dốc vẫn ổn định khi hệ số áp lực nước lỗ rỗng nhỏ hơn 0,63 (chấm tròn màu xanh, hình 5a). Sườn dốc xuất hiện phá hủy cục bộ (chấm tròn màu cam) tại khu vực gần vết nứt và phía chân mái dốc khi giá trị tới hạn $r_{uc} = 0,63$ (hình 5b). Sự phá hủy sau đó tiếp tục lan rộng ra toàn mái dốc khi áp lực nước lỗ rỗng gia tăng và được giữ không đổi ở giá trị 0,65. Khối trượt dịch chuyển xuống dưới lòng hồ với vận tốc tăng dần và đạt giá trị lớn nhất $v = 21$ m/s (hình 5c). Ở giai đoạn sau dịch chuyển, vận tốc dịch trượt giảm dần và dừng lại tại thời điểm 90,8 giây. Khu vực bị ảnh hưởng bởi trượt lở và vùng lắng đọng trầm tích được thể hiện trong hình 5d.



Hình 5. Kết quả mô phỏng khối trượt lớn tại hồ Vạn Hội.

3.3. Đánh giá nguy cơ sóng thần gây ra do trượt lở sử dụng mô hình LS-TSUNAMI

Đánh giá nguy cơ xuất hiện sóng thần do sự hình thành khối trượt tiềm năng được thực hiện trong mô phỏng máy tính LS-TSUNAMI. Trong mô hình sóng thần, các thông số của khối trượt có được từ mô hình LS-RAPID được sử dụng làm dữ liệu đầu vào trong mô hình sóng thần. Hệ số nhám thủy lực Manning's biểu thị độ nhám giữa nước và bề mặt đất $R = 0,025 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ được lựa chọn theo giá trị kinh nghiệm qua nhiều nghiên cứu (Sassa và nnk., 2016). Đập thủy lợi Vạn Hội có chiều rộng 5 m, chiều cao 25 m, chiều dài 562 m với cao trình đỉnh đập + 47 m và cao trình đỉnh tường chắn sóng + 48 m. Mực nước vận hành thường xuyên của hồ được duy trì ở cao trình + 44,0 m (MARD, 2005), đây là mực nước được xem xét đánh giá kích bản hình thành sóng thần. Kết quả mô hình trong khoảng thời gian 600 giây được thể hiện trong hình 6.



Hình 6. Kết quả mô phỏng sóng thần do hình thành khối trượt tiềm năng tại hồ Vạn Hội.

Khối trượt sau khi hình thành trên sườn dốc bắt đầu dịch chuyển với vận tốc lớn vào trong lòng hồ và phát sinh sóng thần trên mặt hồ. Sóng lan truyền trên mặt hồ tiếp tục di chuyển ra xung quanh, xô đập vào bờ hồ phía đối diện và bờ kè thượng lưu đập, sau đó sóng nước tràn qua đỉnh đập. Chiều cao đỉnh sóng lớn nhất hình thành trên mặt hồ là 7,6 m, trong khi chiều cao sóng thần tác động ở khu vực dọc theo đập từ 5,0 đến 5,4 m. Theo kết quả mô phỏng, một khu vực rộng ngay phía dưới hạ lưu đập sẽ bị ảnh hưởng. Mặc dù vậy, khu vực tràn xả lũ và dốc nước không bị tác động nhiều như sự cố năm 2016. Nguyên nhân là bởi vì so với khối trượt gây sóng thần năm 2016 thì khối trượt tiềm năng có cao độ đỉnh thấp hơn, quy mô nhỏ hơn và hướng trượt không vuông góc với thân đập.

4. Thảo luận và kết luận

Trong bài báo này, kết quả đánh giá nguy cơ xuất hiện khối trượt tiềm năng và kịch bản hình thành sóng thần tại hồ Vạn Hội được đề cập. Thử nghiệm cắt vòng mô phỏng trượt lở xảy ra do mưa được thực hiện trên mẫu đất là vật liệu phong hóa hoàn toàn của đá gneis trong khu vực nghiên cứu. Mẫu đất bị phá hủy và hình thành dịch chuyển với áp lực nước lỗ rỗng đạt giá trị 150 kPa, tương ứng với hệ số áp lực nước lỗ rỗng đạt giá trị $r_u = 0,65$. Các thông số thử nghiệm cắt vòng và hệ số áp lực nước lỗ rỗng được sử dụng trong mô hình LS-RAPID mô phỏng sự hình thành và dịch chuyển của khối trượt tiềm năng. Trong mô hình máy tính được kiểm chứng thì sườn dốc bắt đầu dịch chuyển khi hệ số áp lực nước lỗ rỗng đạt tới giá trị tới hạn $r_{uc} = 0,63$. Giá trị này lớn hơn nhiều so với giá trị áp lực nước lỗ rỗng tới hạn kích hoạt khối trượt quy mô lớn gây sóng thần năm 2016 ($r_{uc} = 0,55$, Tien và nnk., 2023). Trong sự kiện năm 2016, mưa lớn làm gia tăng mực nước ngầm trong sườn dốc nhưng chưa đạt đến giá trị tới hạn có thể gây ra sự dịch chuyển của sườn dốc này. Một nguyên nhân khác có thể đó là do khối trượt tiềm năng nằm trên sườn dốc thoải hơn và có các điều kiện địa tầng, địa chất và cấu trúc mặt trượt ít bất lợi hơn so với khu vực xảy ra trượt lở năm 2016.

Kết quả mô phỏng máy tính tích hợp sử dụng mô hình LS-RAPID và LS-TSUNAMI cho thấy khối trượt tiềm năng dịch chuyển nhanh vào trong lòng hồ với vận tốc khoảng 21 m/s gây sóng thần trong hồ với chiều cao sóng lớn nhất là 7,6 m. Sóng nước hình thành lan rộng trên mặt hồ, va xô vào phía bờ đối diện và thân đập, sau đó tràn qua đỉnh đập với chiều cao từ 5,0 đến 5,4 m gây ảnh hưởng tới khu vực thân đập phía hạ lưu. Dựa vào kết quả mô phỏng kịch bản trượt lở gây sóng thần này, các biện pháp ứng phó và giảm thiểu rủi ro thiệt hại có thể được đề xuất phục vụ an toàn trong vận hành công trình hồ và đập chứa nước Vạn Hội. Gần đây, trượt lở đang trở thành mối đe dọa đến sự vận hành an toàn công trình đập, hạ tầng và khu vực dân cư ở vùng hạ

lưu. Nghiên cứu sử dụng mô hình tích hợp LS-RAPID và LS-TSUNAMI mô phỏng trượt lở và sóng thần do trượt lở có ý nghĩa thực tiễn và có thể được áp dụng cho các khu vực hồ đập có nguy cơ trượt lở cao tại Việt Nam.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Quỹ Phát triển khoa học và công nghệ Quốc gia (NAFOSTED) trong đề tài mã số 105.08-2019.14. Nhóm tác giả cũng xin gửi lời cảm ơn chân thành tới TS. Ngô Quốc Kim Long (*DJA Enterprise Việt Nam*) và ThS. Đỗ Cảnh Hào (*Viện Đào tạo và Khoa học ứng dụng miền Trung, Đại học Thủy lợi*) đã có nhiều hỗ trợ cho đề tài.

Tài liệu tham khảo

- Duc, D.M., Khang, D., Duc, D.M., Ngoc, D.M., Quynh, D.Q., Thuy, D.T., Giang, N.K.H., Tien, P.V., Ha, N.H., 2020. Analysis and modeling of a landslide-induced tsunami-like wave across the Truong river in Quang Nam province, Vietnam. *Landslides* 17, 2329-2341.
- Iqbal, J., Tu, X., Xu, L., 2017. Landslide Hazards in Reservoir Areas: Case Study of Xiangjiaba Reservoir, Southwest China. *Nat. Hazards Rev.*, 2017, 18(4): 04017009
- Korup, O., 2005. Geomorphic hazard assessment of landslide dams in South Westland, New Zealand: Fundamental problems and approaches. *Geomorphology* 66 (2005) 167-188.
- Kranzer, H.C., Keller, J.B., 1960. Water waves produced by explosions, *Journal of Applied Physics*, pp. 398-407.
- Luong, L.H., Miyagi, T., Tien, P.V., Loi, D.H., Hamasaki, E., Abe, S., 2017. Landslide risk evaluation in central provinces of Vietnam. *Advancing Culture of Living with Landslides*, 1145-1153.
- MARD, 2005. Quy trình vận hành điều tiết hồ chứa nước Vạn Hội tỉnh Bình Định. Bộ Nông nghiệp và phát triển nông thôn (MARD), 18 trang.
- Nguyễn Văn Phú, 2019. Báo cáo về việc Sạt lở núi trong lòng hồ gây ra sự cố công trình hồ chứa nước Vạn hội, huyện Hoài Ân. *Công ty TNHH KTCT Thủy lợi*, tỉnh Bình Định.
- Panizzo, A., Girolamo, De., Risio, P., Di, M., Maistri, A., Petaccia, A., 2005. Great landslide events in Italian artificial reservoirs. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 5, 733-740.
- Sassa, K., Khang, D., Yanagisawa, H., He, B., 2016. A new landslide-induced tsunami simulation model and its application to the 1792 Unzen-Mayuyama landslide-and-tsunami disaster. *Landslides*, 13, 1405-1419.
- Sassa, K., Nagai, O., Solidum, R., Yamazaki, Y., Ohta, H., 2010. An integrated model simulating the initiation and motion of earthquake and rain induced rapid landslides and its application to the 2006 Leyte landslide. *Landslides*, 7(3), 219-236.
- Tien, P.V., Luong, L.H., Nhan, T.T., Duc, D.M., Phi, N.Q., Lan, N.C., Quynh, D.T., Hieu, T.T., Anh, N.D., Nguyen, T.N.H., Huong, N.T.M., 2022. Simulating a rainfall-induced deep-seated landslide in Van Hoi reservoir, Binh Dinh province. *Proceedings of the National Conference for Earth Sciences and Natural Resources for Sustainable Development*, 539-544.
- Tien, P.V., Luong, L.H., Nhan, T.T., Phi, N.Q., Trinh, P.T., Quynh, D.T., Duc, D.M., Lan, N.C., Cuong, N.H., 2023. Mechanism and numerical simulation of a rapid deep-seated landslide in Van Hoi reservoir, Vietnam. *Vietnam Journal of Earth Sciences*, 45(3), 357-373.
- Tien, P.V., Luong, L.H., Duc, D.M., Trinh, P.T., Quynh, D.T., Lan, N.C., Thuy, D.T., Phi, N.Q., Cuong, T.Q., Khang, D., Loi, D.H., 2021a. Rainfall-Induced Catastrophic Landslide in Quang Tri Province: the Deadliest Single Landslide Event in Vietnam in 2020. *Landslides*, 18(6), 2323-2327.
- Tien, P.V., Luong, L.H., Nhan, T.T., Duc, D.M., Quynh, D.T., Lan, N.C., Phi, N.Q., Hao, D.C., Ha, N.H., Thuy, D.T., 2021b. Secondary Processes Associated with Landslides in Vietnam, *Lecture Notes of Civil Engineering*, 108, 192-209.
- Tien, P.V., Sassa, K., Takara, K., Tam, D.M., Quang, L.H., Khang, D., Luong, L.H., Loi, D.H., 2016. The influence of rainfalls on the potential of landslide occurrence on Hai Van Mountain in Vietnam. *Proceeding of the Final SATREPS Workshop on Landslides*, 112-121.

- Tien, P.V., Trinh, P.T., Luong, L.H., Nhat, L.M., Duc, D.M., Hieu, T.T., Cuong, T.Q., Nhan, T.T., 2021c. The October 13, 2020 deadly rapid landslide triggered by heavy rainfall in Phong Dien, Thua Thien Hue, Vietnam. *Landslides*, 18(6), 2329-2333.
- Wang, F., Zhang, Y., Huo, Z., Peng, X.M., 2008. Mechanism for the rapid motion of the Qianjiangping landslide during reactivation by the first impoundment of the Three Gorges Dam reservoir, China. *Landslides*, 5 (4): 379-386.

Hazard assessment of potential landslide-induced tsunami waves in Van Hoi reservoir, Binh Dinh province

Pham Van Tien^{1,2,*}, Le Hong Luong³, Tran Thanh Nhan⁴, Tran Trung Hieu², Dinh Thi Quynh¹, Nguyen Khac Hoang Giang⁵, Dao Minh Duc², Nguyen Thanh Duong⁶, Do Minh Ngoc¹, Pham Huy Dung⁷

¹ Institute of Geotechnology and Environment, Hanoi, Vietnam; ² Institute of Geological Sciences, Vietnam Academy of Science and Technology; ³ Institute of Transport Science and Technology;

⁴ University of Sciences, Hue University; ⁵ Hanoi University of Natural Resources and Environment;

⁶ Hanoi University of Mining and Geology; ⁷ Thuyloi University

*Corresponding author: phamtiengvt@gmail.com

Abstract

Reservoir landslides threaten infrastructure and human lives, but their formation can also cause other secondary hazards, such as tsunamis, overtopping, dam breaches, and downstream floods. The 2016 rainfall-induced landslide and its tsunami in the Van Hoi reservoir brings a new problem that needs to be studied in Vietnam. A potential landslide will likely occur on the slope opposite the dam facilities in the Van Hoi reservoir area. Therefore, this paper aims at hazard assessment of landslide-induced tsunamis by using an integrated simulation model with LS-RAPID and LS-TSUNAMI software. The research results show that the potential landslide can be triggered by heavy rain with a pore water pressure ratio of $r_{uc}=0,63$. In the computer model, the sliding block rapidly moves at about 21 m/s, causing a tsunami wave in the lake with a height of 7,6 m. Waves with a 5,0 to 5,4 m height overflowed the dam's crest and impacted the Van Hoi downstream area. This study is beneficial for predicting the occurrence of rainfall-induced landslides and proposing solutions to cope with tsunami scenarios triggered by downslope movement in the Van Hoi reservoir.

Keywords: landslides, tsunami, LS-RAPID and LS-TSUNAMI, pore water pressure, Van Hoi reservoir.

NGHIÊN CỨU ĐẶC ĐIỂM MỘT SỐ KHỐI TRƯỢT QUY MÔ LỚN Ở TỈNH BÌNH ĐỊNH

**Đinh Thị Quỳnh^{1,*}, Đỗ Minh Đức², Đào Minh Đức³, Phạm Văn Tiền³,
Nguyễn Hữu Hà⁴, Nguyễn Kim Long¹**

¹*Viện Địa công nghệ và Môi trường*

²*Trường Đại học Khoa học Tự nhiên - Đại học Quốc gia Hà Nội*

³*Viện Địa chất, Viện hàn lâm Khoa học và Công nghệ Việt Nam,*

⁴*Sở Khoa học và Công nghệ Bình Định*

**Tác giả liên hệ: quynhdtgeo@gmail.com*

Tóm tắt

Trượt lở thường xuyên diễn ra ở hầu hết các huyện của tỉnh Bình Định vào mùa mưa bão, nhất là tại các huyện An Lão, Vĩnh Thạnh, Hoài Ân, Phù Cát và thành phố Quy Nhơn. Hiện nay, tỉnh Bình Định có 21 vùng nguy cơ cao về trượt lở ở các khu vực tập trung dân cư và nhiều điểm trượt dọc các tuyến đường giao thông. Bài báo này ứng dụng điều tra khảo sát kết hợp bay chụp UAV, thu thập mẫu và thí nghiệm trong phòng kết hợp với các phần mềm chuyên dụng để xác định hiện trạng trượt lở quy mô lớn ở tỉnh Bình Định mô phỏng động lực khối trượt quy mô lớn ở Núi Cẩm. Tại đây, trượt lở quy mô lớn liên tiếp từ ngày 14 đến 16/11/2021 ở Núi Cẩm, xã Chánh Thắng, huyện Phù Cát với 3 khối trượt, trong đó, khối trượt hơn 310.000 m³ đã vùi lấp và làm ảnh hưởng tới vài chục hộ gia đình. Phân tích cho thấy cường độ mưa lớn trong thời gian ngắn là một phần yếu tố kích hoạt và địa hình phía thượng nguồn tồn tại vùng tích lũy nước làm gia tăng trượt lở. Lượng mưa tích lũy trong 24 giờ và 72 giờ ghi nhận là 200 mm và 420 mm. Bài viết cung cấp thêm hiểu biết về cơ chế và quá trình chuyển động trượt lở quy mô lớn, góp phần giảm thiểu thiệt hại do trượt lở quy mô lớn gây ra.

Từ khóa: trượt lở; trượt lở quy mô lớn; LS-Rapid; Bình Định.

1. Đặt vấn đề

Trượt lở là một dạng tai biến có tính chất tiềm ẩn và tính hiểm họa cao, ảnh hưởng đến đời sống con người, cơ sở hạ tầng và môi trường và kinh tế đối với hầu hết các khu vực đất dốc trên thế giới. Trượt lở quy mô lớn có thể tích lớn và phạm vi hoạt động lớn, tác động trên diện rộng (Huang, 2012; Palis và nnk 2017; Luo và nnk, 2020). Một số nghiên cứu về trượt quy mô lớn ở Việt Nam đã được nghiên cứu theo các điểm trượt như đánh giá ổn định mái dốc ở các khối trượt ở Vân Canh (Bình Định), cao tốc Hạ Long - Vân Đồn (Quảng Ninh) (Duc, 2013; Lan và nnk, 2019), mô phỏng động lực khối trượt bởi mô hình LS-Rapid cho trượt lở ở Hạ Long, trượt lở gây chấn dòng chảy tạo cột sóng hơn 7 m ở sông Trường tỉnh Quảng Nam (Loi và nnk, 2017; Duc và nnk, 2020).

Bình Định là một trong năm tỉnh, thành phố trong vùng kinh tế trọng điểm miền Trung ở khu vực duyên hải Nam Trung Bộ. Với diện tích tự nhiên hơn 6.025 km², tỉnh Bình Định có vị trí quan trọng trong việc kết nối ra biển của khu vực Tây Nguyên, Nam Lào, đông bắc Campuchia và đông bắc Thái Lan. Về điều kiện tự nhiên, tỉnh Bình Định có địa hình tương đối phức tạp, có độ dốc dần từ Tây sang Đông. Phía Tây là dãy núi cao với độ cao trung bình (500 ÷ 700) m và chiếm 70% diện tích toàn tỉnh, vùng đồng bằng duyên hải bị cắt nhỏ thành ô thung lũng bởi các núi chạy ngang ra biển, cùng với những đồi thấp xen kẽ đã tạo nên nhiều ao hồ tự nhiên. Bên cạnh đó, khu vực có cấu trúc địa chất phức tạp, phân cắt địa hình lớn, tạo các khe hẻm, tăng độ dốc sườn và sự tác động của con người làm gia tăng nguy cơ trượt lở quy mô lớn, đặc biệt là trong các đợt mưa lớn. Trong tháng 11 năm 2021 trượt lở quy mô lớn diễn ra trên diện rộng của tỉnh Bình Định ở khu vực núi Cẩm (huyện Phù Cát), ở khu vực Trà Đắc và khu vực thôn O3 (huyện Vĩnh Thạnh).

Bài báo tập trung trình bày nghiên cứu về hiện trạng trượt lở ở tỉnh Bình Định và mô phỏng sự kiện trượt lở quy mô lớn ở núi Cẩm từ ngày 14 đến ngày 16 tháng 11 năm 2021.

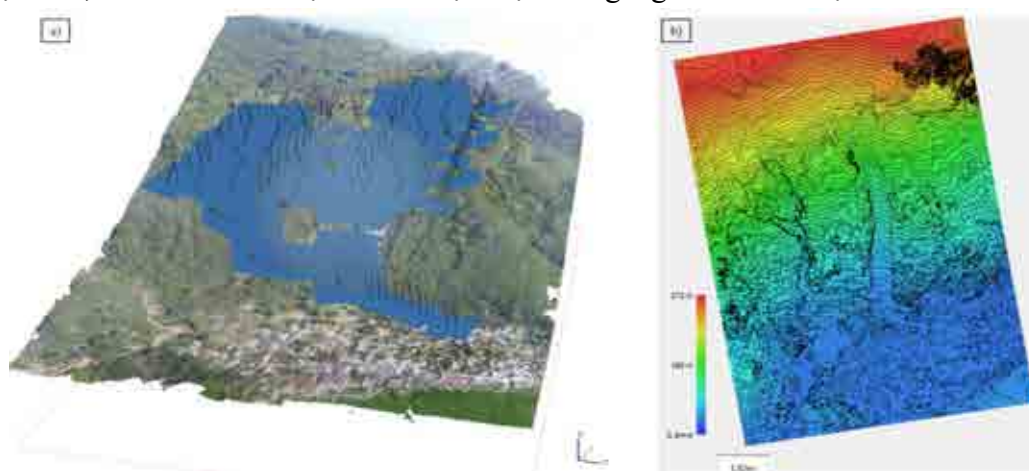
2. Phương pháp nghiên cứu

2.1. Phương pháp khảo sát thực địa

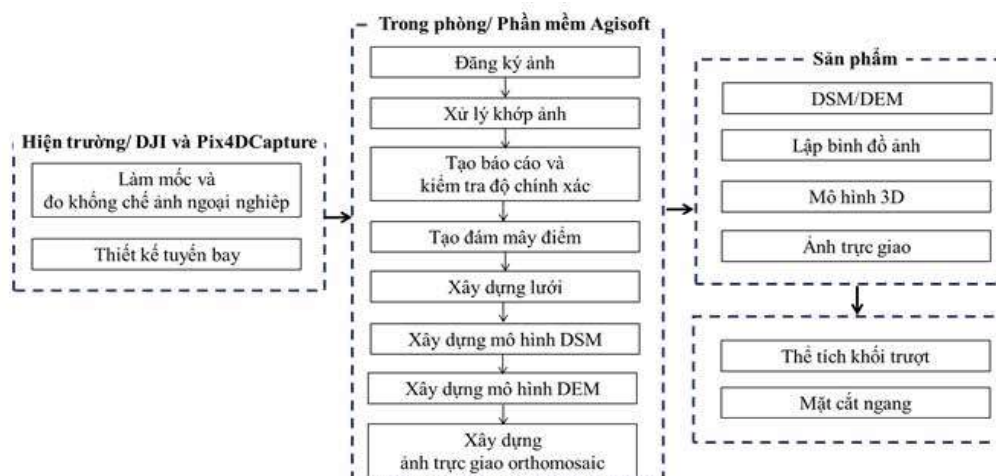
Phương pháp khảo sát điều tra thực địa để ghi nhận về hiện trạng, nhận định sơ bộ nguyên nhân và xác định thiệt hại đã xảy ra và tiềm năng khi xảy ra trượt lở. Quá trình khảo sát thực địa nhằm xác định vị trí, kích thước, phạm vi khối trượt bằng các thiết bị đo Nikon-Forestry Pro, thiết bị bay không người lái (UAV) Phantom 3 Pro. Bên cạnh đó, tiến hành thu thập mẫu đất đá phục vụ thí nghiệm và mô hình hóa khối trượt.

2.2. Phương pháp GIS viễn thám và UAV

Thiết bị bay không người lái (UAV - Unmanned Aerial Vehicle) sử dụng sóng radio để điều khiển. Công tác hiện trường sử dụng app Dji Go và Pix4D Capture điều khiển UAV Phantom 3 Pro và thiết kế tuyến bay (hình 1a). Sử dụng GPS garmin 62 để làm mốc và đo không chế ảnh ngoại nghiệp bằng thước dây hoặc thiết bị đo Nikon-Forestry Pro. Phương pháp bay chụp UAV thực hiện để thu thập các tấm ảnh chồng xếp. Sử dụng phần mềm Agisoft để xử lý ảnh qua các bước để xử lý khớp ảnh, tạo đám mây điểm, tạo ảnh trực giao (Orthomosaic), chi tiết được mô tả ở hình 2. Kết quả tạo ra mô hình số độ cao DSM và DEM dạng raster, mô hình 3D và ảnh trực giao (hình 1b). Từ dữ liệu DSM hoặc DEM sử dụng phần mềm ArcGIS để khoanh định và tính toán diện tích, thể tích khối trượt và vẽ được mặt cắt ngang của khối trượt.



Hình 1. Xử lý dữ liệu trên Agisoft ở khu vực núi Cẩm tỉnh Bình Định. a) Ảnh 3D và bố trí tuyến bay thủ công ngoài thực địa; b) Kết quả mô hình số độ cao DSM và các đường đồng mức địa hình (5m).



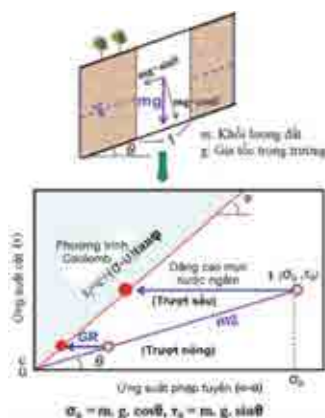
Hình 2. Quy trình xử lý ảnh bay chụp từ thiết bị bay không người lái (UAV).

2.3. Phân tích động lực của khối trượt quy mô lớn bằng mô hình LS-Rapid

Mô hình LS-Rapid được phát triển bởi Sassa và cộng sự năm 2010 từ bản nâng cấp mô phỏng trượt lở do được chính ông đề xuất năm 1988. LS-Rapid được áp dụng nghiên cứu trong ở nhiều nơi trên thế giới như Nhật Bản, Philippines, Croatia, Trung Quốc, Indonesia, Sri Lanka, Nepal và Việt Nam (Ajmera và cộng sự, 2022). LS-Rapid là mô hình mô phỏng trượt lở đất dựa trên cơ sở tích hợp giữa đánh giá nguồn phát sinh (phân tích ổn định mái dốc) do sự gia tăng áp lực lỗ rỗng (do mưa) và các tải trọng địa chấn (nếu có) và phân tích động lực của quá trình vận chuyển vật liệu và mở rộng phạm vi do quá trình cuốn theo vật liệu trên đường vận chuyển. Mô hình này mô phỏng quá trình diễn ra làm hai giai đoạn. Giai đoạn một là giai đoạn phát sinh trượt lở. Quá trình này bắt đầu từ sự xâm nhập của mưa vào mái dốc làm tăng áp lực nước lỗ rỗng trong khối đất. Khi áp lực nước lỗ rỗng tăng dần đến sự suy giảm của sức kháng cắt của đất từ cực đại sang trạng thái dư. Khi sức chống cắt đạt trạng thái dư, giá trị này không tiếp tục suy giảm nữa, nhưng chuyển vị cắt vẫn tiếp tục diễn ra. Giai đoạn hai là giai đoạn phân tích động lực - sau khi quá trình trượt lở bắt đầu xảy ra.

Cơ chế phát sinh trượt lở do tăng áp lực nước lỗ rỗng được mô tả ở hình 3. Trọng lượng cột đất có chiều dài đơn vị dọc theo đáy của lớp đất (đã phong hóa), hay chính xác hơn là lớp có tiềm năng bị trượt lở. Trọng lượng của đất nếu không có mực nước ngầm, nghĩa là áp lực nước lỗ rỗng bằng không, ứng suất ban đầu ở dưới đáy của cột đất này được trình bày trong hình vẽ tại "I". Khi áp lực nước lỗ rỗng tăng dần đường ứng suất sẽ dịch chuyển sang trái và đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn - bắt đầu phát sinh trượt.

Động lực trượt lở quy mô lớn sử dụng phần mềm LS-Rapid được thực hiện qua các bước ở hình 4. Từ đặc điểm địa hình và dữ liệu DEM xác định bề mặt trượt, các đặc điểm này cùng các tham số cơ lý đất chủ yếu thu được từ thí nghiệm hoặc dùng các số liệu giả định đã được khuyến cáo ở các nghiên cứu tương đồng về đặc điểm cơ lý. Sau đó, tập dữ liệu tính toán động lực của khối trượt.



Hình 3. Sự phá hủy do áp lực nước lỗ rỗng tăng.



Hình 4. Sơ đồ phân tích trượt lở quy mô lớn bằng mô hình LS-Rapid.

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Đặc điểm hiện trạng trượt lở tỉnh Bình Định

Tỉnh Bình Định xảy ra trượt lở trên diện rộng và phân tán. Kết quả nghiên cứu ghi nhận 21 vị trí có nguy cơ cao về trượt lở (bảng 1, hình 5). Ngoài ra, trượt lở quy mô nhỏ phát sinh dọc các tuyến giao thông tỉnh Bình Định thường xảy ra như đường tỉnh 639, tuyến đường xã An Hòa đi xã An Toàn,... Ở tuyến đường xã An Hòa đi xã An Toàn có 37 khối trượt quy mô nhỏ (Đình Thị Quỳnh và cộng sự, 2021) (hình 5b). Tuyến đường 639 có 18 khối trượt quy mô nhỏ và chủ yếu là trượt lở đá (Nguyễn Hữu Hà và Đỗ Minh Đức, 2019). Tuyến đường khoảng 3 km ở địa phận đèo An Khê, đoạn cuối của địa phận tỉnh Bình Định có 20 điểm trượt xảy ra vào năm 2013.

Tỉnh Bình Định có các khu vực nguy cơ cao về trượt lở gồm:

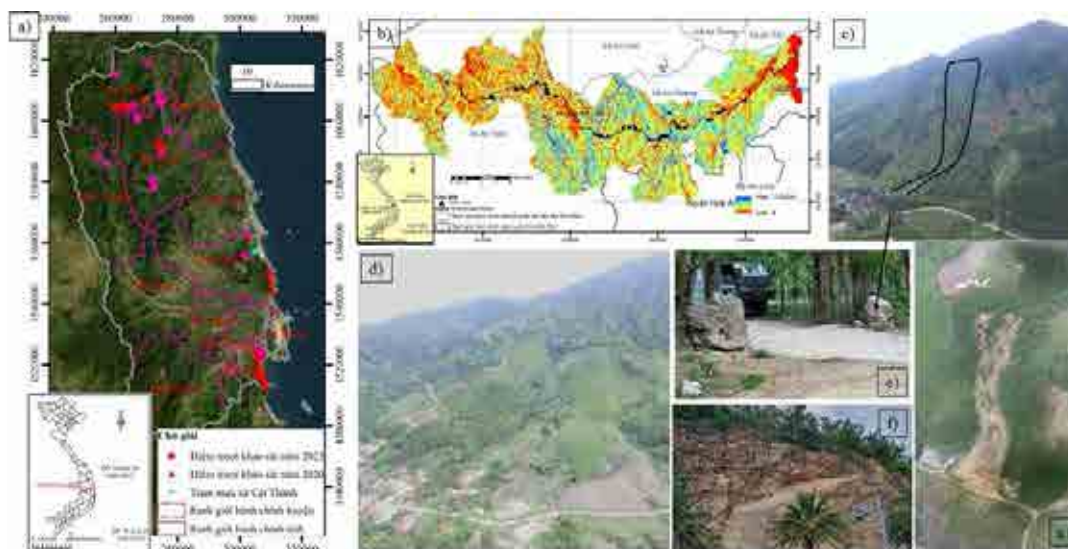
- Huyện An Lão là huyện miền núi phía Bắc của tỉnh Bình Định, thường xuyên xảy ra trượt lở trên toàn tỉnh. Huyện An Lão có 8 khu vực phân bố ở 6 xã gồm An Hòa, An Trung, thị trấn An Lão, An Nghĩa, An Vinh và An Quang và dọc tuyến đường giao thông từ An Hòa đi An Toàn.

- Huyện Hoài Ân nằm ở giữa tỉnh Bình Định. Bên cạnh điểm trượt hồ Vạn Hội, xã Ân Tín, huyện có 5 khu vực nguy hiểm khác gồm thôn Bình Hòa Bắc, thôn Phú Bình, xã Ân Hảo Đông; Đồng Nhà Mười ở thôn 1, xã Ân Sơn và dốc Bà Tín, đèo Đồng Leo ở xã Ân Nghĩa.

- Huyện Vĩnh Thạnh ở phía Tây Bắc tỉnh Bình Định. Trượt lở quy mô lớn ở thôn O3 (hình 5d) và thôn Đăk Tra (hình 5c và 5e) đã gây ảnh hưởng đến 116 hộ dân.

- Huyện Phù Cát ở phía Đông tỉnh Bình Định. Trượt lở đá ở núi Gành, thôn Đức Phở 1 và trượt lở quy mô lớn ở núi Cẩm, thôn Chánh Thắng là hai khu vực nguy hiểm, đe dọa đến người dân ở khu vực này. Hiện nay, ở cả hai khu vực chính quyền đã và đang xây dựng các khu tái định cư di dân khẩn cấp.

- Thành phố Quy Nhơn có 3 khu vực có nguy cơ cao về trượt lở gồm núi Một, hóc Bà Bép và điểm trượt đá đường Nguyễn Tất Thành thuộc núi Bà Hỏa. Tại điểm trượt lở đá ở đường Nguyễn Tất Thành có nguy cơ cao, chính quyền đã rào chắn và có phương án giải pháp khắc phục trong thời gian tới.



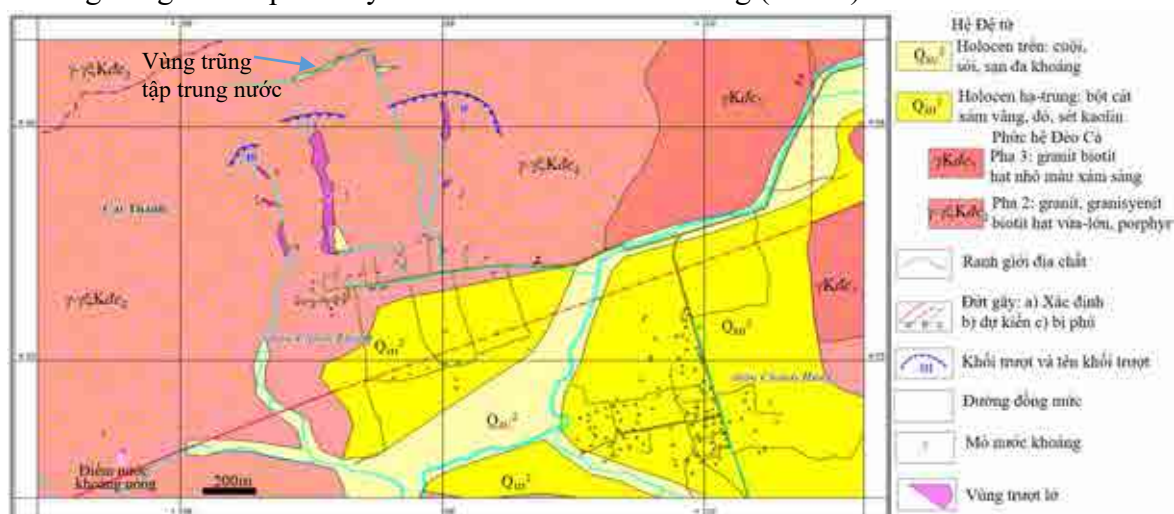
Hình 5. Một số khu vực trượt lở ở tỉnh Bình Định (a) Các điểm trượt; (b) Phân bố hiện trạng trượt lở tuyến đường từ xã An Hòa - xã An Toàn; (c) Trượt lở quy mô lớn ở thôn Đăk Tra, xã Vĩnh Kim; (d) Trượt lở quy mô lớn ở O3, xã Vĩnh Kim; (e) Các tảng lăn dưới chân núi thôn Đăk Tra, xã Vĩnh Kim; (f) Trượt lở ở núi Bà Hỏa ở khu vực đường Nguyễn Tất Thành, thành phố Quy Nhơn ngày 25/10/2021; (g) Trượt lở ở thôn 4 xã An Trung.

Bảng 1. Các khu vực có nguy cơ cao về trượt lở ở tỉnh Bình Định

TT	Huyện/ Thành phố	Xã/Phường/ Thị trấn	Thôn/Khu phố	Địa danh
1	An Lão	An Hòa	Trà Cong	Núi Đá
2			Vạn Long	Núi Đá Chồng
3			Trà Cong	
4		An Trung	Thôn 4	
5		Thị trấn An Lão	Khu phố 2	
6		An Nghĩa	Thôn 5	
7		An Vinh	Thôn 5	
8		An Quang	Thôn 5	
9	Hoài Ân	Ân Hào Đông	Bình Hòa Bắc	
10			Phú Bình	
11		Ân Sơn	Thôn 1	Đồng Nhà Mười
12		Ân Nghĩa	Nhơn Sơn	Dốc Bà Tín; Điểm cao 318
13			Phù Ninh	Đèo Đồng Leo; Điểm cao 182
14		Ân Tín		Hồ Vạn Hội
15	Vĩnh Thạnh	Vĩnh Kim	O3	Điểm cao 566
16			Đăk Tra	Điểm cao 130
17	Phù Cát	Cát Minh	Đức Phổ 1	Núi Gành
18		Cát Thành	Chánh Thắng	Núi Cẩm
19	Quy Nhơn	Đồng Đa	Khu phố 1	Núi Một
20			Khu phố 5	Hóc Bà Bép, núi Bà Hòa
21		Lê Hồng Phong		Núi Bà Hòa, đường Nguyễn Tất Thành

3.2. Mô phỏng chuyển động khối trượt quy mô lớn ở núi Cẩm, tỉnh Bình Định

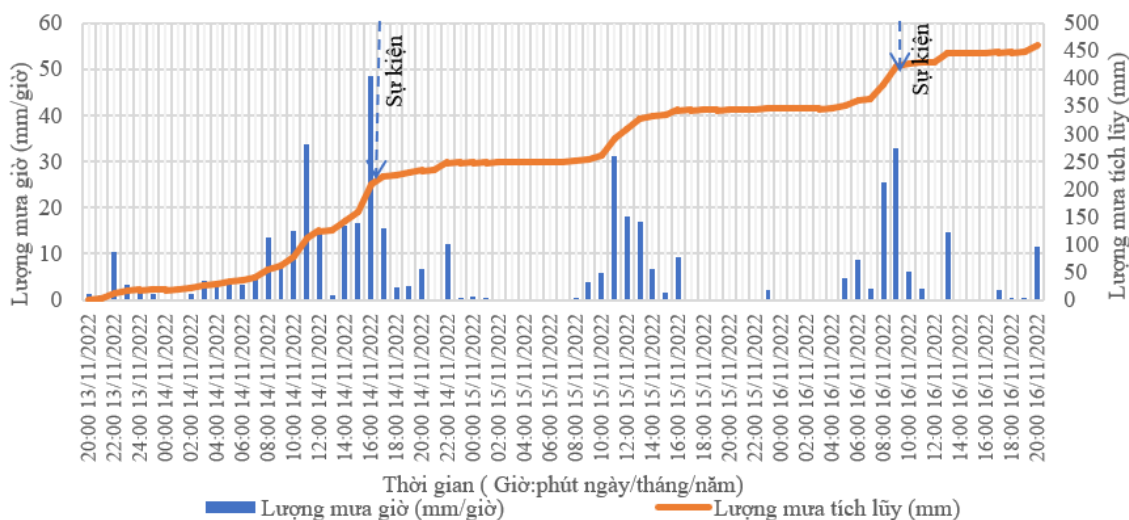
Núi Cẩm thuộc thôn Chánh Thắng, xã Cát Thành, huyện Phù Cát có đặc điểm địa chất rất phức tạp. Núi Cẩm thuộc pha 2 và pha 3 của phức hệ Đèo Cả tuổi Kreta. Theo tờ Địa chất 1:50.000 tờ Ngõ Mây do Cát Nguyên Hùng làm Chủ biên thành lập năm 2001 thì khu vực có 2 đứt gãy chính gồm đứt gãy có phương Đông Bắc - Tây Nam nằm dọc thung lũng thôn Chánh Thắng, đứt gãy bị phủ bởi các trầm tích Đệ tứ; đứt gãy phương Bắc - Nam. Xuất lộ 1 điểm nước khoáng nóng nằm ở phía Tây Nam của thôn Chánh Thắng (hình 6).



Hình 6. Các khối trượt ở núi Cẩm tỉnh Bình Định.

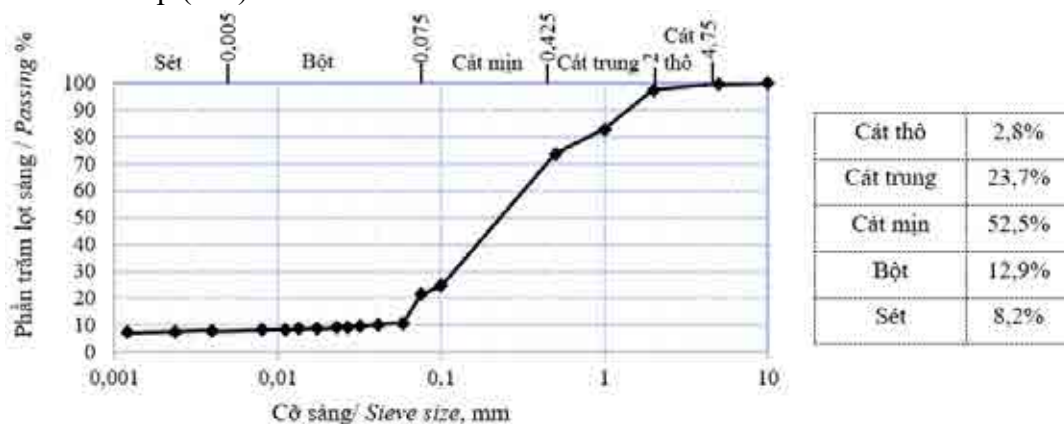
Khu vực núi Cẩm liên tiếp xảy ra 3 lần trượt lở từ ngày 14 đến ngày 16/11/2021, lần thứ nhất xảy ra tối ngày 14/11, tiếp đến rạng sáng ngày 15/11 và 9 giờ sáng ngày 16/11. Lượng mưa tích

lũy trong ngày 14/11 đạt hơn 200 mm/ngày và trong vòng 72 giờ đã tích lũy đạt hơn 420 mm (vào lúc 9 giờ ngày 16/11/2021) (hình 7). Điểm trượt nghiêm trọng là khối I thể tích ước tính từ kết quả xử lý ảnh bay chụp UAV khoảng hơn 310.000 m³ (hình 6). Khối trượt bắt đầu từ độ cao 250 m chạy dài hơn 570 m. Khối trượt II gồm 2 điểm trượt gồm số 2 và 3, bao gồm với điểm trượt 3 kéo dài khoảng 170 m bắt nguồn từ độ cao gần 250 m; điểm trượt 2 kéo dài khoảng 45 m. Khối trượt III gồm 3 khối trượt nhỏ với chiều dài khối trượt lần lượt 65 m, 70 m và 150 m. Trượt lở cả khối trượt đều là thuộc dạng trượt lở đất đá. Trượt lở phát sinh và lan rộng dọc theo các khe suối. Thảm thực vật của khu vực nghiên cứu là rừng trồng keo lai.



Hình 7. Lượng mưa giờ và lượng mưa tích lũy ở trạm Cát Thành.

Mẫu đất thí nghiệm được thu thập ở mặt trượt của khối trượt I và được tiến hành thí nghiệm. Thành phần hạt thô của đất được rây qua các sàng 5 mm, 2 mm, 1 mm, 0,5 mm, 0,075 mm. Thành phần hạt mịn của đất được phân tích bằng thí nghiệm tỷ trọng kế. Kết quả phân tích được trình bày ở hình 8 với 78,9% hàm lượng cát, 12,9% hàm lượng bụi và 8,2% hàm lượng sét. Bên cạnh đó, số liệu thí nghiệm cho thấy đất có tính dẻo thấp. Đất thuộc loại cát chứa hỗn hợp bụi và sét, có tính dẻo thấp (SM).



Hình 8. Đường cong cấp phối hạt của mẫu đất thuộc khu vực trượt lở I ở núi Cẩm.

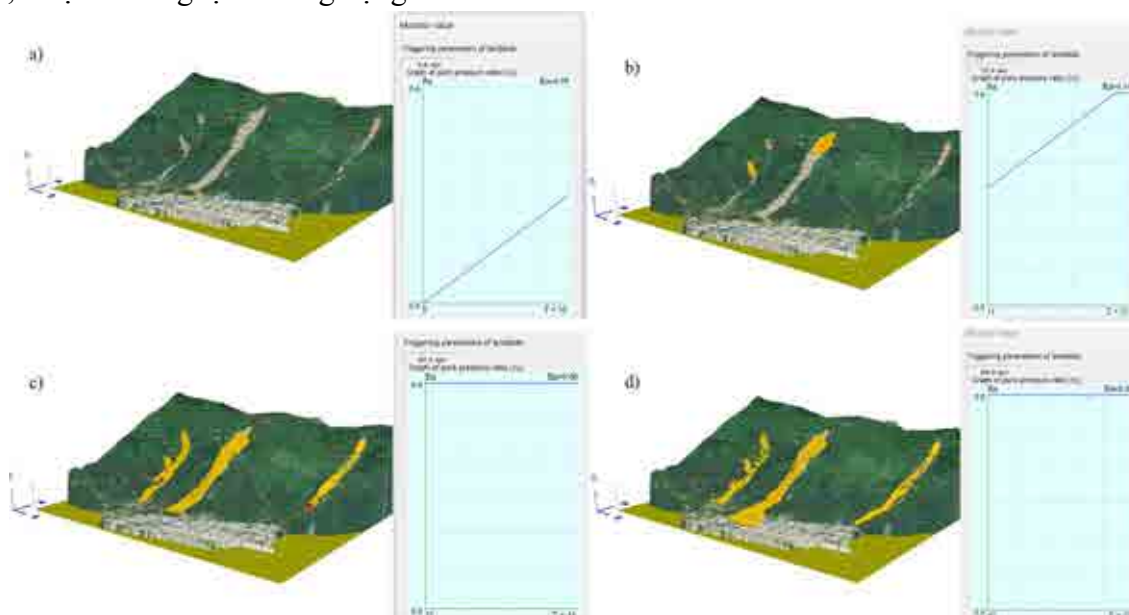
DEM phục vụ cho nghiên cứu này được thu thập từ DEM 5 m từ bản đồ địa hình là đầu vào. DSM của bay chụp UAV và DEM 5 m kết hợp để tính toán được vùng trước và khi trượt lở. Vùng tính toán được thiết lập với các thông số đầu vào mô tả hiện tượng trượt lở với các ô lưới trong mô hình có kích thước 1 m × 1 m. Theo phân tích lượng mưa ở trên, nhận thấy hiện tượng trượt lở đất ở đây là lượng mưa cường độ cao kéo dài. Bên cạnh đó từ khảo sát thực địa và địa hình khu vực ở phía thượng nguồn của cả 3 khối trượt có một vùng trũng tập trung nước (hình 6). Kết hợp với điều kiện địa hình của khu vực này là các khe rãnh – nơi tụ thủy đã làm tăng mực nước ngầm dẫn tới sự gia tăng của áp lực nước lỗ rỗng kéo theo giảm độ bền cắt của

đất. Thí nghiệm kháng cắt dư của đất ở khu vực nghiên cứu chưa được thực hiện. Các thông số cho vào mô hình được tham khảo dựa trên số liệu đặc trưng loại đất SM đã có ở các thí nghiệm khác và đã được khuyến cáo bởi các nghiên cứu ứng dụng mô hình LS-Rapid, các số liệu được trình bày ở bảng 2.

Bảng 2. Các tham số sử dụng trong mô hình LS-Rapid

Tham số	Giá trị thông thường	Giá trị được sử dụng ở trượt lở Núi Cẩm
Hệ số áp lực hông (<i>Lateral pressure ratio</i>)	0,30 - 0,60	0,3 - 0,6
Hệ số ma sát của đất (<i>Friction coefficient inside landslide mass</i>)	0,36 - 0,58	3,0
Hệ số ma sát khi chuyển động ở mặt trượt (<i>Friction coefficient during motion at sliding surface</i>)	0,46 - 0,7	0,7
Sức kháng cắt ở trạng thái ổn định ở mặt trượt (<i>Steady state shear resistance at sliding surface</i>)	5 - 50	15 - 20
Áp lực nước lỗ rỗng dư (<i>Rate of excess pore-pressure generation</i>)	0,0 - 1,0	0,5 - 0,8
Lực dính cực đại tại mặt trượt (<i>Peak cohesion at sliding surface</i>)	10 - 100	10 - 30
Chuyển vị cắt khi bắt đầu giảm cường độ (<i>Shear displacement at the start of strength reduction</i>)	5 - 100	5
Chuyển vị cắt khi kết thúc quá trình giảm cường độ (<i>Shear displacement at the end of strength reduction</i>)	100 - 5000	500 - 1000
Tỷ số áp lực nước lỗ rỗng (<i>Pore pressure ratio</i>)	0,0 - 1,0	0,0 - 0,6

Trong nghiên cứu này chưa xem xét đến tuần tự trượt lở của các khối trong khu vực núi Cẩm. Các kết quả mô phỏng trượt lở được thể hiện ở hình 9. Vùng màu vàng đại diện cho các khu vực xảy ra trượt. Kết quả cho thấy khi hệ số áp lực nước lỗ rỗng (r_u) đạt 0,4 mái dốc bắt đầu bị phá hủy. Khi r_u đạt 0,54 ở 16 giây toàn bộ nguồn phát sinh trượt hình thành. Sau đó trượt lở tiếp tục di chuyển xuống dưới và ở 47 giây với giá trị hệ số áp lực nước lỗ rỗng đạt 0,6 thì vật liệu tiếp cận khu vực chân núi. Sau đó trượt lở tại khối I lan rộng vào khu vực nhà dân. Ở 60 giây, trượt lở dừng lại và lắng đọng.



Hình 9. Mô phỏng sự phát triển của trượt lở đất ở núi Cẩm, sự kiện tháng 11/2021.

Trượt lở quy mô lớn diễn ra ở núi Cẩm do mưa lớn và vùng trũng phía trên mái dốc tích đọng nước trong mùa mưa. Bên cạnh đó, hoạt động mở đường để khai thác keo lai đã làm gia tăng nguy cơ trượt lở ở khu vực này. Hoạt động canh tác cây keo lai đã làm bề mặt đất luân biên được che phủ và trống trong thời gian kéo dài, dưới tác động của dao động nhiệt và hoạt động

khai mở đường mòn đã làm hình thành các khe nứt tách trên mái dốc. Kết hợp với quá trình thâm nhập của mưa, dòng chảy đã dẫn đến sức chống cắt của đất giảm khi mực nước ngầm dâng lên và tạo thành trượt lở quy mô lớn (Hou và cộng sự, 2019; Đinh Thị Quỳnh và cộng sự, 2020).

4. Kết luận

Bài báo đã làm sáng tỏ đặc điểm một số khối trượt quy mô lớn và áp dụng thành công mô hình LS-Rapid để mô phỏng động lực trượt quy mô lớn ở núi Cẩm, tỉnh Bình Định. Lượng mưa ngày tích lũy trên 200 mm là nguyên nhân trực tiếp dẫn đến trượt lở. Kết quả mô phỏng 3 khối trượt đã diễn ra từ ngày 14 đến ngày 16/11/2021 cho thấy, khối trượt phát triển trong loại đất cát chứa hỗn hợp bụi và sét, có tính dẻo thấp và khi hệ số áp lực nước lỗ rỗng (r_u) đạt 0,54 dịch chuyển trượt phát triển lan rộng.

Lời cảm ơn

Bài báo được sự hỗ trợ một số kết quả của đề tài cấp Tỉnh “Hoàn thiện và triển khai áp dụng kết quả ứng dụng công nghệ GIS, viễn thám, địa kỹ thuật và trí tuệ nhân tạo để khoanh vùng và cảnh báo tình trạng trượt lở đất, đá tại các khu vực trọng điểm tỉnh Bình Định”, mã số đề tài: 01-02-2022.

Tài liệu tham khảo

- Ajmera, B., et al., 2023. LS-RAPID Manual with Video Tutorials. In: Sassa, K., et al., (eds) Progress in Landslide Research and Technology, Volume 1 Issue 1, 2022. *Progress in Landslide Research and Technology*. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-16898-7_26.
- Nguyễn Hữu Hà, Đỗ Minh Đức, 2019. Hiện trạng tai biến trượt lở đá trên một số tuyến đường giao thông tỉnh Bình Định. *Kỷ yếu Hội nghị Khoa học Địa lý toàn quốc lần thứ XI*, thành phố Huế 4-2019.
- Duc, D. M., et al., 2020. Analysis and modeling of a landslide-induced tsunami-like wave across the Truong River in Quang Nam province, Vietnam. *Landslides* 17:2329-2341. <https://doi.org/10.1007/s10346-020-01434-2>
- Hou, Q. D., và nnk, 2019. Large deformation and failure mechanism analyses of Tangba high slope with a high-intensity and complex excavation process. *Journal of Mountain Science* 16(2). <https://doi.org/10.1007/s11629-018-5002-6>.
- Huang, R., 2012. Mechanisms of large-scale landslides in China. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(1), 161-170.
- Lan, N. C., et al., 2019. Deep-seated rainfall-induced landslides on a new expressway: a case study in Vietnam. *Landslides* 17: 395-407.
- Loi, D. H., et al., 2017. The 28 July 2015 rapid landslide at Ha Long City, Quang Ninh, Vietnam. *Landslides* 14:1207–1215. <https://doi.org/10.1007/s10346-017-0814-y>.
- Luo, S., et al., 2020. Reactivation of a huge, deep-seated, ancient landslide: Formation mechanism, deformation characteristics, and stability. *Water (Switzerland)*, 12(7).
- Palis, E., et al., 2017. Long-term monitoring of a large deep-seated landslide (La Clapiere, South-East French Alps): initial study. *Landslides*, 14(1), 155-170.
- Đinh Thị Quỳnh và nnk, 2020. Đặc điểm trượt lở tại các khu vực trồng cây keo lai dọc theo các tuyến giao thông chính ở khu vực miền núi tỉnh Quảng Nam. *Tạp chí địa kỹ thuật*, số 3(24), tr. 3-10.
- Sassa, K., 1988. Geotechnical model for the motion of landslides. In: *Proceedings 5th international symposium on landslides, “landslides”*. Balkema, Rotterdam, pp 37-56.
- Sassa, K., et al, 2010. An integrated model simulating the initiation and motion of earthquake and rain induced rapid landslides and its application to the 2006 Leyte landslide. *Landslides* 7:219–236. <https://doi.org/10.1007/s10346-010-0230-z>.

Characteristics of large-scale landslides in Binh Dinh province

Dinh Thi Quynh^{1,*}, Do Minh Duc², Dao Minh Duc³, Pham Van Tien³, Nguyen Huu Ha⁴,

¹Institute of Geotechnology and Environment

²VNU University of Science, Vietnam National University

³Institute of Geological Sciences

⁴Department of Science and Technology of Binh Dinh province

**Corresponding author: quynhdtgeo@gmail.com*

Abstract

In Binh Dinh province, 21 areas with high risk of landslides were recognized, which locate nearby densely populated areas. Landslides occur mainly in An Lao, Vinh Thanh, Hoai An, Phu Cat districts and Quy Nhon city. From 14 to 16 November 2021 at the Cam mountain, Chanh Thang commune, Phu Cat district, three large landslides had occurred. Among that, a landslide with the volume of over 310.000 m³ had buried several houses. This paper applies site investigation, inmanned aerial vehicle (UAV) survey, sample collection and laboratory testing in combination with specialized software to determine characteristics of large-scale landslides in Binh Dinh province and to simulate the landslide motion. The analysis shows that significant intensity of heavy rain in a short time together with an upstream area of water accumulation were the main triggering factors of the landslide. The cumulative rainfall in 24 hours and 72 hours was recorded at 200 mm and 420 mm, respectively. The paper also provides more understanding on the mechanism and process of large-scale landslide motion and contributing to mitigate damages caused by large-scale landslides.

Keywords: *Landslide; large - scale landslides; LS-Rapid; Binh Dinh.*

MỘT VÀI ĐẶC ĐIỂM TRƯỢT NÔNG BỜ DỐC NỀN ĐƯỜNG ĐÀO TRÊN ĐƯỜNG Ô TÔ VÙNG NÚI BẮC BỘ

Nguyễn Việt Tiệp^{1,*}, Nguyễn Đức Mạnh², Mai Sỹ Hùng¹

¹Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

²Trường Đại học Giao thông vận tải

*Tác giả chịu trách nhiệm: tiepvn@huce.edu.vn

Tóm tắt

Trượt đất nông, hay trượt nông khi mặt trượt thường không sâu quá 5 mét và là loại hình mất ổn định bờ dốc phổ biến. Kết quả khảo sát bước đầu trên một số tuyến đường bộ hiện hữu ở vùng núi Bắc Bộ như: QL12, QL4H, TL128 (Lai Châu); QL4D, QL279 (Lào Cai); QL4C, QL2, QL279, QL34, (Hà Giang); QL4G, QL37, QL6 (Sơn La), cho thấy trượt nông chiếm hầu hết (trên 90%) trong số các điểm sụt trượt bờ dốc nền đường đào được ghi nhận, cao nhất tại các tuyến đường nghiên cứu điển hình tại Lai Châu (95%). Trượt đất xuất hiện phổ biến với các Hệ tầng địa chất có mặt các thành tạo đá phiến nói chung. Các yếu tố về địa hình, đặc điểm cấu trúc, thành phần thạch học và tính chất cơ lý các lớp đất đá đóng vai trò quan trọng tới sự phát sinh trượt đất trên các tuyến nghiên cứu.

Từ khóa: trượt nông; bờ dốc; nền đường đào; vùng núi Bắc Bộ; đường ô tô.

1. Đặt vấn đề

Trượt là sự dịch chuyển trọng lực của khối đất, đá hay các chất hữu cơ do hoạt động của tự nhiên hoặc con người gây ra (Varnes, D.J. 1978; Duncan và nnk 2014; Tran The Viet, 2017). Có thể gộp thành hai nhóm yếu tố điều kiện và nhóm yếu tố phát sinh hay còn gọi kích hoạt (Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2021; Nguyen Duc Manh, 2016). Sụt trượt đất là một hệ thống vật lý, phát triển theo thời gian thông qua nhiều giai đoạn (Terzaghi, 1950; Leroueil và nnk., 1996). Hay theo Skempton và Hutchinson (1969) cho rằng, quá trình trượt đất bao gồm những giai đoạn biến dạng trước khi khối đất đá bị phá hoại, bản thân khối đất đá bị phá hoại và những dịch chuyển sau khi bị phá hủy. Nhiều vụ sụt trượt đất đá thể hiện bởi một số giai đoạn chuyển động, có thể cách nhau bằng những khoảng thời gian tương đối dài hoặc ngắn (Hung và nnk, 2004).

Những năm gần đây, hiện tượng trượt đất đá diễn biến hết sức phức tạp, gây thiệt hại lớn về người và tài sản ở nhiều vùng miền có địa hình dốc ở nước ta, điển hình như mùa mưa lũ năm 2020. Trong mùa mưa bão 2023 này không phải là ngoại lệ, riêng trong khoảng tháng 7 - 8, hiện tượng trượt đất đá xảy ra gần như khắp các vùng, miền núi phía Bắc, các khu vực đồi núi miền Trung, và nhiều nơi tại Tây Nguyên. Chúng xuất hiện tại các khu vực dân cư, khai thác mỏ, công trình xây dựng lớn như thủy điện hay thủy lợi, nhưng nhiều nhất là tập trung dọc các tuyến đường giao thông qua vùng đồi núi. Ngoài yếu tố khí tượng, thủy văn (mưa lũ), trượt đất đá thường gắn liền với tác động như: đào đất đá sườn hay chân đồi núi; chất tải trên sườn hay đỉnh dốc; đào đắp đất đá quy mô lớn tại các công trình xây dựng khai thác mỏ; hoạt động kinh tế làm mất lớp phủ thực vật nhiều tầng, thay đổi chế độ thủy văn hay dòng chảy trong vùng, không có giải pháp công trình hay phi công trình để phòng trượt đất phù hợp... (Nguyễn Đức Mạnh và Nguyễn Hải Hà, 2018; Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2021).

Trượt đất trên các tuyến đường giao thông, mà ở đây chủ yếu đề cập tới các tuyến đường hiện hữu qua vùng đồi núi đang được khai thác sử dụng, trong nhiều công trình công bố hay báo cáo tổng kết phổ biến ghi nhận chúng có mặt trượt nằm sâu < 5 m - trượt nông theo ICL (International Consortium on Landslides). Liên quan tới loại hình trượt đất này, nhiều nghiên cứu trong và ngoài nước đề cập tới như cơ chế phát sinh và các yếu tố ảnh hưởng tới trượt nông (Tran The Viet, 2017; Oguz, E.A và nnk, 2021; Ciervo và nnk, 2016; Rickli and Graf, 2009; Meisina, 2006), hay các nghiên cứu về đặc điểm, phân vùng hay tác động trượt đất có quy mô

khác nhau tới con người và công trình (Trần Thanh Hà, 2010; Ngo Doan Dung, 2018). Với trượt đất nông trên các tuyến giao thông hiện hữu vùng đồi núi nói chung, phía Bắc nói riêng, có thể nói các nghiên cứu chuyên biệt về chúng đến nay còn hạn chế và chưa nhiều. Xuất phát từ những vấn đề nêu trên, trong nghiên cứu này, trên cơ sở kết quả điều tra khảo sát trực tiếp các điểm trượt đất đá tại một số tuyến đường bộ hiện hữu tại các tỉnh Lai Châu, Hà Giang, Lào Cai, Sơn La, Hòa Bình, Thanh Hóa, tiến hành tổng hợp, thống kê và phân tích mối liên hệ giữa chúng với loại thành phần thạch học khu vực bị trượt đất đá.

2. Khái quát về phân loại trượt đất

Phân loại trượt đất có nhiều ý nghĩa và mục đích khác nhau, không chỉ phục vụ cho nghiên cứu chuyên môn, mà quan trọng hơn phục vụ thiết kế giải pháp phòng chống hiệu quả, giải pháp ứng phó hay thích ứng, giảm thiểu thiệt hại do chúng gây ra. Hiện nay có nhiều hệ thống phân loại trượt đất theo các cơ sở khác nhau đang được sử dụng trên thế giới.

Theo quy mô khối trượt, loại này dựa vào thể tích khối trượt xác định được. Thể tích khối trượt có thể từ rất nhỏ như một vài tầng lán đến rất lớn tới hàng triệu m^3 . Theo Lomstadze (1974) quy mô khối trượt được phân chia như sau: rất nhỏ - Từ một vài tầng nhỏ đến vài m^3 ; nhỏ - Từ 10 đến khoảng 100 - 200 m^3 ; trung bình - Từ vài trăm đến 1000 m^3 ; lớn - Hàng nghìn và chục nghìn đến 100 - 200 nghìn m^3 ; rất lớn - Hàng trăm nghìn m^3 và lớn hơn.

Phân loại theo dạng mặt trượt, thường có ba kiểu chính: Mặt trượt dạng cung tròn - Thường xuất hiện trong các lớp đất đá đồng nhất và tương đối đồng nhất chủ yếu là trong vỏ phong hóa dày; Mặt trượt phẳng - Mặt trượt này có dạng đường thẳng hướng xuống chân dốc, xuất hiện chủ yếu trong lớp đất đá không đồng nhất, thường trùng với mặt lớp của đá gốc; Mặt trượt hỗn hợp - Dạng này bao gồm cả mặt trượt cung tròn và mặt trượt phẳng. Dạng cung tròn thường xuất hiện ở phần đỉnh của khối trượt và dạng phẳng thường ở phần cuối của khối trượt. Loại mặt trượt này tồn tại trong đất tàn tích với vỏ phong hóa mỏng.

Phổ biến trong phân loại trượt, thường dựa trên cơ chế dịch chuyển và đặc điểm vật liệu. Diễn hình trong số này có các phân loại của Ban nghiên cứu Cầu đường Mỹ (1958) và D.J. Varnes (1978).

Theo Ban nghiên cứu Cầu đường Mỹ (1958) khi phân chia trượt, các hình thức phá hủy sườn dốc theo cơ chế dịch chuyển đất đá và thành phần của nó được sử dụng (Bảng 1).

Bảng 1. Phân loại trượt đất theo cơ chế dịch chuyển của Ban nghiên cứu cầu đường Mỹ

Cơ chế dịch chuyển	Dạng đất đá			
	Cứng		Không cứng	
Đá đổ	Đá đổ cứng		Đá đổ không cứng	
Trượt	Quay	Phẳng	Phẳng	Quay
Một số ít tầng lán	Trượt quay	Cắt khối tầng		Trượt khối tầng
Khối đất đá với nhiều phần tách biệt cùng dịch chuyển		Trượt đá cứng	Trượt phủ	Trượt nén trôi
Chảy	Toàn bộ đất đá không được gắn kết			

Một trong số hệ thống phân loại trượt đất đá phổ biến nhất hiện nay do D.J. Varnes (1978) đề xuất. Phân loại này dựa vào thành phần vật liệu và phương thức dịch chuyển khối đất đá (Bảng 2). Theo đó, làm nổi bật, rõ ràng được kiểu dịch chuyển ứng với các dạng vật liệu của bờ dốc.

Bảng 2. Hệ thống phân loại trượt đất đá theo D.J. Varnes (1978)

Kiểu dịch chuyển	Kiểu vật liệu			
	Đá		Đất xây dựng	
			Hạt thô là chủ yếu	Hạt mịn là chủ yếu
Đổ		Đổ	Mảnh vụn đổ	Đất đổ
Rơi		Rơi	Mảnh vụn rơi	Đất rơi
Trượt	Xoay	Sụt	Mảnh vụn sụt	Đất sụt
	Tĩnh tiến	Dịch chuyển khối	Dịch chuyển khối mảnh vụn	Dịch chuyển khối đất
Chảy ngang		Dịch chuyển ngang	Mảnh vụn dịch chuyển ngang	Đất dịch ngang
Chảy dòng		Đá lở	Dòng mảnh vụn	Dòng đất
Trượt hỗn hợp gồm 2 hoặc nhiều hơn kiểu dịch chuyển cùng xảy ra				

Dựa vào tốc độ dịch chuyển, K. Sarp và E. Ekkel (1974) phân chia trượt đất đá thành các cấp độ sụt trượt khác nhau (Bảng 3).

Bảng 3. Phân loại trượt đất đá theo tốc độ dịch chuyển K. Sarp và E. Ekkel (1974)

Tốc độ dịch chuyển của khối trượt	Đánh giá tốc độ dịch chuyển
> 3m/s	Cực nhanh
3m/s – 0,3 m/phút	Rất nhanh
1,5 m/ngày đêm – 1,5 m/tháng	Trung bình
1,5 m/tháng – 1,5 m/năm	Chậm
1,5 m/năm – 0,06m/năm	Rất chậm
< 0,06m/năm	Cực chậm

Khác với K. Sarp và E. Ekkel (1974), cũng theo tốc độ dịch chuyển khối đất đá thì Cruden và Varnes (1996) phân chia thành 7 cấp độ. Các kiểu trượt từ cực chậm đến cực nhanh (Bảng 4).

Bảng 4. Phân loại trượt đất đá theo tốc độ dịch chuyển (Cruden và Varnes, 1996)

Mức độ	Mô tả	Tốc độ dịch chuyển
7	Cực nhanh	≥ 5 m/s
6	Rất nhanh	≥ 3 m/phút
5	Nhanh	≥ 1.8 m/h
4	Trung bình	≥ 13 m/tháng
3	Chậm	≥ 1.6 m/năm
2	Rất chậm	≥ 16 mm/năm
1	Cực chậm	<16 mm/năm

Khi xem xét tới độ sâu mặt trượt, có một số quan điểm khác nhau. Theo F. P Xavarenxkiy (1934), tùy theo độ sâu mặt trượt, có một số kiểu trượt sau: Trượt bề mặt - Độ sâu phân bố mặt trượt nhỏ hơn 1m; Trượt nông - Độ sâu phân bố mặt trượt 1m - 5m; Trượt sâu - Độ sâu phân bố mặt trượt 5m - 20m; Trượt rất sâu - Độ sâu phân bố mặt trượt lớn hơn 20m.

Hiện nay, theo ICL, phân loại trượt đất theo độ sâu mặt trượt thường sử dụng Bảng 5.

Bảng 5. Phân loại trượt đất theo độ sâu mặt trượt

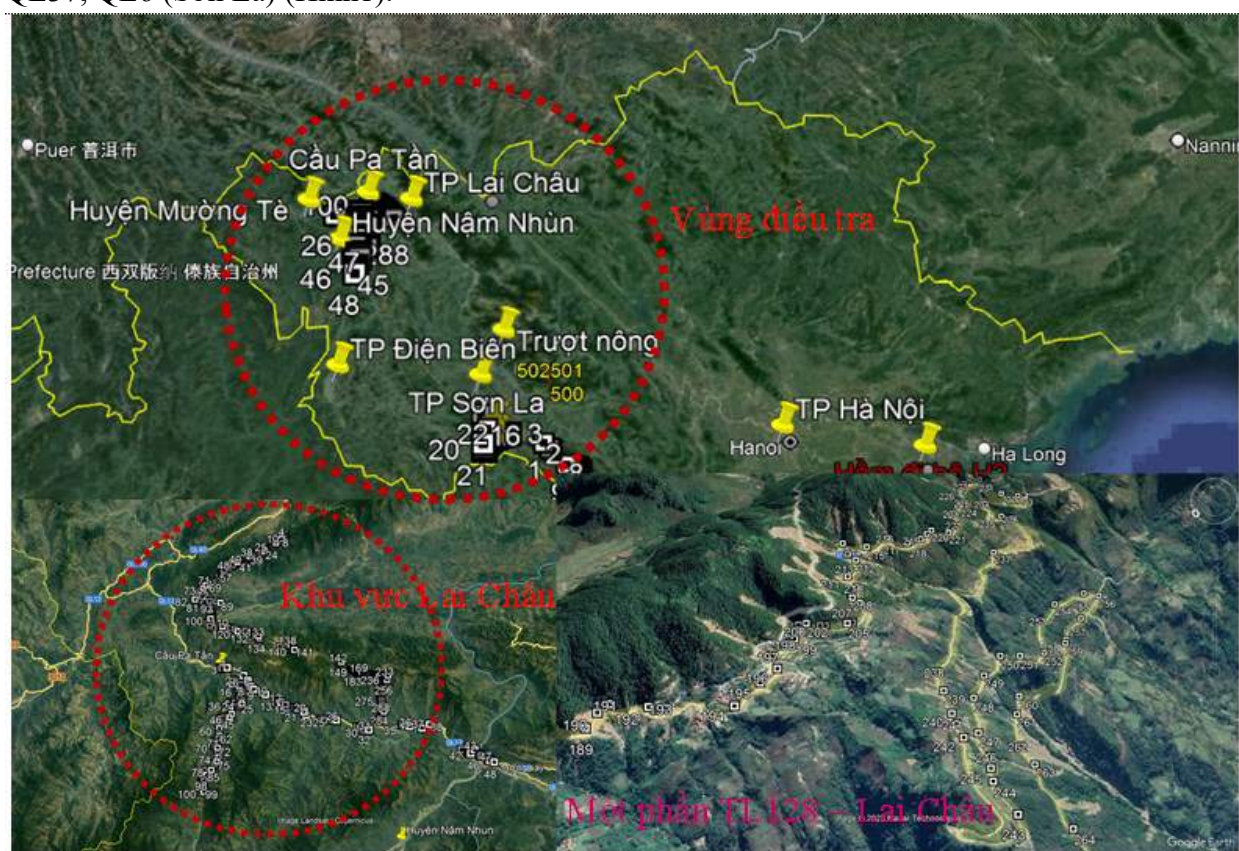
Độ sâu mặt trượt, m	Loại trượt
< 1,5	Trượt bề mặt
1,5 – 5	Trượt nông
5 – 20	Trượt sâu
> 20	Trượt rất sâu

Ngoài ra còn rất nhiều hệ thống phân loại trượt đất, phân loại phá hủy bờ dốc hay biến dạng sườn dốc khác. Chẳng hạn hệ thống phân loại của A.Nemcok và nnk (1974) gồm trượt chậm, trượt, trượt dòng (trượt trôi), đất đá sụt đổ. Phân loại chuyển dịch đất đá trên bờ dốc trên đường ô tô theo TCVN 13346:2021: Trượt đất; Sụt lở đất; Xói sụt đất; Đá lở, đá lăn...

Trong nghiên cứu này, trượt nông được sử dụng phân loại theo độ sâu mặt trượt (Bảng 5) và quy mô khối trượt theo Lomtdze (1974).

3. Phương pháp điều tra ghi nhận dữ liệu trượt đất trên một số tuyến đường ô tô miền núi phía Bắc

Nghiên cứu này được nhóm tác giả tổng hợp từ kết quả điều tra thực tế sụt trượt dọc một số tuyến đường giao thông hiện hữu (3/2023), tập trung chủ yếu phía Tây Bắc và một phần Đông Bắc. Các điểm trượt ghi nhận được xảy trước trước mùa mưa 2023. Trong đó có: QL12, QL4H, TL128 (Lai Châu); QL4D, QL279 (Lào Cai); QL4C, QL2, QL279, QL34, (Hà Giang); QL4G, QL37, QL6 (Sơn La) (Hình1).



Hình 1. Vùng điều tra và tuyến đường tập trung nhiều điểm trượt đất được ghi nhận.

Các dữ liệu trượt đất thu thập trên các tuyến đường khảo sát tiến hành như sau:

Vị trí địa lý của các điểm điều tra được xác định bằng thiết bị định vị toàn cầu cầm tay GPS với độ chính xác từ 5-10 m, với các mô tả sơ bộ tổng quát hình thái. Với các điểm trượt lớn được ghi nhận chi tiết hơn về độ dốc, đặc điểm và qui mô khối trượt.

Điều tra tổng quan các thông tin về: Hiện trạng bờ dốc (đã xảy ra, đang xảy ra, tiềm năng, trượt xoay, trượt phẳng, trượt chày); loại vật liệu (đất, hỗn hợp đất đá); đặc điểm khối trượt (chiều cao, rộng, dài, góc dốc, góc mái dốc ổn định lân cận); đặc điểm bờ dốc (độ dốc, chiều cao bờ dốc); kiểu hình sườn dốc (dốc mở lồi, dốc mở lõm, dốc thẳng phẳng, dốc hội tụ lồi, dốc hội tụ lõm, dốc mở phẳng, dốc thẳng lồi, dốc thẳng lõm, dốc hội tụ phẳng); kiểu mặt cắt ngang (nhô ra, gồ ghề sườn dốc, gồ ghề giữa sườn dốc, gồ ghề chân sườn dốc, sườn dốc phẳng); mô tả đá gốc; mô tả tầng phong hóa; địa chất thủy văn (nước có ở chân sườn dốc không, mực nước ngầm);

nước mặt (bề mặt khô, ướt, có dòng chảy không); đặc điểm thực vật, đặc điểm công trình lân cận (công trình ở trên bờ dốc hay chân bờ dốc, nhà dân); thiệt hại phát sinh nếu bờ dốc mất ổn định; hình vẽ mô tả thêm về bờ dốc.

4. Kết quả nghiên cứu và thảo luận

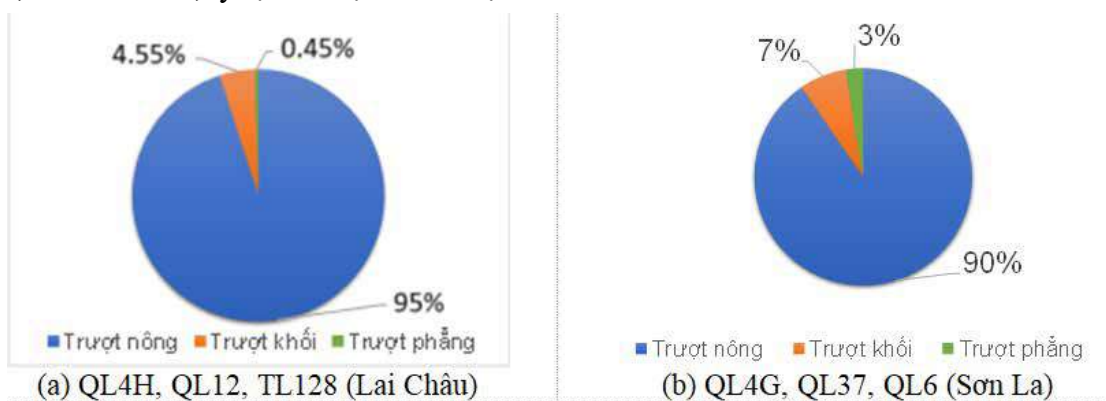
Tổng chiều dài tuyến khảo sát (cả tỉnh lộ và quốc lộ) tại Lai Châu, Sơn La, Lào Cai và Hà Giang khoảng 630 km, ghi nhận được 915 điểm trượt đất các loại (không bao gồm các điểm mất ổn định bờ dốc đá dạng đá lở, đá rơi), mật độ trung bình tương đối 1,45 điểm trượt đất/1km tuyến đường. Theo chiều sâu mặt trượt và qui mô khối trượt phân ra thành các loại: trượt nông, trượt khối lớn (trượt sâu), trượt phẳng. Gắn các điểm trượt được ghi nhận tại các tuyến đường khảo sát trên nền bản đồ địa chất khu vực tỉ lệ 1/200.000, thống kê được các điểm trượt đất tương ứng với từng thành tạo địa chất cụ thể cũng như yếu tố cấu trúc kiến tạo. Tỷ lệ chung các loại hình trượt đất tại 4 địa phương khác nhau thể hiện như trên hình 2.



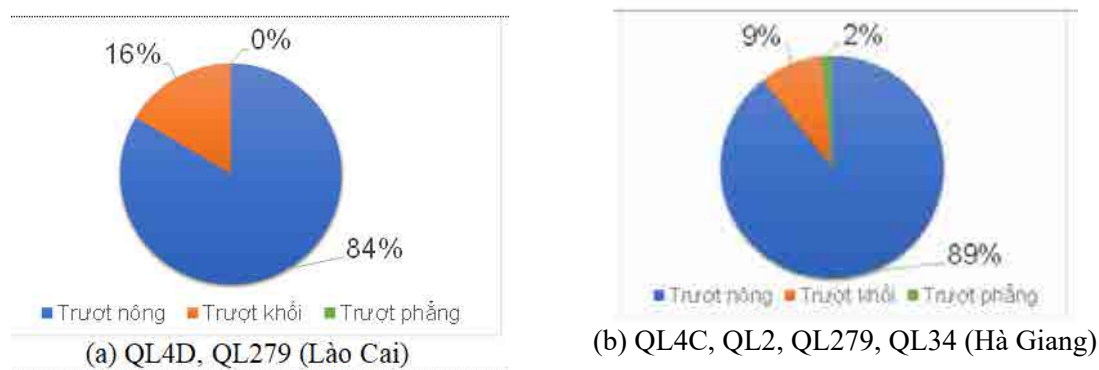
Hình 2. Tổng hợp các loại hình trượt đất trên một số tuyến đường tại Lai Châu, Sơn La, Lào Cai và Hà Giang (3/2023).

Kết quả điều tra các tuyến đường nghiên cứu điển hình cho thấy, các tuyến khảo sát tại Lai Châu ghi nhận mật độ trượt đất rất cao (2,44 điểm/1km tuyến khảo sát), thấp nhất tại Sơn La (0,91 điểm/1km) (Hình 1,3,4).

Tổng hợp điển hình một số tuyến khảo sát tại các địa phương cho thấy: tại Lai Châu (QL4H, QL12, TL128) tổng số chiều dài nghiên cứu 181,8 km, tổng số điểm trượt ghi nhận 443 điểm, mật độ trung bình 2,44 điểm/1km, tỷ lệ các loại hình trượt nông, trượt phẳng, trượt khối lớn khác biệt (Hình 3a); tại Sơn La (QL4G, QL37, QL6) chiều dài nghiên cứu 126,8 km, tổng số điểm trượt ghi nhận 115, mật độ trung bình 0,91 điểm/1km, tỷ lệ các loại hình trượt như hình 3b; tại Lào Cai (QL4D, QL279) chiều dài nghiên cứu 87,6 km, tổng số điểm trượt ghi nhận 85, mật độ trung bình 0,97 điểm/1km, tỷ lệ các loại hình trượt như hình 4a; và tại Hà Giang (QL4C, QL2, QL279, QL34) chiều dài nghiên cứu 234,3 km, tổng số điểm trượt ghi nhận 272, mật độ trung bình 1,16 điểm/1km, tỷ lệ các loại hình trượt như hình 4b.



Hình 3. Tổng hợp trượt đất trên một số tuyến đường tại Lai Châu và Sơn La.

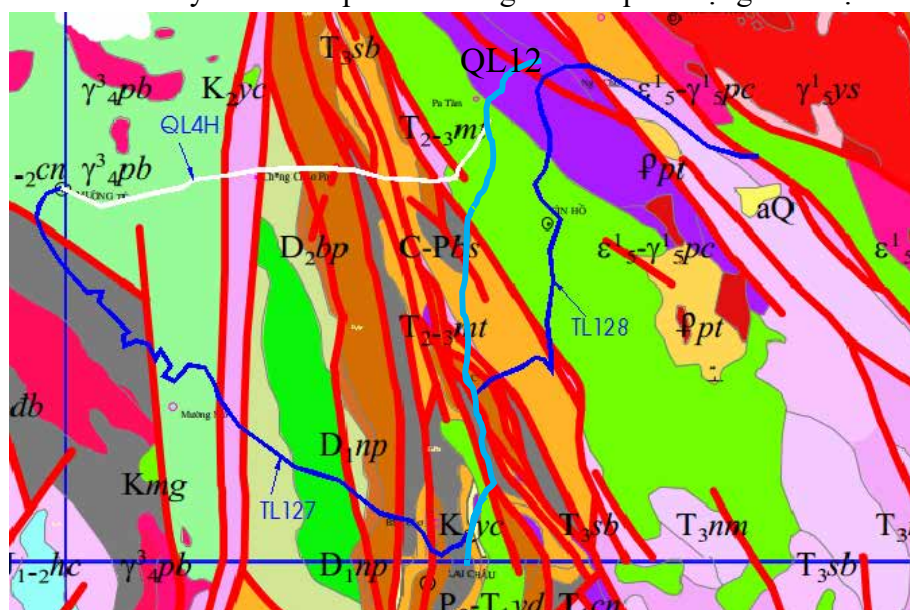


Hình 4. Tổng hợp trượt đất trên một số tuyến đường tại Lào Cai và Hà Giang.

Thống kê trên cho thấy (Hình 3 và 4), trượt nông xuất hiện trên các tuyến đường giao thông hiện hữu được điều tra chiếm phần chủ yếu, thấp nhất cũng tới 84% (tại Lào Cai), cao nhất tới 95% (Lai Châu). Chúng xuất hiện tại hầu hết cả thành tạo địa chất có mặt trên tuyến đường cắt qua, nhưng mức độ và tỷ lệ khác nhau.

Nghiên cứu điển hình tại Lai Châu được tiến hành tại QL12 đoạn từ cầu Pa Tần đi Mường Lay (khoảng 52 km), QL4H đoạn từ cầu Pa Tần đi Chang Cháo Pá (khoảng 40 km), và TL128 đoạn từ thành phố Lai Châu qua Sin Hồ giao với QL12 tại xã Chăn Nưa (khoảng 90 km). Kết quả điều tra cho thấy, các tuyến đường có đặc trưng mặt cắt khác nhau, qui mô và cấp đường thiết kế khác nhau, nhưng điểm chung là sự xuất hiện trượt đất rất phổ biến với qui mô, đặc điểm, loại hình đa dạng.

Trên nền bản đồ địa chất, các đoạn tuyến khảo sát có tính khác biệt về phân bố các thành tạo địa chất và đứt gãy kiến tạo. Theo đó, QL4H và QL12 có phần chạy qua vùng cấu trúc địa chất – kiến tạo phức tạp hơn, qui mô đảo (cắt ngang tuyến đường) lớn hơn, trong khi TL128 chạy qua ít thể địa chất và cơ bản cấu trúc kiến tạo ít phức tạp hơn, song không vì vậy mà số điểm trượt đất giảm đi (Hình 5 và thống kê bên dưới). Điều này cho thấy, vai trò địa hình và đặc điểm thạch học cũng như tính chất cơ lý của các lớp đất đá đóng vai trò quan trọng tới trượt đất.



Hình 5. Các tuyến đường nghiên cứu điển hình tại Lai Châu trên nền địa chất khu vực.

Xét trên phương diện thành tạo địa chất, các thành tạo địa chất khác nhau có sự khác nhau về số lượng điểm trượt và quy mô khối trượt (trượt khối lớn). Chẳng hạn tại Lai Châu: trên TL128 thành tạo Hệ tầng Sinh Vinh là một trong số 12 đơn vị địa tầng có mặt trên đoạn tuyến nghiên cứu, thành phần gồm các đá phiến sericit xen kẹp quartzit, đá vôi, đá vôi dolomit, đá vôi sét

(O₃-Ssv), ghi nhận được số điểm trượt và trượt khối lớn nhiều nhất (103/294 điểm trượt; 4/8 điểm trượt khối lớn); trên QL4H, Hệ tầng Nậm Cười đại diện trong số 5 đơn vị địa tầng có mặt trên đoạn tuyến được khảo sát, thành phần chủ yếu là đá phiến sét, đá phiến sét bị sericit hóa, xen cát kết, cát kết dạng quarzit, đá vôi, sét vôi (S₂-D_{1nc}), ghi nhận được số điểm trượt và trượt khối lớn nhiều nhất (61/101 điểm trượt; 4/6 điểm trượt khối lớn); còn tại đoạn QL12 được khảo sát, Hệ tầng Cẩm Thủy đại diện trong số 5 đơn vị địa tầng có mặt trên đoạn tuyến được khảo sát, với thành phần chủ yếu gồm đá bazan, bazan hạnh nhân và tuf của chúng (P_{3ct}), ghi nhận được số điểm trượt và trượt khối lớn nhiều nhất (26/48 điểm trượt; 5/6 điểm trượt khối lớn).

Địa bàn Sơn La: trên QL4G, thành tạo Phụ giới trên, hệ tầng Nậm Cô, phụ hệ tầng trên là một trong số 7 đơn vị địa tầng có mặt đoạn tuyến nghiên cứu, có thành phần gồm các đá phiến thạch anh-xerixit, đá phiến sericit có granat xen quaczit sericit (PR_{3nc2}), ghi nhận được số điểm trượt nhiều nhất (16/31 điểm trượt; 0/0 điểm trượt khối lớn); tại QL37, thành tạo Hệ tầng Sông Mã và Phụ giới trên và Hệ tầng Nậm Cô, phụ hệ tầng trên là 2 trong số 7 đơn vị địa tầng có mặt trên đoạn tuyến đã khảo sát, có thành phần gồm các đá cuội kết, đá phiến sét-sericit, đá phiến sét-sericit-clorit, cát kết, bột kết, đá vôi, sét vôi (ε_{2sm}), và đá phiến thạch anh-xerixit, đá phiến xerixit có granat xen quaczit sericit (PR_{3nc2}), ghi nhận được số điểm trượt nhiều nhất (25/50 điểm trượt; 0/0 điểm trượt khối lớn); còn trên QL6, thành tạo Phụ điệp dưới và Hệ tầng Cò Nòi là 2 trong số 6 đơn vị địa tầng có mặt trên đoạn tuyến đã khảo sát, có thành phần gồm các đá cuội kết với cuội là cát kết và ít cuội vôi, sạn kết, cát kết, bột kết (K_{2yc1}), và đá cát bột kết, đá phiến sét, đá vôi sét (T_{1cn}), ghi nhận được số điểm trượt và trượt khối lớn nhiều nhất (27/34 điểm trượt; 7/8 điểm trượt khối lớn).

Phạm vi, mà ở đây là chiều dài tuyến đường được khảo sát và điều tra trên địa bàn tỉnh Lào Cai ít, có thể chưa phản ánh hết tính đặc trưng cho toàn tỉnh, nhưng cơ bản thể hiện được một số đặc điểm chính. Chẳng hạn trên QL4D, đoạn thành phố Lào Cai – Sa Pa, thành tạo Hệ tầng Mia Lé, phụ hệ tầng trên và Hệ tầng Chang Pung, phụ hệ tầng dưới là 2 trong số 5 đơn vị địa tầng có mặt trên đoạn tuyến đã khảo sát, có thành phần chủ yếu gồm đá phiến thạch anh sericit, đá phiến sét sericit, phiến sét silic xen lớp mỏng phiến sét vôi (D_{1ml2}), và đá phiến sét, sét vôi, đá vôi trứng cá (ε_{3cp1}), ghi nhận được số điểm trượt và trượt khối lớn nhiều nhất (27/47 điểm trượt; 5/7 điểm trượt khối lớn); còn tại QL279 đoạn thuộc tỉnh Lào Cai, thành tạo Hệ tầng Tứ không phân chia và Đệ Tứ (apQ), Hệ tầng Ngòi Chi và Hệ tầng Hà Giang, phụ hệ tầng giữa là 3 trong số 6 đơn vị địa tầng có mặt trên đoạn tuyến đã khảo sát, có thành phần chủ yếu gồm trầm tích sông, sông-lũ gồm: cuội, sạn, cát, sét (eQ, apQ), và đá phiến gneis biotit -silimanit-granat, quarzit, thau kính amphibolit (PR_{1nc}), hay các đá trầm tích lục nguyên xen carbonat, đá phiến thạch anh mica, phiến sét, phiến sét sericit xen đá vôi, đá vôi bị hoa hóa, đá vôi dolomit (ε_{2hg2}), ghi nhận được số điểm trượt và trượt khối lớn nhiều nhất (25/38 điểm trượt; 6/7 điểm trượt khối lớn).

5. Kết luận

Trượt đất xuất hiện phổ biến với các Hệ tầng địa chất có mặt các thành tạo đá phiến nói chung. Trên tổng chiều dài các tuyến quốc lộ và tỉnh lộ nghiên cứu (khoảng 630 km), trong đó tại Lai Châu là 181,8 km, Sơn La – 126,9 km, Hà Giang – 234,3 km và Lào Cai – 87,7 km, ghi nhận được tổng số 915 điểm trượt đất các loại. Trong số này có 839 điểm trượt nông, 67 điểm trượt khối lớn, 9 điểm trượt phẳng. Tính chung các tuyến nghiên cứu, tỉ lệ các điểm trượt nông là 91,69%; các điểm trượt khối lớn 7,33%, và trượt phẳng 0,98%.

Mật độ xuất hiện trượt đất trên các tuyến khảo sát khác nhau là khác nhau, các địa phương khác nhau cũng khác nhau, cao nhất tại Lai Châu (2,44 điểm/1km), thấp nhất tại Sơn La (0,91 điểm/1 km), trung bình tương đối chung các tuyến nghiên cứu 1,45 điểm trượt/ 1km đường.

Trượt nông chiếm hầu hết các điểm trượt được ghi nhận (trên 90%), trong đó cao nhất tại các tuyến đường nghiên cứu điển hình tại Lai Châu (95%).

Tài liệu tham khảo

- Ciervo, F và nnk., 2016. Effects of climate change on shallow landslides in a small coastal catchment in southern Italy. *Landslides*, 14 (3).
- Ngo Doan Dung, 2018. Total management of landslide disaster risks along main roads in tropical mountain ranges (Quản lý tổng thể rủi ro tai biến trượt lở đất đá dọc theo các tuyến đường giao thông chính ở khu vực miền núi vùng nhiệt đới). *LATS*
- Duncan, J.M và nnk, 2014. Soil Strength and Slope Stability, 2nd, *Wiley*.
- Hungr, O and et al. 2004. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides, Volume 11*, 2, pp 167-194.
- Trần Thanh Hà, 2010. Nghiên cứu địa mạo phục vụ giảm nhẹ thiệt hại do tai biến trượt lở đất, lũ bùn đá ở tỉnh Lào Cai. *LATS, trường ĐH KHTN, Hà Nội*.
- Nguyễn Đức Mạnh và Nguyễn Hải Hà, 2018. Giải pháp giảm thiểu sạt trượt trên các tuyến đường giao thông xây dựng mới và nâng cấp mở rộng ở vùng núi. *Tạp chí KH&CN Việt Nam, số 6, trang 47-50*.
- Nguyễn Đức Mạnh và nnk, 2021. Sạt trượt trên các tuyến giao thông vùng núi khu vực miền Trung và giải pháp giảm thiểu. *Tuyển tập Hội nghị Khoa học Toàn Quốc “Cơ học Đá – Những vấn đề đương đại”- VIETROCK2021, Bà Rịa – Vũng Tàu*,
- Nguyen Duc Manh, 2016. Features, generation mechanism and urgent treatment solution to the large landslide at Chi Luong resettlement area, Muong Lay Town, Dien Bien Province, *The 3rd International Conference VIETGEO 2016*, ISBN: 978-604-62-6726-3, pp 244-251.
- Meisina, C., 2006. Characterisation of weathered clayey soils responsible for shallow landslides. *Natural Hazards and Earth System Science*, 6 (5)
- Oguz, E.A và nnk, 2021. Effects of soil heterogeneity on susceptibility of shallow landslides. *Landslides*, 19 (1)
- Rickli, C and Graf, F. 2009. Effects of forests on shallow landslides – case studies in Switzerland. *Forest Snow and Landscape Research*, 82 (1).
- Varnes, D.J., 1978. Slope movements: types and processes”, Landslide analysis and control, National Academy of Sciences. *Transportation Research Board Special Report*, 176, pp 36-75.
- Tran The Viet, 2017. Shallow landslide prediction due to various factors using physical grid-based models. riss.or.kr.

Characteristics of shallow landslides on road passing through mountainous areas in the north Vietnam

Nguyen Viet Tiep^{1,*}, Nguyen Duc Manh², Mai Sy Hung¹

¹Hanoi University of Civil Engineering

²University of Transport and Communications

*Corresponding author: tiepvn@huce.edu.vn

Abstract

Shallow landslide, or shallow failure, where the slip surface is usually no more than 5 meters, is a common type of slope instability. Preliminary surveys conducted on several existing road routes in the Northern mountainous region of Vietnam, including QL12, QL4H, TL128 (Lai Chau); QL4D, QL279 (Lao Cai); QL4C, QL2, QL279, QL34 (Ha Giang); QL4G, QL37, QL6 (Son La), have revealed that shallow landslide constitutes the majority (over 90%), highest in the case study routes in Lai Chau (95%) of recorded slope instability occurrences in excavated roadbed areas.

Landslides occur commonly with Geological Formations with shale formations in general. Topographic factors, structural characteristics, geological composition and physical and mechanical properties of geological layers play an important role in the occurrence of landslides on the research routes.

Keywords: *Shallow landslide; slope; excavated roadbed; Northern mountainous region; highway.*

KỶ YẾU HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC
VIETGEO 2023

THỪA THIÊN HUẾ, VIỆT NAM
NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023

CHỦ ĐỀ IV

TÀI NGUYÊN - MÔI TRƯỜNG VÀ
CHUYỂN ĐỔI SỐ

TÍNH TOÁN LƯỢNG MƯA THIẾT KẾ ỨNG VỚI CÁC KỊCH BẢN BIẾN ĐỔI KHÍ HẬU PHỤC VỤ ĐÁNH GIÁ, DỰ BÁO TIÊU THOÁT LŨ CHO KHU VỰC RẠCH BÀU HẠ, TP. TUY HÒA, TỈNH PHÚ YÊN

Vũ Thu Hiền*, Dương Thị Thanh Thủy, Kiều Thị Vân Anh, Trần Vũ Long, Đào Đức Bằng

Trường Đại học Mở - Địa chất

**Tác giả chịu trách nhiệm: vuthuhien@humg.edu.vn*

Tóm tắt

Biến đổi khí hậu toàn cầu đang diễn ra ngày càng nghiêm trọng với biểu hiện rõ nhất là sự nóng lên của trái đất với các hiện tượng thời tiết bất thường như bão lũ, sóng thần, động đất, hạn hán, gây nên tình trạng ngập úng tại các khu vực đô thị, đặc biệt là các đô thị ven biển. Khu vực rạch Bầu Hạ là khu vực tiêu thoát lũ chính cho một phần TP. Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên nhưng đây lại là khu vực trũng và thường xuyên bị ngập mỗi khi mưa lớn. Trong bài báo này, các tác giả áp dụng phương pháp tính toán lượng mưa thiết kế ứng với các kịch bản biến đổi khí hậu để phục vụ đánh giá, dự báo tiêu thoát lũ cho khu vực Rạch Bầu Hạ. Kết quả tính toán cho thấy, đến năm 2050, do ảnh hưởng của biến đổi khí hậu, giá trị lượng mưa tăng khoảng 3%. Chính vì vậy, việc tính toán quy hoạch thoát nước và đánh giá ảnh hưởng của các công trình xây dựng đến khả năng tiêu thoát nước của TP. Tuy Hòa phải được tính toán với lượng mưa thiết kế dựa trên các tiêu chuẩn hiện hành (TCVN-7957 (2008)) và tăng lên 3%.

Từ khóa: lượng mưa thiết kế; tiêu thoát lũ; biến đổi khí hậu.

1. Đặt vấn đề

Thành phố Tuy Hòa thuộc tỉnh Phú Yên đang xây dựng trở thành một trung tâm kinh tế năng động, là điểm đến du lịch chính của vùng. Để thu hút được đầu tư cũng như khách du lịch trong và ngoài nước, thành phố cần ưu tiên xây dựng cơ sở hạ tầng toàn diện và bền vững, phát triển thành phố.

Hiện nay, xu thế biến đổi khí hậu (BĐKH) toàn cầu đang diễn ra ngày càng nghiêm trọng. Biểu hiện rõ nhất là sự nóng lên của Trái đất, băng tan, nước biển dâng cao; là các hiện tượng thời tiết bất thường, bão lũ, sóng thần, động đất, hạn hán và giá rét kéo dài, dẫn đến thiệt hại về tài sản, tính mạng con người, gây nên tình trạng ngập úng tại các khu vực thành thị, đô thị ven biển. Việt Nam là 1 trong 4 nước chịu ảnh hưởng nặng nề nhất của hiện tượng BĐKH. Do vậy, các thành phố nằm khu vực ven biển trong đó có TP. Tuy Hòa trong tương lai sẽ chịu ảnh hưởng lớn của các yếu tố BĐKH toàn cầu. Để đảm bảo TP. Tuy Hòa phát triển bền vững, cần thiết phải lập quy hoạch thoát nước, nghiên cứu tính toán đánh giá ảnh hưởng của các công trình xây dựng đến khả năng tiêu thoát nước của thành phố. Chính vì vậy, việc tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế nói chung và lượng mưa thiết kế nói riêng ứng với các kịch bản BĐKH cho khu vực nghiên cứu sẽ là bước đầu tiên không thể thiếu trong việc đánh giá và tính toán dự báo tiêu thoát lũ.

2. Vùng nghiên cứu

Vùng nghiên cứu thuộc trung tâm TP. Tuy Hòa, khu vực dự kiến quy hoạch có diện tích khoảng 70 ha được giới hạn bởi: phía Bắc từ tuyến đường Nguyễn Hữu Thọ, phía Nam được giới hạn bởi tuyến đường Trần Phú, phía Tây tiếp giáp với khu vực dân cư, phía Đông một phần nằm trên tuyến đường Nguyễn Trãi. Khu vực quy hoạch có chiều dài khoảng 1,6 km và chiều rộng trung bình khoảng 0,4 km.

Rạch Bầu Hạ có chiều dài trên 6,0 km nằm ở trung tâm thành phố, vừa có chức năng tưới tiêu vừa có chức năng thoát nước. Rạch được sử dụng cung cấp nước tưới cho cho khu vực đồng ruộng ở trung tâm thành phố. Bên cạnh đó, khu vực rạch còn tiếp nhận một số cửa xả nước mưa

từ các khu vực xung quanh vào rạch. Rạch Bầu Hạ có kết nối với sông Đà Rằng bằng 5 cửa điều tiết ngăn nước từ sông Đà Rằng chảy về rạch Bầu Hạ trong trường hợp triều cường. Khi mực nước trên sông Đà Rằng xuống thấp, nước từ rạch có thể tự chảy ra sông Đà Rằng. Dọc theo tuyến rạch Bầu Hạ là khu vực địa hình thấp, có chức năng tiêu thoát nước mặt chủ yếu của một phần TP. Tuy Hòa, lượng nước mặt được thu gom bởi hệ thống thoát nước mưa dọc các trục chính rồi đổ vào khu chứa rạch Bầu Hạ sau đó chảy ra cửa sông Đà Rằng khi mực nước triều xuống thấp. Trữ lượng chứa lũ khu vực rạch Bầu Hạ trong điều kiện tự nhiên rất lớn.

Địa hình hiện trạng khu vực rạch Bầu Hạ là vùng đất trồng lúa 2 vụ trũng thấp có rạch Bầu Hạ chảy qua, bề rộng của rạch từ 3,0 m đến 5,0 m, bề rộng vùng ngập khi có mưa lũ từ 200 - 450 m với tổng diện tích bề mặt là 150 ha. Đoạn chảy qua khu vực dự án có bề rộng 3,0 m, cao độ nền trung bình khoảng 0,45 m, theo khảo sát hiện trạng thời điểm về mùa lũ toàn bộ diện tích trên mực nước có thể dâng lên cao độ 1,80 m. Đoạn kênh Bầu Hạ từ sau tuyến đường Trần Phú hiện nay đang được Quy hoạch và xây dựng các khu vực công viên, hồ điều hòa dọc theo tuyến rạch Bầu Hạ đến cửa ra sông Đà Rằng. Các công trình đang được xây dựng: Khu công viên kết hợp hồ điều hòa Hồ Sơn. Khu vực công viên Thanh Thiếu niên và khu vực công viên Vạn Kiếp đang được quy hoạch. (Theo Báo cáo “Quy hoạch Thoát nước và Chống ngập úng Khu vực Trung tâm của TP. Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên Ứng phó với BĐKH đến năm 2025 và tầm nhìn đến năm 2050 - Phần I, năm 2015).



Hình 1: Vị trí khu vực dự án và khu vực rạch Bầu Hạ tiêu, trữ nước.

3. Phương pháp nghiên cứu

* Cường độ mưa tính toán được: được xác định bằng công thức trong Tiêu chuẩn TCVN 7957 (2008).

Cường độ mưa:

$$q = \frac{A (1 + C \times \lg_{10} P)}{(t + b)^n} \quad (1)$$

Trong đó:

q: cường độ mưa [l/s.ha];

P: chu kỳ lặp trận mưa tính toán [năm];

t: thời gian mưa [phút];

A, C, b, n: các tham số khí hậu xác định theo điều kiện mưa của từng địa phương.

* *Lượng mưa:*

$$R = \frac{A (1 + C \times \lg_{10} P)}{(t + b)^n} \times t / 166,67 \quad (2)$$

R: lượng mưa trong khoảng thời gian t [mm].

* *Mô hình mưa thiết kế*

Mô hình mưa thiết kế sử dụng mô hình "tam giác kép" với giá trị đỉnh mưa nằm ở giữa và lượng mưa được phân bố cân đối quanh giá trị đỉnh này, còn được gọi là mô hình Chicago.

- Mô hình này phân tích tần suất của cả cường độ và lượng mưa, vì vậy có thể thích ứng với những biến số khí hậu trong tương lai - là yếu tố cần có trong các dự án ứng phó với biến đổi khí hậu;

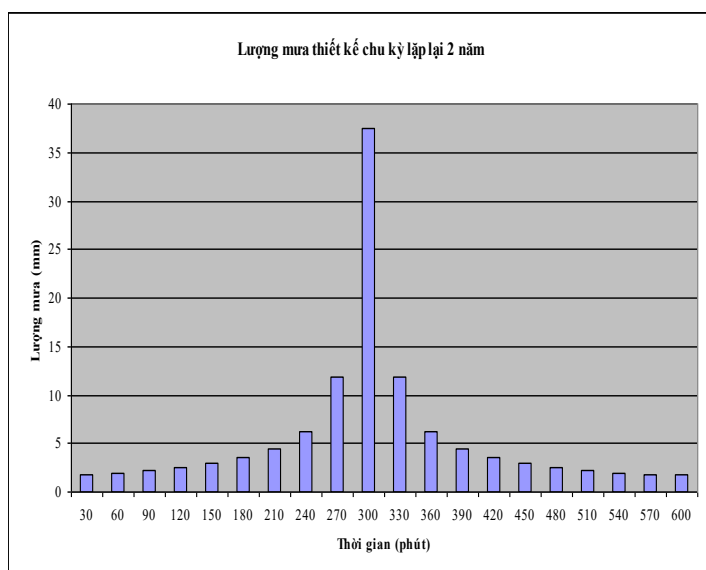
- Mô hình dạng tam giác này là cần thiết để đáp ứng hai yêu cầu cần có khi sử dụng mô hình thủy động lực, đó là: (1) bước thời gian và (2) thời gian mưa.

Mô hình mưa được xây dựng với dòng chảy nước mưa tương ứng với tần suất mưa thiết kế. Vì vậy, cường độ và lượng mưa luôn trùng với tần suất mưa thiết kế (2, 5 hay 10 năm) cho mỗi bước mưa với giá trị mưa cao nhất nằm ở giữa mô hình, hoặc nhóm các bước mưa cho mỗi tiêu lưu vực trong khu vực nghiên cứu.

4. Kết quả và thảo luận

* *Lượng mưa thiết kế*

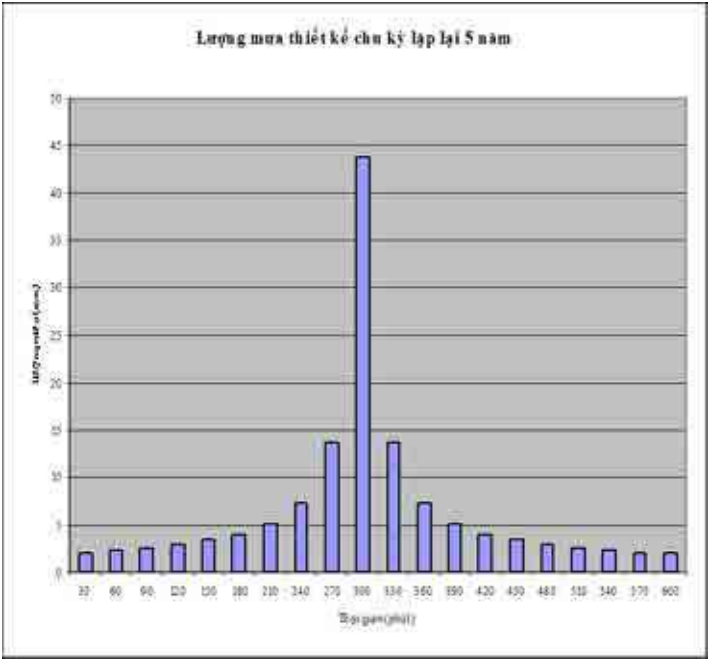
Mô hình mưa thiết kế sử dụng mô hình "tam giác kép" với giá trị đỉnh mưa nằm ở giữa và lượng mưa được phân bố cân đối quanh giá trị đỉnh này (còn gọi là mô hình Chicago). Hình 2 đến hình 4 thể hiện mưa thiết kế cho chu kỳ lặp lần lượt là 2, 5, và 10 năm.



Hình 2. Mưa thiết kế: Chu kỳ lặp: 2 năm.

Tổng lượng mưa: 114,1 mm trong 10 giờ,
Lượng mưa tối đa trong 30 phút: 37,5 mm,
Cường độ mưa tối đa: 75,0 mm/h trong 30 phút mưa lớn nhất.

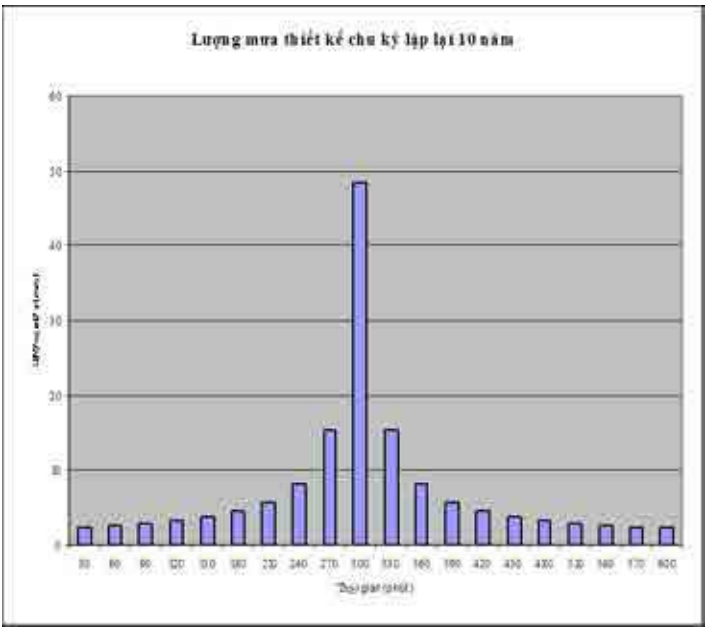
Thời gian (phút)	Lượng mưa (mm)	Thời gian (phút)	Lượng mưa (mm)
30	1,8	330	11,8
60	2,0	360	6,2
90	2,2	390	4,4
120	2,5	420	3,5
150	2,9	450	2,9
180	3,5	480	2,5
210	4,4	510	2,2
240	6,2	540	2,0
270	11,8	570	1,8
300	37,5	600	1,8



Hình 3. Mưa thiết kế: Chu kỳ lặp: 5 năm.

Tổng lượng mưa: 133,1 mm trong 10 giờ,
Lượng mưa tối đa trong 30 phút: 43,7 mm,
Cường độ mưa tối đa: 87,5 mm/h trong 30 phút mưa lớn nhất.

Thời gian (phút)	Lượng mưa (mm)	Thời gian (phút)	Lượng mưa (mm)
30	2,1	330	13,8
60	2,4	360	7,3
90	2,6	390	5,1
120	2,9	420	4,1
150	3,4	450	3,4
180	4,1	480	2,9
210	5,1	510	2,6
240	7,3	540	2,4
270	13,8	570	2,1
300	43,7	600	2,1



Hình 4. Mưa thiết kế: Chu kỳ lặp: 10 năm.

Tổng lượng mưa: 147,5 mm trong 10 giờ,
Lượng mưa tối đa trong 30 phút: 48,5 mm,
Cường độ mưa tối đa: 96,9 mm/h trong 30 phút mưa lớn nhất.

Thời gian (phút)	Lượng mưa (mm)	Thời gian (phút)	Lượng mưa (mm)
30	2,4	330	15,3
60	2,6	360	8,0
90	2,9	390	5,7
120	3,3	420	4,5
150	3,8	450	3,8
180	4,5	480	3,3
210	5,7	510	2,9
240	8,0	540	2,6
270	15,3	570	2,4
300	48,5	600	2,3

** Lượng mưa và cường độ mưa thiết kế theo trận mưa điển hình*

Gần sát lưu vực nghiên cứu có trạm khí tượng Tuy Hòa đo đầy đủ các yếu tố khí tượng: mưa, gió, bốc hơi, nhiệt độ, độ ẩm, số giờ nắng... Do vậy, để tính lượng mưa và cường độ mưa thiết kế cho lưu vực đã sử dụng số liệu mưa thực đo tại trạm khí tượng Tuy Hòa.

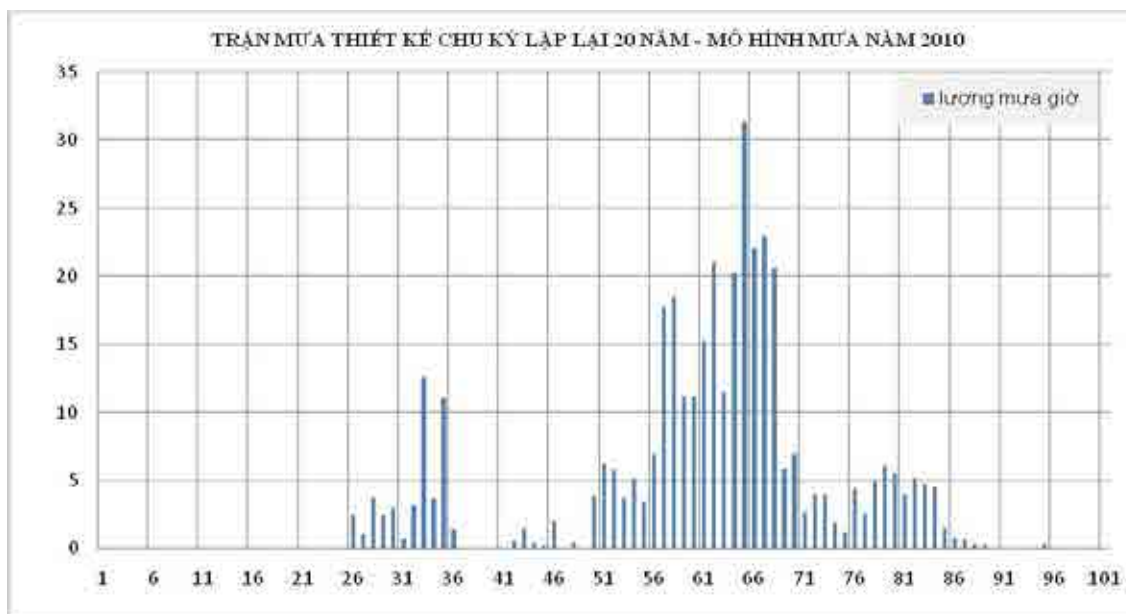
** Tính mưa 1, 3 và 5 ngày lớn nhất thiết kế*

Dựa vào tài liệu mưa thực đo trạm khí tượng Tuy Hòa từ năm 1957 đến 2019, tần suất mưa 1, 3, 5 ngày lớn nhất thiết kế được xây dựng trên cơ sở đường tần suất lý luận Kriski-Menken. Kết quả thống kê trong các bảng sau:

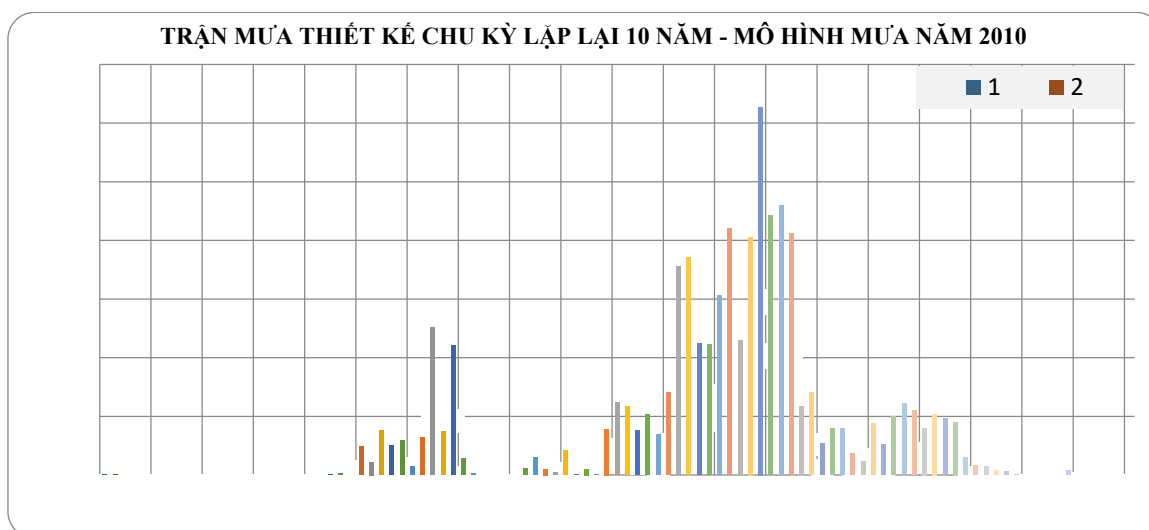
Bảng 1: Kết quả tính toán mưa 1, 3 và 5 ngày lớn nhất trạm Tuy Hòa

Đặc trưng thống kê				X_{maxp} (mm)			
Chu kỳ lặp	X_{tb}	C_v	C_s	20 năm	10 năm	5 năm	2 năm
X_{1max}	201,4	0,689	4,0 C_v	468,2	374,5	282,9	170,4
X_{3max}	305,8	0,686	4,0 C_v	700,9	561,0	424,2	256,0
X_{5max}	349,6	0,612	5,0 C_v	761,1	621,0	479,9	307,1

Lựa chọn trận mưa điển hình lớn nhất xảy ra từ ngày 6 - 10/11/2010 thu phóng lượng mưa lớn nhất các thời đoạn 1, 3 và 5 ngày lớn nhất ứng với các chu kỳ lặp lại 20 năm và 10 năm. Trận mưa tháng 11 năm 2010 là trận mưa lớn xảy ra gần đây và có tổng lượng mưa các thời đoạn thiết kế xấp xỉ trận mưa thiết kế chu kỳ lặp lại 5 năm. Kết quả trình bày trong hình 4 và 5 dưới đây.



Hình 4: Mưa thiết kế theo trận mưa điển hình: Chu kỳ lặp: 20 năm.



Hình 5: Mưa thiết kế theo trận mưa điển hình: Chu kỳ lặp: 10 năm.

** Kịch bản BĐKH, sự thay đổi lượng mưa thiết kế*

Theo “Báo cáo Tổng hợp Đề tài Xây dựng Kế hoạch Hành động Ứng phó với BĐKH tỉnh Phú Yên”, đối với kịch bản B2, giá trị tăng cao nhất đến năm 2050 là 1,95% và đó là giá trị trung bình trong giai đoạn tháng 6 - tháng 8. Giả định giá trị mưa cực đoan đơn lẻ có thể cao hơn giá trị trung bình từ 25% đến 50%, từ đó dẫn đến giá trị tăng tổng dao động từ 2,40% đến 2,90%.

Bảng 3: Kết quả tính toán lượng mưa thiết kế ứng với kịch bản BĐKH.

Đơn vị: mm

<i>1) Lượng mưa tính toán theo (TCVN_7957 (2008))</i>				
TT	Thời gian mưa	10 năm	5 năm	2 năm
1	600 phút	151.9	137.1	117.5
<i>2) Lượng mưa tính toán theo trận mưa thực tế thiết kế điển hình</i>				
1	Lượng mưa $X_{1\text{ngaymax}}$	385.7	291.4	175.5
2	Lượng mưa $X_{3\text{ngaymax}}$	577.8	436.9	263.7
3	Lượng mưa $X_{5\text{ngaymax}}$	639.6	494.3	316.3

Kết quả tính toán mưa tiêu thiết kế theo mô hình mưa thực tế, lượng mưa 1 ngày lớn nhất, 3 ngày lớn nhất, 5 ngày lớn nhất từ tài liệu quan trắc của trạm khí tượng Tuy Hòa cho mực nước tính toán lớn hơn so với phương án mô hình mưa tiêu được xác định theo Tiêu chuẩn TCVN 7957 (2008) thoát nước trong đô thị.

5. Kết luận

Thời gian tiêu thoát lũ trong khu chứa rạch Bầu Hạ sẽ phụ thuộc vào việc vận hành cống xả kết hợp ngăn triều ở hạ lưu đổ ra sông Đà Rằng. Trong thời kỳ triều cường, các cửa cống này đóng lại ngăn nước triều tràn vào, do vậy lượng mưa được tích hoàn toàn trong rạch Bầu Hạ. Chính vì vậy, các tác giả đề xuất đến năm 2050, do ảnh hưởng của BĐKH, giá trị lượng mưa tăng khoảng 3%. Việc tính toán quy hoạch các dự án xây dựng trong khu vực phải được tính toán với lượng mưa thiết kế dựa trên các tiêu chuẩn hiện hành (TCVN-7957 (2008)) và tăng lên 3%.

Tài liệu tham khảo

Báo cáo Tổng hợp Đề tài “Xây dựng Kế hoạch Hành động ứng phó với BĐKH tỉnh Phú Yên”, năm 2013.

Báo cáo “Quy hoạch Thoát nước và Chống ngập úng Khu vực Trung tâm của TP. Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên Ứng phó với BĐKH đến năm 2025 và tầm nhìn đến năm 2050” - Phần I, năm 2015.

Bộ số liệu Khí tượng, Thủy văn trạm Phú Lâm, trạm Tuy Hòa (1957-2019).

TCVN 7957:2008: Tiêu chuẩn quốc gia về thiết kế mạng lưới công trình thoát nước năm 2008.

Calculation of design rainfall corresponding to climate change scenarios for flood drainage assessment and forecasting in the Rach Bau Ha area, Tuy Toa city, Phu Yen province

Vu Thu Hien*, Duong Thi Thanh Thuy, Kieu Thi Van Anh, Tran Vu Long, Dao Duc Bang

Hanoi University of Mining and Geology

**Corresponding author: vuthuhien@humg.edu.vn*

Abstract

The world's climate change is increasingly severe, with the most obvious manifestation being global warming and abnormal weather phenomena such as storms, floods, tsunamis, earthquakes, and droughts that have led to urban flooding, especially in coastal urban areas. Rach Bau Ha, the main flood-drainage area for part of Tuy Hoa City, Phu Yen province, is a low-lying area and often submerged during soakers. In this report, the authors introduce a method of calculating design rainfall corresponding to climate change scenarios in a bid to assess and forecast flood drainage and storage for the Rach Bau Ha area, thereby making drainage planning for the purpose of formulating drainage planning and evaluating the impacts of construction works on the drainage capacity of Tuy Hoa city.

Keywords: *design rainfall, flood drainage, climate change.*

MỘT SỐ MÔ HÌNH TRÍ TUỆ NHÂN TẠO DỰ BÁO DIỆN TÍCH GƯƠNG HẦM SAU KHI NỔ Mìn TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

Nguyễn Chí Thành^{1,*}, Nguyễn Văn Chính²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

²Trường Cao đẳng Giao thông vận tải Trung ương 6

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyenthanh.xdctn47@gmail.com

Tóm tắt

Thi công các đường hầm bằng phương pháp khoan - nổ mìn là một trong những phương pháp chủ đạo ở Việt Nam bởi các ưu điểm của phương pháp, bao gồm: giá thành thấp, thuận lợi trong thi công, tiến độ thi công có thể được đẩy cao,... Một trong những chỉ tiêu được sử dụng để đánh giá hiệu quả của phương pháp khoan - nổ mìn khi thi công các đường hầm, đó là diện tích gương hầm sau khi nổ mìn. Trong bài báo này, một số mô hình trí tuệ nhân tạo đã được xây dựng và sử dụng để dự báo được diện tích gương hầm sau khi nổ mìn. Các kết quả nghiên cứu đã cho thấy, hoàn toàn có thể sử dụng các mô hình trí tuệ nhân tạo để dự báo, tính toán diện tích gương hầm sau khi nổ mìn với độ chính xác cao. Từ đây, trên cơ sở của các giá trị diện tích gương hầm dự báo được bằng các mô hình trí tuệ nhân tạo, sẽ tiến hành điều chỉnh các thông số nổ mìn để phương pháp thi công đường hầm bằng khoan - nổ mìn đạt hiệu quả cao.

Từ khóa: nổ mìn; mô hình; trí tuệ nhân tạo; diện tích gương hầm; dự báo.

1. Tổng quan về sử dụng trí tuệ nhân tạo để dự báo diện tích gương hầm và công trình ngầm sau khi nổ mìn

Diện tích gương hầm (diện tích mặt cắt ngang của đường hầm) trong quá trình thi công (sau khi nổ mìn) là một trong những yếu tố quan trọng cần được tính toán và xác định với mục đích xác định các khối lượng công việc cần tiến hành trong một chu kỳ thi công đường hầm và cũng được sử dụng để đánh giá hiệu quả của công tác thi công các đường hầm bằng phương pháp khoan nổ mìn. Đã có khá nhiều các tác giả với các nghiên cứu của mình đã được công bố, có thể nhắc đến: Armaghani và nnk., 2014; Jang và Topal., 2013; Esmaeili và nnk., 2014; Mottahedi và nnk., 2018; Chi T.N và nnk., 2022... Bằng các kết quả thu được trong các nghiên cứu nói trên có thể khẳng định việc tính toán, dự đoán diện tích của gương hầm sau khi nổ mìn trong quá trình thi công bằng trí tuệ nhân tạo có thể được thực hiện với độ chính xác cao, đáp ứng được yêu cầu trong thực tế. Một số các thông số đầu vào cần được nghiên cứu và xác định để có thể xây dựng các mô hình trí tuệ nhân tạo có khả năng dự báo, tính toán chính xác diện tích gương hầm sau khi nổ mìn, bao gồm: điều kiện địa chất, địa chất thủy văn của môi trường đất đá xung quanh khu vực đặt đường hầm, chủng loại và các đặc tính của thuốc nổ sử dụng trong quá trình thi công đường hầm, chiều sâu trung bình của các lỗ khoan trên gương hầm trong một chu kỳ thi công bằng phương pháp khoan nổ mìn, diện tích và hình dạng của mặt cắt ngang của đường hầm trong thiết kế và trong thực tế... (Jang và Topal, 2013; Mottahedi và nnk., 2018; Chi TN và nnk., 2022). Hiện nay, một số nghiên cứu được thực hiện và công bố đã chỉ ra rằng, tính chất của các mô hình trí tuệ cũng ảnh hưởng rất nhiều đến các kết quả dự báo và tính toán của mô hình. Với mỗi một loại mô hình trí tuệ nhân tạo (mạng nơron thần kinh nhân tạo ANN, mạng logic mờ ANFIS, mô hình máy véc tơ hỗ trợ SVM...), các đặc tính của các mô hình khác nhau cũng sẽ cho các kết quả nghiên cứu và hoạt động của mô hình khác nhau.

Trong nghiên cứu này, tác giả đã sử dụng mạng nơron thần kinh nhân tạo cùng với mô hình ANFIS, sử dụng cùng trên một tập dữ liệu thu được trong thực tế thi công đường hầm giao thông Đèo Cả, Phú Yên, Việt Nam để xây dựng được một số các mô hình trí tuệ nhân tạo có khả năng dự báo, tính toán diện tích của mặt cắt ngang của đường hầm giao thông Đèo Cả, Phú Yên sau khi nổ mìn thi công. Trên cơ sở các kết quả nhận được từ các mô hình trí tuệ nói trên, các tác giả của bài báo đã đưa ra các nhận xét về khả năng làm việc của các mô hình đã được xây dựng,...

Thông qua việc so sánh, đối chiếu các kết quả của các mô hình là diện tích của gương hầm sau khi nổ mìn, được đánh giá bằng hai hệ số là hệ số xác định R^2 và căn bậc hai của sai số bình phương trung bình RMSE trong các mô hình trí tuệ tương ứng, có thể rút ra kết luận, các mô hình trí tuệ nhân tạo có thể sử dụng để dự báo, tính toán giá trị diện tích gương hầm, công trình ngầm với độ chính xác cao sau khi nổ mìn. Việc lựa chọn sử dụng loại mô hình trí tuệ nhân tạo nào sẽ phụ thuộc vào các đặc tính của tập dữ liệu thu được trên thực tế và được sử dụng làm dữ liệu đầu vào - đầu ra cho các mô hình cũng như yêu cầu về độ chính xác của kết quả các mô hình.

2. Các loại mô hình trí tuệ nhân tạo sử dụng để xây dựng mô hình dự báo, tính toán diện tích gương hầm sau khi nổ trong bài báo

2.1. Mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo ANN

Mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo ANN (Artificial Neural Network - ANN) còn được viết là mạng nơ-ron nhân tạo (Nguyễn Chí Thành và nnk., 2022; Gordan, B., 2016; Mohammad E và nnk., 2014), đây được coi là một mô hình trí tuệ nhân tạo được sử dụng tương đối phổ biến trên thế giới để giải quyết các bài toán kỹ thuật mà chủ yếu là các bài toán kỹ thuật đòi hỏi đưa ra các kết quả là các giá trị dự báo. Mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo có cơ chế xử lý thông tin và đưa ra kết quả, gồm: mạng nơ-ron có thông tin đầu vào (Input data) và thông tin đầu ra (Output data). Mô hình mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo được tạo thành từ một số lượng lớn các nơ-ron trong các lớp ẩn, các nơ-ron này làm việc và kết nối với nhau thông qua các trọng số liên kết. Các nơ-ron trong mô hình làm việc như một thể thống nhất để giải quyết các công việc cụ thể. Cấu trúc của một mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo bao gồm các thành phần cơ bản như sau: tập các dữ liệu đầu vào của mô hình - Input data; tập các trọng số liên kết liên hệ giữa các nơ-ron với nhau; bộ tổng hay còn gọi là hàm tổng (Summing function); ngưỡng (độ lệch-bias; hàm truyền -Transfer function - hay còn gọi là hàm kích hoạt - Activation function), các tập dữ liệu đầu ra của mô hình - Output data.

Trong nội dung của nghiên cứu này, sử dụng thuật toán truyền ngược BP trong mô hình nơ-ron thần kinh dựa trên một số kết luận của Chi T.N và nnk., 2022 (vì các kết quả chạy thử nghiệm cho thấy, đây là cấu tạo của mô hình cho kết quả chính xác với hao phí tài nguyên về thời gian, thiết bị là nhỏ nhất). Trong mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo nói trên, mỗi nơ-ron xác định dữ liệu đầu vào của mạng ANN sẽ có trọng số thực tương ứng của nó bằng cách sử dụng phương trình sau (Nguyễn Chí Thành và nnk., 2022; Armaghani, D.J., và nnk., 2014):

$$X = \sum_{i=1}^n x_i * w_i - \beta \quad (1)$$

Trong đó, X là dữ liệu đầu ra tại lớp ra của mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo ANN đang xây dựng, x_i là giá trị của đầu vào thứ i của dữ liệu, w_i là trọng số của đầu vào thứ i tương ứng, n là số lượng dữ liệu đầu vào mạng nơ-ron thần kinh ANN, β là ngưỡng áp dụng cho nơ-ron thần kinh đang xử lý dữ liệu ở trong các lớp của mạng ANN.

Hàm truyền sử dụng trong mô hình là hàm Tansig, với các dữ liệu có giá trị trong khoảng $[-1, 1]$. Để chuẩn hóa các dữ liệu Input data và Output data được đưa vào để xây dựng mô hình trí tuệ nhân tạo ANN, cần sử dụng công thức (2) để đảm bảo sự chính xác của các kết quả dự đoán của mô hình (Gordan, B., và nnk., 2016, Nguyễn Chí Thành và nnk., 2022):

$$X_n = \frac{(X - X_{\min})}{(X_{\max} - X_{\min})} \quad (2)$$

Trong đó, X_n là giá trị chuẩn hóa của biến, X là giá trị ban đầu tương ứng của biến, X_{\max} là giá trị lớn nhất ban đầu của biến, khi chưa được chuẩn hóa, X_{\min} là giá trị nhỏ nhất lúc đầu của biến chưa chuẩn hóa.

Trên cơ sở giá trị các hệ số xác định R^2 và căn bậc hai sai số bình phương trung bình $RMSE$ của từng loại mô hình với các dữ liệu trong tập dữ liệu có kích thước tương ứng để đào tạo và kiểm tra, tiến hành xác định và lựa chọn cấu trúc tối ưu của các mô hình sử dụng mạng nơron thần kinh nhân tạo ANN. Dựa trên giá trị hệ số xác định R^2 và căn bậc hai của sai số bình phương trung bình $RMSE$, với mô hình có R^2 lớn và $RMSE$ nhỏ, mô hình tương ứng sẽ có kết quả dự báo, tính toán chính xác cao.

Căn bậc hai của sai số bình phương trung bình $RMSE$ được xác định thông qua công thức (Hajihassani M và nnk., 2016):

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - y'_i)^2} \quad (3)$$

Hệ số xác định R^2 được xác định [6]:

$$R^2 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (y - \bar{y})(y' - \bar{y}')}{\sum_{i=1}^N (y - \bar{y})^2 \sum_{i=1}^N (y' - \bar{y}')^2} \right]^2 \quad (4)$$

N: số lượng dữ liệu tại lớp đầu vào của mô hình ANN đang được xây dựng, y_i là giá trị đo trong thực tế thứ i tương ứng thu được trong quá trình thi công đường hầm thực tế, y'_i là giá trị dự báo thứ i tương ứng hay cũng là kết quả dự báo của mô hình mạng nơron thần kinh nhân tạo ANN, \bar{y} và \bar{y}' là giá trị trung bình được đo thực tế và giá trị dự đoán trung bình.

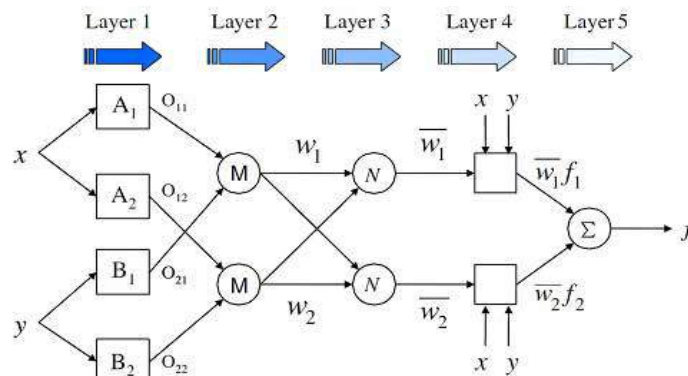
2.2. Mạng vec tơ máy SVM

ANFIS là một mô hình trí tuệ được đề xuất bởi Jang và cộng sự và vào năm 2012 (Nguyễn Chí Thành, Armaghani, D.J. và nnk) ANFIS được biết đến là sự kết hợp giữa mạng logic mờ và mạng nơron thần kinh nhân tạo ANN (Jang JSR và nnk, 1997). Phương pháp ANFIS có thể cho phép tập mờ sửa đổi các tham số của MF bằng cách sử dụng thuật toán BP. Phương pháp ANFIS dựa trên các quy tắc “nếu - thì” mờ kiểu Takagi và Sugeno. Trong bài báo này, mô hình ANFIS là một mô hình Sugeno mờ, được đưa vào cấu trúc của các hệ thống thích ứng để có thể học và thích ứng. Trong mô hình ANFIS, đối với mô hình mờ Sugeno bậc nhất, hai quy tắc if - then mờ có thể được trình bày dưới dạng phương trình (Mohammad E và nnk, 2014; Mohammadi, M và nnk, 2015; Mottahedi A và nnk, 2018):

Quy luật 1: Nếu (x là A_1) và (y là B_1) thì ($f_1 = p_1x + q_1y + r_1$) (5)

Quy luật 2: Nếu (x là A_2) và (y là B_2) thì ($f_2 = p_2x + q_2y + r_2$) (6)

Trong các công thức trên: $p_1, q_1, r_1, p_2, q_2, r_2$ là tuyến tính và A_1, A_2, B_1 và B_2 là các tham số phi tuyến tính; x, y là đầu vào và f là đầu ra.



Hình 1. Cấu trúc của mô hình ANFIS (Nguyễn Chí Thành. 2022, Armaghani, D.J., và nnk., 2017).

Kiến trúc của mô hình ANFIS trong bài báo này được trình bày trong Hình 2. Kiến trúc hệ thống của mô hình ANFIS nói trên bao gồm năm lớp, lớp đầu tiên của mô hình là lớp mờ, lớp thứ hai của mô hình là lớp sản phẩm, lớp thứ ba là lớp chuẩn hóa, lớp thứ tư là lớp giải mờ và lớp cuối cùng của mô hình là lớp tổng sản lượng.

Lớp thứ nhất của mô hình ANFIS: Chức năng của các lớp này có thể được mô tả bằng các phương trình dưới đây (Jang và nnk., 1997).

$$O_{1,i} = m_{A_i}(x) \quad i=1,2 \quad (7)$$

$$O_{2,i} = m_{B_i}(y) \quad i=1,2 \quad (8)$$

Trong đó: x và y là đầu vào của lớp đầu tiên. A và B là các tập mờ. $O_{1,i}$ là bậc thành viên của tập mờ A theo đầu vào “ x ”. $O_{2,i}$ là bậc thuộc của tập mờ B theo đầu vào “ y ”, và m_{A_i} và m_{B_i} là đường cong hàm liên thuộc mờ.

Lớp thứ hai của mô hình ANFIS: Trong lớp này, mỗi nút trong lớp thứ hai là một nút cố định có đầu ra là sản phẩm của tất cả các tín hiệu đến. Mọi giá trị của các nút là kết quả của tích của tất cả các cấp độ thành viên từ lớp trước đó đến nút.

$$w_i = m_{A_i}(y)Xm_{B_j}(y) \quad i=1,2 \quad (9)$$

Trong đó: w_i là nút đầu ra của mô hình.

Lớp thứ ba của mô hình ANFIS: lớp này là lớp chuẩn hóa. Trong lớp này, mỗi nút trong lớp thứ ba chuẩn hóa các hàm trọng lượng thu được từ lớp sản phẩm trước đó, sử dụng phương trình:

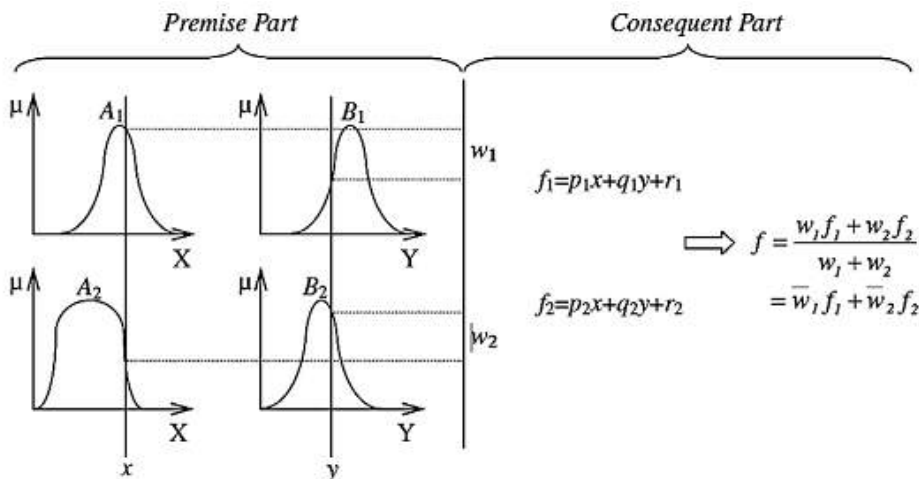
$$\bar{w}_i = \frac{w_i}{w_1 + w_2} \quad (10)$$

Trong đó, \bar{w}_i biểu thị cường độ chuẩn hóa.

Lớp thứ tư của mô hình: Lớp này có vai trò là lớp giải mờ, các nút ở lớp thứ tư này là các nút thích ứng với chức năng được thể hiện trong phương trình:

$$O_{4,1} = \bar{w}_i(p_i x + q_i y + r_i) \quad (11)$$

Trong đó: $O_{4,1}$ là bậc thành viên của tập mờ A theo đầu vào “ x ”. p_i, q_i, r_i là các tham số hệ quả.



Hình 2. Cấu trúc của lớp thứ tư trong mô hình ANFIS (Hajihassani M., Mohammadi, M và nnk)

Lớp thứ năm của mô hình ANFIS: Trong lớp cuối cùng này của mô hình ANFIS, kết quả cuối cùng bằng tổng các kết quả đầu ra của lớp sản phẩm trước đó (lớp thứ tư) được tính toán bởi một nút cố định và được thể hiện bằng phương trình dưới đây.

$$O_{5,1} = \frac{\sum_i w_i f_i}{\sum_i w_i} \quad (12)$$

3. Xây dựng các mô hình trí tuệ nhân tạo ANN và ANFIS để dự báo giá trị diện tích gương hầm sau khi nổ mìn tại đường hầm giao thông Đèo Cả, Phú Yên

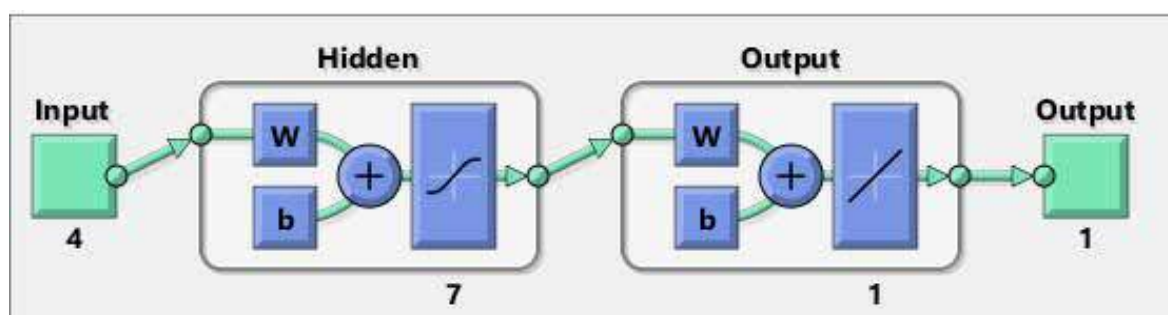
Trong bài báo này, tác giả đã tiến hành thu thập và sử dụng các dữ liệu thực tế trong quá trình thi công đường hầm giao thông Đèo Cả, Phú Yên. Một tập dữ liệu có số lượng là 60 dữ liệu với 4 thành phần đóng vai trò là dữ liệu đầu vào của các mô hình trí tuệ nhân tạo ANN và ANFIS đang được xây dựng, bao gồm: diện tích gương hầm theo thiết kế; chiều sâu trung bình của các lỗ khoan trên gương hầm đang thi công theo từng tiến độ thi công; chỉ tiêu thuốc nổ đơn vị trong hộ chiếu khoan nổ mìn và chỉ số đất đá RMR tại gương hầm đang thi công. Thành phần với vai trò là dữ liệu đầu ra - cũng là mục tiêu cần dự báo của các mô hình đang được xây dựng là diện tích của gương hầm sau khi nổ mìn trong quá trình thi công. Tập dữ liệu được chia thành 5 phần với tỷ lệ 1:5, trong đó, 1 phần được sử dụng làm tập dữ liệu phục vụ cho quá trình kiểm tra độ chính xác của mô hình được xây dựng, 4 phần dữ liệu còn lại được sử dụng để đào tạo mô hình. Các dữ liệu này đã được xử lý để việc xuất hiện trong các phần dữ liệu nói trên là hoàn toàn ngẫu nhiên, đảm bảo độ chính xác và tính khách quan của các mô hình trí tuệ nhân tạo đang được xây dựng.

Bảng 1. Các thông số địa chất và thuốc nổ, đường hầm sử dụng trong mô hình
(Nguyễn Chí Thành và nnk., 2022)

Thông số	Ký hiệu	Đơn vị	Chức năng	Giá trị nhỏ nhất	Giá trị lớn nhất	Trung bình
Chiều dài lỗ khoan trung bình	L	m	Input	1,0	3,2	1,9530
Diện tích mặt gương hầm thiết kế	S	m^2	Input	49,26	64,855	54,5506
Lượng thuốc nổ đơn vị	Q	kg/m^3	Input	0,37	2,32	1,4344
Chỉ tiêu đánh giá khối đá	RMR	-	Input	5,0	73,0	51,3300
Diện tích mặt gương hầm thực tế sau khi nổ mìn	SA	m^2	Output	51,221	71,049	58,8784

3.1. Mô hình trí tuệ nhân tạo sử dụng mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo ANN

Trong các mô hình trí tuệ nhân tạo sử dụng mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo ANN, các dữ liệu được thay đổi vị trí để thiết lập thành 5 mô hình khác nhau. Bằng phương pháp thử-sai-thử, tác giả của bài báo đã thu được kiến trúc của mô hình nhân tạo sử dụng mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo tối ưu nhất là: mô hình có 4 thành phần dữ liệu đầu vào, 1 thành phần dữ liệu đầu ra, sử dụng hàm truyền Tangsig, sử dụng 1 lớp nơ-ron thần kinh ẩn và trong lớp ẩn này, sử dụng 7 nơ-ron thần kinh.

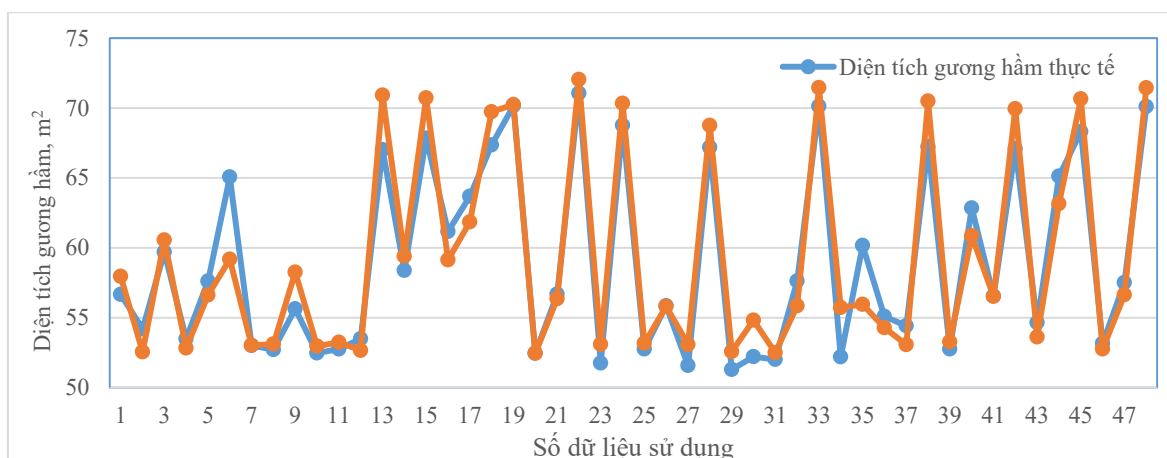


Hình 3. Cấu trúc của mô hình mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo ANN.

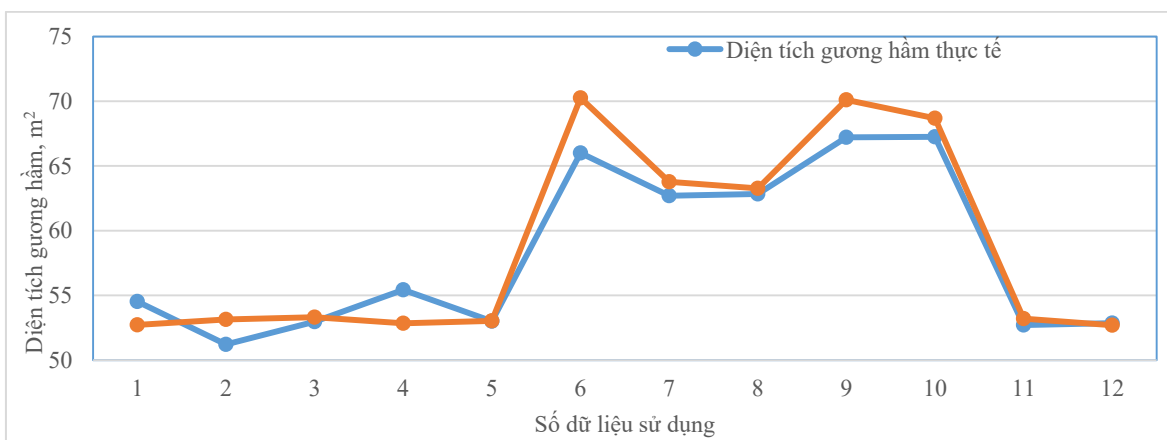
Dựa trên các kết quả nhận được trong bảng 2, có thể thấy mô hình số 2 là mô hình mạng nơ-ron thần kinh nhân tạo cho kết quả tối ưu nhất. Do đó, sử dụng mô hình số 2 trong 5 mô hình tạo dựng từ ban đầu để xác định diện tích gương hầm sau khi nổ mìn.

Bảng 2. Kết quả mô hình mạng nơron thần kinh nhân tạo ANN

Số nơron trong lớp ẩn	RMSE											
	MH1		MH2		MH3		MH4		MH5		Trung bình	
	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test
7	0,1300	0,2626	0,1952	0,1928	0,1741	0,2007	0,1261	0,2241	0,1775	0,1873	0,16058	0,2135
	R^2											
	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test
	0,9666	0,5223	0,9275	0,9601	0,9282	0,9357	0,9620	0,8762	0,9285	0,9581	0,94256	0,8504



Hình 4. Dự báo diện tích gương hàm trong tập dữ liệu đào tạo bằng ANN.

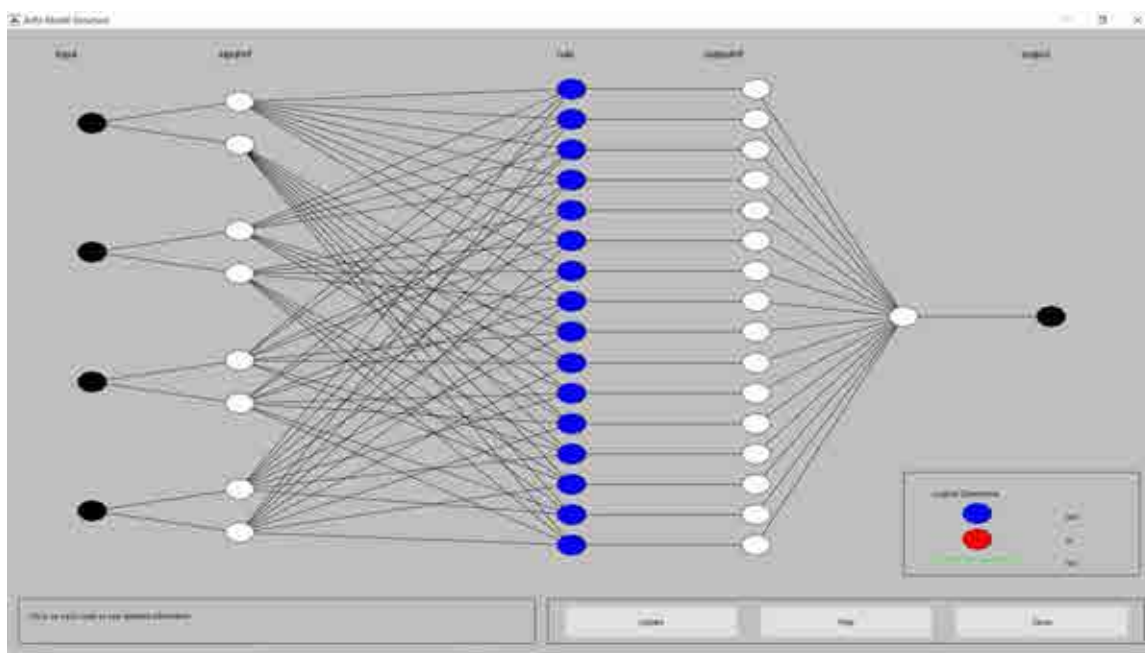


Hình 5. Dự báo diện tích gương hàm trong tập dữ liệu kiểm tra bằng ANN.

3.2. Mô hình trí tuệ nhân tạo ANFIS

Trong mô hình ANFIS được nghiên cứu và xây dựng với mục đích dự báo diện tích của gương hàm sau khi nổ, phân vùng lưới (GP) đã được sử dụng. Thuật toán học tập kết hợp, sự kết hợp của bình phương nhỏ nhất và gradient lan truyền ngược được thực hiện như một phương pháp tối ưu hóa trong quá trình đào tạo mô hình ANFIS. Các thuật toán, sự kết hợp này đã được sử dụng để mô phỏng các chức năng thành viên FIS trong tập dữ liệu đào tạo sử dụng để xây

dựng mô hình dự báo diện tích gương hầm. Trong mô hình ANFIS, hàm thành viên mờ hình tam giác tổng quát được sử dụng trong hàm ANFIS với hai số hàm liên thuộc được thực hiện cho mô hình ANFIS này. Tất cả các bộ dữ liệu sử dụng để xây dựng mô hình ANFIS được chia thành hai tập khác nhau. Trong các tập dữ liệu được chia ra từ tập dữ liệu lớn (với 60 dữ liệu thu được trong thực tế thi công đường hầm giao thông Đèo Cả), các dữ liệu được sắp xếp ngẫu nhiên với 80% dữ liệu để sử dụng đào tạo (48 dữ liệu) và 20% cho tất cả các bộ dữ liệu (12 bộ dữ liệu) để kiểm tra độ chính xác của mô hình ANFIS khi dự báo diện tích gương hầm sau khi nổ mìn.

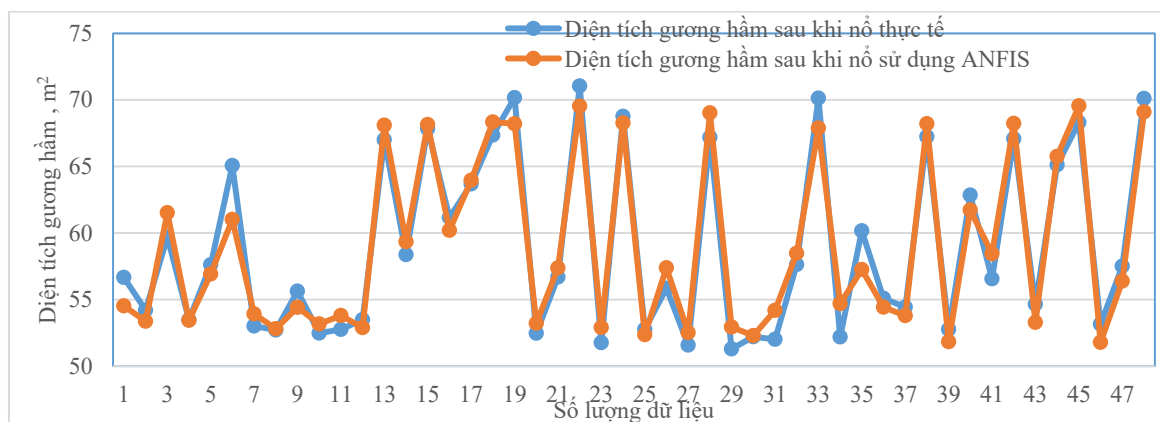


Hình 6. Cấu trúc của mô hình ANFIS được xây dựng để dự báo diện tích gương hầm sau khi nổ mìn.

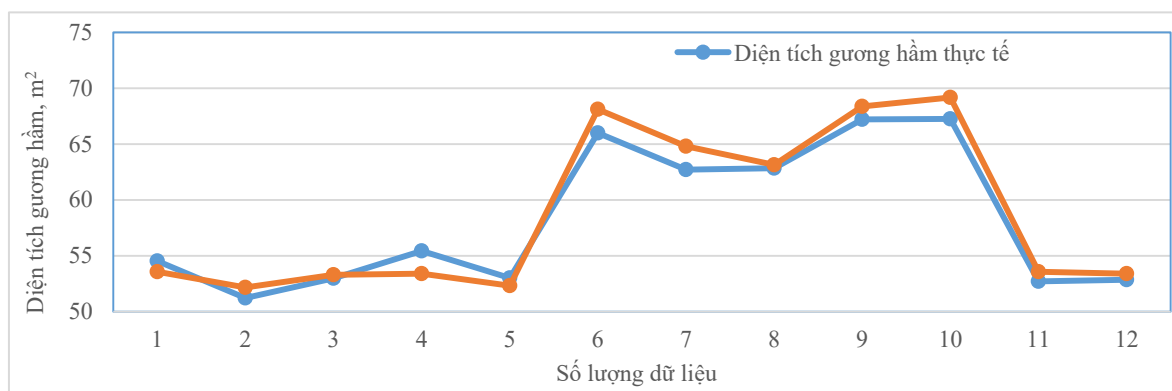
Dựa trên các kết quả thu được khi sử dụng kỹ thuật thử-sai cũng như sử dụng phương pháp xếp hạng (Nguyễn Chí Thành và nnk., 2022), mô hình ANFIS tối ưu nhất chính là mô hình số 2 (theo các kết quả trong Bảng 3). Có thể nhận thấy, mô hình ANFIS với 2 MF cho mỗi biến đầu vào sẽ hoạt động tốt nhất căn cứ vào giá trị $RMSE$ và hệ số xác định R^2 của các mô hình được tính toán và so sánh với nhau.

Bảng 3. Kết quả mô hình ANFIS

Số MF với mỗi biến	$RMSE$											
	MH1		MH2		MH3		MH4		MH5		Trung bình	
	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test
2	0,1068	0,2867	0,1412	0,1349	0,1335	0,2326	0,1238	0,2788	0,1393	0,2454	0,1289	0,2356
	R^2											
	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test	Train	Test
	0,9752	0,4333	0,9537	0,9791	0,9509	0,8849	0,9631	0,8199	0,9531	0,9348	0,9592	0,8104



Hình 7. Dự báo diện tích gương hàm trong tập dữ liệu đào tạo bằng ANFIS.



Hình 8. Dự báo diện tích gương hàm trong tập dữ liệu kiểm tra bằng ANFIS.

Dựa vào các kết quả thu được từ mô hình mạng nơron nhân tạo ANN và mô hình ANFIS, có thể nhận thấy các mô hình trí tuệ nhân tạo có khả năng dự báo, tính toán diện tích gương hàm sau khi nổ mìn trong quá trình thi công với mức độ chính xác rất cao. Việc xác định các thông số đầu vào của các mô hình (mà ở đây là diện tích gương hàm sau khi nổ theo thiết kế, chiều sâu lỗ khoan trung bình trên gương hàm, lượng thuốc nổ đơn vị sử dụng trong các chu kỳ nổ mìn, chỉ số đất đá RMR tại gương hàm đang thi công) để từ đó, xây dựng thành công các mô hình trí tuệ nhân tạo sử dụng mạng nơron thần kinh nhân tạo ANN và ANFIS đã chỉ ra rằng, các thông số đầu vào đóng vai trò rất quan trọng đến sự hoạt động và độ chính xác của các mô hình trí tuệ nhân tạo.

4. Kết luận

Bằng việc sử dụng các dữ liệu thu được từ quá trình thi công thực tế đường hầm giao thông Đèo Cả, Phú Yên, Việt Nam, bài báo đã tiến hành xây dựng và lựa chọn, đưa ra được các mô hình trí tuệ nhân tạo tối ưu có khả năng dự báo, tính toán diện tích gương hàm sau khi nổ mìn trong quá trình thi công. Với mô hình mạng nơron thần kinh nhân tạo ANN và với mô hình logic mờ ANFIS, bài báo đã thu được các kết quả về diện tích gương hàm sau khi nổ mìn thi công, đồng thời có thể đưa ra một số nhận xét sau đây:

1) Các mô hình trí tuệ nhân tạo sử dụng mạng nơron thần kinh nhân tạo ANN và mô hình logic mờ ANFIS có khả năng dự báo diện tích gương hàm sau khi nổ với độ chính xác rất cao (RMSE và R^2 cho mô hình ANN được tính toán lần lượt bằng 0,1952 và 0,9275 trong tập dữ liệu đào tạo. Các giá trị này lần lượt là 0,1928 và 0,9601 trong bộ dữ liệu thử nghiệm; RMSE và R^2 cho mô hình ANFIS tối ưu lần lượt bằng 0,142 và 0,9537 trong tập dữ liệu đào tạo. Các giá trị này lần lượt là 0,1349 và 0,9791 trong bộ dữ liệu thử nghiệm). Điều này khẳng định khả năng có thể sử dụng các mô hình trí tuệ nhân tạo hiệu quả vào việc xác định diện tích gương hàm sau khi nổ mìn trong quá trình thi công. Từ đây, đẩy mạnh tiến độ thi công và giảm chi phí thi công đường hầm;

2) Trong các mô hình sử dụng mạng nơron thần kinh nhân tạo ANN, bằng việc đánh giá và so sánh các kết quả của 5 mô hình khác nhau, bài báo đã chứng minh được mô hình số 2 là mô hình tối ưu, có khả năng đưa ra kết quả dự báo diện tích gương hầm chính xác nhất. Mô hình số 2 này có kiến trúc bao gồm: 1 lớp ẩn chứa 7 nơron thần kinh, 4 biến đầu vào và 1 biến đầu ra, sử dụng hàm truyền là tangsig;

3) Mô hình ANFIS tối ưu được xác định với cấu trúc gồm: 4 biến đầu vào với mỗi biến sử dụng 2 MF, hàm trimf được sử dụng trong mô hình tối ưu này;

4) Mô hình ANFIS được lựa chọn cho kết quả dự báo diện tích gương hầm sau khi nổ mìn chính xác hơn so với mô hình ANN;

5) Cần phải khảo sát, nghiên cứu kỹ cấu trúc của các mô hình trí tuệ nhân tạo khi xây dựng các mô hình này trên các dữ liệu khác nhau.

Lời cảm ơn

Bài báo này được thực hiện với sự giúp đỡ của Trường Đại học Mở - Địa chất, Bộ Giáo dục và Đào tạo.

Tài liệu tham khảo

Armaghani, D.J., Mohamad, E.T., Narayanasamy, M.S., Narita, N. Development of hybrid intelligent models for predicting TBM penetration rate in hard rock condition. *Tunn. Undergr. Space Technol.* Vol 63, 2017, pp. 29-43.

Armaghani, D.J., Hajihassani, M., Mohamad, E.T., Marto, A., Noorani, S.A. Blasting-induced flyrock and ground vibration prediction through an expert artificial neural network based on particle swarm optimization. *Arabian J. Geosci.* Vol.7, Issue 12, 2014, pp. 5383-5396.

Gordan, B., Armaghani, D.J., Hajihassani, M., Monjezi, M. Prediction of seismic slope stability through combination of particle swarm optimization and neural network. *Eng. Comput.* Vol 32, Issue 1, 2016, pp. 85-97.

Hajihassani M, Jahed Armaghani D, Marto A, Tonnizam Mohamad E. Ground vibration prediction in quarry blasting through an artificial neural network optimized by imperialist competitive algorithm. *Bull Eng Geol Environ*, 2014, doi:10.1007/s10064-014-0657-x.

Jang, H., Topal, E. Optimizing over break prediction based on geological parameters comparing multiple regression analysis and artificial neural network. *Tunn. Undergr. Space Technol.* Vol 38, 2013, pp. 161-169.

Nguyễn Chí Thành, Nguyễn Phương Thúy, Nguyễn Văn Thành. Sử dụng mạng nơron thần kinh nhân tạo để tính toán, dự báo diện tích gương hầm sau khi nổ. *Hội nghị Khoa học toàn quốc ACEA-VIETGEO2021*. 13-14, 5, 2022. Phú Yên. 404 - 412.

Nguyễn Chí Thành. Nghiên cứu, xây dựng mô hình trí tuệ nhân tạo sử dụng mạng thích nghi mờ ANFIS để dự báo diện tích gương hầm sau khi nổ mìn. *Hội nghị toàn quốc khoa học trái đất và tài nguyên với phát triển bền vững (ERSD 2022)*. Hà Nội, 11, 2022.

Mohammadi, M., Farouq, M.H., Mirzapour, B., Hajiantilaki, N. Use of fuzzy set theory for minimizing overbreak in underground blasting operations - a case study of Alborz Tunnel, Iran. *Int. J. Min. Sci. Technol.* Vol 25, Issue 3, 2015, pp. 439-445.

Mohammad E; Morteza O, Rashidinejad F, Aghajani B.A., Mohammad T. Multiple regression, ANN and ANFIS models for prediction of backbreak in the open pit blasting. *Engineering with Computers*, Vol. 30, 2014, pp. 549-558.

Mottahedi A, Farhang Sereshki F and Mohammad A. Overbreak prediction in underground excavations using hybrid ANFIS-PSO model. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol. 80, 2018, pp. 1-9.

Artificial intelligence models predict tunnel face area after blasting in tunnel excavations

Nguyen Chi Thanh^{1,*}, Nguyen Ven Chinh²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²College of Transportation and Communication No. 6

*Corresponding author: nguyenthanh.xdctn47@gmail.com

Abstract

Construction of tunnels in Vietnam commonly employs the drilling and blasting method due to its cost-effectiveness, construction convenience, and potential for accelerated progress. Assessing the efficacy of this method involves evaluating the area of the tunnel face after blasting. This paper has developed and used artificial intelligence models to accurately predict the area of the tunnel face after blasting. The research findings demonstrate the feasibility of utilizing artificial intelligence models to predict and calculate the area of the tunnel face after blasting. Consequently, adjusting the blasting parameters based on the predicted tunnel area enables an effective tunnel construction approach with fruitful outcomes. Based on AI models for predicting the area of the tunnel face after blasting, the blasting parameters will be optimized to enhance tunnel construction effectiveness.

Keywords: *Blasting, modelling, Artificial Intelligence, tunnel mirror, forecasting.*

ĐẶC ĐIỂM CÁC LỚP ĐẤT KHU VỰC THỦY ĐIỆN CẨM THỦY 1, HUYỆN CẨM THỦY, TỈNH THANH HÓA VÀ MỘT SỐ VẤN ĐỀ MÔI TRƯỜNG LIÊN QUAN

Đỗ Văn Bình*, Trần Thị Kim Hà, Đỗ Thị Hải, Đỗ Cao Cường

Trường Đại học Mở - Địa chất

**Tác giả chịu trách nhiệm: dovanbinh@humg.edu.vn*

Tóm tắt

Sau khi tích nước để hoạt động phát điện của công trình Thủy điện Cẩm Thủy 1 đã xảy ra một số vấn đề đối với môi trường liên quan, ảnh hưởng đến đời sống một số hộ dân cư xung quanh. Các vấn đề đó là sụt lún, nứt tường nhà dân, khó tiêu thoát nước ở một vài hộ gia đình, sạt lở bờ sông... tập trung chủ yếu ở một số hộ dân thuộc 3 xã Cẩm Lương, Cẩm Thành và Cẩm Thạch. Qua kết quả nghiên cứu, khảo sát cho thấy sự tăng giảm của mực nước hồ có liên quan đến môi trường địa chất xung quanh và các hiện tượng môi trường nêu trên. Nền đất trong khu vực khảo sát có thành phần chủ yếu là cát mịn, cát pha, sét pha, có tính thấm nước và thuận lợi cho nước ngầm di chuyển. Khi mực nước hồ lên xuống do sự tích nước và xả nước để phát điện tác động đến khả năng ổn định của các lớp đất đá gây nên hiện tượng sụt lún nền đất, sạt lở bờ sông. Nước mặt trong hồ thủy điện có liên hệ chặt chẽ với nước ngầm khu vực nghiên cứu qua khảo sát sự dao động mực nước và phân tích thành phần hóa học của các mẫu nước. Từ việc phân tích, đánh giá cho thấy có sự ảnh hưởng của mực nước hồ thủy điện đối với các hiện tượng môi trường xung quanh khu vực nghiên cứu, từ đó đề xuất các giải pháp phòng ngừa, giảm thiểu các tác động.

Từ khóa: đặc điểm lớp đất; thủy điện Cẩm Thủy 1; môi trường; mực nước; hồ thủy điện.

1. Đặt vấn đề

Năm 2018, đập Thủy điện Cẩm Thủy 1 thuộc huyện Cẩm Thủy, tỉnh Thanh Hóa xây dựng xong và bắt đầu tích nước để phát điện. Đây là đập thủy điện ngăn sông Mã, dâng nước để phát điện, là đập động năng nên mực nước dâng không cao như các đập thế năng khác. Tuy nhiên, khi đập Thủy điện Cẩm Thủy 1 dâng nước, trong phạm vi khu vực quanh hồ, một số hộ dân thuộc 3 xã (Cẩm Lương, Cẩm Thành và Cẩm Thạch) đã nảy sinh một số vấn đề môi trường dân sinh như hiện tượng sụt lún, nứt tường nhà dân, khó tiêu thoát nước trong hệ thống vệ sinh hộ gia đình, hiện tượng rác thải ứ đọng ở một vài nơi trên mặt hồ, sạt lở bờ sông phía thượng và hạ lưu đập... Những vấn đề đó đã ảnh hưởng đến đời sống, sinh hoạt của nhân dân trong khu vực, nhất là ở một số hộ thuộc các thôn ven hồ của 3 xã Cẩm Lương, Cẩm Thành và Cẩm Thạch thuộc huyện Cẩm Thủy tỉnh Thanh Hóa. Vì vậy việc nghiên cứu tìm nguyên nhân để giảm thiểu khắc phục những vấn đề trên là cần thiết và cấp bách. Để đánh giá, làm sáng tỏ các hiện tượng trên, chúng tôi đã thực hiện các nghiên cứu tổng hợp địa chất, địa chất thủy văn, địa vật lý, môi trường với nội dung và khối lượng nghiên cứu chi tiết ở 3 xã có hộ dân bị ảnh hưởng như nứt tường, sạt lở và ứ đọng nước để làm cơ sở đề xuất giải pháp khắc phục, giảm thiểu.

Kết quả nghiên cứu cho thấy việc môi trường địa chất có những tác động trước mắt và lâu dài đến môi trường dân sinh khu vực quanh hồ. Các lớp đất đá chứa nước có tính thấm tốt tạo nên mối quan hệ thủy lực chặt chẽ giữa nước dưới đất và nước hồ. Đó cũng là nguyên nhân gây nên những tác động môi trường, ảnh hưởng đến đời sống dân sinh của một số hộ dân.



Hình 1. Hình ảnh Thủy điện Cẩm Thủy 1.

2. Phương pháp và phạm vi nghiên cứu

Để đạt được mục tiêu nghiên cứu, các tác giả đã áp dụng các phương pháp nghiên cứu và thực hiện khối lượng sau đây:

2.1. Phương pháp thu thập tài liệu

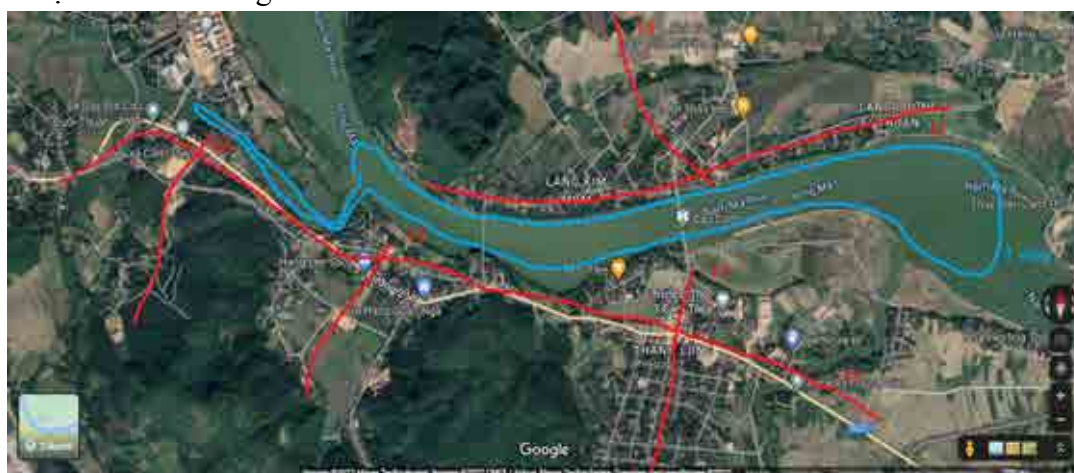
Thu thập các tài liệu liên quan đến địa chất, địa chất thủy văn, tài liệu tài liệu khí tượng thủy văn (mưa, bốc hơi), tài liệu về kinh tế - xã hội liên quan đến khu vực nghiên cứu. Các tài liệu được thu thập từ những báo cáo của các đơn vị chức năng trong hệ thống quản lý của Nhà nước nên đảm bảo độ tin cậy.

2.2. Phương pháp khảo sát, đo vẽ Địa chất - Địa chất thủy văn tổng hợp

- Thực hiện công tác khảo sát địa chất nhằm xác định sự phân bố và thành phần các loại đất đá trong khu vực ảnh hưởng, nhất là khu vực có ý kiến phản ánh về sụt đất, nứt đất, ảnh hưởng của việc khó thoát nước sinh hoạt.

- Nghiên cứu địa chất thủy văn trong khu vực (các vết lộ địa chất thủy văn, mực nước, thành phần hóa học nước, động thái nước ngầm...).

- Lựa chọn, thiết kế tuyến đo Địa vật lý và vị trí khoan nghiên cứu địa tầng, vị trí thí nghiệm đồ nước, hút nước, quan trắc động thái nước ngầm, nước mặt của hồ thủy điện, đo độ cao tuyệt đối của một số điểm khống chế.



Hình 2. Sơ đồ các tuyến khảo sát địa chất - địa chất thủy văn.

2.3. Phương pháp Địa vật lý

Lựa chọn phương pháp đo mặt cắt điện trở và đo sâu đối xứng điện trở Wenner - Schlumberger. Đây là hai phương pháp địa vật lý được áp dụng hiệu quả trong việc xác định sự phân bố của các lớp địa tầng, khả năng chứa nước thấm nước của đất đá, xác định sự phân lớp của đất đá theo điện trở suất. Khối lượng khảo sát địa vật lý được đưa ở bảng 1.

Bảng 1. Khối lượng công tác Địa vật lý

TT	Khu vực khảo sát	Điểm đo		Ghi chú
		Mặt cắt	Đo sâu	
1	Xã Cẩm Thạch	15	05	Tuyến T4
2	Xã Cẩm Thành	15	15	Tuyến T1, T2 và T3
3	Xã Cẩm Lương	45	30	Tuyến T5 ÷ T9
Tổng số		75	50	

2.4. Phương pháp khoan khảo sát

Nhằm nghiên cứu đặc điểm địa chất, địa chất thủy văn khu vực, mối quan hệ thủy lực giữa nước hồ với nước dưới đất. Lấy mẫu phân tích thành phần đất đá để nghiên cứu tính ổn định của tầng đất đá. Xác định chính xác các ranh giới các phân vị địa chất, thành phần thạch học đất đá, xác định các tầng chứa nước trong khu vực. Sử dụng lỗ khoan để nghiên cứu địa chất thủy văn (đo mực nước, lấy mẫu nước, quan trắc động thái nước dưới đất và đối sánh với mực nước của hồ thủy điện). Khối lượng công tác khoan đã thực hiện gồm 11 hố khoan (02 hố khoan máy và 09 hố khoan tay). Khối lượng khoan thể hiện ở bảng 2 dưới đây.

Bảng 2. Tổng hợp khối lượng khoan và số mẫu đất đã lấy, phân tích ở các hố khoan

TT	Tên hố khoan	Vị trí	Chiều sâu (m)	Lấy mẫu		Tổng số mẫu
				Nguyên dạng	Không nguyên dạng	
1	HK1	Cắm Thành	12	1	2	3
2	HK2	Cắm Thành	10	1	2	3
3	HK3	Cắm Thành	8	3	1	4
4	HK4	Cắm Thạch	13	4	2	6
5	HK5	Cắm Lương	7	2	1	3
6	HK6	Cắm Lương	6	1	2	3
7	HK7	Cắm Lương	7	3	2	5
8	HK8	Cắm Lương	6	2	3	5
9	HK9	Cắm Lương	7	3	1	4
10	HK10	Cắm Lương	8	1	3	4
11	HK11	Cắm Lương	10	2	3	5
12	Cộng		94	24	21	45

2.5. Phương pháp đổ nước thí nghiệm

Mục đích của công tác đổ nước thí nghiệm là xác định tính thấm của đất đá trong đới thông khí có liên quan đến sụt lún, sạt lở và thoát nước khi đất đá thấm nước hoặc no nước. Khối lượng thực hiện đổ nước thí nghiệm gồm 9 vị trí phân bố ở khu vực 3 thôn thuộc 3 xã sát với khu vực hồ.

Việc đổ nước thí nghiệm và tính toán theo phương pháp Nestorov. Kết quả thí nghiệm và tính toán hệ số thấm của đất đá được thể hiện ở bảng 3 dưới đây.

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm đổ nước trong hố đào

TT	Tên hố đào	T (phút)	V (lít)	F (m ²)	K _{th} (m/ng)	Loại đất
Xã Cắm Thành						
1	HĐ1 - Gần sân bóng	90	0,24	0,05	0,077	Sét phủ
2	HĐ2 - Cận lối vào trại giam	90	0,15	0,05	0,033	Sét phủ
3	HĐ3 - Đối diện UBND xã Cắm Thành	90	0,21	0,05	0,047	Sét pha
Xã Cắm Lương						
4	HĐ4 - Trên đường vào xã Cắm Lương	90	0,13	0,05	0,029	Sét phủ
5	HĐ5 - Sát bờ sông, cạnh ruộng ngô nhà ông Bùi Hồng Lâm	90	3,16	0,05	0,702	Đất phù sa
6	HĐ6 - Đất nhà bà Bùi Thị Vương	90	2,35	0,05	0,522	Đất phù sa

Xã Cẩm Thạch						
7	HĐ7 - Đối diện trường học Cẩm Thủy 3, bên kia đường	90	0,24	0,05	0,053	Sét phủ
8	HĐ8 - Khu đất trống trước Trung tâm Văn hóa xã Cẩm Thạch	90	0,36	0,05	0,080	Sét phủ
9	HĐ9 - Bãi ngoài sông, gần cầu, cạnh ruộng ngô	90	1,65	0,05	0,367	Đất phù sa

2.6. Phương pháp lấy mẫu

Lấy mẫu nước mặt (nước trong hồ phía trên đập), nước ngầm trong giếng nhà dân để phân tích, đánh giá thành phần trong nước, xác định mối liên hệ giữa nước mặt, nước ngầm thông qua các thành phần đã phân tích.

Lấy mẫu đất phân tích tính chất cơ lý và thành phần trầm tích nhằm đánh giá tính thấm và độ ổn định của đất nền).

Số mẫu đất đã lấy thành phần hạt, tính chất cơ lý: 75 mẫu; mẫu nước 40 mẫu các loại. Các mẫu được lấy và phân tích theo các tiêu chuẩn hiện hành.

2.7. Phương pháp trắc địa

Đo tọa độ, cao độ các điểm khống chế (các điểm khung) để đánh giá mối liên hệ giữa nước ngầm với nước hồ (nước mặt). Để đảm bảo độ chính xác đo bằng máy toàn đạc điện tử hoặc máy có tính năng tương đương.

Thiết kế các điểm quan trắc giám sát mực nước mặt, nước ngầm phục vụ đánh giá.

2.8. Thí nghiệm thấm Seepage

Nghiên cứu lượng nước mặt bổ sung cho nước ngầm và ngược lại nhằm đánh giá mối quan hệ của nước hồ đập Cẩm Thủy với nước dưới đất (nước ngầm) trong khu vực. Từ đó đánh giá khả năng ổn định của nền đất khu vực dự kiến có thể có sụt lún, sạt lở. Khối lượng đã thực hiện slugtest 15 lần slugtes (tại 5 khu vực dân cư có thể có hiện tượng sạt lở, sụt lún).

2.9. Tổng hợp khối lượng các nội dung thực địa

Bảng 4. Tổng hợp khối lượng các công tác nghiên cứu đã thực hiện

TT	Nội dung thực hiện	Đơn vị tính	Khối lượng	Ghi chú
1	Khảo sát thực địa			
2	Đo sâu điện trở/mặt cắt điện	Điểm	50/75	Gồm 9 tuyến đo
3	Thí nghiệm đổ nước trong hố đào	Điểm	09	
4	Thí nghiệm Seepage	Lần	15	
5	Khoan địa chất	Hố khoan	11	94 m/11 hố
6	Quan trắc mực nước tự động			
7	Lấy và phân tích mẫu nước/đất	Mẫu	10	
8	Lấy và phân tích mẫu đất	Mẫu	45	

Các tuyến, vị trí khảo sát thực hiện theo các lộ trình xung quanh hồ và phụ cận (đường màu đỏ trên hình số 2. Tại mỗi vị trí khảo sát tiến hành nghiên cứu đặc điểm, đặc tính, quy mô phân bố, quan hệ của các lớp đất đá. Đánh giá khả năng ổn định, trượt lở của các lớp đá, nhất là khi đất đá ngậm nước và trở nên yếu. Ghi chép, chụp ảnh lấy các thông tin về địa chất, địa chất thủy văn trong quá trình nghiên cứu. Các thông tin được ghi chép thành nhật ký theo quy định.

3. Kết quả nghiên cứu và thảo luận

3.1. Đặc điểm Địa chất công trình - Địa chất thủy văn

Kết quả nghiên cứu về đặc điểm địa chất công trình - địa chất thủy văn khu vực nghiên cứu gồm 8 lớp đất đá theo thứ tự từ trên xuống dưới với những đặc điểm chính thể hiện dưới đây.

3.1.1. Lớp thứ nhất

Đất san lấp: đất, đá, tường gạch các loại màu xám đen, xám ghi, xám nâu, xám vàng. Trạng thái kém chặt đến chặt vừa, ẩm. Lớp này ít phổ biến trong khu vực khảo sát, chỉ bắt gặp ở hố khoan HK6 và HK11. Chiều sâu mặt lớp 0,0 m (HK6); 0,0 m (HK11) đáy lớp 0,5 m (HK6); 0,6 m (HK11). Chiều dày của lớp thay đổi từ 0,5 - 0,6 m, trung bình là 0,55 m.

3.1.2. Lớp thứ hai

Đây là lớp cát pha, phần trên chứa mùn hữu cơ, rễ cây với màu xám đen. Phần dưới của lớp có màu xám vàng, trạng thái dẻo. Lớp này ít phổ biến trong khu vực khảo sát, chỉ bắt gặp ở hố khoan HK10 và HK11. Chiều sâu mặt lớp 0,0 m (HK10); 0,6 m (HK11) đáy lớp 0,5 m (HK10); 1,8 m (HK11). Chiều dày của lớp thay đổi từ 0,5 - 1,2 m, trung bình là 0,85 m. Đất có cường độ chịu tải xác định là $R_0 = 186$ kPa, môđun tổng biến dạng $E_0 = 11.539$ kPa. Đây là lớp đất chịu lực tương đối tốt và có tính biến dạng tương đối nhỏ. Lớp này nằm trên mực nước dưới đất nên không chịu tác động nhiều của nước dưới đất.

3.1.3. Lớp thứ ba

Đây là lớp sét, sét pha lẫn cuội sỏi màu xám đen, xám nâu, nâu vàng. Trạng thái của lớp từ dẻo cứng đến dẻo mềm (HK10 và HK11). Chiều sâu mặt lớp 0,5 m (HK10); 1,8 m (HK11) đáy lớp 1,8 m (HK10); 2,2 m (HK11). Chiều dày của lớp thay đổi từ 0,4 - 1,3 m, trung bình là 1,05 m. Đây là lớp đất chịu lực khá tốt và có tính biến dạng không lớn. Vai trò của nước ngầm chưa tác động mạnh đến các thông số của lớp đất này.

3.1.4. Lớp thứ tư

Trên mặt cắt địa chất ký hiệu là lớp số 4 gồm có 4a và 4b.

Lớp 4a: Sét pha chứa mùn hữu cơ màu xám tro, xám đen loang nâu vàng. Trạng thái dẻo mềm đến dẻo chảy. Lớp này ít phổ biến trong khu vực khảo sát, chỉ bắt gặp cục bộ ở hố khoan HK6. Chiều sâu mặt lớp 0,5 m (HK6) đáy lớp 2,0 m (HK6), dày của lớp là 1,50 m. Đất có cường độ chịu tải $R_0 = 43$ kPa, môđun tổng biến dạng $E_0 = 4.389$ kPa. Đây là lớp đất có khả năng chịu lực yếu và có tính biến dạng lớn. Khi bão hòa nước lớp đất này giảm cường độ kháng nén, giảm độ bền.

Lớp 4b: Lớp cát pha. Phần trên chứa mùn hữu cơ, rễ cây màu xám đen, xám xanh, xám nâu; phần dưới có màu xám vàng, nâu vàng. Trạng thái của đất là dẻo. Lớp này rất phổ biến trong khu vực, bắt gặp ở 6/7 hố khoan. Chiều dày của lớp thay đổi từ 0,3 - 6,3 m, trung bình là 2,30 m. Đất có cường độ chịu tải $R_0 = 207$ kPa, môđun tổng biến dạng $E_0 = 13.562$ kPa. Đây là lớp đất chịu lực khá tốt và có tính biến dạng khá nhỏ, chịu tác động khá mạnh của yếu tố thủy văn. Do lớp này chủ yếu là hạt cát nhỏ và hạt bụi, lại nằm dưới mực nước dưới đất nên sẽ có khả năng hút nước mạnh tạo nên lớp hấp phụ, làm giảm các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất. Lớp này phân bố khá phổ biến trong khu vực nên sẽ ảnh hưởng rất nhiều đến cấu trúc địa chất.

3.1.5. Lớp thứ năm

Đây là lớp cát hạt mịn, màu xám vàng, nâu vàng. Trạng thái rời, no nước. Lớp có diện phân bố khá phổ biến trong khu vực khảo sát, bắt gặp ở cả 4/7 lỗ khoan đã khoan. Chiều sâu mặt lớp thay đổi từ 1,0 m (HK5); đến 2,0 m (HK6); đến 2,5 m (HK7); giảm xuống 0,3 m (HK8). Đáy lớp đất thay đổi theo vị trí cụ thể là 5,3 m (HK5); 5,0 m (HK6); 4,0 m (HK7); 3,8 m (HK8). Chiều dày của lớp thay đổi từ 1,5 - 4,3 m, trung bình là 3,15 m. Đất này có cường độ chịu tải

$R_0 = 150$ kPa; $E_0 = 10.000$ kPa. Đây là lớp đất chịu lực trung bình, có tính biến dạng từ trung bình đến lớn. Do lớp chủ yếu là cát hạt nhỏ nên khi có ảnh hưởng của vận động dòng ngầm, khi có sự chênh lệch mực nước sông và mực nước dưới đất sẽ xảy ra hiện tượng xói ngầm và cát chảy. Lúc đó sức chịu tải của lớp giảm đi, độ ổn định của lớp giảm xuống. Theo thời gian hiện tượng này có thể gây ra sụt lún mặt đất, sạt lở công trình trên mặt.

3.1.6. Lớp thứ sáu

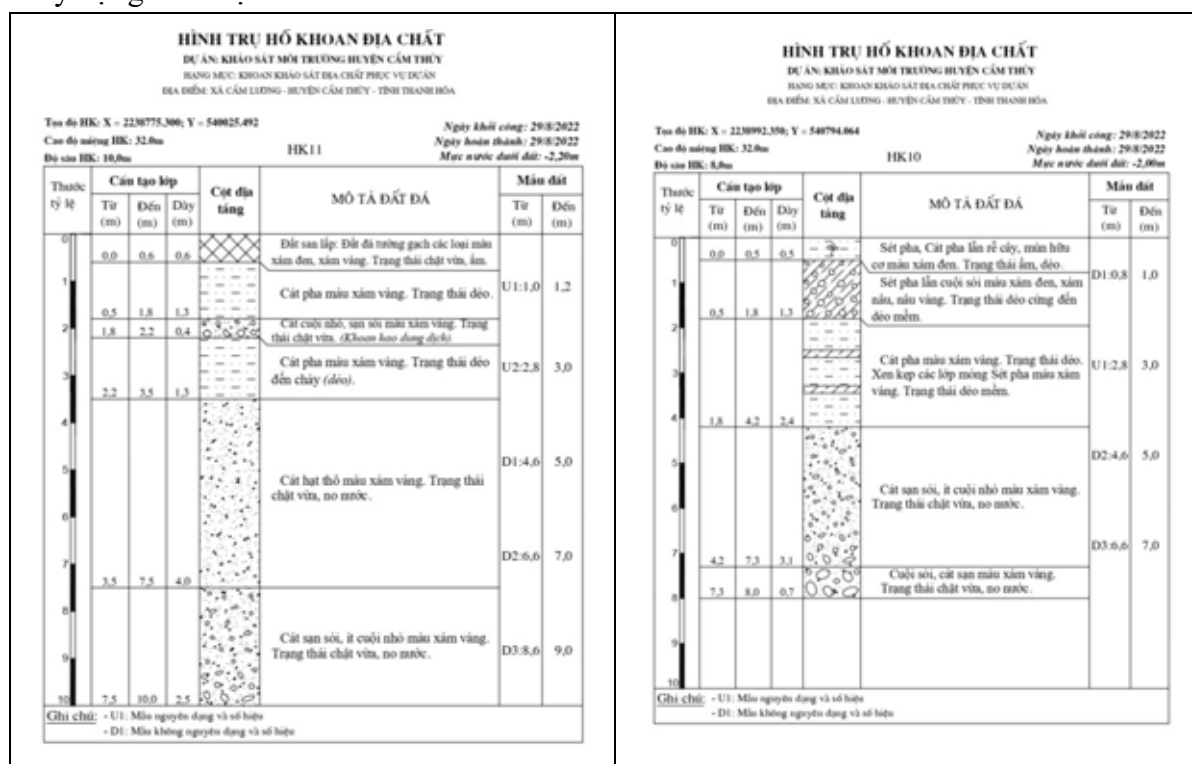
Đây là lớp cát hạt thô màu xám vàng, nâu vàng. Trạng thái chặt vừa, no nước. Lớp có diện phân bố nhỏ hẹp, chỉ bắt gặp ở 2/7 hố khoan khảo sát ở khu vực Cẩm Lương. Chiều sâu mặt lớp thay đổi từ 4,0 m (HK7); đến 3,5 m (HK11) và chiều sâu đáy lớp thay đổi từ 5,0 m (HK7); đến 7,5 m (HK11). Chiều dày của lớp thay đổi từ 1,0 - 4,0 m, trung bình là 2,50 m. Cường độ chịu tải $R_0 = 350$ kPa; $E_0 = 23.000$ kPa, đất chịu lực tốt và có tính biến dạng nhỏ.

3.1.7. Lớp thứ bảy

Đây là lớp cát sạn sỏi ít cuội nhỏ màu xám vàng, nâu vàng, trạng thái chặt vừa, no nước. Chiều sâu mặt lớp thay đổi từ 5,0 m (HK7); đến 3,8 m (HK8); đến 4,2 m (HK10); đến 7,5 m (HK11) và đáy lớp từ 6,0 m (HK7); đến 4,4 m (HK8); đến 7,3 m (HK10); đến 10,0 m (HK11). Chiều dày lớp thay đổi từ 0,6 - 3,1 m, trung bình là 1,8 m. Cường độ chịu tải tiêu chuẩn quy ước cho phép khoảng: $R_0 = 500$ kPa; $E_0 = 38.000$ kPa. Đây là lớp đất chịu lực tốt, ổn định và có tính biến dạng rất nhỏ.

3.1.8. Lớp thứ tám

Đây là lớp cuội, sỏi, cát, sạn màu xám vàng, nâu vàng. Trạng thái của lớp là chặt vừa, no nước. Lớp này có diện phân bố rất phổ biến trong khu vực khảo sát bắt gặp ở tất cả 7/7 hố khoan khảo sát, đây là lớp đất chịu lực rất tốt và có tính biến dạng rất nhỏ, là nền tốt cho các công trình xây dựng trên mặt.



Hình 3. Hình trụ hố khoan khu vực xã Cẩm Lương, huyện Cẩm thủy tỉnh Thanh Hóa.

Nhận xét: Khu vực nghiên cứu có 8 lớp đất đá với những đặc điểm khác nhau trong đó có lớp thứ 3; 4a; 5 là những lớp có thành phần đất yếu, có liên quan đến hoạt động của nước ngầm nên có thể gây nên những tác động môi trường trên bề mặt đất.

3.2. Mối quan hệ giữa nước hồ thủy điện với nước dưới đất

Trên cơ sở thí nghiệm, khảo sát địa vật lý và nhất là tài liệu của 11 hồ khoan chúng tôi xác định được các lớp số 3, 4 và 5 là những lớp chứa nước.



Hình 4. Thí nghiệm Seepage.

Kết quả các thí nghiệm seepage thực hiện trong lòng hồ, đổ nước thí nghiệm trong hồ đào xác định được các lớp chứa nước nêu trên có quan hệ thủy lực với mực nước hồ. Từ các kết quả thí nghiệm đổ nước hồ đào tại 09 điểm nghiên cứu cho thấy, hệ số thấm của đất đá thay đổi từ 0,029 m/ng đến 0,70 m/ng. Hệ số thấm cho thấy khả năng thấm nước của tầng đất đá từ mức tương đối nhỏ đến trung bình. Từ đó cho thấy lượng bổ cập từ nước mặt cho nước trong tầng chứa nước là có thể xảy ra. Đây cũng là kết quả làm căn cứ để đánh giá lượng bổ cập của nước hồ cho nước dưới đất của khu vực nghiên cứu.



Hình 5. Hình ảnh thí nghiệm đổ nước trong hồ đào.

Mặt khác, kết quả tính toán từ 6 thí nghiệm seepage trong khu vực cho thấy cả 6 vị trí thí nghiệm nước hồ thủy điện đều cung cấp cho nước dưới đất với giá trị thay đổi từ 902,335 ml/m².h (SP 6) đến 1.552,55 ml/m².h (SP3). Giá trị cung cấp nêu trên là khá lớn và có ảnh hưởng đến đặc tính thủy lực của nước dưới đất cũng như môi trường đất đá chứa nước.

Tài liệu quan trắc động thái mực nước đo tại giếng khai thác nước của nhà dân và nước trong hồ thủy điện đồng thời bằng thiết bị đo và ghi mực nước tự động *Levellogger* trong tháng 9/2022 cho mực nước sông Mã và nước dưới đất có quan hệ thủy lực chặt chẽ với nhau. Khi mực nước trên sông Mã dâng cao thì mực nước dưới đất cũng dâng cao và khi mực nước trên sông Mã hạ thấp thì mực nước dưới đất cũng hạ thấp theo. Dao động giữa mực nước mặt (sông Mã) và mực nước dưới đất (mực nước trong giếng nhà dân ở Cẩm Lương) là đồng pha [1;4]. Biên độ dao động phù thuộc vào biên độ dao động của mực nước thượng lưu đập thủy điện nhưng từ 1,2 m đến 1,9 m.

Kết quả phân tích mẫu nước hồ thủy điện và mẫu nước dưới đất ở các giếng của nhà dân cho thấy nước mặt và nước dưới đất đều có loại hình là Bicacbonat - canxi đến Bicacbonat - Canxi, magie, hàm lượng các kim loại nặng trong các mẫu nước đều rất nhỏ, các thành phần ô nhiễm không cao. Điều đó chứng tỏ nước mặt ở hồ Thủy điện Cẩm Thủy 1 và nước dưới đất khu vực xung quanh có quan hệ mật thiết với nhau.

3.3. Ảnh hưởng đến môi trường và người dân khu vực xung quanh

- Kết quả đo địa vật lý theo các tuyến khảo sát cho thấy có các dấu hiệu đới đập vỡ, nứt nẻ nhưng phát triển kém, chưa thấy rõ nét các dấu hiệu phân bố hang karst ở chiều sâu nghiên cứu (từ mặt đất đến độ sâu 10 m). Từ kết quả khảo sát, chỉnh lý tài liệu địa vật lý đã làm rõ được cấu trúc địa chất, phân chia địa tầng theo giá trị điện trở, đánh giá khả năng ổn định của các tầng đất đá. Qua đó cho thấy cấu trúc địa chất trong vùng nhìn chung tương đối ổn định mặc dù có phân bố các lớp đất đá yếu, có dấu hiệu của đới đập vỡ, nứt nẻ. Kết quả nghiên cứu địa vật lý và phân tích mẫu lõi khoan khá tương đồng. Các lớp đất yếu hơn là lớp 3; 4a và lớp 5. Những lớp này là thuận lợi cho quan hệ giữa nước hồ và nước dưới đất.

- Khi mực nước hồ dâng cao và hoạt động mở rộng nuôi trồng thủy sản của các hộ dân trên sông, hồ với những công trình nuôi tôm, cá, thủy sản nước ngọt. Tác động này thúc đẩy phát triển kinh tế, nâng cao đời sống nhân dân nhưng cũng gây ra những ảnh hưởng tiêu cực đến môi trường nước mặt.

- Nước hồ dâng cao tạo nên sự bão hòa của một đới đất đá làm giảm tính chất cơ lý dẫn đến khả năng chịu tải ổn định không cao, có thể gây nên trượt lở đất, sụt nền móng, hư hại nhà cửa, công trình trên bề mặt.

3.4. Một số giải pháp giảm thiểu tác động đến môi trường

- Việc tích nước phát điện của công trình thủy điện Cẩm Thủy 1 cần tuân thủ đúng theo quy định vận hành hồ chứa, các quy định hiện hành về việc xả nước phát điện, xả lũ và có thông tin kịp thời cho các cấp chính quyền và người dân địa phương sau đập phía hạ du để hạn chế tối đa các thiệt hại về người và tài sản. Thường xuyên phối hợp với chính quyền địa phương trong công tác giám sát dòng chảy và xói lở bờ để đưa ra biện pháp giảm thiểu hợp lý.

- Để hạn chế và giảm thiểu tác động tiêu cực của đặc điểm địa chất, thủy văn đến môi trường dân sinh như sụt lún, nứt các công trình xây dựng cần tiến hành khảo sát, xử lý nền móng công trình xây dựng bằng các giải pháp như làm chặt đất, đóng cọc hoặc ép vữa xi măng, xử lý nền đất yếu.

- Xây dựng các hệ thống tiêu thoát nước cho các hộ dân xung quanh khu vực hồ chứa để tránh việc ngập lụt, úng tắc dòng chảy.

- Hạn chế việc xảy ra cát chảy hoặc xói ngầm bằng các biện pháp như xây kè kết hợp với xây dựng tầng lọc ngược. Nghiên cứu gia cố nền đất bằng các biện pháp kỹ thuật khác khi cần thiết như gia tải, thiết kế móng công trình phù hợp với nền đất, gia tăng cường độ chịu tải...)

- Hiện trạng xả rác thải, nước thải không qua xử lý ra sông Mã (cũng là hồ chứa của thủy điện) có nguy cơ gây ô nhiễm nguồn nước. Cơ quan quản lý nhà nước cần có giải pháp tuyên truyền ý thức bảo vệ môi trường cho người dân và có hệ thống thu gom, xử lý nước thải tập trung.

4. Kết luận

- Khu vực nghiên cứu tồn tại 8 lớp đất đá có thành phần, đặc điểm khác nhau. Trong số đó có các lớp thứ 3, 4a, 5 là những lớp chứa nước. Các lớp này có mối liên hệ mật thiết với nước hồ Thủy điện Cẩm Thủy 1.

- Khi nước hồ thủy điện dâng cao, hạ thấp nhanh chóng sẽ tác động đến độ bền, tính chất cơ lý của các lớp đất đá trong khu vực là nguyên nhân gây ra các hiện tượng địa chất động lực công trình, ảnh hưởng đến đời sống dân sinh và môi trường khu vực.

- Để hạn chế và giảm thiểu tác động tiêu cực của đặc điểm địa chất, thủy văn đến môi trường dân sinh cần xử lý nền công trình xây dựng bằng các giải pháp như làm chặt đất, đóng cọc hoặc ép vữa xi măng, xử lý nền đất yếu.

- Hạn chế việc xảy ra cát chảy hoặc xói ngầm bằng các biện pháp như xây kè kết hợp với xây dựng tầng lọc ngược. Nghiên cứu gia cố nền đất bằng các biện pháp kỹ thuật khác khi cần

thiết như gia tải, thiết kế móng công trình phù hợp với nền đất, gia tăng cường độ chịu tải cho đất yếu...).

Tài liệu tham khảo

Nguyễn Bá Duân và nnk, 2011. Nghiên cứu xác định nguyên nhân trượt lở khu vực cầu móng Sến, tỉnh Lào Cai. *Tạp chí các khoa học về Trái đất*, số 33, trang 164-174.

Trần Trọng Huệ, 2004. Báo cáo Nghiên cứu đánh giá tổng hợp các loại hình tai biến địa chất trên lãnh thổ Việt Nam và các giải pháp phòng tránh. Đề tài độc lập cấp Nhà nước. *Lưu trữ Viện Địa chất, Viện KH&CN Việt Nam*.

Chu Văn Ngợi, Nguyễn Thị Thu Hà, 2008. Đánh giá nguy cơ tai biến trượt lở dọc tuyến đường 4D trên cơ sở nghiên cứu mối quan hệ giữa cấu trúc địa chất và địa hình. *Tạp chí Địa chất*, số 305, trang 1-8.

Sở Tài nguyên và môi trường tỉnh Thanh Hóa, 2021. Báo cáo Quy hoạch tỉnh Thanh Hóa thời kỳ 2021 - 2030 tầm nhìn đến năm 2045.

Nguyễn Trọng Yên, 2006. Báo cáo Nghiên cứu đánh giá trượt - lở, lũ quét - lũ bùn đá một số vùng nguy hiểm ở miền núi Bắc Bộ, kiến nghị các giải pháp phòng tránh, giảm nhẹ thiệt hại. Đề tài độc lập cấp nhà nước. *Lưu trữ Viện Địa chất, Viện KH&CN Việt Nam*.

Characteristics of soil classes in Cam Thuy 1 hydraulic power facility area, Cam Thuy district, Thanh Hoa province and related environmental issues

Do Van Binh^{*}, Tran Thi Kim Ha, Do Thi Hai, Do Cao Cuong

Hanoi University of Mining and Geology

**Corresponding author: dovanbinh@hmg.edu.vn*

Abstract

After raising water to generate electricity, a number of environmental problems related to the life of a segment of the population in the area have arisen. These problems are the cracking of the walls of the houses, the difficulty of drainage in some households, the erosion of the riverbanks... appearing in some households in the residential areas of the 3 communes of Cam Luong, Cam Thanh and Marble. Survey results show that there is a relationship between the characteristics of geological formations and the above-mentioned environmental phenomena. The soil foundation in the survey area is mainly composed of fine sand, mixed sand, mixed clay, which is permeable and convenient for groundwater movement. When the lake water level rises and falls due to the accumulation and discharge of water to generate electricity, it affects the stability of the particles, causing subsidence of the ground and bank erosion. Surface water in the lake is closely related to groundwater in the area through fluctuations in water level and chemical composition of water in analyzed samples.

The research results show that there is an influence of the water level in the hydroelectric reservoir with the environmental phenomena in the area. from which the article proposes solutions to prevent and minimize.

Keywords: *Soil characteristics, Cam Thuy 1 hydroelectric dam, environment, water level, hydroelectric lake.*

HIỆN TRẠNG MÔI TRƯỜNG NƯỚC VÀ PHÚ DƯỠNG TRONG NƯỚC BIỂN VỊNH HẠ LONG, TIỀM NĂNG CHO MÔ HÌNH KINH TẾ TUẦN HOÀN TRONG NUÔI TRỒNG THỦY SẢN TẠI KHU VỰC

Phạm Khánh Huy^{1,*}, Hoàng Thị Bích Thủy², Đỗ Cao Cường¹, Nguyễn Quang Minh¹

¹Trường Đại học Mở - Địa chất; ²Đại học Bách khoa Hà Nội

*Tác giả chịu trách nhiệm: Email: phamkhanhhuy@hmg.edu.vn

Tóm tắt

Nghiên cứu nhằm đánh giá hiện trạng chất lượng nước và mức độ phú dưỡng của nước biển tại vịnh Hạ Long. Mẫu nước được lấy tại 30 vị trí khảo sát khác nhau trong vịnh như tại khu vực ven bờ, làng chài và khu nuôi trồng thủy sản vào tháng 3 năm 2021 và một số kết quả quan trắc nước biển ở khu vực ven bờ. Các thông số sử dụng để đánh giá đó là pH, DO, độ trong, độ đục, TSS, NH_4^+ , NO_3^- , PO_4^{3-} , TP, chlorophyll - a và chỉ số phú dưỡng TSI (Trophic State Index). Kết quả cho thấy, các thông số chất lượng nước biển trên vịnh Hạ Long đều thấp hơn giới hạn cho phép của tiêu chuẩn QCVN 10-MT:2015/BTNMT, chỉ có thông số NH_4^+ là cao hơn từ 2 đến 2,5 lần so với giới hạn cho phép áp dụng cho vùng nước nuôi trồng thủy sản. Chỉ số TSI cho thấy nước biển có trạng thái từ mức độ dưỡng trung bình đến phú dưỡng. Tại thời điểm nghiên cứu nước biển trong vịnh không bị ô nhiễm, nhưng có thể trở nên quá phú dưỡng như đã từng diễn ra trong quá khứ nếu nguồn chất thải chứa dinh dưỡng không được kiểm soát và xử lý. Tuy nhiên, đây cũng là một tiềm năng cho nuôi trồng thủy sản nếu ta áp dụng việc nuôi trồng theo mô hình kinh tế tuần hoàn phù hợp để tận dụng tối đa nguồn dinh dưỡng được tạo ra. Quá trình này không chỉ giúp cho việc xử lý các chất dinh dưỡng dư thừa một cách tự nhiên mà còn giảm chi phí và gia tăng năng suất.

Từ khóa: chất lượng nước; phú dưỡng; chỉ số TSI; Vịnh Hạ Long.

1. Đặt vấn đề

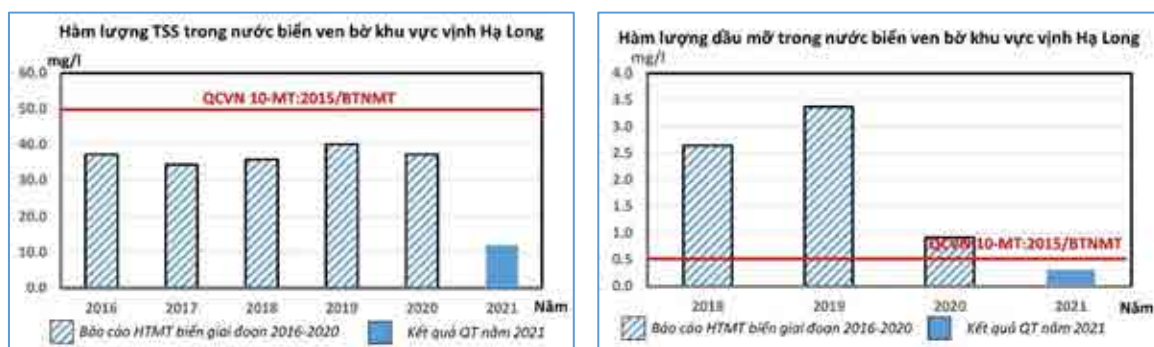
Vịnh Hạ Long được biết đến là di sản thiên nhiên thế giới không chỉ về cảnh quan mà còn về địa chất, địa mạo đã được UNESCO công nhận vào các năm 1994, năm 2000 và vào năm 2012 đã được tổ chức New7Wonders công nhận là 1 trong 7 kỳ quan thiên nhiên mới của thế giới. Chính vì vậy, Hạ Long đã trở thành một trong những địa điểm du lịch nổi tiếng trong nước, trong khu vực và trên thế giới. Với nhiều điều kiện thuận lợi như vị trí địa lý, tiềm năng khoáng sản, ngư nghiệp, các cảng biển nước sâu đã làm cho khu vực Hạ Long - Quảng Ninh trở thành vùng kinh tế trọng điểm của khu vực phía Bắc, là cửa ngõ quan trọng hướng ra biển của toàn vùng Bắc Bộ. Hiện nay, do sự phát triển của các hoạt động kinh tế - xã hội đã và đang làm gia tăng các tác động xấu đến môi trường vịnh bởi các nguồn chất thải từ các hoạt động như là các nguồn chất thải hữu cơ, nước thải và chất thải rắn từ các làng chài và các khu nuôi trồng thủy sản nổi trên vịnh. Đây là một trong số những yếu tố gây ra sự suy giảm chất lượng nước và là điều kiện cho hiện tượng phú dưỡng có thể xảy ra. Hiện tượng phú dưỡng được biết đến là quá trình tạo ra những ảnh hưởng tiêu cực đối với môi trường tự nhiên, hệ sinh thái và xã hội. Tại Việt Nam, hiện tượng phú dưỡng trong quá khứ đã từng xảy ra một số khu vực biển Nam Trung bộ và vịnh Bắc bộ gây nên nhưng thiệt hại cho người dân và môi trường. Tuy nhiên nguồn dinh dưỡng này là một tiềm năng cho việc phát triển nuôi trồng thủy hải sản nếu chúng ta có thể kiểm soát nguồn thải và sử dụng với các mô hình kinh tế tuần hoàn phù hợp.

2. Phương pháp nghiên cứu đánh giá

2.1. Phương pháp khảo sát lấy mẫu, thu thập số liệu

Trong khuôn khổ nghiên cứu, nhóm nghiên cứu đã tiến hành khảo sát thực tế khu vực vịnh Hạ Long tại các khu làng chài, khu nuôi trồng thủy sản, đảo Ngọc Vũng và nhiều vị trí trên vịnh. Các mẫu nước biển được lấy phân tích vào thời điểm đầu năm 2021 với tổng số 30 mẫu được

thực hiện tại 30 vị trí khác nhau, phân bố khá đều theo diện tích trên toàn khu vực vịnh. Các mẫu nước này được lấy tại các điểm trên vịnh, ven các đảo, khu vực nuôi trồng thủy sản, nhà bè và làng chài nơi có nguy cơ bị ảnh hưởng bởi các hoạt động sinh hoạt và nuôi trồng trên vịnh. Bên cạnh đó để có cái nhìn xuyên suốt, nhóm nghiên cứu đã thu thập thêm kết quả quan trắc định kỳ tại khu vực từ trung tâm quan trắc tài nguyên và môi trường - EMAC, cùng với các số liệu trong báo cáo đánh giá hiện trạng môi trường biển và hải đảo Quốc gia giai đoạn 2016-2020. Công tác khảo sát, điều tra lấy mẫu trên vịnh được nhóm nghiên cứu thực hiện cùng với các cán bộ thuộc Trung tâm quan trắc tài nguyên và môi trường - EMAC thuộc Sở Tài nguyên và Môi trường tỉnh Quảng Ninh. Vị trí các điểm mẫu trên vịnh Hạ Long được biểu diễn trên Hình 1.



Hình 1. Hàm lượng TSS và dầu mỡ trong nước biển khu vực ven bờ vịnh Hạ Long.

2.2. Thông số phân tích và phương pháp đánh giá mức độ phú dưỡng

Để đánh giá hiện trạng chất lượng nước, tại các vị trí khảo sát các mẫu nước biển được đo trực tiếp và lấy mẫu phân tích trong phòng gồm các thông số hóa lý là nhiệt độ, pH, DO, độ trong, độ dẫn điện, độ đục, COD, Amoni, TN, TP, NO_3^- , PO_4^{3-} , Chlorophyll-a... Mẫu nước biển được lấy và phân tích bởi Trung tâm Quan trắc tài nguyên và môi trường - EMAC thuộc Sở Tài nguyên và Môi trường tỉnh Quảng Ninh. Các phép đo được thực hiện theo Tiêu chuẩn ISO/TEC 17025:2017.

Tình trạng dinh dưỡng của một vùng nước có thể được đánh giá dựa trên nồng độ chỉ số diệp lục Chlorophyll-a, độ trong của nước (được biểu thị bằng độ sâu Secchi) và chỉ số phú dưỡng TSI. Một trong những cách phân loại được chấp nhận rộng rãi nhất là bảng phân loại dinh dưỡng do Tổ chức Hợp tác và Phát triển Kinh tế - OECD đề xuất năm 1982 (George Gibson và nnk., 2000; Loubna Bougarne và nnk., 2019) được thể hiện trong Bảng 1.

Bảng 1. Phân loại mức độ dinh dưỡng của OECD và của Carlson

Mức độ	Phương pháp phân loại			
	Chlorophyll-a ($\mu\text{g/L}$)	Độ trong (m)	TP ($\mu\text{g/L}$)	TSI
Thiếu dưỡng (O)	< 2.5	> 6	< 10	0 - 40
Trung dưỡng (M)	2.5 - 8	6 - 3	10 - 35	40 - 50
Phú dưỡng (E)	8 - 25	3 - 1.5	35 - 100	50 - 70
Siêu phú dưỡng (H)	> 25	< 1.5	> 100	

Tình trạng dinh dưỡng của nước được đánh giá dựa trên chỉ số chỉ số phú dưỡng TSI, được đề xuất bởi Carlson vào năm 1977 (Robert E. Carlson, 1977). Ban đầu chỉ số này được dùng để đánh giá tình trạng dinh dưỡng cho nước hồ, các vùng nước nhỏ (Zhidan Wen và nnk., 2018; Trần Thị Hoàng Yến và nnk., 2019) nhưng sau này được mở rộng để đánh giá cho các vùng nước lớn hơn như cửa sông và đại dương (Mukesh Gupta., 2014; Chung Chi Chen và nnk., 2022). Chỉ số này có thể được tính riêng rẽ dựa trên từng trị số như độ trong của nước đo bằng đĩa secchi (SD) và theo Chl - a, bởi các công thức dưới đây:

$$\text{TSI (SD)} = 60 - 14,41 \times \ln(\text{SD}) \quad (1)$$

$$\text{TSI (Chl - a)} = 9,81 \times \ln(\text{Chl - a}) + 30,6 \quad (2)$$

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Chất lượng nước biển khu vực vịnh Hạ Long

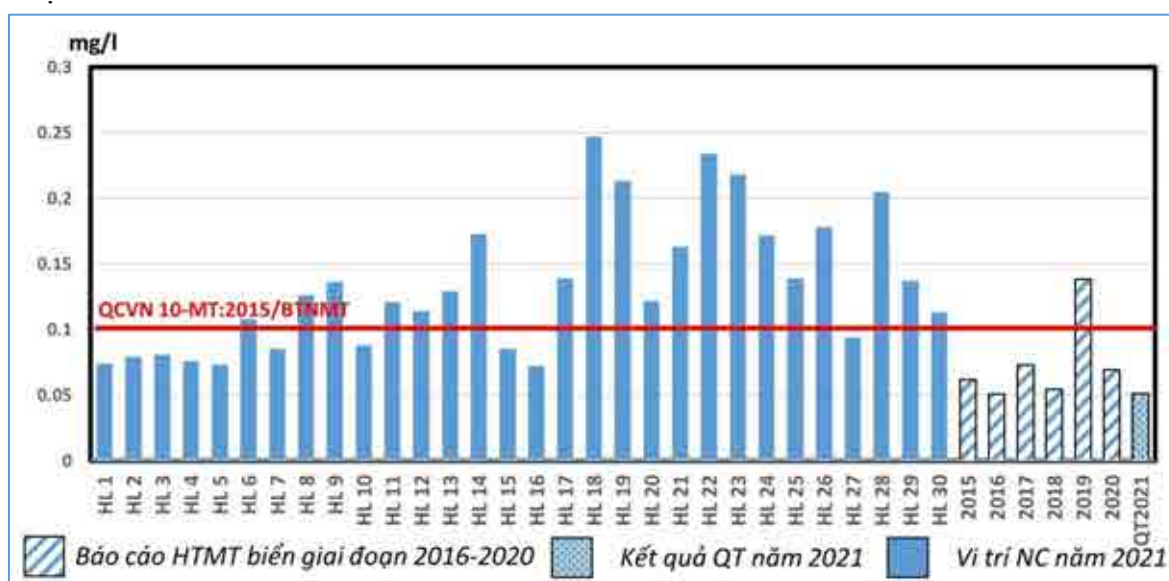
Kết quả phân tích mẫu nước tại 30 điểm nghiên cứu và kết quả quan trắc nước biển khu vực ven bờ đầu năm 2021 trong Bảng 2 dưới đây cho thấy cho thấy nước biển tại khu vực vịnh chưa bị ô nhiễm, các chỉ số cơ bản đều dưới ngưỡng giới hạn cho phép theo QCĐP 2:2020/QN và QCVN 10-MT:2015/BTNMT với tiêu chuẩn cho khu vực bãi tắm, các nơi khác và khu vực nuôi trồng thủy sản.

Bảng 2. Kết quả quan trắc chất lượng nước biển ven bờ và các điểm nghiên cứu trên vịnh Hạ Long năm 2021

Điểm quan trắc nước biển ven bờ	Nhiệt độ (°C)	pH	DO (mg/l)	Độ đục (NTU)	Độ trong (m)	TSS (mg/l)	Tổng dầu, mỡ khoáng	NH ₄ ⁺ (mg/l)	Fluorua	Coliform	PO ₄ ³⁻ (mg/l)	
QC cho bãi tắm	-	6,5-8,5	≥ 4	-	-	50	0,5	0,5	1,5	1000	0,5	
QC cho các nơi khác	-	6,5-8,5	-	-	-	-	0,5	0,5	1,5	1000	0,5	
Luồng vào cảng Cái Lân Bãi Cháy	27,4	8,01	6,86	8,77	1,44	7,8	<0,3	0,051	0,744	<3	<0,02	
Cảng B12 - vịnh Cửa Lục	27,5	8,03	6,32	9,18	1,28	8,5	<0,3	<0,03	0,761	<3	<0,02	
Cảng Cái Lân - vịnh Cửa Lục	27,7	8,07	5,93	10,47	1,10	9,4	<0,3	<0,03	0,761	<3	<0,02	
Khu Hòn Gạc - vịnh Cửa Lục	22,3	8,12	6,81	13,30	1,10	12,3	<0,3	<0,03	0,656	<3	<0,02	
Vị trí nghiên cứu	Nhiệt độ (°C)	pH	DO (mg/l)	Độ đục (NTU)	Độ trong (m)	COD (mg/l)	NO ₃ ⁻ (mg/l)	NH ₄ ⁺ (mg/l)	TN (mg/l)	TP (mg/l)	PO ₄ ³⁻ (mg/l)	Chl-a (µl)
QC cho vùng nuôi trồng thủy sản	-	6,5-8,5	≥ 5	-	-	50	-	0,1	-	-	0,5	-
HL 1	25,1	8,02	7	6,98	1,2	10,9	<0,1	0,074	<3	<0,02	<0,02	4,34
HL 2	25,4	8,05	7,9	5,24	1,4	-	-	-	-	-	-	14,69
HL 3	25,2	8,08	6,41	9,77	1,3	10,9	<0,1	0,081	<3	<0,02	<0,02	5,74
HL 4	25,4	8,05	7,3	9,77	1,1	10,0	<0,1	0,076	<3	<0,02	<0,02	3,47
HL 5	25,3	8,07	6,02	6,89	1,2	9,1	<0,1	0,073	<3	<0,02	<0,02	5,15
HL 6	25,7	8,02	6,6	6,54	1,1	12,7	<0,1	0,108	<3	<0,02	<0,02	1,50
HL 7	26,0	8,03	6,74	6,32	1,3	9,1	<0,1	0,085	<3	<0,02	<0,02	8,90
HL 8	25,9	8,06	7,6	6,88	1,4	13,6	<0,1	0,126	<3	<0,02	<0,02	5,42
HL 9	25,5	8,09	6,82	7,65	1,1	11,8	<0,1	0,136	<3	<0,02	<0,02	13,86
HL 10	25,5	8,07	6,86	7,34	1,2	13,6	<0,1	0,088	<3	<0,02	<0,02	6,86
HL 11	25,9	8,09	6,67	4,29	1,3	14,5	<0,1	0,121	<3	<0,02	<0,02	0,13
HL 12	25,2	8,04	7,23	5,71	1,5	9,1	<0,1	0,114	<3	<0,02	<0,02	2,80
HL 13	25,1	8,11	7,42	5,58	1,1	10	<0,1	0,129	<3	<0,02	<0,02	10,30
HL 14	25,2	8,08	6,35	10,50	1,1	16,4	<0,1	0,173	3,12	<0,02	<0,02	6,51
HL 15	25,0	8,09	6,48	7,47	1,3	11,8	<0,1	0,085	<3	<0,02	<0,02	3,61
HL 16	25,4	8,07	6,83	7,30	1,0	8,2	<0,1	0,072	<3	<0,02	<0,02	24,73
HL 17	25,3	8,06	6,43	7,07	1,2	13,6	<0,1	0,139	<3	<0,02	<0,02	5,16
HL 18	25,2	8,1	6,42	6,41	1,4	10,9	<0,1	0,247	3,45	<0,02	<0,02	1,60
HL 19	25,5	8,07	6,78	8,98	1,0	11,8	<0,1	0,213	3,18	<0,02	<0,02	3,20
HL 20	25,2	8,1	6,93	9,19	1,3	11,8	<0,1	0,122	<3	<0,02	<0,02	15,60
HL 21	24,9	8,1	6,3	10,2	1,3	9,1	<0,1	0,163	<3	<0,02	<0,02	8,57
HL 22	25,1	8,01	6,72	7,24	1,1	15,4	<0,1	0,234	3,36	<0,02	<0,02	15,73
HL 23	25,2	8,07	6,41	8,22	1,0	14,5	<0,1	0,218	3,52	<0,02	<0,02	3,76
HL 24	25,1	8,03	6,24	6,2	1,1	10,9	<0,1	0,172	3,06	<0,02	<0,02	4,09
HL 25	25,8	8,04	6,56	9,16	1,0	13,6	<0,1	0,139	<3	<0,02	<0,02	4,27
HL 26	25,3	8,09	6,31	4,76	1,5	13,6	<0,1	0,178	3,25	<0,02	<0,02	0,64
HL 27	25,1	8,09	6,4	6,07	1,1	12,7	<0,1	0,094	<3	<0,02	<0,02	1,65
HL 28	25,5	8,09	6,6	6,2	1,2	11,8	<0,1	0,205	3,27	<0,02	<0,02	4,78
HL 29	25,7	8,06	6,47	5,06	1,7	12,7	<0,1	0,137	<3	<0,02	<0,02	9,02
HL 30	25,6	8,12	6,81	8,8	1,0	10,0	<0,1	0,113	<3	<0,02	<0,02	3,44

Kết quả phân tích quan trắc định kỳ khu vực ven biển năm 2021 cho thấy một số chỉ số ô nhiễm như TSS và dầu mỡ thấp hơn nhiều so với kết quả đánh giá của những năm trước đây theo báo cáo hiện trạng môi trường biển và hải đảo quốc gia giai đoạn 2016-2020 (Bộ Tài nguyên và Môi trường, 2021). Điều này cũng phản ánh đúng hiện trạng hoạt động thực tế của khu vực do đây là giai đoạn dịch bệnh COVID bùng phát tại Việt Nam, mọi hoạt động du lịch, kinh tế, nuôi trồng thủy sản và vận tải đường biển tại địa phương đều giảm đi. Kết quả phân tích các chỉ số được thể hiện trên Hình 1.

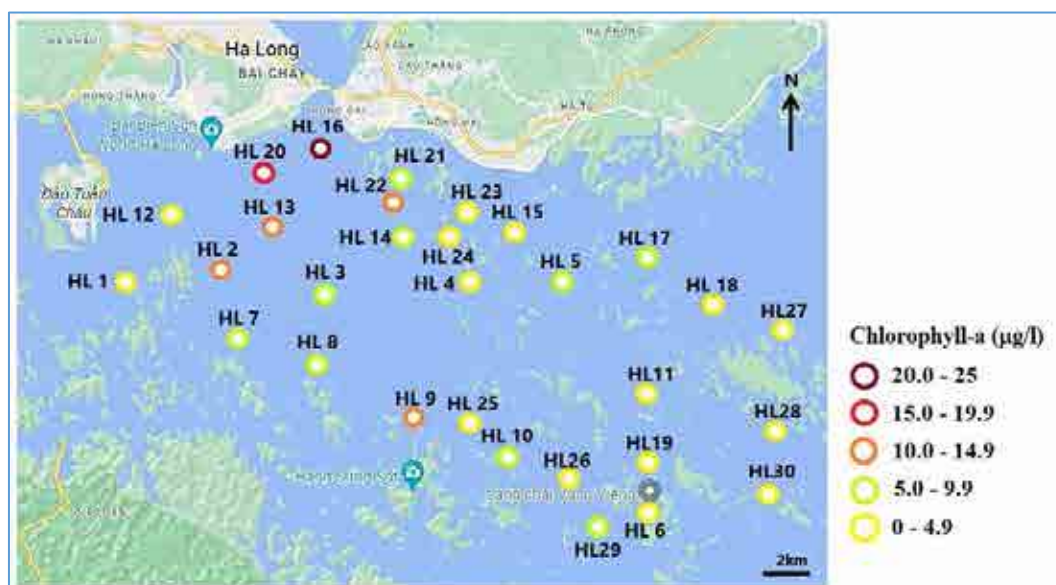
Trong kết quả phân tích đánh giá chất lượng nước trên vịnh thuộc khuôn khổ nghiên cứu tại khu vực ven bờ, khu vực làng chài, khu vực nuôi trồng thủy sản các thông số chất lượng nước đều nằm dưới ngưỡng cho phép. Duy nhất chỉ có chỉ tiêu amoni là vượt ngưỡng cho phép, được biểu diễn trên Hình 2. Kết quả phân tích cho thấy, các vị trí lấy mẫu đều có giá trị cao hơn so với kết quả quan trắc môi trường nước biển giai đoạn 2016 - 2020, hai phần ba số điểm lấy mẫu có hàm lượng amoni cao hơn ngưỡng cho phép của qui chuẩn QCVN 10-MT:2015/BTNMT đối với khu vực nuôi trồng thủy sản và nhiều vị trí có nồng độ cao hơn từ 1,5 đến 2,5 lần ngưỡng cho phép. Điều này cho thấy mặc dù các hoạt động du lịch và vận tải trên vịnh đã giảm đi nhưng nước biển trên vịnh đã và đang bị tác động bởi các làng chài và khu nuôi trồng thủy sản trên vịnh. Đó là các nguồn thải từ nước thải sinh hoạt của người dân trên làng chài, từ nguồn thức ăn dư thừa của quá trình nuôi cá lồng và sự phân hủy xác cá chết tại các khu vực này. Nếu vấn đề này không được kiểm soát và xử lý về lâu dài sẽ là tác nhân gây ô nhiễm môi trường nước biển trên vịnh.



Hình 2. Hàm lượng amoni trong nước biển trên vịnh Hạ Long.

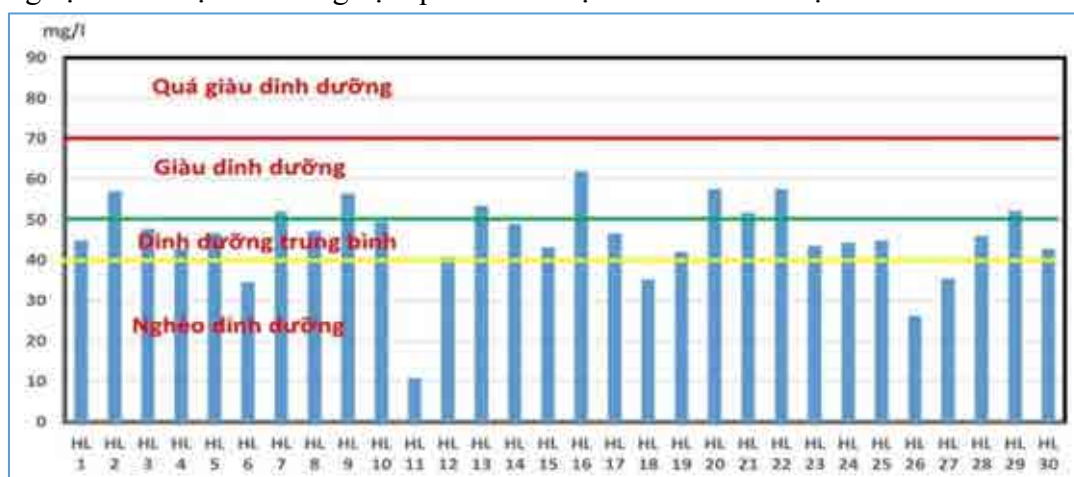
3.2. Hiện trạng phú dưỡng tại Vịnh Hạ Long

Kết quả phân tích nồng độ Chlorophyll-a trong mẫu nước trên vịnh thể hiện trên Hình 3 cho thấy có sự phân bố và khác nhau của các khu vực nước trên vịnh là khá lớn. Có sự đan xen giữa khu vực có nồng độ thấp và cao với nhau, khu vực nước có nồng độ cao hơn phân bố ở các dải ven bờ, ven các đảo có khu nuôi trồng thủy sản tập trung hơn. Các điểm có nồng độ thấp ở phía ngoài xa của vịnh nơi có việc nuôi trồng ít hơn hoặc có sự nuôi thả bè treo nuôi hàu như tại các điểm lấy mẫu HL 6, 11, 18, 26 và 27 có nồng độ Chlorophyll-a rất thấp, chỉ từ 0,13 đến 1,65 μl và theo cách phân loại của OCED thì nước tại các khu vực này thuộc loại thiếu dưỡng. Với các vị trí còn lại, trong đó có 16 điểm có nồng độ Chlorophyll-a thuộc loại trung dưỡng và 9 điểm thuộc loại phú dưỡng. Đặc biệt có điểm HL 16, nồng độ Chlorophyll-a lên tới 24,73 đạt gần tới mức siêu phú dưỡng.



Hình 3. Sơ đồ vị trí các điểm lấy mẫu và kết quả hàm lượng Chlorophyll-a trên vịnh Hạ Long.

Theo cách xác định bằng chỉ số phú dưỡng TSI của Carlson cho 30 vị trí lấy mẫu trên vịnh Hạ Long được thể hiện trên Hình 4 cho thấy hầu hết các điểm có chỉ số TSI trong phạm vi từ 40 đến 70 tương ứng với trạng thái từ mức dinh dưỡng trung bình đến giàu dinh dưỡng. Với kết quả này chứng tỏ nước trong vịnh đang trong trạng thái phú dưỡng mặc dù thời điểm lấy mẫu vào giai đoạn đầu năm 2021, khi mà Việt Nam đang trong tình trạng dịch covid bùng mạnh, gần như không còn hoạt động du lịch nào. Qua đó ta có thể nhận định nguồn dinh dưỡng tại đây chủ yếu phát sinh từ nguồn chất thải sinh hoạt của người dân trên các làng chài, từ quá trình nuôi trồng thủy sản do sự dư thừa thức ăn với các loại cá tạp, phân thải của cá và xác cá chết do bệnh. Kết quả này là dấu hiệu cảnh báo nếu ta không kiểm soát các nguồn thải chứa dinh dưỡng, thì hàm lượng dinh dưỡng trong nước tiếp tục gia tăng sẽ tạo điều kiện thuận lợi cho tảo phát triển, đến mức độ nào đó thì quá trình phú dưỡng sẽ xảy ra như trong quá khứ đã từng xảy ra tại một số nơi trong vịnh Bắc Bộ với những hậu quả xấu tới hệ sinh thái và xã hội.



Hình 4. Chỉ số phú dưỡng TSI tại các vị trí nghiên cứu trên vịnh Hạ Long.

3.3. Giải pháp và mô hình nuôi trồng trên vịnh hướng tới mục tiêu kinh tế tuần hoàn

Qua số liệu phân tích và khảo sát cho thấy chất lượng nước vịnh Hạ Long chưa bị ảnh hưởng nhiều bởi các hoạt động kinh tế, xã hội và du lịch. Hiện tại các công tác môi trường đã và đang thực hiện bởi các nhà quản lý và người dân địa phương như công tác quan trắc, phân tích định kỳ, công tác thu gom và xử lý chất thải tại các làng chài và các khu vực nuôi trồng trên vịnh để bảo vệ môi trường. Tuy nhiên vẫn chưa có các biện pháp tích cực để phòng ngừa, giải quyết hiện tượng phú dưỡng.

Một số giải pháp cần thực hiện đó là tăng cường tuyên truyền, thực hiện bảo vệ môi trường biển và cảnh quan di sản như: Duy trì mở rộng mô hình nuôi trồng thủy sản bền vững kết hợp với thăm quan du lịch như tại làng chài Vung Viêng; Thành lập tổ vệ sinh môi trường chuyên trách thu gom, xử lý rác và nước thải với các dụng cụ chứa kín, không thoát nước, sau đó vận chuyển để đưa về bờ xử lý từ khu vực làng chài và nuôi trồng thủy sản trên vịnh; Đào tạo, áp dụng kỹ thuật nuôi trồng thủy sản theo quy chuẩn công nghệ tiên tiến như việc lựa chọn con giống để giảm thiểu tỉ lệ nhiễm bệnh và chết, hạn chế sử dụng thức ăn tươi sống để giảm nguy cơ gây ô nhiễm môi trường và sử dụng các loại thức ăn công nghiệp thân thiện với môi trường (Abdolsamad K. Amirkolaie, 2011; K. Baruah và nnk., 2004).



Hình 5. Thức ăn nổi thân thiện với môi trường và mô hình nuôi hàu treo dây.

Qua kết quả đánh giá cho thấy trên vịnh Hạ Long đã và đang hình thành các khu vực nước có mức độ dinh dưỡng khác nhau, nguyên nhân là nước biển đã và đang tiếp nhận các nguồn dinh dưỡng từ các hoạt động của con người như với khu vực gần bờ đó là sự tiếp nhận các dòng nước thải có chứa dinh dưỡng, với các khu vực xa bờ đó là nguồn dinh dưỡng trong quá trình nuôi trồng thủy sản từ sự thất thoát thức ăn, xác cá chết và phân cá. Các dòng thải chứa nguồn dinh dưỡng với thành phần chính là nitơ và phot pho này nếu được tái tuần hoàn sử dụng một cách tối đa sẽ đem lại nguồn giá trị kinh tế và đồng thời kiểm soát được môi trường, đây chính là mục tiêu để hướng đến một mô hình kinh tế tuần hoàn trong việc nuôi trồng thủy sản không chỉ tại khu vực này và nhiều nơi khác trên thế giới. Ví dụ như chất thải của quá trình nuôi trồng thủy sản được thu gom, xử lý, sản xuất thành các sản phẩm phụ được định giá lại thông qua việc tái sử dụng làm nguyên liệu thực phẩm, phân bón hay các chế phẩm khác như mỹ phẩm (M. Fraga Corral và nnk., 2022; Huỳnh Công Khánh và nnk., 2017).

Theo định hướng phát triển của tỉnh Quảng Ninh nói chung và UBND TP Hạ Long nói riêng, tới năm 2030 tổng sản lượng thủy sản của toàn tỉnh đạt khoảng 176.000 tấn (trong đó sản lượng khai thác thủy sản là 78.000 tấn, sản lượng nuôi trồng thủy sản đạt 98.000 tấn), tăng diện tích nuôi trồng thủy sản lên 21.942 ha (trong đó diện tích nuôi nước ngọt là 3.110 ha, nước mặn lợ là 18.832 ha) và có 11.800 ô lồng nuôi trên biển (Sở Nông nghiệp và Phát triển Nông thôn Quảng Ninh, 2016). Theo báo cáo 3 quý đầu năm 2022, tổng sản lượng nuôi trồng của Quảng Ninh đạt gần 59.000 tấn. Để đạt được theo định hướng chung của tỉnh, UBND TP Hạ Long đã quy hoạch và mở rộng khu nuôi trồng mới tại các điểm nằm ngoài vùng lõi của vịnh Hạ Long để giảm tác động ảnh hưởng tới cảnh quan và môi trường có tổng diện tích là 890 ha với 3 tiểu khu (trong đó khu 1 có diện tích 732 ha, khu 2 diện tích 55,8 ha và khu 3 diện tích 102,2 ha). Việc gia tăng diện tích và năng suất nuôi trồng trên biển để đem về nguồn lợi kinh tế cho địa phương nhưng cũng sẽ tạo nên những thách thức trong việc kiểm soát và đảm bảo chất lượng môi trường nước biển trước các nguồn ô nhiễm chứa dinh dưỡng từ dư thừa ăn, phân cá, xác cá chết và thậm chí các loại thuốc kháng sinh sẽ tăng theo. Sự gia tăng lượng thải có chứa dinh dưỡng như vậy là một tiềm năng cho việc áp dụng các mô hình nuôi trồng kinh tế tuần hoàn phù hợp trong nuôi trồng thủy sản tại đây để tối đa hóa nguồn dinh dưỡng được sử dụng và tạo ra. Các mô hình này giúp cho việc duy trì một quần thể không đổi, một chu trình dinh dưỡng cân bằng và ổn định tại khu vực vịnh. Các mô hình kinh tế này đã và đang được áp dụng tại nhiều nơi tại Việt Nam hay trong khu vực, nhưng cần đánh giá lại tại đây do có đặc thù và điều kiện tự nhiên khác biệt. Có thể kể đến như mô hình nuôi ghép nhiều

loài cá cùng với nhau; mô hình nuôi cá kết hợp với các loài nhuyễn thể như hàu, trai ngọc để lọc tảo, sử dụng bùn bã hữu cơ làm sạch môi trường nước cho các loài cá nuôi; mô hình nuôi hàu treo dây trên bè tre hoặc phao nổi tại khu vực quanh đảo Ngọc Vũng; Mô hình nuôi thả ốc giống trên các bãi đá ven biển quanh đảo để tận dụng các chất dinh dưỡng và xử lý chất ô nhiễm một cách tự nhiên đồng thời cũng làm tăng lợi ích kinh tế; mô hình nuôi trồng thủy sản kết hợp với rong biển; mô hình nuôi tuần hoàn sử dụng công nghệ thu gom phân cá đem đi xử lý bằng phương pháp biogas, tái chế làm phân bón hoặc sử dụng các công nghệ vi sinh để xử lý chất thải hòa tan trong môi trường nước nhưng không gây độc hại tới môi trường.

4. Kết luận

Kết quả đánh giá cho thấy hiện tại các thông số chất lượng nước đều nằm dưới mức cho phép theo quy chuẩn QCVN 10-MT:2015/BTNMT, riêng nồng độ amoni nhiều điểm cao hơn từ 2 đến 2,5 lần đối với vùng nước cho nuôi trồng thủy sản. Theo chỉ số phú dưỡng Carlson cho thấy trạng thái dinh dưỡng các vùng nước trong vịnh đang ở mức từ trung dưỡng đến phú dưỡng. Theo định hướng phát triển chung của tỉnh Quảng Ninh tới năm 2030 là tăng diện tích nuôi trồng lên 21.942 ha và tổng sản lượng thủy sản lên 176.000 tấn. Đây sẽ là áp lực không hề nhỏ cho việc quản lý môi trường biển. Các nguồn thải chứa dinh dưỡng từ quá trình nuôi trồng nếu không được kiểm soát, xử lý sẽ là nguy cơ tiềm ẩn gây ra vấn đề ô nhiễm phú dưỡng nghiêm trọng đã từng có tại Việt Nam và khu vực này trong quá khứ. Tuy nhiên, đây cũng là tiềm năng cho việc áp dụng các mô hình nuôi trồng hướng đến mô hình kinh tế tuần hoàn phù hợp tại đây để sử dụng nguồn dinh dưỡng này giúp cho việc giảm chi phí, tăng năng suất nuôi trồng cũng như kiểm soát môi trường.

Lời cảm ơn

Xin cảm ơn tới Dự án HEFCW GCRF Catalyst: Biến đổi thích ứng qua hệ thống thức ăn và nước uống giữa Đại học Cardiff Vương quốc Anh và Đại học Bách Khoa Hà Nội, mã số JA2300RD15 đã cho nhóm tác giả sử dụng một phần số liệu trong dự án.

Tài liệu tham khảo

- Abdolsamad K. Amirkolaie. 2011. Reduction in the environmental impact of waste discharged by fish farms through feed and feeding. *Reviews in Aquaculture*, 3, pp 19 - 26.
- Bộ Tài nguyên và Môi trường. 2021. Báo cáo hiện trạng môi trường biển và hải đảo Quốc gia giai đoạn 2016 - 2020. *Bộ Tài nguyên và Môi trường*, 156 trang.
- Chung Chi Chen, Jih Terng Wang, Chih Yen Huang, Hung Yen Hsieh, Kwee Siong Tew and Pei Jie Meng. 2022. Developing a Real-Time Trophic State Index of a Seawater Lagoon: A Case Study From Dapeng Bay, Southern Taiwan. *Frontiers in Marine Science*, 9, 7 pages.
- George Gibson. 2000. Nutrient Criteria Technical Guidance Manual Lakes and Reservoirs. *United States Environmental Protection Environmental Agency*, 2000, 232 pages.
- Huỳnh Công Khánh, Trần Sỹ Nam, Nguyễn Văn Đạo, Nguyễn Thị Ngọc Thủy. 2017. Nghiên cứu sử dụng bùn thải của nhà máy chế biến thủy sản ủ phân compost kết hợp với rơm và lục bình. *Tạp chí khoa học và công nghệ Đại học Đà Nẵng*, số 3, pp10 - 14.
- K. Baruah, N.P. Sahu, A.K. Pal and D. Debnath. 2004. Dietary Phytase: An ideal approach for a cost effective and low-polluting aquafeed. *NAGA, WorldFish Center Quarterly*, Vol. 27 No. 3 & 4, pp 15 - 19.
- Loubna Bougarne, Mohamed Ben Abbou, Mounia El haji, Hassan Bouka. 2019. Carlson's Index and OECD Classification for the Assessment of Trophic Status of Bab Louta Dam. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, 10, pp 878 - 881.
- M.Fraga Corral, P. Ronza, P. Garcia oliveira, A.G. Pereira, A.P. Losada, M.A. Prieto, M.I. Quiroga, J. Simal-Gandara. 2022. Aquaculture as a circular bio-economy model with Galicia as a study case: How to transform waste into revalorized by products. *Trends in Food Science & Technology*, 119, pp 23 - 35.
- Mukesh Gupta. 2014. A New Trophic State Index for Lagoons. *Journal of Ecosystems*, 2014, 8 pages.
- Robert E. Carlson. 1977. A trophic state index for lakes. *Limnology and Oceanography*, 22, pp 361-369.

Sở Nông nghiệp và Phát triển Nông thôn Quảng Ninh. 2016. Báo cáo tổng hợp quy hoạch phát triển ngành thủy sản tỉnh Quảng Ninh đến năm 2020, tầm nhìn đến năm 2030, 197 trang.

Trần Thị Hoàng Yến, Lê Thị Lượm, Phạm Thanh Lưu. 2019. Đánh giá hiện trạng phú dưỡng và yếu tố môi trường chi phối quần xã tảo lục ở hồ Trị An. *Tạp chí Khoa học Nông nghiệp Việt Nam*, 17, trang 645 - 664.

Zhidan Wen, Kaishan Song, Ge Liu, Yingxin Shang, Chong Fang, Jia Du, Lili Lyu. 2019. Quantifying the trophic status of lakes using total light absorption of optically active components. *Environmental Pollution*, 245, pp 684 - 693

Water quality and eutrophication in seawater in Ha Long bay, a potential for a circular economy model in aquaculture in the region

Pham Khanh Huy^{1,*}, Hoang Thi Bich Thuy², Do Cao Cuong¹, Nguyen Quang Minh¹

¹Hanoi University of Mining and Geology, ²Hanoi University of Science and Technology

*Corresponding author: phamkhanhhuy@humg.edu.vn

Abstract

The study aimed to evaluate the current status of water quality and eutrophication of seawater in Ha Long Bay. Water samples were taken at 30 different survey locations in the bay area such as in the coastal area, fishing village and aquaculture area in March 2021 and some results of seawater monitoring in the coastal area. The parameters used to evaluate that are pH, DO, clarity, TSS, NH_4^+ , NO_3^- , PO_4^{3-} , TP, chlorophyll - a, and eutrophication index TSI (Trophic State Index). The results show that the parameters of sea water quality in Ha Long Bay are lower than the allowable limit of QCVN 10-MT:2015/BTNMT, only NH_4^+ parameters are 2 to 2.5 times higher than the allowable limit applying for aquaculture areas. The TSI index shows that the sea water has a state from mesotrophic to eutrophic level. At the time of the study the seawater in the bay was not polluted, but could become too eutrophic as has happened in the past if the source of waste is not controlled and treated. However, this is also a potential for aquaculture if we apply the appropriate circular economic model to make maximum use of the generated nutrients. This process not only allows for naturally nutrient uptake, but also reduces costs and increases yields.

Keywords: Water quality, eutrophic, trophic state index (TSI), Ha Long Bay.

ĐÁNH GIÁ HIỆN TRẠNG VÀ DIỄN BIẾN CHẤT LƯỢNG NƯỚC THẢI SINH HOẠT TRÊN ĐỊA BÀN QUẬN HOÀNG MAI

Nguyễn Mai Hoa

Trường Đại học Mở - Địa chất

Tác giả chịu trách nhiệm : nguyenmaihoa@humg.edu.vn

Tóm tắt

Nước thải sinh hoạt là một trong những nguồn phát thải chính gây ô nhiễm môi trường nước của quận Hoàng Mai, TP Hà Nội. Kết quả phân tích 16 mẫu nước thải sinh hoạt trên địa bàn quận năm 2022 cho thấy nước thải sinh hoạt bị ô nhiễm nặng, mặc dù phần lớn nồng độ các thông số đã giảm so với các năm 2021, 2020. 16/16 mẫu có ít nhất 1 thông số vượt cột B của QCVN 14:2008/BTNMT. Hàm lượng Amoni tại các mẫu nước thải của phường Thịnh Liệt, phường Giáp Bát, phường Hoàng Văn Thụ, phường Định Công và phường Đại Kim vượt từ 2 đến 5 lần giới hạn cho phép. Hàm lượng vi sinh tuy có giảm so với 2 năm trước nhưng một số mẫu tại phường Thịnh Liệt, phường Tương Mai, phường Mai Động và phường Tân Mai vượt từ 114 đến 1940 lần so với giới hạn cho phép. Tuy nhiên, các chỉ tiêu như: tổng chất rắn hòa tan, Nitrat, dầu mỡ động thực vật, chất hoạt động bề mặt, Phosphat trong tất cả 16 mẫu nước thải sinh hoạt đều nằm trong giới hạn cho phép. Từ các kết quả trên có thể kết luận nước thải sinh hoạt trên địa bàn quận Hoàng Mai bị ô nhiễm chủ yếu là chất hữu cơ và vi sinh; chất lượng nước thải trong 3 năm gần đây có xu hướng được cải thiện nhờ công tác quản lý, giám sát.

Từ khóa: chất lượng; nước thải; sinh hoạt; quận Hoàng Mai.

1. Đặt vấn đề

Theo số liệu của Sở Tài nguyên và Môi trường Hà Nội, mỗi ngày lượng nước thải từ các hoạt động sản xuất, kinh doanh và sinh hoạt trên địa bàn thành phố khoảng 300.000 tấn, trong đó lượng nước thải sinh hoạt được xử lý trước khi xả ra môi trường chỉ chiếm khoảng 10%. (Bùi Lan, 2022). Lượng nước thải này chủ yếu xả thải ra các sông, hồ lớn như sông Tô Lịch, sông Nhuệ, hồ Linh Đàm, hồ Bảy Mẫu... Khảo sát của Trung tâm Nghiên cứu Môi trường và Cộng đồng (CECR) cũng cho thấy, có tới 80/120 ao hồ của Hà Nội bị ô nhiễm. Trong số đó, 71% hồ có giá trị $BOD_5 > 15$ mg/l - vượt quá giới hạn cho phép; 14% hồ bị ô nhiễm hữu cơ rất nặng, 32% hồ bị ô nhiễm nhẹ. Ngoài ra, các chỉ tiêu như: COD, NH_4 ..., trong hầu hết các hồ cũng đều vượt quá giá trị cho phép. (Bùi Lan, 2022).

Với dân số năm 2022 là 532.450 người thì quận Hoàng Mai hiện là quận đông dân nhất thành phố Hà Nội (UBND quận Hoàng Mai, 2022). Trong những năm gần đây, tốc độ gia tăng dân số và phát triển kinh tế của quận diễn ra nhanh chóng trong khi các công trình hạ tầng thoát nước và xử lý nước thải chưa đủ khả năng đáp ứng yêu cầu. Hầu hết nước thải sinh hoạt từ các hộ dân cư, nhà hàng và các cơ sở sản xuất đều được xả thải trực tiếp hoặc chỉ xử lý sơ bộ rồi xả thải ra công thoát nước chung của quận. Vì vậy, nước thải sinh hoạt đang là một trong những nguồn chính gây ô nhiễm môi trường nước của quận Hoàng Mai. Hậu quả là tỉ lệ người dân sinh sống quanh các khu vực ô nhiễm mắc các bệnh cấp và mãn tính liên quan đến ô nhiễm môi trường nước ngày càng gia tăng (Hoàng Văn May, 2019). Xuất phát từ thực tiễn trên, nghiên cứu đánh giá hiện trạng và diễn biến chất lượng nước thải sinh hoạt trên địa bàn quận Hoàng Mai là một vấn đề cấp thiết để làm cơ sở cho công tác quản lý và xử lý nước thải sinh hoạt, góp phần giữ gìn và bảo vệ chất lượng môi trường nước của quận.

2. Đối tượng và phương pháp nghiên cứu

2.1. Đối tượng

Nước thải sinh hoạt tại 16 vị trí là các cống thoát nước thải từ các khu dân cư trên địa bàn quận đã được lấy mẫu để đánh giá chất lượng. Vị trí cụ thể được trình bày trong bảng 1 dưới đây:

Bảng 1. Vị trí lấy mẫu nước thải sinh hoạt

Phường	Kí hiệu mẫu	Vị trí lấy mẫu	Tọa độ	
			X	Y
Hoàng Liet	NT1	KĐT bán đảo Linh Đàm	2319247	0586404
	NT2	Cạnh chung cư CT1-A1 và A2, KĐT Tây Nam Linh Đàm	2329247	0586404
	NT3	Chân cầu Tứ Hiệp - nhánh sông Tô Lịch	2317849	0587926
	NT4	Trước cửa hàng bún lòng cá cay, HH3B, KĐT HH	2319101	0585925
Thịnh Liet	NT5	Cổng thoát nước thải cạnh cột sơ đồ khu đô thị Đồng Tàu - KĐT Đồng Tàu	2320005	0587988
	NT6	KĐT Nam Đô	2323421	0587270
Giáp Bát	NT7	Cổng xả thải gần trường mầm non Giáp Bát	2321295	0587370
Hoàng Văn Thụ	NT8	KĐT Đền Lừ 1	2321449	0589560
	NT9	KĐT Đền Lừ 2	2321700	0589046
	NT10	KĐT Vĩnh Hoàng	2321415	0589757
Mai Động	NT11	Cổng xả của tổ dân phố số 19	2322263	0590384
Tân Mai	NT12	Khu dân cư đối diện 25N3 Tân Mai	2321311	0588191
Tương Mai	NT13	Khu dân cư đối diện 54 Nguyễn An Ninh	2322024	0587738
Định Công	NT14	KĐT Định Công, 33 Trần Điền	2322200	0586284
	NT15	KĐT Đại Kim	2320914	0586761
Đại Kim	NT16	KĐT Kim Văn - Kim Lũ, trước tòa B TOWER	2320161	0585232

2.2. Phương pháp nghiên cứu

2.2.1. Phương pháp lấy mẫu và phân tích

Quá trình lấy, bảo quản và vận chuyển mẫu nước thải sinh hoạt tuân thủ theo TCVN 5999:1995 - Chất lượng nước lấy mẫu. Hướng dẫn lấy mẫu nước thải và TCVN 6663-3:2008 (ISO 5667-3:2003) - Chất lượng nước - Lấy mẫu. Hướng dẫn bảo quản và xử lý mẫu: mỗi mẫu được lấy vào 02 chai thủy tinh màu nâu, nút mài, dung tích 500 ml, trong đó: 1 chai bổ sung 2 ml clorofoc để xác định các chỉ tiêu Amoni và TSS; 1 chai không bổ sung hóa chất. Trước khi lấy, chai được tráng rửa 3 lần bằng chính mẫu nước thải cần lấy. Các mẫu sau khi lấy được bảo quản trong thùng chuyên dụng ở nhiệt độ 4 °C và gửi về phân tích ngay trong ngày tại Phòng Phân tích chất lượng môi trường (VIMCERTS 112) của Viện Kỹ thuật và Công nghệ Môi trường.

Bảng 2. Các phương pháp, thiết bị sử dụng trong quá trình phân tích mẫu nước thải

TT	Chỉ tiêu	Phương pháp, thiết bị sử dụng
1	pH	TCVN 6492:2011 (máy đo pH để bàn của Hana, sai số phép đo $\leq \pm 0,012$)
2	TSS	TCVN 6625:2000 (lọc qua lọc sợi thủy tinh, sai số phép đo $\leq \pm 0,3$ mg/l)
3	TDS	SMEWW 2540.C:2012
4	BOD ₅ (20°C)	TCVN 6001-1:2008 (pha loãng và cấy, ủ 5 ngày ở 20 °C; sai số phép đo $\leq \pm 1,5$ mg/l)
5	Amoni	TCVN 6179-1:1996 (máy quang phổ kế UV-VIS với thuốc thử natri nitroprusiat và natri diclorosoxyanurat, ngưỡng giới hạn đo 0,2 ÷ 5 mg/l)
6	Nitrat	TCVN 6180-1996 (ISO 7890-3-1988) (máy quang phổ kế UV-VIS với thuốc thử axit sunfosalixylic, ngưỡng giới hạn đo đến 0,003 mg/l)
7	Photphas	TCVN 6202:2008 (máy quang phổ kế UV-VIS với thuốc thử amoni molipdat, ngưỡng giới hạn đo $\geq 0,01$ mg/l)
8	Dầu mỡ	TCVN 5070:1995 (Phương pháp khối lượng, giới hạn đo $\geq 0,3$ mg/l)
9	Coliform	TCVN 6187-1:2009 (Phương pháp lọc màng, cấy và đếm số khuẩn lạc)
10	Chất hoạt động bề mặt	TCVN 6336-1998 (ASTM D 2330-1988) (thuốc thử bằng metylen xanh, sai số phép đo $\leq \pm 0,044$ mg/l)

2.2.1. Phương pháp so sánh

Kết quả phân tích các mẫu nước thải được so sánh với quy chuẩn môi trường Việt Nam hiện hành (QCVN 14:2008/BTNMT) để đánh giá mức độ ô nhiễm của nước thải.

2.2.2. Phương pháp tổng hợp, xử lý số liệu

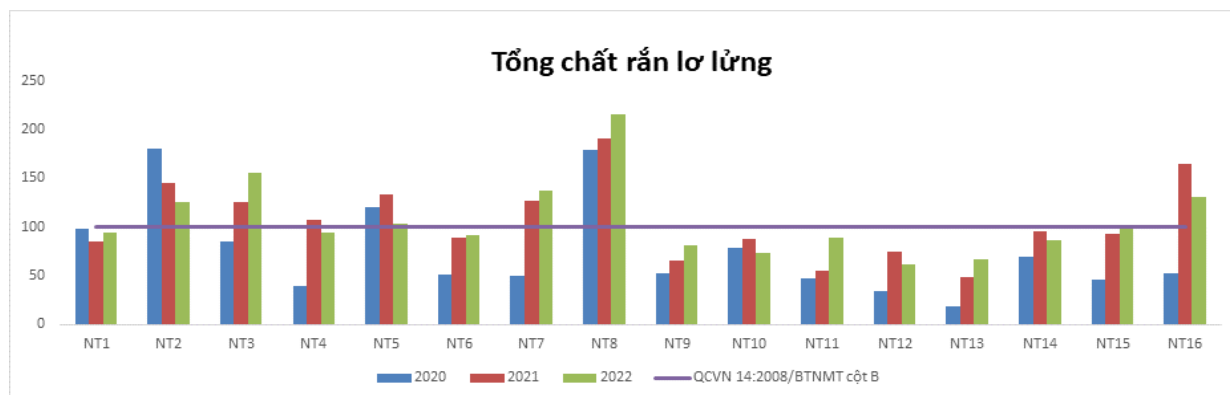
Sử dụng phần mềm Word và Excel để xử lý thông tin, số liệu thu thập được. Các kết quả về chất lượng nước thải được thể hiện dưới các dạng bảng, biểu, biểu đồ,... và sau đó được phân tích, tổng hợp, đánh giá.

3. Kết quả và thảo luận

Kết quả phân tích nước thải sinh hoạt tại khu vực dân cư trên địa bàn quận Hoàng Mai năm 2022 được so sánh với kết quả quan trắc trong Báo cáo công tác bảo vệ môi trường quận Hoàng Mai các năm 2021, 2020, cụ thể như sau:

- *pH*: dao động từ 6,4 đến 7,5 đều nằm trong khoảng cho phép là từ 5 - 9 của QCVN 14:2008/BTNMT về chất lượng nước thải sinh hoạt. pH dao động chủ yếu phụ thuộc vào các nguồn nước thải từ các gia đình thải ra hàng ngày. Ở khoảng pH này các vi sinh vật có điều kiện sinh trưởng và phát triển tốt.

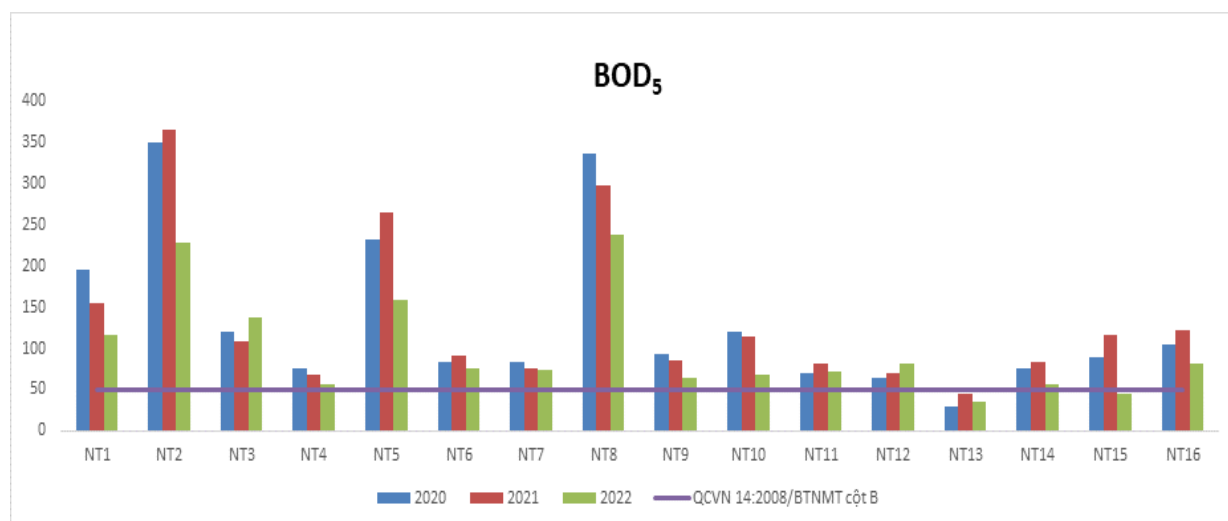
- *TSS*: Hàm lượng chất rắn lơ lửng trong phần lớn các mẫu đều nằm dưới QCVN, tuy nhiên vẫn có một số mẫu vượt ngưỡng quy chuẩn như mẫu nước NT2 (Cạnh chung cư CT1-A1 và A2 KĐT Tây Nam Linh Đàm, P. Hoàng Liet), NT3 (chân cầu Tứ Hiệp, nhánh sông Tô Lịch, phường Hoàng Liet), NT5 (Cống thoát nước thải cạnh cột sơ đồ KĐT Đồng Tàu - KĐT Đồng Tàu, phường Thịnh Liet), NT7 (Cống xả thải gần trường mầm non Giáp Bát, phường Giáp Bát), NT8 (KĐT Đền Lũ 1, phường Hoàng Văn Thụ), NT16 (Cạnh tòa nhà CT11 - KĐT Kim Văn - Kim Lũ, phường Đại Kim) đều vượt từ 1,3 đến 2 lần so với giới hạn cho phép. So sánh với kết quả quan trắc trong Báo cáo công tác bảo vệ môi trường quận Hoàng Mai các năm 2021, 2020 cho thấy hàm lượng TSS biến động thất thường qua các năm nên cần có những biện pháp xử lý tối ưu hơn.



Hình 1. Diễn biến của hàm lượng TSS trong nước thải sinh hoạt của quận Hoàng Mai.

- *BOD₅*: Hàm lượng BOD₅ năm 2022 có 14 điểm vượt chuẩn từ 1,12 - 4,74 lần so với quy chuẩn cho phép, có những điểm NT2 (Cạnh chung cư CT1-A1 và A2 KĐT Tây Nam Linh Đàm, phường Hoàng Liet), NT5 (KĐT Đồng Tàu - KĐT Đồng Tàu, phường Thịnh Liet), NT8 (KĐT Đền Lũ 1, phường Hoàng Văn Thụ) có nồng độ BOD₅ vẫn ở mức cao. So sánh với kết quả quan trắc năm 2020 và 2021 cho thấy hàm lượng BOD₅ đã có xu hướng giảm (từ 15 xuống 14 điểm vượt chuẩn và chỉ số ô nhiễm cũng đã giảm bớt) nhưng vẫn thường xuyên vượt ngưỡng QCVN. Từ biểu đồ trên có thể kết luận rằng hàm lượng BOD₅ trong nước thải sinh hoạt tại quận Hoàng

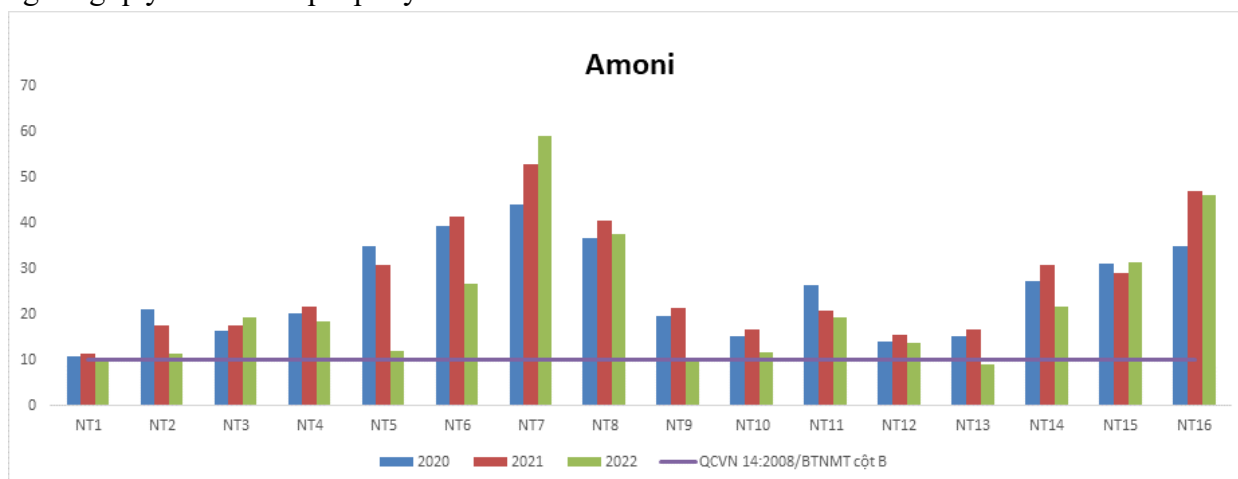
Mai chưa có sự thay đổi hiệu quả, nước thải vẫn đang bị ô nhiễm hữu cơ nghiêm trọng.



Hình 2. Diễn biến của hàm lượng BOD₅ trong nước thải sinh hoạt của quận Hoàng Mai

- **Tổng chất rắn hòa tan (TDS):** Hàm lượng chất rắn hòa tan trong nước thải sinh hoạt năm 2022 đều nhỏ hơn giới hạn cho phép nhiều lần. So sánh 3 năm liên tiếp 2020, 2021 và 2022 ta thấy cả 3 năm đều có hàm lượng chất rắn hòa tan tại các điểm tương đối thấp và chênh lệch rất ít. Thông số TDS đo đặc năm 2022 tăng tại vị trí NT8 (KĐT Đền Lừ 1 - phường Hoàng Văn Thụ) và NT11 (tổ dân phố số 19 - phường Mai Động) tuy nhiên lượng chênh lệch không đáng kể.

- **Amoni:** Hàm lượng Amoni trong các mẫu năm 2022 ở ngưỡng tương đối cao, đa phần các điểm đều vượt giới hạn cho phép, đặc biệt các điểm như NT6 (KĐT Nam Đô, phường Thịnh Liệt), NT7 (cống xả thải gần trường mầm non Giáp Bát, phường Giáp Bát), NT8 (KĐT Đền Lừ 1, phường Hoàng Văn Thụ), NT15 (KĐT Đại Kim, phường Định Công), NT16 (KĐT Kim Văn - Kim Lũ, trước tòa B TOWER, phường Đại Kim) đều vượt từ 2,67 đến 5,9 lần so với quy chuẩn cho phép. So sánh hàm lượng Amoni qua các năm có thể thấy mặc dù hàm lượng Amoni tại các điểm đã có xu hướng giảm so với năm 2021 nhưng vẫn ở mức ô nhiễm Amoni nghiêm trọng. Riêng vị trí NT7 vẫn còn tăng lên, một số mẫu nước thải như NT1, NT9, NT13 nằm dưới ngưỡng quy chuẩn cho phép tuy nhiên vẫn còn ở mức cao.

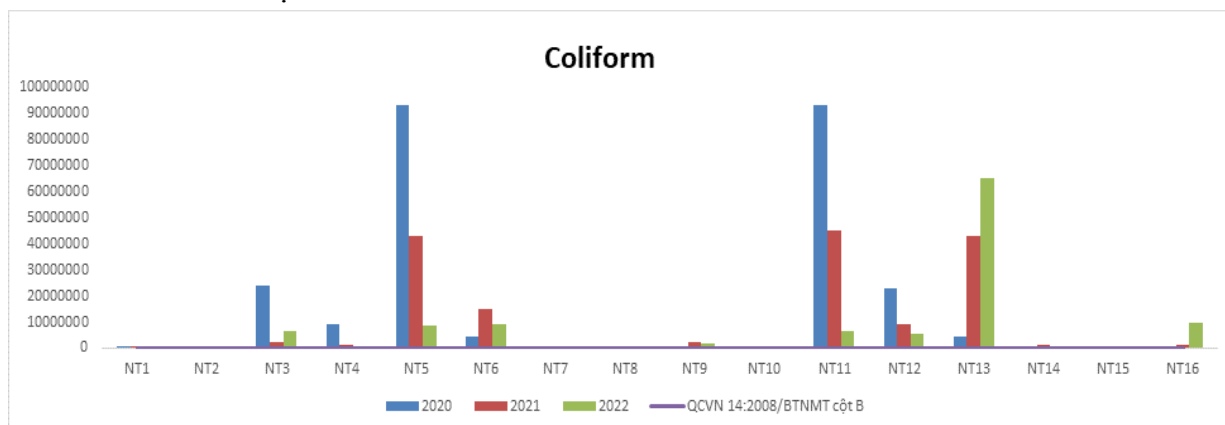


Hình 3. Diễn biến của hàm lượng NH₄ trong nước thải sinh hoạt của quận Hoàng Mai.

- **Nitrat:** 16 mẫu nước thải năm 2022 của quận Hoàng Mai đều có nồng độ NO₂⁻ nhỏ hơn giới hạn cho phép rất nhiều, chỉ có mẫu NT13 (Khu dân cư đối diện 54 Nguyễn An Ninh, Tương Mai, phường Tương Mai) có nồng độ 16,81 mg/l cao hơn so với các mẫu khác, tuy nhiên vẫn nhỏ hơn rất nhiều so với quy chuẩn. So sánh nồng độ Nitrat của 3 năm liên tiếp thì cả 3 năm đều

có nồng độ Nitrat rất nhỏ so với quy định trong quy chuẩn 14:2008/BTNMT, cột B. Vì vậy, có thể kết luận nước thải sinh hoạt trên địa bàn quận Hoàng Mai không bị ô nhiễm Nitrat.

- *Coliform*: Hàm lượng Coliform năm 2022 của các mẫu nước thải trên địa bàn quận Hoàng Mai có nhiều điểm vượt chuẩn như NT3 (chân cầu Tứ Hiệp - nhánh sông Tô Lịch, phường Hoàng Liet), NT5 (Cống thoát nước thải cạnh cột sơ đồ khu đô thị Đồng Tàu - KĐT Đồng Tàu, phường Thịnh Liệt, NT6 (KĐT Nam Đô, phường Thịnh Liệt, NT11 (Tổ dân số phố 19, phường Mai Động), NT12 (Khu dân cư đối diện 25N3 Tân Mai, phường Tân Mai), NT13 (Khu dân cư đối diện 54 Nguyễn An Ninh, Tương Mai, phường Tân Mai), NT16 (KĐT Kim Văn - Kim Lũ, trước tòa B TOWER, phường Đại Kim) cao hơn từ 1.140 đến 13.000 lần so với quy chuẩn cho phép, các điểm còn lại cao hơn quy chuẩn không nhiều. So sánh giữa 3 năm liên tiếp có thể thấy hàm lượng Coliform qua các năm đang có xu hướng giảm, duy chỉ có mẫu NT13 có xu hướng tăng lên qua các năm. Năm 2022 các điểm có hàm lượng vi sinh thấp hơn so với năm 2021 rất nhiều, ngoại trừ mẫu NT13 (Khu dân cư đối diện 54 Nguyễn An Ninh, Tương Mai, P.Tân Mai) là có hàm lượng Coliform cao hơn so với năm 2021. Do vậy có thể thấy nước thải sinh hoạt đang bị ô nhiễm cao vi sinh vật.



Hình 4. Diễn biến của hàm lượng Coliform trong nước thải sinh hoạt của quận Hoàng Mai.

Bảng 3. Kết quả phân tích các mẫu nước thải

T	T	Thông số	NT 1	NT2	NT3	NT4	NT5	NT6	NT7	NT8	NT9	NT10	NT11	NT12	NT13	NT14	NT15	NT16	QCVN 14:2008/BTNMT (cột B)
1		pH	7,1	7,0	7,5	7,2	6,4	7,1	6,4	7,2	6,9	7,0	7,2	6,7	7,4	6,9	6,7	6,8	5 + 9
2		Tổng chất rắn lơ lửng	94	126	156	94	104	92	137	216	81	74	89	62	67,1	86	98	131	100
3		BOD ₅	117	228	137	57	159	76	74	237	64	68	72	81	35	57	46	82	50
4		Tổng chất rắn hoà tan	264	279	364	291	281	215	514	612	214	234	415	196	269	195	297	299	1000
5		Amoni	9,7	11,3	19,2	18,5	11,9	26,7	59	37,7	9,8	11,5	19,2	13,7	9,12	21,64	31,5	46	10
6		Nitrat	0,26	0,09	0,12	0,26	0,26	0,18	0,47	0,13	0,24	0,9	<0,19	0,24	16,81	<0,06	0,24	0,12	50
7		Đầu mỡ động thực vật	7,27	9,12	6,5	14,52	11,4	10,11	7,81	12,6	10,16	3,37	8,12	8,16	14,42	14,21	14,5	10,65	20
8		Chất hoạt động bề mặt	4,16	2,8	2,89	5,67	3,64	3,91	2,84	4,22	3,84	3,41	3,17	4,52	2,12	1,96	5,15	4,12	10
9		Phosphat	0,16	2,54	4,17	3,01	3,69	4,16	6,12	3,95	3,57	1,54	5,61	4,27	1,96	2,15	2,67	5,84	10
10		Coliform	67x10 ³	86x10 ³	64x10 ³	26x10 ³	86x10 ³	9x10 ³	8x10 ³	25x10 ³	19x10 ³	68x10 ³	67x10 ³	57x10 ³	65x10 ³	8x10 ³	38x10 ³	97x10 ³	5000

Ghi chú: QCVN 14:2008/BTNMT: Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về nước thải Sinh hoạt. Cột B - quy định các thông số ô nhiễm làm cơ sở tính toán giá trị tối đa cho phép trong nước thải sinh hoạt khi thải vào các nguồn nước không dùng cho mục đích cấp nước sinh hoạt

- *Phosphat*: Hàm lượng Phosphat năm 2022 tương đối thấp và đều thấp hơn quy chuẩn, chỉ có điểm NT7 (cống xả thải gần trường mầm non Giáp Bát, phường Giáp Bát) có hàm lượng Phosphat cao nhất 6,12 mg/l, NT11 (tổ dân phố số 19, phường Mai Động) và NT16 (KĐT Kim

Văn - Kim Lũ, trước tòa B TOWER , phường Đại Kim). So sánh 3 năm liên tiếp 2020, 2021 và 2022 tất cả các điểm đều thấp hơn quy chuẩn cho phép. Hàm lượng Phosphat năm 2022 thấp hơn so với năm 2020 nhưng cao hơn năm 2021 thể hiện sự biến động không đồng đều.

- *Dầu mỡ động thực vật*: Tất cả các mẫu đều có hàm lượng dầu mỡ động thực vật nhỏ hơn quy chuẩn cho phép. Hàm lượng dầu mỡ động thực vật trong nước thải sinh hoạt biến động thất thường qua các năm nhưng đều nằm dưới QCVN, tuy nhiên, phần lớn tại các địa điểm lấy mẫu lượng dầu mỡ động thực vật vẫn còn ở mức cao (xấp xỉ giới hạn cho phép) nên cần phải thường xuyên theo dõi để có các biện pháp xử lý kịp thời.

- *Chất hoạt động bề mặt*: Tất cả các điểm đều có hàm lượng chất hoạt động bề mặt không vượt quy chuẩn và hàm lượng chất hoạt động bề mặt tại các điểm trong 3 năm liên tiếp không có sự chênh lệch nhiều. Do vậy, có thể coi nước thải sinh hoạt trên địa bàn quận không bị ô nhiễm bởi chất hoạt động bề mặt.

Những nguyên nhân chính dẫn đến tình trạng ô nhiễm các thông số hữu cơ và vi sinh trong nước thải sinh hoạt trên địa bàn quận Hoàng Mai phải kể đến là:

- Tốc độ gia tăng dân số và phát triển kinh tế của quận diễn ra nhanh chóng làm gia tăng lượng nước thải sinh hoạt phát sinh;

- Các công trình hạ tầng thoát nước và xử lý nước thải chưa đủ khả năng đáp ứng yêu cầu;

- Hầu hết nước thải sinh hoạt từ các hộ dân cư, khu tập thể, trường học, nhà hàng, khu đô thị và các cơ sở sản xuất đều được xả thải trực tiếp hoặc chỉ xử lý sơ bộ (chưa triệt để) rồi xả thải ra cống thoát nước chung của quận nên nước thải vẫn còn nhiều thông số vượt giới hạn cho phép. Đặc biệt, một số chung cư cũ hiện nay nước thải sinh hoạt chỉ được xử lý sơ bộ qua bể tự hoại mà chưa có hệ thống xử lý nước thải tập trung.

4. Kết luận

Dựa vào kết quả phân tích mẫu nước thải sinh hoạt trên địa bàn quận Hoàng Mai cho thấy chất lượng nước thải sinh hoạt năm 2022 bị ô nhiễm nặng (các thông số như Coliform, Amoni và BOD₅ vượt quy chuẩn nhiều lần). 16/16 mẫu có ít nhất 1 thông số vượt cột B của QCVN 14:2008/BTNMT. Hàm lượng Amoni tại các điểm đều còn tương đối cao, nhất là tại các điểm lấy mẫu là khu dân cư cũ, nơi chưa có hệ thống xử lý nước thải và hệ thống thoát nước đã xuống cấp như tại phường Thịnh Liệt, phường Giáp Bát, phường Hoàng Văn Thụ, phường Định Công và phường Đại Kim. Hàm lượng vi sinh trong tất cả các mẫu đều vượt nhiều lần so với quy chuẩn, cao nhất là các mẫu tại phường Mai Động, phường Tương Mai và phường Tân Mai, nơi có mật độ dân cư rất cao (trên 42.000 người/km² (UBND quận Hoàng Mai, 2022)). Bên cạnh đó, một số chỉ tiêu như: Tổng chất rắn hòa tan, Nitrat, dầu mỡ động thực vật, chất hoạt động bề mặt, Phosphat trong tất cả các mẫu đều nằm trong giới hạn cho phép. Từ đó kết luận nước thải sinh hoạt trên địa bàn quận Hoàng Mai bị ô nhiễm chủ yếu là chất hữu cơ và vi sinh.

So sánh kết quả quan trắc của 3 năm liên tiếp 2020, 2021 và 2022 có thể thấy chất lượng nước thải sinh hoạt có sự biến động: năm 2022 phần lớn các mẫu nước thải trên địa bàn quận đều có kết quả quan trắc giảm dần khi so với năm 2020 và 2021 nhờ hoạt động kiểm tra, giám sát định kỳ công tác thoát và xử lý nước thải sinh hoạt tại các khu đô thị, khu chung cư trên địa bàn quận được thực hiện đầy đủ hơn trong năm 2022. Tuy nhiên, chất lượng nước thải sinh hoạt trên địa bàn quận Hoàng Mai năm 2022 vẫn đang trong tình trạng ô nhiễm, đặc biệt tại các phường Hoàng Liệt, Đại Kim, Mai Động, Định Công, Thịnh Liệt (các phường có dân số đông nhất trên địa bàn quận) và một số phường đang có nguy cơ bị ô nhiễm như Tương Mai, Tân Mai, Giáp Bát, Hoàng Văn Thụ cũng cần được theo dõi thường xuyên.

Trong thời gian tới, để giảm thiểu ô nhiễm do nước thải sinh hoạt góp phần nâng cao công tác bảo vệ môi trường trên địa bàn quận Hoàng Mai, cần khẩn trương và nghiêm túc thực hiện việc:

- Xây dựng hệ thống đường ống thu gom nước thải sinh hoạt phát sinh từ các hộ dân, các

khu dân cư, khu đô thị, khu trung cư trên địa bàn quận, đảm bảo không để nước thải sinh hoạt chưa qua xử lý xả trực tiếp xuống các sông, hồ trên địa bàn.

- Kiểm tra và xử lý nghiêm các trường hợp xả nước thải sinh hoạt vượt quy chuẩn ra môi trường.

Lời cảm ơn

Bài báo này được hoàn thành dựa trên kết quả lấy mẫu và phân tích do tác giả phối hợp với Viện Kỹ thuật và Công nghệ Môi trường thực hiện, thuộc nhiệm vụ xây dựng “Báo cáo công tác bảo vệ môi trường quận Hoàng Mai” của Phòng TN&MT quận Hoàng Mai chủ trì.

Tài liệu tham khảo

Bùi Lan, 2022. Hà Nội “giải bài toán” ô nhiễm môi trường từ nguồn nước thải. *Báo Pháp luật Việt Nam* ngày 03/11/2022.

Hoàng Văn May, 2019. Đánh giá hiện trạng môi trường nước thải sinh hoạt tại quận Hoàng Mai và đề xuất giải pháp bảo vệ môi trường nước. *Khoá luận tốt nghiệp đại học K47-KHMT-N01 - Khoa Môi trường - Trường Đại học Nông Lâm Thái Nguyên*.

Phòng TN&MT quận Hoàng Mai, 2021. Báo cáo công tác bảo vệ môi trường quận Hoàng Mai năm 2021.

Phòng TN&MT quận Hoàng Mai, 2020. Báo cáo công tác bảo vệ môi trường quận Hoàng Mai năm 2020.

Ủy ban nhân dân quận Hoàng Mai, 2022. Báo cáo tóm tắt kết quả thực hiện Kế hoạch phát triển kinh tế - xã hội năm 2022 và xây dựng Kế hoạch phát triển kinh tế - xã hội năm 2023.

Assessing the current status and changes in the quality of domestic wastewater in Hoang Mai district

Nguyen Mai Hoa

Hanoi University of Mining and Geology

Corresponding author: nguyenmaihoa@hmg.edu.vn

Abstract

Domestic wastewater is one of the main emission sources causing water pollution in Hoang Mai district. The analysis results of 16 typical domestic wastewater samples in the district in 2022 show that domestic wastewater is heavily polluted, although most of the concentration parameters have decreased compared to the years 2021, and 2020. 16/16 samples have at least 1 parameter exceeding column B of QCVN 14:2008/BTNMT. Ammonium content exceeded from 2 to 5 times the allowable limit in domestic wastewater samples of Thinh Liet ward, Giap Bat ward, Hoang Van Thu ward, Dinh Cong ward and Dai Kim ward. Although the microorganism content decreased compared to 2 years ago, some samples in Thinh Liet ward, Tuong Mai ward, Mai Dong ward and Tan Mai ward exceeded 114 to 1940 times the allowable limit. However, indicators such as total dissolved solids, nitrates, animal and vegetable fats and oils, surfactants, and phosphates in all 16 samples of domestic wastewater were within the allowable limits. From the above results, it can be concluded that domestic wastewater in Hoang Mai district is polluted mainly by organic matter and microorganisms; wastewater quality in the last 3 years tends to be improved by management and supervision.

Keywords: quality, wastewater, domestic, Hoang Mai district.

ĐÁNH GIÁ HIỆN TRẠNG QUẢN LÝ CHẤT THẢI RẮN SINH HOẠT TỈNH BÌNH ĐỊNH VÀ ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP QUẢN LÝ PHÙ HỢP

Trần Thị Thanh Thủy

Trường Đại học Mở - Địa chất

Tác giả chịu trách nhiệm: tranthithanhthuy@humg.edu.vn

Tóm tắt

Công tác quản lý chất thải rắn sinh hoạt (CTRSH) có ý nghĩa quan trọng trong bảo vệ môi trường tại tỉnh Bình Định. Bằng phương pháp thu thập tài liệu, điều tra khảo sát thực địa, lấy mẫu, phân loại chất thải và tham vấn cộng đồng, nghiên cứu đã đánh giá được tổng lượng CTRSH phát sinh trên địa bàn tỉnh Bình Định là 1.030 tấn/ngày, trong đó, khu vực đô thị là 546,75 tấn/ngày, khu vực nông thôn là 483,38 tấn/ngày. Tỷ lệ thu gom CTRSH không đồng đều giữa khu vực đô thị và nông thôn, trung bình đạt khoảng 65%, cao nhất tại TP Quy Nhơn là 95,38%, thấp nhất tại huyện An Lão là 34,39%. Toàn tỉnh có khoảng 50 đơn vị thu gom, vận chuyển CTRSH trong đó tần suất thu gom ở khu vực nội thành đô thị tương đối hoàn chỉnh, khoảng 3 - 7 lần/tuần. Còn tại khu vực nông thôn, tần suất thu gom thấp, khoảng 1 - 3 lần/tuần, gây ảnh hưởng tới chất lượng môi trường địa phương. Theo số liệu khảo sát từ 56 đơn vị thu gom vận chuyển CTR tại địa phương cho thấy phương tiện chưa đáp ứng đủ nhu cầu, một số huyện vẫn còn phải sử dụng xe tải loại nhỏ, xe công nông hoặc các phương tiện thô sơ khác không đảm bảo tiêu chuẩn. CTRSH chưa được phân loại tại nguồn, chủ yếu được xử lý bằng phương pháp chôn lấp tại 5 BCL hợp vệ sinh với công suất 429,4 tấn/ngày, 5 BCL không hợp vệ sinh với công suất 185,75 tấn/ngày và 29 điểm chôn lấp khác trên toàn tỉnh. Từ đó nghiên cứu đã đề xuất các giải pháp quản lý CTRSH phù hợp để bảo vệ môi trường, hướng tới phát triển bền vững cho tỉnh Bình Định.

Từ khóa: quản lý; thu gom; xử lý; chất thải rắn sinh hoạt; tỉnh Bình Định.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, việc quản lý chất thải rắn (CTR) có ý nghĩa quan trọng trong bảo vệ môi trường và sức khỏe cộng đồng. Cùng với sự gia tăng dân số và phát triển kinh tế - xã hội đã kéo theo việc phát sinh lượng lớn CTR cần quản lý. Bình Định là một trong những tỉnh thuộc Duyên Hải Nam Trung Bộ, nằm trong vùng kinh tế trọng điểm miền Trung nên luôn được quan tâm đầu tư phát triển mạnh về kinh tế - xã hội, du lịch và khai thác tài nguyên thiên nhiên. Tuy nhiên, bên cạnh việc phát triển kinh tế thì cũng dẫn tới sự gia tăng lượng CTR sinh hoạt (CTRSH) gây ảnh hưởng đến cảnh quan, môi trường và sức khỏe cộng đồng. Theo Quyết định số 924/QĐ-UBND của tỉnh Bình Định ngày 28/3/2023 ban hành Kế hoạch quản lý chất thải rắn tỉnh Bình Định giai đoạn 2023-2025, định hướng đến năm 2030 thì hiện nay khối lượng CTRSH phát sinh trên địa bàn tỉnh khoảng 1.030 tấn/ngày với tổng lượng CTR được thu gom khoảng 705 tấn/ngày, chiếm 68,46% tổng lượng rác phát sinh trong đó CTR sinh hoạt nông thôn đạt thấp, chỉ 52,48%. Như vậy có thể nhận thấy công tác quản lý CTRSH hiện nay trên địa bàn tỉnh chưa được đồng bộ, một tỷ lệ rất lớn CTRSH chưa được thu gom xử lý. Với khả năng chịu tải của môi trường tự nhiên là có giới hạn thì công tác quản lý CTRSH đã và đang trở thành vấn đề môi trường trọng tâm của tỉnh. Vì vậy, nghiên cứu “Đánh giá hiện trạng quản lý chất thải rắn sinh hoạt tỉnh Bình Định và đề xuất giải pháp quản lý phù hợp” được thực hiện là nhiệm vụ cần thiết, cấp bách nhằm đề xuất các giải pháp nâng cao hiệu quả quản lý CTRSH, giảm thiểu ô nhiễm, bảo vệ và tạo cảnh quan môi trường địa phương từ đó nâng cao khả năng quản lý môi trường trên toàn tỉnh, phù hợp yêu cầu bảo vệ môi trường hiện nay hướng tới phát triển kinh tế - xã hội bền vững.

2. Phương pháp nghiên cứu

Các phương pháp nghiên cứu được sử dụng trong bài báo bao gồm:

2.1. Phương pháp thu thập, tổng hợp số liệu, tài liệu

Nghiên cứu đã tiến hành thu thập, tổng hợp các số liệu về lượng CTR phát sinh, hiện trạng thu gom, các phương pháp xử lý, công tác quản lý chất thải rắn đang áp dụng tại địa phương từ các cơ quan chức năng như: UBND tỉnh Bình Định, Sở Tài nguyên và Môi trường và các công ty môi trường đô thị của địa phương. Thu thập các số liệu về nhân lực, trang thiết bị năng lực của 43/50 đơn vị tổ chức, cá nhân có hoạt động vận chuyển thu gom xử lý CTRSH... Kết quả thu thập được phân tích, xử lý và so sánh, từ đó đánh giá cụ thể và định hướng các giải pháp quản lý CTR áp dụng cho hiện tại, tương lai. Ngoài ra, nghiên cứu còn thu thập các thông tin, tài liệu, các văn bản pháp lý về công tác quản lý nhà nước đối với CTRSH.

2.2. Phương pháp khảo sát thực địa, tham vấn cộng đồng

Điều tra, khảo sát thực địa, tham vấn cộng đồng để thu thập các thông tin, dữ liệu về hoạt động xả thải, thu gom, vận chuyển, xử lý CTRSH tại 159 đơn vị hành chính xã, phường trên địa bàn tỉnh làm cơ sở đánh giá thuận lợi, khó khăn trong công tác quản lý CTRSH từ đó định hướng các giải pháp quản lý, xây dựng phương án xử lý CTRSH cho hiện tại, tương lai. Ngoài ra, nghiên cứu đã tiến hành điều tra và thực hiện tham vấn các hộ dân với 307 phiếu tại 5 khu vực dân cư: khu vực TP. Quy Nhơn; khu vực các thị xã (An Nhơn, Hoài Nhơn); khu vực đô thị loại IV (TT. Phú Phong, TT. Ngô Mỹ, TT. Vân Canh); Khu vực nông thôn miền núi (H. An Lão, H. Vĩnh Thạnh, H. Hoài Ân, H. Vân Canh); Khu vực nông thôn đồng bằng (H. Tuy Phước, H. Tây Sơn, H. Phù Mỹ, H. Phù Cát). Kết quả tham vấn cộng đồng được sử dụng để đánh giá công tác phân loại rác tại nguồn, các thói quen về thu gom, thải bỏ CTR và hiện trạng đóng phí thu gom rác của người dân cùng những mong muốn của người dân đối với công tác thu gom, xử lý CTR tại địa phương.

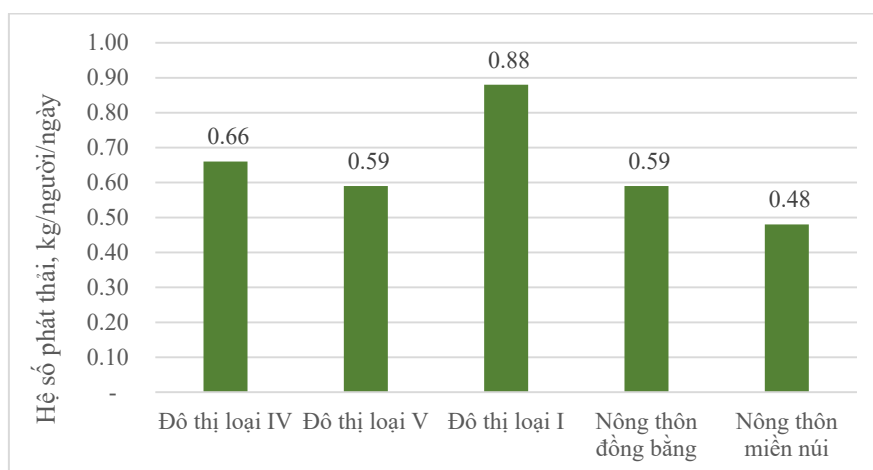
2.3. Phương pháp lấy mẫu, phân loại

Để phân loại thành phần CTR tại khu vực nghiên cứu, tiến hành lấy 30 mẫu CTR tại một số bãi chôn lấp rác thải (hợp vệ sinh và BCL tạm) của 11 đơn vị thành phố, thị xã và các huyện trên địa bàn toàn tỉnh. Lượng CTR lấy của mỗi vị trí khoảng từ 20 - 30 kg sau đó trộn đều và lấy mẫu theo phương pháp $\frac{1}{4}$ được trọng lượng khoảng 100 kg, sau đó chất thải rắn được đổ đồng tại một nơi riêng biệt, xáo trộn đều bằng cách vun thành đồng hình côn nhiều lần. Chia hình côn đã trộn đều đồng nhất làm bốn phần bằng nhau. Lấy hai phần chéo nhau (A + D) và (B + C), trộn đều theo từng phần thành hai đồng hình côn mới. Từ hai đồng hình côn này tiếp tục chia mỗi đồng thành bốn phần bằng nhau và lấy 2 phần chéo nhau từ mỗi đồng. Thực hiện phối trộn phần chéo của mỗi đồng thành hai đồng hình côn mới. Thực hiện các thao tác trên cho đến khi đạt được mẫu có khối lượng khoảng 20 kg. Mẫu chất thải rắn sau khi lấy bằng phương pháp một phần tư sẽ được phân loại thủ công sau đó cân và ghi khối lượng các thành phần, tính tỷ lệ phần trăm các loại chất thải tương ứng.

3. Kết quả và thảo luận

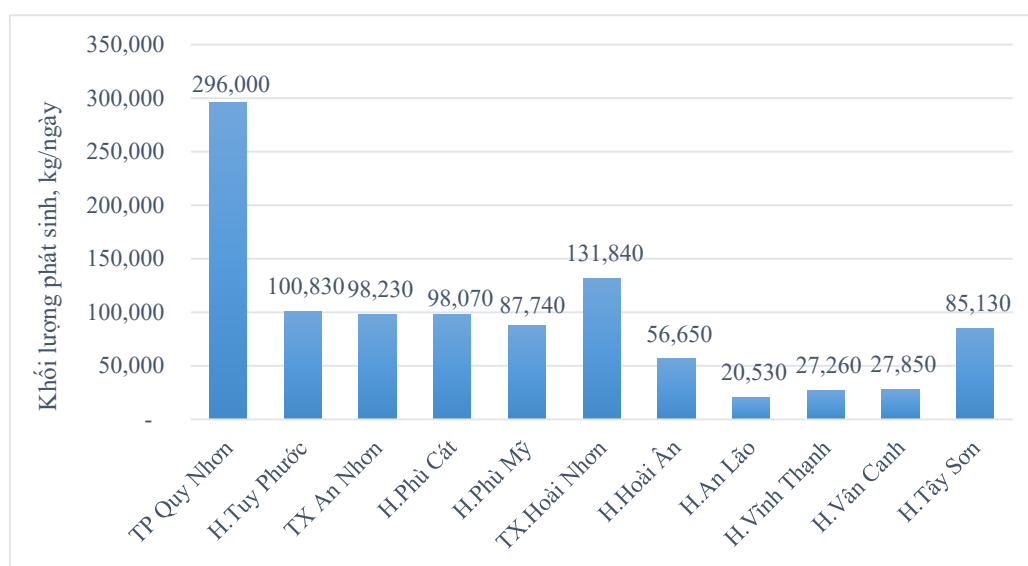
3.1. Hiện trạng phát sinh chất thải rắn sinh hoạt

CTRSH phát sinh chủ yếu từ hoạt động sinh hoạt hàng ngày của các hộ gia đình, các khu thương mại, trung tâm dịch vụ (nhà hàng, khách sạn, siêu thị, chợ,...), các công sở (cơ quan, bệnh viện, trường học, viện nghiên cứu,...), các khu công cộng (nhà ga, bến tàu, bến xe, sân bay, công viên, khu vui chơi giải trí, đường phố,...), dịch vụ vệ sinh thành phố (quét đường, tĩa cây xanh,...) và các hoạt động sinh hoạt của các cơ sở sản xuất (Trung tâm quan trắc Tài nguyên và môi trường, 2020).



Hình 1. Hệ số phát thải CTRSH theo khu vực (kg/người/ngày).

Kết quả điều tra khảo sát tại 158/159 đơn vị hành chính cấp xã, phường cho thấy hệ số phát thải CTRSH khác nhau theo từng khu vực khảo sát (hình 1) với tổng lượng CTR phát sinh trên toàn tỉnh là 1.030 tấn/ngày, khối lượng CTR phát sinh theo từng khu vực như hình 2. Khối lượng CTRSH đô thị phát sinh khoảng 547 tấn/ngày, chiếm 53,1%, lớn nhất tại thành phố Quy Nhơn là 296 tấn/ngày, chiếm 28,7%. Tại khu vực nông thôn, khối lượng CTRSH phát sinh khoảng 483 tấn/ngày (chiếm 46,9%).



Hình 2. Khối lượng CTRSH phát sinh theo khu vực.

Bảng 1. Khối lượng phát sinh CTRSH tại khu vực đô thị và nông thôn tỉnh Bình Định

Địa phương	Đô thị		Nông thôn		Địa phương	Đô thị		Nông thôn	
	Khối lượng phát sinh (tấn/ngày)	Tỷ lệ (%)	Khối lượng phát sinh (tấn/ngày)	Tỷ lệ (%)		Khối lượng phát sinh (tấn/ngày)	Tỷ lệ (%)	Khối lượng phát sinh (tấn/ngày)	Tỷ lệ (%)
Quy Nhơn	277,63	26,95	18,37	1,78	Tây Sơn	17,93	1,74	67,2	6,52
An Nhơn	57,64	5,60	40,59	3,94	Hoài Ân	5,26	0,51	51,39	5,00
Hoài Nhơn	109,94	10,67	21,9	2,13	An Lão	3,78	0,37	16,75	1,63
Phù Cát	17,08	1,66	80,99	7,86	Vĩnh Thạnh	7,5	0,73	19,76	1,92

Địa phương	Đô thị		Nông thôn		Địa phương	Đô thị		Nông thôn	
	Khối lượng phát sinh (tấn/ngày)	Tỷ lệ (%)	Khối lượng phát sinh (tấn/ngày)	Tỷ lệ (%)		Khối lượng phát sinh (tấn/ngày)	Tỷ lệ (%)	Khối lượng phát sinh (tấn/ngày)	Tỷ lệ (%)
Phù Mỹ	15,00	1,46	72,74	7,06	Vân Canh	10,83	1,05	17,02	1,65
Tuy Phước	24,16	2,35	76,67	7,44	Toàn tỉnh	546,75	53,08	483,38	46,92

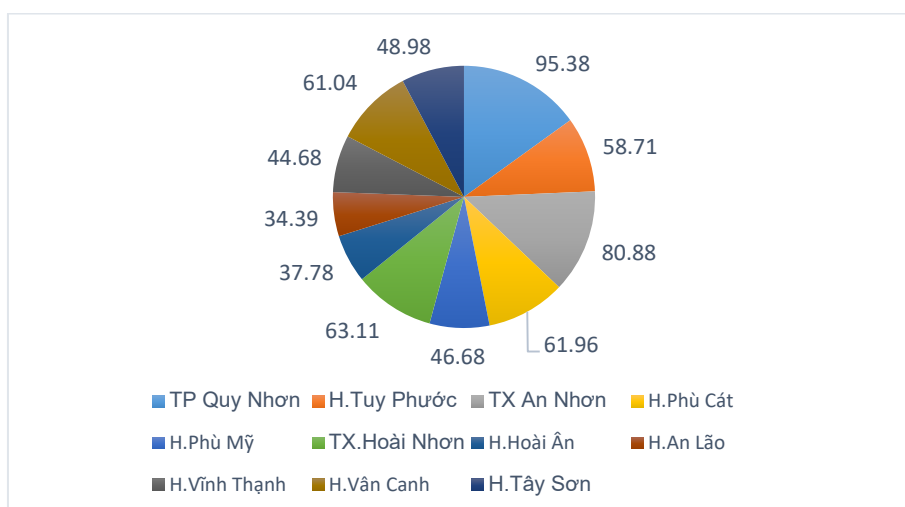
Công tác phân loại CTRSH tại nguồn chưa được thực hiện đồng bộ trên toàn tỉnh, bước đầu mới được hình thành trong các khu dân cư, người dân tự phân loại, một phần CTRSH có thể tái chế (giấy bìa các tông, kim loại, nhựa) được thu gom, bán cho cơ sở thu mua phế liệu; phần thức ăn thừa, sản phẩm thừa sau sơ chế rau, củ quả,... được tận dụng cho chăn nuôi (UBND tỉnh Bình Định, 2021). Tại khu vực nông thôn, công tác phân loại rác tại một số hộ gia đình hiện nay được lồng ghép trong việc triển khai thực hiện tiêu chí môi trường đối với các xã đăng ký xây dựng nông thôn mới và nông thôn mới nâng cao. Tuy nhiên hầu hết việc phân loại rác thải tại nguồn để đảm bảo thuận lợi cho việc xử lý rác thải như: tái chế, tái sử dụng nguồn hữu cơ để phân hủy làm phân compost hay thiêu hủy, giảm diện tích tại bãi chôn lấp thì chưa được thực hiện.

3.2. Hiện trạng thu gom, xử lý chất thải rắn sinh hoạt

Theo thống kê của UBND tỉnh Bình Định tổng lượng CTR được thu gom trên địa bàn tỉnh khoảng 705 tấn/ngày, chiếm 68,46% tổng lượng rác phát sinh trong đó tỷ lệ thu gom CTRSH nông thôn đạt thấp, chỉ 52,48%. Tỷ lệ CTR đô thị được thu gom và xử lý đạt khoảng 80,65%. CTR sinh hoạt tại khu vực nông thôn, đặc biệt là ở vùng ven biển, miền núi... chưa được thu gom triệt để, tỷ lệ xử lý rác thải chưa cao, chỉ được chôn lấp tạm hoặc đốt hoặc vớt bừa bãi là nguyên nhân gây ô nhiễm môi trường, ảnh hưởng đến mỹ quan, suy giảm chất lượng môi trường sống hiện nay. (Sở Tài nguyên và Môi trường tỉnh Bình Định, 2022).

Theo kết quả khảo sát, thống kê, khu vực nội thị, nội thành hiện tại, mạng lưới thu gom đã tương đối hoàn chỉnh, phần lớn các tuyến thu gom đều được bố trí phương tiện, nhân lực thu gom với tần suất thu gom tại khu vực đô thị dao động trung bình khoảng 1 - 3 lần/tuần (trừ nội thành TP Quy Nhơn là 7 lần/tuần). Người dân thực hiện tập kết CTRSH theo giờ quy định trong ngày. Tại các điểm tập kết ven các trục đường hoặc một điểm tập kết tự phát (đối với một số hộ dân ở các hẻm nhỏ), công nhân vệ sinh đi thu gom bằng xe đẩy tay và tập kết lên xe chuyên dụng để vận chuyển về nơi xử lý. Thành phố Quy Nhơn là địa phương quản lý tốt nhất CTRSH, tỷ lệ thu gom rác thải đạt mức cao ở khu vực đô thị, chiếm 95,38%. Ngoài TP Quy Nhơn, thị xã An Nhơn cũng có năng lực thu gom rác thải tương đối tốt. Tuy nhiên, tại huyện Tuy Phước và thị xã Hoài Nhơn, lượng CTR sinh hoạt phát sinh rất lớn, đứng thứ 2, 3 của tỉnh song tỷ lệ thu gom rất thấp, chỉ đạt được từ 59 - 63% nên rác thải vẫn còn tồn lưu ngoài môi trường nhiều. Theo số liệu thống kê do Sở Xây dựng thực hiện từ năm 2021 đến nay, thị xã An Nhơn và Hoài Nhơn đã được trang bị phương tiện thu gom và mở rộng vùng thu gom CTR sinh hoạt nên tỷ lệ thu gom tại các đô thị trên địa bàn tỉnh tăng lên. (Công ty cổ phần môi trường đô thị, 2022).

Tại khu vực nông thôn, công tác thu gom vận chuyển được tổ chức thu gom tại các điểm dân cư tập trung, CTRSH được tập kết ven trục đường chính với tần suất từ 1 - 3 lần/tuần, tùy khu vực. Định kỳ hợp tác xã, tổ vệ sinh thu gom về điểm tập kết của xã hoặc các điểm tập kết tự phát, sau đó đơn vị thu gom vận chuyển của địa phương sẽ đến thu gom vận chuyển bằng xe chở rác chuyên dụng hoặc xe thô sơ về bãi rác của từng địa phương để xử lý. Ở một bộ phận các khu dân cư không tập trung, hệ thống giao thông không đáp ứng cho phương tiện CTR được chôn lấp, đốt bỏ, xả thải ra môi trường. Ở một số địa phương như An Lão, Phù Cát, Vân Canh, Hoài Ân đường giao thông tiếp cận bãi rác chưa được đầu tư xây dựng hoàn thiện nên điều kiện tiếp cận bãi rác chưa thuận lợi, việc thu gom, vận chuyển xử lý CTR sinh hoạt còn hạn chế.



Hình 3. Tỷ lệ thu gom CTRSH theo các địa phương của tỉnh Bình Định.

Việc thu gom, vận chuyển CTR sinh hoạt tại địa phương được thực hiện bởi các xe chở rác chuyên dụng, xe ô tô tải, xe đẩy tay. Theo số liệu khảo sát từ 56 đơn vị thu gom vận chuyển rác thải tại địa phương cho thấy do số lượng xe được trang bị vẫn chưa đáp ứng nhu cầu nên một số huyện vẫn còn phải sử dụng xe tải loại nhỏ, xe công nông hoặc các phương tiện thô sơ khác. Tổng số lượng phương tiện phục vụ thu gom, vận chuyển rác thải của địa phương gồm: khoảng 45 xe chuyên dùng; 30 xe tải Chiến Thắng; 30 xe ben, xe độ chế và 528 xe đẩy tay. Hiện tại chỉ có thành phố Quy Nhơn tổ chức đấu thầu đối với hoạt động thu gom và xử lý rác thải sinh hoạt (bao gồm cả chi phí quét dọn đường phố, khu vực công cộng). Tại các địa phương còn lại, công tác thu gom, vận chuyển, xử lý rác thải được giao cho các đơn vị công ích (Ban Quản lý DADT và PTQĐ, Ban quản lý vệ sinh môi trường và nước sạch, Hạt giao thông công chính,...) thông qua hình thức giao trực tiếp. Ở cấp xã, một số địa phương giao khoán hoặc hợp đồng với các doanh nghiệp tư nhân, hợp tác xã hoặc cá nhân thực hiện. (Sở Tài nguyên và Môi trường tỉnh Bình Định, 2022).

Toàn bộ CTRSH tại Bình Định sau thu gom được xử lý bằng phương pháp chôn lấp. Toàn tỉnh hiện có 05 bãi chôn lấp (BCL) CTR cấp huyện xây dựng đảm bảo hợp vệ sinh (có chống thấm và có hệ thống xử lý nước thải) là: BCL Long Mỹ (TP Quy Nhơn), BCL huyện Tây Sơn, BCL Phù Cát, BCL Phù Mỹ và BCL thị xã Hoài Nhơn. Tỷ lệ rác thải được chôn lấp hợp vệ sinh trên toàn tỉnh theo thống kê đạt khoảng 41,7% với khối lượng rác thải thu gom, xử lý là 429,4 tấn/ngày. Tuy nhiên hầu hết các BCL đang hoạt động đều đã xấp xỉ hoặc vượt công suất thiết kế như: BCL Thành phố Quy Nhơn, Phù Cát và thị xã Hoài Nhơn trong đó có những BCL vượt công suất gần gấp 2 lần như: BCL Phù Cát và BCL thị xã Hoài Nhơn. Với khả năng tiếp nhận CTR tiếp tục gia tăng như hiện nay sẽ dẫn đến rút ngắn tuổi thọ các BCL, gây áp lực lên công tác thu gom, xử lý trong thời gian tới.

Ngoài ra, CTRSH tại địa phương còn được xử lý ở 05 bãi chôn lấp CTR chưa được xây dựng đảm bảo hợp vệ sinh tại các huyện Vân Canh, Hoài Ân, An Lão, Vĩnh Thạnh, Thị xã An Nhơn và 28 bãi chôn lấp CTR cấp xã và nhiều ô chôn lấp cấp thôn. Riêng BCL thị xã An Nhơn có chống thấm ô chôn lấp nhưng không có hệ thống xử lý nước rỉ rác. Hiện nay, công tác quản lý và vận hành các bãi chôn lấp chủ yếu được giao cho các đơn vị sự nghiệp, công ích (UBND tỉnh Bình Định, 2020). Tỷ lệ rác thải được xử lý bằng phương pháp này chiếm tỷ lệ lớn, khoảng 56,8% lượng rác thải xử lý. Nhìn chung, đối với các bãi chôn lấp CTRSH không hợp vệ sinh và các điểm chôn lấp CTRSH tạm, công tác xử lý môi trường hầu như không được chú trọng đã gây ra tình trạng ô nhiễm dẫn tới những khó khăn trong việc quản lý môi trường tại các BCL.

Ngoài việc xử lý rác thải tại các BCL CTR sinh hoạt, rác thải còn được tái chế song tỷ lệ rất thấp, khoảng 2% lượng rác thải xử lý của tỉnh. Theo thống kê, toàn tỉnh có 03 nhà máy sử dụng công nghệ tái chế, tái sử dụng CTRSH nhưng đều hoạt động không hiệu quả, đa phần tạm dừng

hoạt động là Nhà máy chế biến và xử lý rác thải sinh hoạt tại phường Hoài Thanh, thị xã Hoài Nhơn của Công ty TNHH chế biến rác thải Duy Anh công suất khoảng 10 tấn/ngày (đang tạm dừng hoạt động để cải tạo dự án theo chỉ đạo của UBND tỉnh); nhà máy chế biến phân compost của Hợp tác xã nông nghiệp Nhơn Phú tại phường Nhơn Phú, thành phố Quy Nhơn công suất khoảng 01 tấn/ngày và Nhà máy phân compost Long Mỹ của Công ty Cổ phần Môi trường đô thị Bình Định tại thôn Thanh Long, xã Phước Mỹ, TP Quy Nhơn, công suất khoảng 05 tấn/ngày.

Hiện nay, tại địa phương đang có nhiều dự án đang và dự kiến đầu tư trên địa bàn tỉnh như Dự án Bãi xử lý CTR sinh hoạt tại xã Canh Hiệp, huyện Vân Canh, Dự án Mở rộng BCL CTR sinh hoạt huyện Phù Cát; Xây dựng mở rộng khu chôn lấp CTR sinh hoạt tại Long Mỹ và Khu xử lý chất thải rắn phục vụ Khu kinh tế Nhơn Hội. Ngoài ra, địa phương đang đầu tư xây dựng thêm lò đốt rác thải sinh hoạt tại Thôn Tây, xã Nhơn Châu, TP Quy Nhơn với công suất thiết kế 330 kg/giờ và tại xã An Hòa, huyện An Lão, công suất thiết kế 1.000 kg/giờ.

3.3. Hiện trạng quản lý CTR

- Hoạt động phân loại rác tại nguồn chưa được thực hiện triệt để, chưa có chương trình có sức hấp dẫn thuyết phục để tạo thành thói quen phân loại CTRSH tại gia đình tại các hộ dân, hầu hết ở quy mô nhỏ, mang tính tự phát, chủ yếu do các hộ gia đình và công nhân vệ sinh môi trường thực hiện và bán cho các cơ sở thu mua phế liệu;

- Các địa phương chưa thực hiện đồng bộ việc quy hoạch và tổ chức mạng lưới thu gom CTR đến cấp xã/phường; thiếu cơ chế, chính sách cụ thể nhằm thúc đẩy, đẩy mạnh xã hội hóa hoạt động thu gom vận chuyển rác thải sinh hoạt;

- Tần suất thu gom CTRSH có sự khác nhau tại các địa phương dẫn đến những khu vực có tần suất thu gom thấp, đặc biệt khu vực nông thôn, các khu vực điều kiện đi lại khó khăn, lượng rác thải thu gom thấp, rác thải thường được đem đốt tại hộ gia đình hoặc vứt bỏ ngoài môi trường, gây ô nhiễm;

- Lượng CTRSH không ngừng gia tăng về lượng và thành phần chất thải rắn sinh hoạt phức tạp, khó phân loại; một số địa phương có địa bàn rộng, dân cư bố trí rời rạc không tập trung nên khó bố trí đầy đủ phương tiện thu gom. Năng lực trang thiết bị ở một số địa phương còn yếu, thiếu không triển khai được hoạt động thu gom hoặc vẫn tổ chức thu gom nhưng đem chôn lấp tạm tại hồ rác của xã (UBND tỉnh Bình Định, 2022). Việc triển khai quy hoạch xây dựng các BCL hợp vệ sinh đòi hỏi kinh phí lớn, địa phương không đáp ứng đủ, đặc biệt, các huyện chưa có BCL hợp vệ sinh đều là các huyện miền núi, trung du, ngân sách còn hạn chế;

- Công tác quản lý chất thải rắn chưa thực hiện đồng bộ ở các ngành, các cấp trong tỉnh. Đối với hoạt động thu gom, vận chuyển và xử lý rác thải sinh hoạt chưa được phân định rõ ràng giữa ngành xây dựng và tài nguyên môi trường, ở cấp huyện chưa được giao cụ thể cho phòng ban nào phụ trách. Đội ngũ cán bộ làm công tác quản lý môi trường các cấp, nhất là cấp huyện, xã chưa quan tâm, thực hiện đồng bộ công tác quản lý chất thải rắn tại các địa phương. Năng lực thu gom rác thải của các huyện còn thấp, chưa đáp ứng nhu cầu của người dân trên toàn địa bàn huyện; các bãi chôn lấp rác thải vượt công suất thiết kế, rút ngắn thời gian sử dụng ô chôn lấp nhưng chưa được nâng cấp, mở rộng.

- Kinh phí phục vụ công tác thu gom vận chuyển chất thải rắn sinh hoạt chủ yếu được lấy từ Ngân sách Nhà nước và nguồn thu từ giá dịch vụ thu gom theo từng địa phương. Tuy nhiên, theo kết quả tham vấn cộng đồng cho thấy nhiều địa phương kiến nghị nguồn thu này không đủ chi cho hoạt động, cần phải bù đắp từ ngân sách địa phương. Tổng chi phí cho hoạt động thu gom, vận chuyển ước tính khoảng 120 đến 130 tỷ đồng/năm. Trong đó, nguồn thu từ dịch vụ của hộ gia đình, cá nhân khoảng 60 đến 67 tỷ đồng/năm, còn lại là khoản chi từ Ngân sách Nhà nước. Tuy nhiên chủ yếu tập trung tại thành phố Quy Nhơn (chiếm khoảng 78 - 80%), các địa phương khác có mức chi từ ngân sách thấp, có huyện không chi ngân sách cho công tác quản lý chất thải

rắn. Tỷ lệ nộp phí thu gom rác thải thấp, chỉ đạt 56,11% (Chi cục Bảo vệ Môi trường tỉnh Bình Định, 2021). Kết quả đánh giá cũng cho thấy các địa phương có tỷ lệ thu phí thấp thường là nơi có tỷ lệ thu gom rác thải thấp.

- 04/11 địa phương gồm huyện Tây Sơn, Vân Canh, Vĩnh Thạnh và Tuy Phước chưa xây dựng giá tối đa đối với dịch vụ thu gom, vận chuyển rác thải sinh hoạt trình UBND tỉnh ban hành. Hiện các địa phương này tạm thực hiện giá dịch vụ theo Quyết định số 84/2016/QĐ-UBND ngày 21/12/2016 của UBND tỉnh về việc ban hành giá dịch vụ thu gom, vận chuyển rác thải sinh hoạt trên địa bàn tỉnh Bình Định.

- Công tác kiểm tra, xử lý các hành vi vi phạm về thải bỏ rác thải không đúng nơi quy định vẫn chưa được quan tâm thực hiện;

- Công tác xã hội hóa hoạt động thu gom, vận chuyển và xử lý rác thải còn hạn chế, chưa tạo động lực thu hút các nhà đầu tư tham gia; phương thức đấu thầu, lựa chọn nhà đầu tư thực hiện các dự án xử lý rác thải còn có một số bất cập, chưa thu hút được các nhà đầu tư lớn, chuyên nghiệp thực hiện các dự án tại địa phương.

3.4. Đề xuất giải pháp quản lý CTR

Với các yêu cầu ngày càng nghiêm ngặt hơn về chất lượng môi trường, đòi hỏi địa phương cần phải đầu tư nhiều hơn từ hạ tầng, quy mô thu gom đến phương tiện, công nghệ xử lý rác. Theo dự báo của Sở TN&MT Bình Định, lượng CTRSH trên địa bàn tỉnh tăng 5%/năm, đến năm 2025, lượng CTRSH phát sinh trên địa bàn tỉnh sẽ vào khoảng 1.200 tấn/ngày và năm 2035 là 1.500 tấn/ngày (Ủy ban nhân dân tỉnh Bình Định, 2020). Với mục tiêu đến năm 2035, tỷ lệ thu gom CTR của tỉnh Bình Định sẽ đạt 100% tại khu vực đô thị loại 1 và trên 80% tại khu vực nông thôn thì việc định hướng giải pháp quản lý CTR sinh hoạt là việc làm cần thiết, đảm bảo chất lượng môi trường cho địa phương. Một số giải pháp được kiến nghị đề xuất như sau:

- Xây dựng các mô hình phân loại CTR sinh hoạt tại nhà để thu hồi các loại có khả năng tái sử dụng, tái chế bên cạnh đó bổ sung thêm các phương tiện và hệ thống thu gom phù hợp để đảm bảo hiệu quả xử lý cuối nguồn theo định hướng phát triển các Nhà máy xử lý rác thải;

- Lựa chọn giải pháp xử lý CTR sinh hoạt phù hợp với địa phương, thay thế dần phương pháp chôn lấp truyền thống như thiêu hủy bằng lò đốt, ứng dụng công nghệ vi sinh sản xuất phân compost, hướng tới xây dựng Khu liên hợp xử lý CTR. Thúc đẩy các thủ tục triển khai xây dựng các dự án xử lý CTR để nâng cao năng lực xử lý rác cho địa phương, trong đó xây dựng Nhà máy xử lý rác thải khu vực phía Bắc tỉnh tại TX Hoài Nhơn, Nhà máy xử lý CTR Long Mỹ, TP Quy Nhơn với công nghệ làm phân compost và tái chế bao bì nhựa,... đồng thời thực hiện lắp đặt lò đốt rác thải sinh hoạt tại xã Nhơn Châu, TP Quy Nhơn. Trong chiến lược thực hiện chương trình nông thôn mới, các địa phương nên bổ sung quy hoạch cụ thể các điểm, các vị trí xây dựng BCL hợp vệ sinh trong giai đoạn 2020-2025.

- Từng địa phương, huyện, thị xã, thành phố cần xây dựng phương án quản lý CTR sinh hoạt cụ thể với trọng tâm là cơ chế xã hội hóa, phương án hỗ trợ công tác thu gom, hoàn thiện mạng lưới thu gom, vận chuyển và xử lý CTR. Trong đó, tại các khu vực chưa có hoạt động thu gom, đề xuất thành lập đội tổ thu gom với chính quyền thôn đứng ra đảm nhận, xã, phường hỗ trợ cho hoạt động gồm lương, thù lao còn huyện, tỉnh hỗ trợ phương tiện, trang thiết bị thu gom, dụng cụ chứa, gắn với quy chế xây dựng nông thôn mới. Cần quy hoạch các điểm tập kết, trung chuyển, xử lý phù hợp.

- Rà soát đánh giá cụ thể các mức chi tiêu hao cần thiết cho hoạt động thu gom, vận chuyển và xử lý CTRSH của từng địa phương để giúp cơ quan quản lý Nhà nước thống nhất ban hành mức kinh phí bù trợ giá cho công tác này một cách hiệu quả công bằng.

- Tăng cường công tác thanh tra, kiểm tra, giám sát các hoạt động liên quan đến lĩnh vực môi trường trên địa bàn, xử lý nghiêm những hành vi vi phạm theo quy định hiện hành của pháp luật; tăng cường công tác quan trắc môi trường trong quản lý để kịp thời cảnh báo diễn biến ô nhiễm,

đặc biệt là các điểm quan trắc tại bãi rác. Áp dụng các chế tài xử phạt hành chính trong lĩnh vực bảo vệ môi trường gắn liền với công tác quản lý xã hội.

- Xây dựng quy chế, chế độ báo cáo định kỳ hàng năm từ các địa phương về nội dung liên quan đến hoạt động thu gom, vận chuyển, xử lý CTRSH.

- Tổ chức tuyên truyền nâng cao nhận thức của các hộ dân địa phương về công tác bảo vệ môi trường, hạn chế xả thải bừa bãi, tích cực hoạt động thu gom và đóng phí đúng quy định.

4. Kết luận và kiến nghị

Kết quả đánh giá cho thấy trung bình mỗi ngày trên địa bàn xã Vạn Thạnh phát sinh 1.030 tấn CTR sinh hoạt với lượng phát sinh lớn nhất tại TP Quy Nhơn. Tỷ lệ thu gom CTR sinh hoạt trên địa bàn tỉnh thấp, chiếm khoảng 68,46% tổng lượng rác phát sinh trong đó tỷ lệ thu gom ở nông thôn thấp, chỉ đạt 52,48%. Thành phố Quy Nhơn là địa phương quản lý tốt nhất CTRSH, tỷ lệ thu gom rác thải đạt mức cao ở khu vực đô thị, chiếm 95,38%. Nhiều khu vực ở xa, chưa có tuyến thu gom, CTR sinh hoạt tại đây chủ yếu được gom lại, xử lý tại chỗ bằng phương pháp đốt thủ công, không đảm bảo các quy chuẩn môi trường hiện hành. Nhận thức của người dân trên địa bàn tỉnh đối với việc phân loại, thu gom và xử lý CTR còn chưa cao. Chất thải rắn chưa được phân loại tại nguồn, hầu hết được xử lý bằng phương pháp chôn lấp tại 05 BCL hợp vệ sinh, 05 BCL cấp huyện không hợp vệ sinh và khoảng 28 BCL CTR cấp xã và nhiều ô chôn lấp cấp thôn. Công tác quản lý chất thải rắn chưa thực hiện đồng bộ ở các ngành, các cấp trong tỉnh. Năng lực thu gom rác thải của các huyện còn thấp, chưa đáp ứng nhu cầu của người dân trên toàn địa bàn huyện; các bãi chôn lấp rác thải vượt công suất thiết kế, rút ngắn thời gian sử dụng ô chôn lấp nhưng chưa được nâng cấp, mở rộng. Kinh phí phục vụ công tác thu gom vận chuyển chất thải rắn sinh hoạt chủ yếu được lấy từ Ngân sách Nhà nước và nguồn thu từ giá dịch vụ thu gom theo từng địa phương. Tuy nhiên, theo kết quả đánh giá cho thấy nguồn thu này chưa đáp ứng đủ chi phí hoạt động, cần phải bù đắp từ ngân sách địa phương. Tỷ lệ nộp phí thu gom rác thải thấp, chỉ đạt 56,11%.

Do đó, để tăng cường hiệu quả công tác quản lý CTR sinh hoạt tại địa phương, cần thực hiện đồng bộ các giải pháp từ công tác quản lý hành chính nhà nước đến các giải pháp kỹ thuật như phân loại, thu gom và xử lý nhằm kiểm soát ô nhiễm, giảm thiểu tác động của CTR đến môi trường hướng tới phát triển kinh tế xanh - bền vững cho tỉnh Bình Định.

Tài liệu tham khảo

Chi cục Bảo vệ Môi trường tỉnh Bình Định, 2021. Báo cáo về công tác quản lý chất thải rắn sinh hoạt trên địa bàn tỉnh.

Công ty Cổ phần Môi trường Bình Định, 2022. Báo cáo công tác thu gom rác thải sinh hoạt năm 2022.

Sở Tài nguyên và Môi trường tỉnh Bình Định, 2022. Đề án quản lý chất thải rắn sinh hoạt tỉnh Bình Định đến năm 2025.

Trung tâm Quan trắc Tài nguyên và môi trường, 2020. Điều tra, đánh giá hiện trạng thu gom, vận chuyển, xử lý chất thải rắn sinh hoạt trên địa bàn tỉnh.

UBND tỉnh Bình Định, 2020. Báo cáo Quy hoạch tỉnh Bình Định thời kỳ 2021-2030, tầm nhìn đến năm 2050.

UBND tỉnh Bình Định, 2021. Báo cáo thực trạng tỉnh Bình Định thời kỳ 2021-2030, tầm nhìn đến năm 2050.

UBND tỉnh Bình Định, 2022. Báo cáo công tác Bảo vệ môi trường tỉnh Bình Định năm 2021.

Assess the status of domestic solid waste management in Binh Dinh province and propose the management solutions

Tran Thi Thanh Thuy

Hanoi University of Mining and Geology

Corresponding author: tranthithanhthuy@hmg.edu.vn

Abstract

The management of domestic solid waste is very important in environmental protection and public health in Binh Dinh province. By the document collection method, field survey, sampling, sorting waste and community consultation, the study has assessed that the total amount of domestic solid waste generated in Binh Dinh province is 1,030 tons/day, of which, the urban area is 546.75 tons/day and the rural area is 483.38 tons/day. The rate of domestic solid waste collection is not equal between urban and rural areas, averaging about 65%, of which the highest rate in Quy Nhon City is 95.38%, and the lowest rate in An Lao district is 34.39%. The province has about 50 solid waste collection and transportation units in which the collection system in urban areas is relatively complete, the frequency of collection is 3 to 7 times/week, while in rural areas, the collection frequency is lower, about 1 to 3 times/week. According to the survey data from 56 domestic solid waste collection and transportation units, vehicles have not reached the demand. Some districts still use small trucks, agricultural vehicles or other rudimentary vehicles that do not meet the standards. Domestic solid waste is mainly unseparated at the source, usually treated by landfill method at 5 sanitary landfills with a capacity of 429,4 tons/day, 5 unsanitary landfills with a capacity of 185,75 tons/day and 29 other landfills in the province. Domestic solid waste has not been collected and treated to meet standards, especially in the rural and mountainous districts, affecting the local environmental quality. Since then, the research has proposed the appropriate solutions for daily-life solid waste management to protect the environment and ensure sustainable socio-economic development for Binh Dinh province.

Keywords: *management; collection; treatment; domestic solid waste; Binh Dinh province.*

ĐẶC ĐIỂM CÁC NGUỒN THẢI, MÔI TRƯỜNG NƯỚC SÔNG VÀ KHẢ NĂNG TIẾP NHẬN NƯỚC THẢI CỦA MỘT SỐ SÔNG CHÍNH THUỘC LƯU VỰC SÔNG KÔN - HÀ THANH

Vũ Mạnh Hải*, Đặng Minh Huy, Phạm Trung Hiếu, Đặng Văn Quyền, Nguyễn Quốc Ân, Huỳnh Thị Thu Thủy, Lê Chấn Trung, Tô Nguyễn Hồng Nhung

Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra Tài nguyên nước miền Trung

**Tác giả chịu trách nhiệm: manhhai1304@yahoo.com*

Tóm tắt

Đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải của các sông, suối có ý nghĩa quan trọng đối với phát triển kinh tế - xã hội của các địa phương. Khả năng tiếp nhận nước thải của các sông, suối phụ thuộc vào đặc điểm chất lượng của nguồn nước, chức năng sử dụng của nguồn nước và đặc điểm các nguồn thải trong lưu vực. Trong nghiên cứu này, hiện trạng các nguồn thải, hiện trạng chất lượng nước trong sông, suối đã được điều tra và sức chịu tải đã được đánh giá đối với các sông, suối chính của lưu vực sông Kôn - Hà Thanh. Các nguồn thải chính trong lưu vực Kôn - Hà Thanh là từ sinh hoạt, công nghiệp, chăn nuôi, y tế và một số loại hình khác. Sức chịu tải đã được đánh giá cho 19 đoạn sông đối với 5 thông số môi trường, gồm: BOD₅, COD, NH₄⁺, tổng Ni-tơ (TN) và tổng Phốt-pho (TP). Các phương pháp đánh giá sức chịu tải được sử dụng gồm trực tiếp, gián tiếp và mô hình. Kết quả đánh giá cho thấy, có nhiều đoạn sông không còn khả năng tiếp nhận nước thải, đặc biệt là đối với thông số TN. Cụ thể, số đoạn sông đã hết khả năng tiếp nhận nước thải đối với TN và TP, NH₄⁺, BOD₅ và COD lần lượt là 19/19, 10/19, 7/19, 3/19 và 3/19 đoạn.

Từ khóa: Kôn - Hà Thanh; nguồn thải; sức chịu tải; khả năng tiếp nhận nước thải.

1. Đặt vấn đề

Trong những năm qua, Chính phủ, các Bộ, ngành và địa phương đã triển khai nhiều biện pháp nhằm kiểm soát việc phát thải, xả thải vào môi trường nói chung và môi trường nước nói riêng; ngăn chặn tình trạng ô nhiễm và bảo vệ nguồn nước, đặc biệt chú trọng vấn đề đánh giá khả năng tiếp nhận nước thải, sức chịu tải của nguồn nước. Điều 8, mục 1, Chương II của Luật Bảo vệ môi trường số 72/2020/QH14 quy định rõ các nội dung bảo vệ môi trường nước mặt, bao gồm: thống kê, đánh giá, giảm thiểu và xử lý nước thải xả vào môi trường nước mặt; Quan trắc, đánh giá chất lượng nước, trầm tích, môi trường thủy sinh của nguồn nước mặt và công khai thông tin phục vụ quản lý, khai thác và sử dụng nước mặt; Điều tra, đánh giá khả năng chịu tải của môi trường nước mặt; công bố các khu vực môi trường nước mặt không còn khả năng chịu tải; đánh giá hạn ngạch xả nước thải vào môi trường nước mặt; Xử lý ô nhiễm, cải tạo, phục hồi và cải thiện môi trường nước mặt bị ô nhiễm; Quan trắc, đánh giá chất lượng môi trường nước mặt, trầm tích sông liên quốc gia và chia sẻ thông tin phù hợp với quy định của pháp luật về bảo vệ môi trường, pháp luật và thông lệ quốc tế. Đồng thời quy định trách nhiệm của các cơ quan, tổ chức, cá nhân trong việc bảo vệ môi trường nước mặt, theo đó, trách nhiệm của Bộ Tài nguyên và Môi trường đối với bảo vệ môi trường nước mặt là: Hướng dẫn đánh giá khả năng chịu tải của môi trường nước mặt đối với sông, hồ; hướng dẫn đánh giá chất lượng môi trường nước mặt; Tổ chức thực hiện đánh giá chất lượng môi trường nước mặt; xây dựng và trình Thủ tướng Chính phủ ban hành kế hoạch quản lý chất lượng môi trường nước mặt đối với sông, hồ liên tỉnh có vai trò quan trọng trong phát triển kinh tế - xã hội, bảo vệ môi trường.

Lưu vực sông Kôn - Hà Thanh nằm ở sườn Đông của dãy Trường Sơn, thuộc vùng duyên hải Nam Trung Bộ, chảy trên địa bàn 3 tỉnh Quảng Ngãi, Gia Lai và Bình Định. Tổng diện tích lưu vực là 3.809 km², phần lớn diện tích lưu vực nằm trên địa bàn phía Tây và Nam của tỉnh Bình Định với khoảng 3.370 km² (khoảng 56% diện tích toàn tỉnh); một phần nhỏ với diện tích khoảng 425 km² phía thượng và trung lưu thuộc địa bàn tỉnh Gia Lai (khoảng 3% diện tích toàn tỉnh) và một

phần diện tích rất nhỏ phía thượng nguồn khoảng 14 km² thuộc tỉnh Quảng Ngãi. Do đó, đặc điểm nguồn nước (số lượng và chất lượng) của lưu vực này đóng vai trò rất quan trọng đối với sự phát triển kinh tế - xã hội của tỉnh Bình Định, phần phía Đông - Bắc tỉnh Gia Lai nói riêng, cũng như khu vực Nam Trung Bộ nói chung.

Hoạt động sản xuất trên địa bàn lưu vực ngày càng phát triển, mở rộng cả về số lượng và quy mô sản xuất, qua đó đem lại hiệu quả về kinh tế - xã hội cho địa phương. Tuy nhiên, cũng làm phát sinh các vấn đề về môi trường đáng quan tâm. Một số doanh nghiệp, cơ sở dịch vụ, dự án đầu tư, cụm công nghiệp (CCN) có lượng nước thải phát sinh, thuộc trường hợp phải xây dựng hệ thống xử lý nước thải, nhưng thực tế chưa đầu tư xây dựng hệ thống xử lý nước thải; một số đã đầu tư xây dựng hệ thống xử lý nước thải, song chưa đảm bảo yêu cầu. Những điều này đã gây ảnh hưởng xấu đến chất lượng các nguồn nước thuộc lưu vực Kôn - Hà Thanh. Hiện tượng nhiều thông số chất lượng nước có giá trị hàm lượng vượt giới hạn cho phép (GHCP) đã được ghi nhận với xu hướng tăng dần về phía hạ lưu sông và tăng cao tại các khu vực dân cư tập trung dọc ven sông. Do đó, việc kiểm soát xả thải cần được tăng cường, đặc biệt đối với dòng chính sông Kôn và sông Hà Thanh. Song song với nó là việc thực hiện công tác đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải của các sông liên tỉnh, sông nội tỉnh quan trọng thuộc lưu vực sông Kôn - Hà Thanh, đồng thời đề xuất giải pháp bảo vệ môi trường nước phục vụ phát triển kinh tế - xã hội bền vững là một đòi hỏi cấp bách, là căn cứ phục vụ công tác quản lý, cấp phép, quy hoạch và bảo vệ tài nguyên nước, góp phần cho mục tiêu phát triển kinh tế - xã hội bền vững cho các địa phương trên lưu vực, gồm các tỉnh Bình Định và Gia Lai.

Bài báo này tổng hợp kết quả thực hiện nội dung đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải đối với các sông, suối quan trọng thuộc lưu vực sông Kôn - Hà Thanh trong khuôn khổ dự án “Đánh giá sức chịu tải các sông liên tỉnh, liên quốc gia thuộc lưu vực sông Kôn - Hà Thanh và đề xuất giải pháp bảo vệ môi trường nước phục vụ phát triển kinh tế - xã hội bền vững”, được phê duyệt theo các quyết định số 828b/QĐ-BTNMT ngày 29 tháng 4 năm 2021 của Bộ trưởng Bộ Tài nguyên và Môi trường về việc phê duyệt nội dung, dự toán và Quyết định số 2698/QĐ-BTNMT, ngày 14 tháng 10 năm 2022 của Bộ trưởng Bộ Tài nguyên và Môi trường về việc phê duyệt điều chỉnh nội dung, khối lượng, dự toán kinh phí dự án “Đánh giá sức chịu tải các sông liên tỉnh, liên quốc gia thuộc lưu vực sông Kôn - Hà Thanh và đề xuất giải pháp bảo vệ môi trường nước phục vụ phát triển kinh tế - xã hội bền vững” (gọi tắt là dự án Kôn - Hà Thanh). Dự án thực hiện từ năm 2021 và sẽ kết thúc vào năm 2023, do Trung tâm Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước quốc gia là đơn vị chủ trì, Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước miền Trung là đơn vị thực hiện.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Dữ liệu đánh giá nguồn thải và nguồn tiếp nhận

Số liệu sử dụng cho việc đánh giá nguồn thải và nguồn tiếp nhận là số liệu điều tra, thu thập tại khu vực nghiên cứu, cụ thể là số liệu công tác lấy và phân tích mẫu nguồn thải, nguồn tiếp nhận của dự án Kôn - Hà Thanh, các số liệu thu thập từ mạng quan trắc môi trường tỉnh Bình Định và một số dự án khác. Dự án Kôn - Hà Thanh tiến hành lấy và phân tích mẫu nước các nguồn thải (gồm các nguồn thải tập trung dạng điểm, một số mẫu đại diện cho các nguồn thải phân tán dạng diện) và mẫu các nguồn tiếp nhận (sông, suối cần đánh giá sức chịu tải). Có tổng số 149 điểm lấy mẫu (45 vị trí nguồn tiếp nhận và 104 vị trí mẫu nguồn thải). Tại mỗi vị trí tiến hành lấy 10 lần mẫu trong mùa khô (tháng 2 - 4/2022), với tần suất 3 ngày/lần lấy mẫu. Các thông số phân tích bao gồm 5 thông số đánh giá sức chịu tải (BOD₅, COD, NH₄⁺, TN và TP) và một số thông số đo đặc ngoài thực địa (pH, EC/TDS, DO). Giá trị sử dụng tính toán là giá trị trung bình của các lần lấy mẫu như đã nêu. Bên cạnh đó, dự án cũng tiến hành thu thập các kết quả từ mạng quan trắc môi trường tỉnh Bình Định và một số dự án khác trong khu vực phục vụ công tác tính toán, đánh giá, bao gồm cả việc thiết lập, hiệu chỉnh và kiểm định mô hình chất lượng nước phục vụ đánh giá sức chịu tải. Nhìn chung, công tác lấy, bảo quản và vận chuyển

mẫu tuân thủ các quy định kỹ thuật hiện hành; các đơn vị thực hiện việc phân tích mẫu có đủ năng lực phân tích các chỉ tiêu theo giấy phép được cấp bởi cơ quan có thẩm quyền.

Kết quả công tác phân tích mẫu chất lượng nước (nguồn thải và nguồn tiếp nhận) cho phép đánh giá hiện trạng các nguồn thải trên lưu vực về hiện trạng phân bố và diễn biến tải lượng của các nguồn (theo không gian). Chất lượng nước các nguồn tiếp nhận cũng được đánh giá thông qua diễn biến nồng độ các chất theo không gian. Đồng thời mối liên hệ (về không gian) giữa sự phân bố các nguồn thải và tổng tải lượng của các tiểu lưu vực (của từng đoạn sông), từng khu vực với chất lượng nước nguồn tiếp nhận của từng đoạn sông tương ứng.

2.2. Đánh giá sức chịu tải, phương pháp tiếp nhận nước thải

2.2.1. Tổng quan về phương pháp đánh giá nước thải và khả năng tiếp nhận nước thải

Sức chịu tải của một đoạn sông/nguồn nước được tính toán dựa trên giới hạn tối đa có thể chấp nhận để đảm bảo các yêu cầu về chất lượng nước sông đối với một thông số môi trường. Yêu cầu về chất lượng nước sông (xác định tại điểm đại diện/điểm kiểm soát của đoạn sông/nguồn nước đánh giá) tùy thuộc vào mục đích sử dụng nguồn nước, được thể hiện thông qua giá trị nồng độ tối đa của thông số theo quy định (ở Việt Nam hiện nay quy chuẩn chất lượng nước sông được quy định trong QCVN 08:2023/BTNMT). Hiện nay, có ba phương pháp đánh giá sức chịu tải, gồm: phương pháp trực tiếp, phương pháp gián tiếp và phương pháp mô hình. Trong đó, về cơ bản phương pháp trực tiếp và phương pháp gián tiếp có cách tiếp cận cơ bản như nhau, dựa trên định luật bảo toàn khối lượng. Trong khi đó phương pháp mô hình sử dụng các mô hình mô phỏng, có xét đến sự biến đổi của nồng độ chất ô nhiễm xảy ra do các quá trình hóa - lý xảy ra trong sông [1]. Cụ thể như sau:

*** Phương pháp trực tiếp và gián tiếp**

Cách tiếp cận của các phương pháp đánh giá trực tiếp và gián tiếp đều giống nhau, theo đó sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải được xác định dựa trên định luật bảo toàn vật chất thông qua các phương trình cân bằng vật chất mà trong đó, khả năng tiếp nhận nước thải là thành phần duy nhất cần xác định (chưa biết) của phương trình. Cụ thể, trong phương pháp gián tiếp, khả năng tiếp nhận nước thải được xác định theo phương trình sau [2]:

$$L_{tn} = (L_{td} - L_{nn} - L_t) \times F_s \quad (1)$$

Trong đó:

- L_{tn} : khả năng tiếp nhận nước thải, sức chịu tải đối với từng thông số ô nhiễm [kg/ngày];
- L_{td} : tải lượng tối đa, phụ thuộc vào chức năng sử dụng nguồn nước [kg/ngày];
- L_{nn} : tải lượng hiện có trong nguồn nước đánh giá [kg/ngày];
- L_t : tải lượng thông số ô nhiễm từ các nguồn nước thải bổ sung vào nguồn nước [kg/ngày];
- F_s : hệ số an toàn, phụ thuộc vào điều kiện thực tế (mức độ tin cậy của tài liệu).

Phương pháp trực tiếp cơ bản giống như phương pháp gián tiếp (nêu trên), điều khác biệt duy nhất là phương pháp trực tiếp không tính toán lượng thải bổ sung vào nguồn nước, thay vào đó, chất lượng nước của nguồn tiếp nhận được kiểm soát ở cuối đoạn sông, sau khi đã tiếp nhận tất cả các nguồn thải trên lưu vực của đoạn sông đó. Và do vậy, khác với phương pháp gián tiếp được áp dụng đối với các đoạn sông có các nguồn thải có thể kiểm soát, tính toán tải lượng bổ sung vào nguồn nước, phương pháp trực tiếp áp dụng cho các đoạn không có nguồn thải tập trung dạng điểm đổ trực tiếp vào nguồn nước.

*** Phương pháp mô hình**

Khác với phương pháp trực tiếp và gián tiếp dựa vào định luật bảo toàn khối lượng, phương pháp mô hình dùng các thuật toán mô phỏng để tính toán, đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải trên cơ sở xem xét đến toàn bộ các quá trình biến đổi vật chất (tự làm sạch) của các chất ô nhiễm do toàn bộ các quá trình hóa - lý xảy ra trong suốt quá trình các nguồn thải

được phát sinh từ nguồn, tiếp cận đến sông và di chuyển đến điểm kiểm soát. Cách tiếp cận này được gọi là phân tích lưu vực, khi mối quan hệ giữa chất lượng nguồn nước tại điểm kiểm soát và tải lượng phát sinh tại nguồn được đánh giá trong sự biến đổi phức tạp, phù hợp với thực tế được mô phỏng, kiểm soát bằng các thuật toán. Do vậy, phương pháp mô hình thường được áp dụng cho các đoạn sông có điều kiện thủy động lực và thủy hóa phức tạp (ví dụ các đoạn sông chịu ảnh hưởng triều).

2.2.2. Phân đoạn sông và lựa chọn phương pháp đánh giá sức chịu tải

Các sông được chọn đánh giá sức chịu tải được xác định là các sông quan trọng đối với việc phát triển kinh tế - xã hội của toàn bộ lưu vực sông, có chiều dài trên 20 km. Theo đó, có tổng số 04 sông quan trọng thuộc lưu vực Kôn - Hà Thanh đã được chọn để đánh giá sức chịu tải trong khuôn khổ dự án Kôn - Hà Thanh đã nêu, gồm: sông Kôn, sông Đăk Phan, sông Trà Sơn (2 sông nhánh của sông Kôn) và sông Hà Thanh (sông nội tỉnh quan trọng). Nhằm đảm bảo sự chi tiết của việc đánh giá sức chịu tải, các sông đánh giá được phân chia thành các đoạn sông. Sau đó sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải được đánh giá cho từng đoạn sông riêng biệt. Việc phân đoạn sông được căn cứ theo hướng dẫn tại Thông tư số 76/2017/TT-BTNMT [2], với các căn cứ phân đoạn chủ yếu gồm: vị trí nhập lưu/phân lưu quan trọng; chức năng, mục đích sử dụng nguồn nước; đoạn xâm nhập mặn; và ranh giới các đơn vị hành chính (cấp tỉnh). Kết quả có tổng số 19 đoạn sông được đánh giá sức chịu tải (chi tiết vị trí các sông và các đoạn sông được cho trong Hình 3 bên dưới). Căn cứ theo đặc điểm của các đoạn, phương pháp đánh giá sức chịu tải tương ứng đã được áp dụng. Chi tiết cho trong bảng 1 dưới đây:

Bảng 1. Kết quả phân đoạn, đặc điểm đoạn và phương pháp đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải các sông thuộc lưu vực Kôn - Hà Thanh

TT	Số hiệu Đoạn sông	Vị trí đầu	Vị trí cuối	Chiều dài (km)	Tên Sông	Khu vực	Đặc điểm đoạn sông	Phương pháp đánh giá	Ghi chú
1	KON01	Đăk Roong	Sơn Lang	37,1	Kôn	Thượng lưu	Không có nguồn thải	Trực tiếp	
2	KON02	Vĩnh Sơn	Vĩnh Sơn	14,0					
3	KON03	Vĩnh Sơn	Vĩnh Kim	19,5					
4	KON04-PĐ1	Vĩnh Kim	Vĩnh Hảo	18,3		Trung lưu	Có nguồn thải đồ trực tiếp	Gián tiếp	
5	KON04-PĐ2	Vĩnh Hảo	Vĩnh Quang	15,0					
6	KON04-PĐ3	Vĩnh Quang	Tây Thuận	10,4					
7	KON05-PĐ1	Tây Thuận	Bình Thành	7,2					
8	KON05-PĐ2	Bình Thành	Bình Thành	7,4					
9	KON05-PĐ3	Bình Thành	Nhon Mỹ	11,5					
10	KON06	Nhon Mỹ	Phước Quang	17,0		Hạ lưu	Ảnh hưởng triều	Mô hình	
11	KON07	Phước Quang	Phước Hòa	14,2					
12	KON08	Đăk Roong	Sơn Lang	31,0	Đăk Phan	Thượng lưu (sông Kôn)	Không có nguồn thải	Trực tiếp	
13	KON09	Vĩnh Sơn	Vĩnh Sơn	14,0	Trà Sơn		Không có nguồn thải	Trực tiếp	
14	KON10	Sơn Lang	Sơn Lang	14,5					
15	KON11	Vĩnh Sơn	Vĩnh Kim	24,5					
16	HT01-PĐ1	Canh Thuận	Vân Canh	14,4	Hà Thanh	Thượng lưu	Có nguồn thải đồ trực tiếp	Gián tiếp	
17	HT01-PĐ2	Vân Canh	Canh Vinh	21,9		Trung lưu			
18	HT01-PĐ3	Canh Vinh	Điều Trì	10,0		Hạ lưu	Ảnh hưởng triều	Mô hình	
19	HT02	Điều Trì	Nhon Bình	11,8					

2.2.3. Đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải các đoạn sông

Có nhiều nội dung cần thực hiện trong quá trình đánh giá sức chịu tải, bao gồm việc tính toán các thành phần tải lượng (tối đa, có sẵn, nguồn thải), thiết lập các mô hình tính toán và tính toán, đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải. Tóm lược một số nội dung cần thực hiện và phương pháp thực hiện của từng nội dung như sau:

** Tính toán các thành phần tải lượng*

Các thành phần tải lượng được tính toán dựa trên kết quả điều tra và thu thập. Cụ thể tải lượng của các nguồn tập trung, có lưu lượng và nồng độ xác định được xác định theo công thức sau:

$$L_t = Q_t \times C_t \times F \quad (2)$$

Trong đó:

- L_t : tải lượng của nguồn tính toán [kg/ngày];
- Q_t : lưu lượng nguồn thải [l/s];
- C_t : nồng độ thông số ô nhiễm trong nước thải [mg/l];
- F : hệ số chuyển đổi thứ nguyên ($F = 0,0864$).

Đối với các nguồn thải tập trung dạng điểm, lưu lượng thải Q là lưu lượng điều tra được tại nguồn (trong giai đoạn mùa khô), đối với tải lượng có sẵn trong nguồn tiếp nhận, lưu lượng nguồn là giá trị dòng chảy tối thiểu tại vị trí điểm kiểm soát và được xác định thông qua các bước đo đạc, tính toán phức tạp theo quy định tại các Thông tư số 64/2017/TT-BTNMT và số 65/2017/TT-BTNMT về tính toán, xác định dòng chảy tối thiểu.

Đối với các nguồn thải phân tán dạng diện, tải lượng của nguồn được xác định dựa vào “quy mô nguồn thải” (chủng loại và số lượng các đối tượng phát thải) và hệ số phát thải (PLU). Quy mô nguồn thải được xác định dựa vào số liệu kinh tế - xã hội (Niên giám thống kê) khu vực nghiên cứu. Hệ số phát thải (của từng loại hình, ứng với từng thông số) được ước lượng dựa vào kết quả các mẫu nguồn thải không chế dạng diện, theo nguyên tắc thử dần bằng cách giải ngược phương trình tính phát thải, mà ở đó hệ số phát thải là thành phần duy nhất chưa biết của phương trình cân bằng vật chất.

** Thiết lập các mô hình đánh giá sức chịu tải*

Mô hình sử dụng đánh giá sức chịu tải được áp dụng là bộ công cụ mô hình Mike (do Viện Thủy lực Đan Mạch - Danish Hydraulic Institute DHI) xây dựng, gồm các công cụ chính sau:

- Xây dựng mô hình thủy văn Mike-NAM để mô phỏng dòng chảy (từ mưa) nhập lưu khu giữa và một số biên đầu vào chưa có lưu lượng;
- Xây dựng mô hình thủy lực Mike-HD cho các đoạn sông đánh giá. Số liệu biên đầu vào (lưu lượng biên trên từ số liệu thu thập và mô hình Mike-NAM; Mức nước biên dưới từ số liệu thu thập và lưu lượng nhập lưu khu giữa từ mô hình Mike-NAM; Số liệu hồ đập thu thập);
- Xây dựng mô hình chất lượng nước (Mike AD và Ecolab) mô phỏng chất lượng nước tại điểm kiểm soát dưới tác động của tải lượng ô nhiễm tại nguồn.

Mô hình thủy văn, mô hình thủy lực, chất lượng nước sau khi đã hiệu chỉnh và kiểm định đạt yêu cầu, sử dụng mô hình để mô phỏng. Cụ thể là xây dựng tương quan giữa tổng tải lượng phát sinh tại nguồn của toàn lưu vực với nồng độ thông số ô nhiễm tại điểm kiểm soát. Trên cơ sở mối tương quan này, xác định giá trị tổng tải lượng phát sinh tại nguồn tương ứng với nồng độ tối đa tại điểm kiểm soát, khả năng tiếp nhận nước thải được xác định là hiệu số giữa tải lượng tương ứng nồng độ tối đa xác định được và tải lượng hiện có trên lưu vực.

** Đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải*

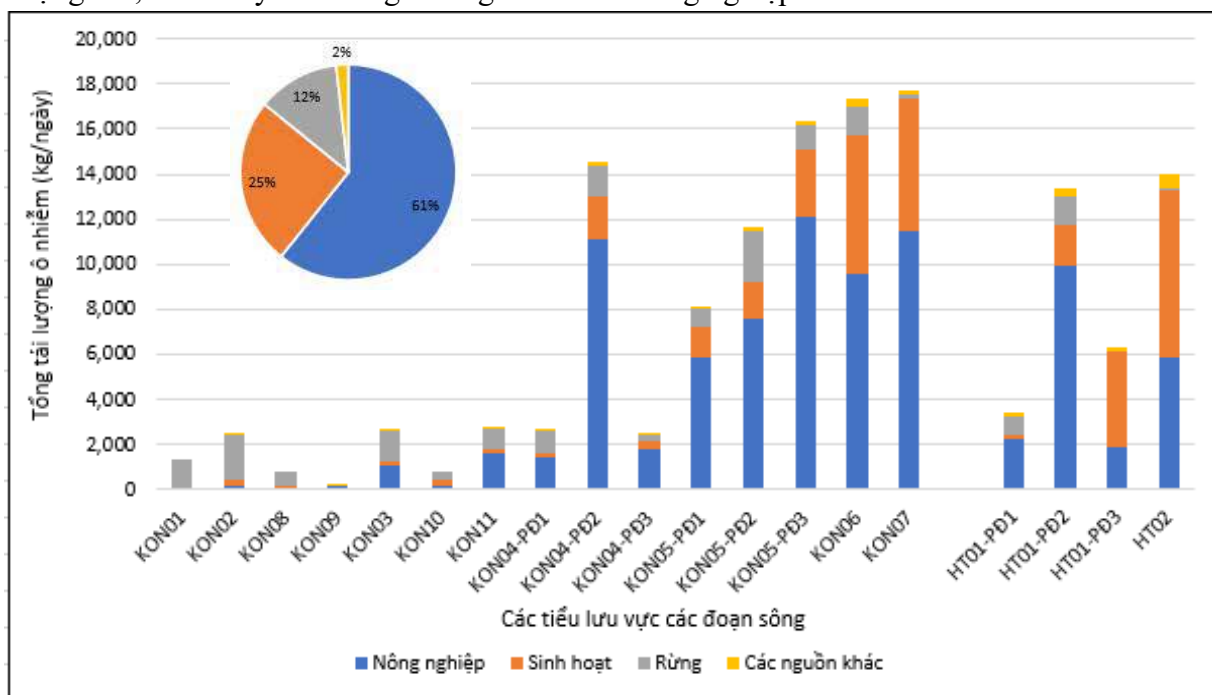
Từ kết quả tính toán tải lượng các nguồn thải, kết quả xây dựng mô hình đánh giá, sức chịu tải của các đoạn sông được xác định theo phương pháp đánh giá đã được xác định và các thành phần tải lượng đầu vào tương ứng đã tính toán được cho từng đoạn sông đánh giá.

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Đặc điểm nguồn thải lưu vực Kôn - Hà Thanh

Kết quả điều tra và thu thập được thực hiện trong khuôn khổ dự án Kôn - Hà Thanh cho thấy, trên phạm vi toàn bộ lưu vực có tổng số 95 nguồn thải dạng điểm đã được điều tra, và 227 nguồn thải phân tán dạng diện đã được khoanh định và tính toán tải lượng. Tổng lượng phát thải được tính toán của toàn lưu vực là 138.975 kg/ngày (trong đó: 32.277 kgBOD₅, 80.770 kgCOD, 4.492 kgNH₄⁺, 19.122 kgTN và 2.314 kgTP).

Xét về mặt phân bố không gian (tổng quát cho các thông số), nguồn phát thải tập trung ở khu vực trung lưu và hạ lưu của các sông, với tổng tải lượng phần trung lưu và hạ lưu chiếm lần lượt khoảng 53 - 55% và 34 - 38% tổng tải lượng phát thải từng tiểu lưu vực tương ứng (Kôn và Hà Thanh). Khác với tiểu lưu vực sông Kôn có phần thượng nguồn (đoạn thượng nguồn dòng chính sông Kôn và các nhánh Đăk Phan và Trà Sơn) phân bố ở khu vực miền núi (phân giáp ranh giữa Gia Lai và Bình Định), sông Hà Thanh phân bố chủ yếu ở khu vực đồng bằng (tỉnh Bình Định), nơi tập trung dân cư và các hoạt động sản xuất (nông nghiệp, công nghiệp, v.v...), do đó có mật độ phát thải cao hơn so với sông Kôn khi đóng góp tới 26,7% tổng tải lượng trong khi chỉ chiếm 17,6% tỷ lệ diện tích toàn lưu vực. Các loại hình xả thải chủ yếu lần lượt là nông nghiệp (chiếm 60%), sinh hoạt (chiếm 25%), rừng (chủ yếu phần thượng lưu các sông) đóng góp khoảng 12% và các nguồn khác (công nghiệp, dịch vụ, y tế, v.v...) chiếm khoảng 2% tổng xả thải (hình 1). Kết quả này phù hợp với đặc điểm kinh tế xã hội của lưu vực sông Kôn - Hà Thanh, nơi mà các hoạt động công nghiệp còn chậm phát triển so với các vùng kinh tế khác, đặc biệt là khu vực thượng lưu, nơi chủ yếu là rừng đầu nguồn và đất nông nghiệp.



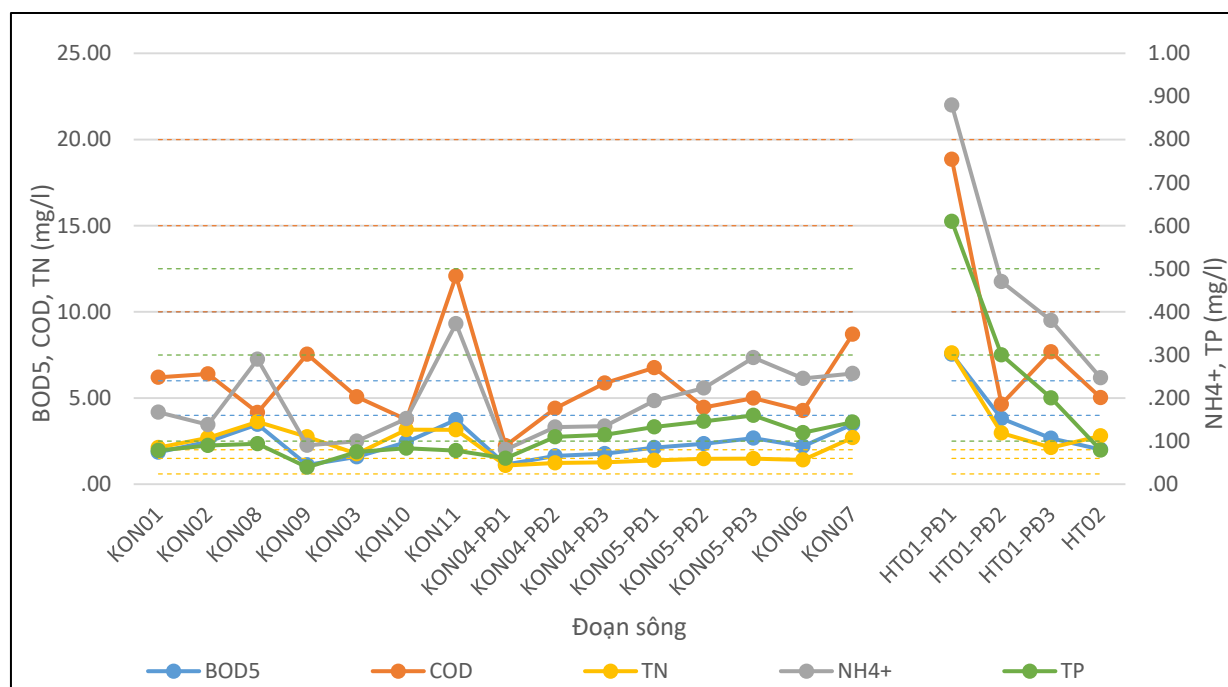
Hình 1. Số liệu tổng tải lượng 5 thông số ô nhiễm theo từng tiểu lưu vực các đoạn sông.

3.2. Diễn biến chất lượng nước nguồn tiếp nhận

Nhìn chung, chất lượng nước nguồn tiếp nhận khu vực đầu nguồn thường tốt hơn, và kém dần về phía trung lưu và hạ lưu các sông. Tuy nhiên, quy luật này là không rõ ràng, chất lượng nước tại các đoạn sông biến đổi phức tạp theo không gian. Lý do của việc này là vì mặc dù tải lượng ở phần trung lưu và hạ lưu có sự gia tăng đáng kể so với thượng lưu, xong tỷ lệ góp nước* (đánh giá thông qua dòng chảy tối thiểu của các đoạn sông) là khá đáng kể từ các tiểu lưu vực của các đoạn trung lưu và hạ lưu. Do đó, lượng nước này đảm bảo đủ để pha loãng tải lượng phát

* Tỷ lệ đóng góp của lượng nước phát sinh trên từng đoạn (do mưa) đóng góp vào dòng chảy của sông, suối.

sinh tại các đoạn, và vì vậy không làm cho diễn biến chất lượng nước các đoạn xấu đi nhiều. Thậm chí, tại lưu vực Hà Thanh, do sự phân bố tương đối đồng đều về tải lượng của các đoạn, trong khi tỷ lệ góp nước của các đoạn trung lưu và hạ lưu lại khá lớn so với phần thượng lưu, và vì vậy, chất lượng nước từ thượng lưu về hạ lưu lại có xu thế giảm dần nồng độ các thông số ô nhiễm. Đối với sông Kôn, nhìn chung chất lượng nước các đoạn đầu nguồn khá xấu, sau đó nồng độ các chất ô nhiễm giảm khá mạnh ở đầu đoạn KON04-PĐ1 và sau đó có xu hướng tăng dần về phía hạ lưu (KON07) (hình 2).



Hình 2. Đồ thị diễn biến nồng độ 5 thông số ô nhiễm tại các điểm kiểm soát của từng đoạn sông, và nồng độ giới hạn (thể hiện bằng các đường nét đứt cùng màu với nồng độ từng thông số tương ứng) theo các mức A, B, C (theo QCVN 08:2023/BTNMT).

Căn cứ theo nồng độ giới hạn các thông số ô nhiễm theo các mục đích sử dụng nước (quy định tại QCVN 08:2023/BTNMT [3]), các thông số BOD₅, COD và NH₄⁺ (không giới hạn) có chất lượng khá tốt, hầu hết các đoạn sông đều đạt mức A, ngoại trừ các đoạn KON08, KON11, HT01-PĐ1 và HT01-PĐ2. Ngược lại, các thông số TN và TP có chất lượng khá xấu, đặc biệt là thông số TN với toàn bộ các đoạn sông đều vượt tiêu chuẩn cho phép của mức A, rất nhiều đoạn sông đã vượt tiêu chuẩn mức B, và C.

3.3. Kết quả đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải

Trên cơ sở tải lượng nguồn thải và nguồn tiếp nhận được tính toán, các mô hình số đã được xây dựng, hiệu chỉnh và kiểm định đảm bảo độ tin cậy, mục tiêu chất lượng nước và tải lượng tối đa của các đoạn sông được tính toán như đã nêu, sức chịu tải/khả năng tiếp nhận nước thải của các đoạn sông đã được đánh giá theo phương pháp đã đề ra cho các đoạn sông (bảng 2). Kết quả cho thấy, nhiều đoạn sông trong khu vực, đặc biệt là phần trung lưu và hạ lưu sông Kôn và các đoạn thuộc sông Hà Thanh đã hết khả năng tiếp nhận nước thải đối với nhiều thông số ô nhiễm, đặc biệt là đối với các thông số TN và TP. Cụ thể, số các đoạn sông đã hết khả năng tiếp nhận nước thải, sức chịu tải đối với các thông số TN, TP, NH₄⁺, BOD₅ và COD, lần lượt là 19/19, 10/19, 7/19, 3/19 và 3/19 đoạn. Chi tiết kết quả đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải được trình bày trong bảng 2 và hình 3 sau đây:

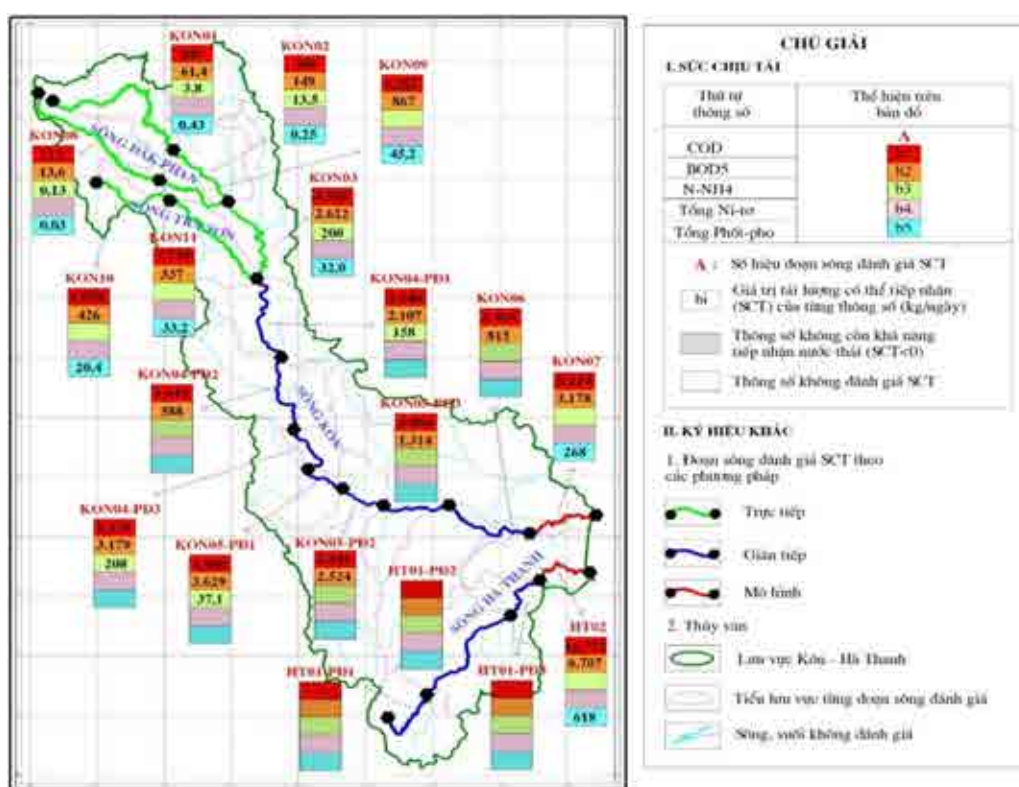
Bảng 2. Kết quả đánh giá sức chịu tải, khả năng tiếp nhận nước thải các đoạn sông thuộc lưu vực sông Kôn - Hà Thanh

TT	Đoạn sông	Sức chịu tải (kg/ngày)				
		TN	TP	NH ₄ ⁺	BOD ₅	COD
1	KON01	-44	0,43	3,8	61,4	109
2	KON02	-142	0,25	13,5	149	300
3	KON03	-973	32	200	2.622	4.926
4	KON04-PĐ1	-1.491	-7	158	2.107	3.640
5	KON04-PĐ2	-2.719	-215	-42	588	1.649
6	KON04-PĐ3	-1.179	-52	208	3.179	6.579
7	KON05-PĐ1	-2.251	-146	37,1	3.629	4.400
8	KON05-PĐ2	-3.407	-247	-117	2.524	1.041
9	KON05-PĐ3	-3.828	-350	-504	1.314	4.004
10	KON06	-3.865	-383	-544	815	2.464
11	KON07	-559	268	-	6.214	3.178
12	KON08	-39	0,03	0,13	13,6	73,1
13	KON09	-215	45,2	-	867	1.282
14	KON10	-157	20,4	-	426	1.059
15	KON11	-248	33,2	-	337	1.738
16	HT01-PĐ1	-668	-56	-76	-560	-1.377
17	HT01-PĐ2	-2.901	-287	-432	-3.046	-6.180
18	HT01-PĐ3	-1.281	-169	-173	-1.336	-1.841
19	HT02	-473	618	-	16.772	6.707

Ghi chú dữ liệu:

Các giá trị sức chịu tải (đối với từng thông số ô nhiễm được đánh giá):

- Giá trị dương (màu xanh): giá trị tải lượng của thông số ô nhiễm tương ứng mà đoạn sông có thể tiếp nhận thêm (đoạn sông còn khả năng tiếp nhận nước thải);
- Giá trị âm (“-”, màu đỏ): giá trị tải lượng của thông số ô nhiễm tương ứng hiện tại (bao gồm có sẵn trong nguồn nước và tiếp nhận thêm từ các nguồn thải phát sinh trong tiểu lưu vực) đã vượt quá khả năng tiếp nhận của đoạn sông (đoạn sông không còn khả năng tiếp nhận nước thải).



Hình 3. Sơ đồ phân vùng sức chịu tải các đoạn sông thuộc lưu vực sông Kôn - Hà Thanh.

Kết quả đánh giá sức chịu tải của dự án Kôn - Hà Thanh có sự “khác biệt” nhất định so với kết quả của dự án đánh giá sức chịu tải các nguồn nước nội tỉnh do Sở Tài nguyên và Môi trường tỉnh Bình Định thực hiện. Tuy nhiên, sự khác biệt này được giải thích là do sự khác nhau chủ yếu về tải lượng tối đa của các đoạn sông, do mục đích sử dụng khác nhau. Trong đó, các sông nhánh thường có chức năng sử dụng nguồn nước với yêu cầu thấp (thường là nông nghiệp), trong khi rất nhiều đoạn của sông chính (đối tượng của dự án Kôn - Hà Thanh) thường có chức năng sử dụng nước với yêu cầu cao hơn (thường là sinh hoạt), và do đó nồng độ cho phép của thông số ô

nhiễm trên sông chính thường nhỏ hơn so với các sông nhánh. Đồng thời cũng phần nào do cách tiếp cận, phương pháp đánh giá sử dụng tại mỗi dự án. Cụ thể, khác với dự án Kôn - Hà Thanh, các dự án của tỉnh Bình Định không tính các tải lượng phân tán dạng diện vào công thức tính toán tải lượng đổ vào nguồn tiếp nhận. Số liệu đầu vào, cụ thể là nồng độ các chất ô nhiễm của cả hai dự án đã được xem xét, đối sánh và có sự logic với nhau, xét trên khía cạnh vị trí (trùng nhau hoặc gần trùng nhau) và thời điểm phân tích chất lượng nước (trên cơ sở xem xét xu thế biến đổi chất lượng nước theo thời gian giữa các mùa trong năm).

4. Kết luận

Bài báo đã trình bày một cách tổng quát các vấn đề về hiện trạng phân bố các nguồn thải trên lưu vực sông Kôn - Hà Thanh, trong đó phân tích sự phân bố theo không gian của các nguồn thải, mối tương quan theo tỷ lệ tổng tải lượng của các nguồn thải tại mỗi tiểu lưu vực của từng đoạn sông trên lưu vực sông Kôn - Hà Thanh. Theo đó, tổng tải lượng tính toán của 5 thông số ô nhiễm chính (các thông số đánh giá sức chịu tải) trên toàn lưu vực là 138.975 kg/ngày (trong đó: 32.277 kgBOD₅, 80.770 kgCOD, 4.492 kgNH₄⁺, 19.122 kgTN và 2.314 kgTP; sông Kôn: 101.862 kg/ngày và sông Hà Thanh 37.113 kg/ngày).

Đặc điểm diễn biến chất lượng nước trên các dòng chính của lưu vực Kôn - Hà Thanh cũng đã được làm rõ, đồng thời mối quan hệ của chất lượng nước với đặc điểm phân bố các nguồn thải và tải lượng đã được phân tích, đánh giá. Mặc dù tải lượng nguồn thải của cả hai tiểu lưu vực Kôn và Hà Thanh đều chủ yếu phát sinh ở phần trung lưu và hạ lưu. Tuy nhiên, nồng độ các thông số ô nhiễm trong nước lại không có xu hướng thay đổi rõ ràng. Điều này do các tiểu lưu vực của mỗi đoạn sông không chỉ đóng góp về tải lượng, mà còn đóng góp về dòng chảy (nhập lưu khu giữa), giúp làm pha loãng tải lượng phát sinh tại các tiểu lưu vực.

Sức chịu tải của các đoạn sông chính đã được đánh giá bằng các phương pháp phù hợp, tuân thủ các tiêu chuẩn, quy phạm, hướng dẫn hiện hành. Một điều đáng lưu ý về kết quả đánh giá sức chịu tải đó là rất nhiều đoạn sông đã không còn khả năng tiếp nhận nước thải đối với nhiều thông số, đặc biệt toàn bộ các đoạn sông đã không còn khả năng tiếp nhận nước thải đối với thông số TN. Điều này sơ bộ được nhận định một phần nguyên nhân đến từ việc nồng độ giới hạn của chỉ tiêu TN đối với các mục đích sử dụng khác nhau được quy định tại QCVN 08:2023/BTNMT là tương đối “khắt khe”, đây là thông tư lần đầu được áp dụng với thông số TN (trước đây chưa có quy định). Điều này đặt ra vấn đề cần xem xét lại quy định giới hạn nồng độ TN và có thể một số chỉ tiêu khác trong nước sử dụng cho các mục đích khác nhau cho phù hợp với điều kiện thực tế tại Việt Nam.

Lời cảm ơn

Tập thể tác giả xin chân thành cảm ơn Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra Tài nguyên nước miền Trung đã cho phép tiếp cận và sử dụng dữ liệu của dự án Kôn - Hà Thanh; Cảm ơn Sở Tài nguyên và Môi trường và một số đơn vị khác của tỉnh Bình Định đã tạo điều kiện cung cấp một số thông tin, dữ liệu có liên quan để sử dụng trong bài báo này.

Tài liệu tham khảo

Tổng cục Môi trường, 2019. Hướng dẫn kỹ thuật tính toán sức chịu tải nguồn nước sông (Ban hành kèm theo Quyết định số 154/QĐ-TCMT ngày 15 tháng 02 năm 2019 của Tổng cục trưởng Tổng cục Môi trường).

Bộ Tài nguyên và Môi trường, 2017. Thông tư số 76/2017/TT-BTNMT ngày 29 tháng 12 năm 2017 Quy định về đánh giá khả năng tiếp nhận nước thải, sức chịu tải của nguồn nước sông hồ.

Bộ Tài nguyên và Môi trường, 2023. Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về chất lượng nước mặt QCVN 08:2023/BTNMT, ban hành kèm theo Thông tư số 01/2023/TT-BTNMT.

Sở Tài nguyên và Môi trường tỉnh Bình Định. Dự án đánh giá khả năng tiếp nhận nước thải các nguồn nước mặt nội tỉnh.

Characteristics of pollution sources, surface water quality and its potential of receiving pollutants of main rivers in Kon - Ha Thanh river basin

Vu Manh Hai*, Dau Minh Huy, Pham Trung Hieu, Dang Van Quyen, Nguyen Quoc An, Huynh Thi Thu Thuy, Le Chan Trung, To Nguyen Hong Nhung

Central Division of Water Resources Planning and Investigation

**Corresponding author: manhhai134@yahoo.com*

Abstract

Determining the potential of surface water resources for adding pollutants is significant for regional socio-economic development. The potential of surface water resources for adding more pollutants depend on their current water quality, supplying purposes and characteristics of pollution sources in the basin. In this study, the characteristics of pollution sources, surface water quality in the main streams of Kon - Ha Thanh river basin were investigated and the capacity of surface water resources of receiving pollutants was estimated. The results showed the main pollution sources of Kon - Ha Thanh river basin are from domestic, agricultural routines and some others minor sources. There are 19 river segments investigated for their capacity of receiving pollutants with the method used were based on the mass balance equation (namely "direct" and "indirect" methods) and modelling, with the total of 5 pollutants were tested, including BOD₅, COD, NH₄⁺, total Nitrogen (TN) and total Phosphorus (TP). The estimation showed many examined river segments of the basin was fully polluted as the pollutants' concentration reached its limit and there were no capacity for further receiving the pollutants, with the total of 19 and 10 segments were polluted by TN and TP, respectively; other contaminants of NH₄⁺, BOD₅ and COD also seen in surface-water to a lesser extent.

Keywords: *Kon - Ha Thanh, pollution resources, potential of surface water resources.*

PHÂN CHIA CÁC KIỂU VỎ PHONG HÓA Ở KHU VỰC NAM ĐÔNG, THỪA THIÊN HUẾ

Nguyễn Thị Thủy^{1,*}, Lê Duy Đạt¹, Nguyễn Thị Hồng Nụ²

¹Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

²Trường Đại học Đông Á

*Tác giả chịu trách nhiệm: ntthuykh@hueuni.edu.vn

Tóm tắt

Nam Đông là một huyện miền núi của tỉnh Thừa Thiên Huế, có địa hình phân cắt mạnh, cấu trúc nền địa chất phức tạp với các loại đá trầm tích biến chất (hệ tầng Long Đại, Tân Lâm, Cô Bai) và đá magma (phức hệ Hải Vân, Bến Giằng - Quế Sơn, Chaval) tuổi từ Paleozoi đến Mesozoi. Dựa vào tài liệu thực địa, đặc điểm thạch học đá gốc và kết quả phân tích thành phần khoáng vật - địa hóa đất các đới phong hóa phát triển trên các đá khác nhau, vỏ phong hóa ở khu vực Nam Đông được phân chia thành 5 kiểu: sialferrit hoàn chỉnh (2 km²), sialferrit giàu silic (380 km²), sialferrit giàu sắt (170 km²), ferrosialit (68 km²) và ferralit (20 km²).

Từ khóa: địa hóa; kiểu vỏ phong hóa; Nam Đông.

1. Đặt vấn đề

Vỏ phong hóa là một thành tạo không chỉ chứa phong phú các loại khoáng sản (kaolin, puzolan...) mà còn là môi trường của các hoạt động kinh tế - công trình khác nhau. Do đó, nghiên cứu vỏ phong hóa sẽ là tiền đề cho quy hoạch sử dụng hợp lý tài nguyên và phát triển bền vững.

Do điều kiện khí hậu nhiệt đới ẩm gió mùa nên các đá ở Nam Đông, Thừa Thiên Huế bị phong hóa rất mạnh. Hơn nữa, khu vực này có địa hình phân cắt và cấu trúc nền địa chất phức tạp, quá trình phong hóa diễn ra rộng khắp, chi phối nhiều hoạt động kinh tế - xây dựng ở địa phương. Tuy nhiên, cho đến nay tài liệu về vỏ phong hóa ở khu vực này còn rất hạn chế. Vì vậy, việc nghiên cứu các kiểu vỏ phong hóa, một mặt góp phần xây dựng cơ sở dữ liệu khoa học về vỏ phong hóa trên toàn lãnh thổ, đồng thời phục vụ cho công tác quy hoạch sử dụng hợp lý tài nguyên đất ở khu vực nghiên cứu.

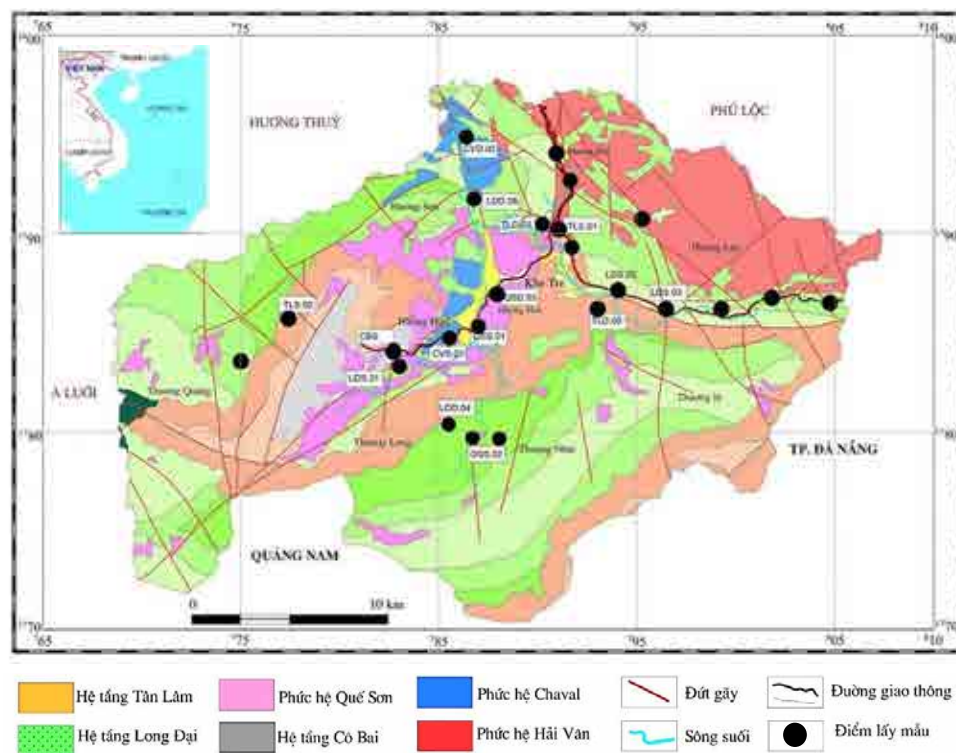
2. Khái quát về khu vực Nam Đông

Nam Đông nằm trong vùng khí hậu nhiệt đới gió mùa. Nhiệt độ bình quân hàng năm 24,4 °C, lượng mưa trung bình khoảng 3.500 mm/năm, tập trung chủ yếu vào các tháng 9, 10, 11 và 12 (*Khí tượng - Thủy văn Thừa Thiên Huế 2020*). Địa hình khu vực Nam Đông chia cắt khá mạnh với 90% là đồi núi, nghiêng từ phía Đông Nam sang phía Tây Bắc. Diện tích thung lũng và bãi bồi ven sông, suối không đáng kể.

Lượng mưa trung bình năm khá lớn, kết hợp với địa hình phức tạp nên Nam Đông có hệ thống sông suối khá dày đặc. Các quá trình xâm thực, bóc mòn, trượt lở... xảy ra mạnh mẽ, làm cho địa hình khu vực biến đổi phức tạp. Độ dốc sườn trung bình 20-25° (*Nguyễn Thanh và nnk. 2005*).

Khu vực huyện Nam Đông nằm sát đới phá hủy kiến tạo mạnh của các hệ thống đứt gãy khu vực sông Cu Đê - Hướng Hóa, là phần rìa phía nam của đới uốn nếp Trường Sơn. Tham gia vào cấu trúc của khu vực gồm các trầm tích lục nguyên bị biến chất tương phiến lục ở phụ tương sericit hệ tầng Long Đại tuổi Ordovic muộn - Silur sớm (O₃-S_{1lđ}). Phủ bắt chính hợp lên trên là cát sạn kết hạt thô, cát thạch anh dạng quazit phân lớp dày xen kẹp bột kết, cát kết ít khoáng hệ tầng Tân Lâm (D_{1tl}). Các thành tạo xâm nhập axit của phức hệ Hải Vân phân bố rộng rãi ở phía Đông Bắc khu vực, phần trung tâm là các xâm nhập granodiorit có dạng khối nhỏ dọc các đứt

gãy phương Đông Bắc - Tây Nam và Tây Bắc - Đông Nam. Ít hơn là các thành tạo magma siêu mafic đến trung tính phức hệ Chaval ở trung tâm và phía bắc (Phạm Huy Thông và nnk. 1997) (Hình 1).



Hình 1. Sơ đồ địa chất khu vực huyện Nam Đông, tỉnh Thừa Thiên Huế và các điểm khảo sát, lấy mẫu (biên tập theo Phạm Huy Thông và nnk. 1997).

3. Phương pháp nghiên cứu

3.1. Khảo sát thực địa, lấy mẫu, phân tích trong phòng

Công tác khảo sát thực địa được thực hiện vào tháng 10/2020 và 4/2021. Mẫu được lấy, vận chuyển và bảo quản theo tiêu chuẩn TCVN 2683-2012.

Thành phần khoáng vật và hóa học được phân tích ở Viện Địa chất, Viện Hàn lâm Khoa học và Công nghệ Việt Nam. Mẫu khoáng vật được xác định bằng phương pháp nhiễu xạ Ronghen trên máy Advance - D8, số lượng 19 mẫu. Mẫu hóa học được phân tích bằng phương pháp huỳnh quang tia X (mẫu bột) trên máy S4 Pioneer, số lượng 27 mẫu.

3.2. Cơ sở phân chia vỏ phong hóa

Hiện nay có ba cách phân loại vỏ phong hóa cơ bản: theo nguồn gốc hình thái, theo đặc điểm địa hóa - khoáng vật - thạch học và theo thời gian thành tạo.

Lawrance (1997, trong Nguyễn Trung Thành 2020) phân loại vỏ phong hóa theo hình thái vỏ phong hóa và nguồn gốc vật liệu vỏ, gồm: vỏ phong hóa sót (laterit rắn, laterit mềm và bờ vụn), vỏ phong hóa bóc mòn (saprolit và saprock) và vỏ phong hóa tích tụ (tàn tích, bồi tích và thấm lọc).

Theo nhóm đặc điểm địa hóa - khoáng vật - thạch học kết hợp với nguồn gốc, vỏ phong hóa được phân loại bằng phương pháp biểu đồ ba hợp phần SiO_2 - Al_2O_3 - Fe_2O_3 (là những hợp phần tạo đá chính của các sản phẩm phong hóa). Biểu đồ này do Lucashev K.I. và Guzevski L.A. (1969) sáng lập và đã được Nguyễn Thành Vượng và nnk., điều chỉnh (1984, 2009) cho phù hợp với thực tế ở Việt Nam. Theo biểu đồ này, vỏ phong hóa ở Việt Nam được phân chia theo các kiểu địa hóa sau: kiểu ferrit (Fe), kiểu allit (Al), kiểu alferit (AlFe), kiểu ferralit (FeAl), kiểu ferrosialit (FeSiAl), kiểu sialferit (SiAlFe), kiểu siallit (SiAl) và kiểu silicit (Si). Các sản phẩm phong hóa vụn thô do phong hóa vật lý được mô tả là các thành tạo saprolit (Nguyễn Thành Vượng

2009; Trần Văn Trị và Vũ Khắc 2009).

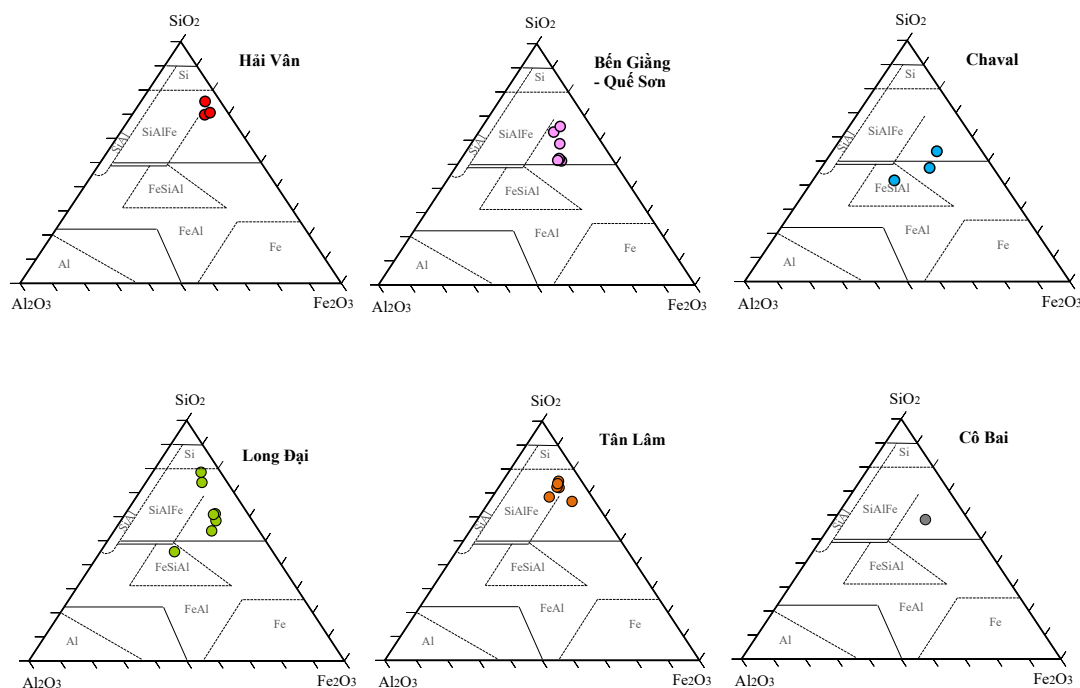
Trong nghiên cứu này, thành phần hóa học và khoáng vật của đất đới phong hóa trên tất cả các đá được phân tích định lượng nên sự phân loại dựa theo đặc điểm địa hóa - khoáng vật - thạch học sẽ có độ tin cậy tốt hơn các phân tích về nguồn gốc và thời gian thành tạo. Do đó, cơ sở phân chia và khoanh vùng các kiểu vỏ phong hóa ở Nam Đông gồm: (1) Đặc điểm địa hóa đất đới phong hóa dựa trên kết quả phân tích hóa học các mẫu đất; (2) Đặc điểm và tính đồng nhất về thạch học của đá gốc.

4. Kết quả và thảo luận

4.1. Thành phần khoáng vật, hóa học của vỏ phong hóa

Theo kết quả phân tích nhiễu xạ tia X thì thạch anh, mica, feldspar là các khoáng vật nguyên sinh; kaolinit, vermiculit, geothit, gibsit, montmorillonit... là các khoáng vật thứ sinh được hình thành trong quá trình phong hóa. Trong tất cả các mẫu đất không quan sát thấy sự có mặt của illit. Trong một số mẫu đất phong hóa trên đá granodiorit Bến Giằng - Quế Sơn, hàm lượng kaolinit thấp hoặc không phát hiện là do thay thế bằng một lượng allophan.

Về mặt địa hóa, các mẫu đất trong các tầng sản phẩm phong hóa ở khu vực nghiên cứu chủ yếu thuộc nhóm cao SiAlFe, đặc trưng bằng sự tăng cao hàm lượng các nguyên tố Si, Al và Fe. Tổng hàm lượng SiO_2 , Al_2O_3 và TFe_2O_3 các mẫu dao động từ 77,1% (đới phong hóa trung bình QSS.01-L3 trên đá granodiorit Bến Giằng - Quế Sơn) đến 91,1%, phổ biến > 80%. Trên biểu đồ địa hóa ba hợp phần Si, Al và Fe, chúng thuộc các trường SiAlFe, SiAlFe giàu silic, SiAlFe giàu sắt, FeSiAl và FeAl (Hình 2).



Hình 2. Phân loại vỏ phong hóa theo thành phần hóa học (hàm lượng SiO_2 , Al_2O_3 và Fe_2O_3) cho các đá khu vực Nam Đông, Thừa Thiên Huế.

Bảng 1. Thành phần hóa học nguyên tố chính (%) của đất đới phong hóa trên các đá khác nhau ở khu vực Nam Đông

SHM	SiO ₂	TiO ₂	Al ₂ O ₃	T-Fe ₂ O ₃	MnO	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	P ₂ O ₅	MKN
HVS.01-L1	62,1	0,3	20,2	6,8	0,0	0,4	0,1	0,1	2,8	-	7,0
HVS.01-L2	63,8	0,3	21,5	5,0	0,0	0,2	0,2	0,1	2,6	-	4,3
HVS.01-L3	67,7	0,3	18,3	4,3	0,0	0,2	0,2	0,1	2,6	-	3,6
QSS01-L1	40,5	1,6	25,3	13,0	0,1	2,3	0,4	0,1	1,2	0,1	14,9
QSS01-L2	46,5	1,3	22,3	10,7	0,2	4,1	2,0	1,2	1,4	0,3	9,6
QSS01-L3	48,9	1,2	18,3	10,0	0,2	5,7	4,1	1,7	1,9	0,4	6,6
QSS.02-L1	57,6	1,0	21,6	8,5	0,0	0,5	0,1	0,1	1,5	-	8,9
QSD.03.01	43,1	1,7	25,7	13,9	0,1	0,9	0,1	<0,01	1,8	0,2	12,5
QSD.03.02	43,0	1,8	25,4	13,7	0,1	1,1	0,0	<0,01	3,3	0,1	11,2
QSD.01.03	42,3	1,8	25,3	14,3	0,2	1,1	0,0	<0,01	2,0	0,4	12,5
CVS.01-L1	38,6	2,1	27,2	16,0	0,1	0,6	0,1	<0,01	2,3	0,3	12,6
CVS.01-L2	45,4	1,8	27,0	11,7	0,0	0,7	0,1	<0,01	2,2	0,3	10,6
CVD.02	33,6	2,5	20,2	26,5	0,4	2,2	0,9	0,7	0,2	-	12,4
LDS.02-L1	52,6	0,9	24,5	8,9	0,0	1,3	<0,01	<0,01	2,5	0,0	9,1
LDS.02-L2	49,5	0,8	25,6	9,8	0,0	1,4	<0,01	0,1	3,8	0,0	8,7
LDS.02-L3	45,6	1,2	26,1	12,7	0,0	1,3	<0,01	<0,01	2,3	0,0	10,4
LDS.02-L4	52,6	0,7	24,2	9,5	0,0	1,2	<0,01	0,2	4,4	0,0	6,8
LDS.01-L1	67,1	0,7	16,1	7,2	0,1	0,3	0,1	0,5	3,0	-	4,8
LDD.04	71,0	1,0	13,9	5,6	0,0	0,5	0,1	0,1	1,2	-	6,4
LDD.06	38,8	1,5	20,1	26,6	0,0	0,5	0,2	0,1	0,9	-	11,2
TLS.02-L1	64,0	1,0	17,1	7,5	0,0	0,9	0,1	0,2	3,5	-	5,6
TLS.02-L2	64,0	1,5	16,3	8,0	0,0	0,8	0,1	0,1	3,7	-	4,5
TLS.02-L3	65,8	1,1	16,0	7,2	0,1	0,9	0,1	0,2	3,7	-	3,8
TLS.01-L1	68,3	0,8	16,2	6,7	0,0	0,4	0,1	0,1	2,1	-	5,1
TLS.01-L1	59,4	0,9	23,5	6,5	0,0	0,4	0,0	0,1	2,5	0,1	6,5
TLD.03	61,2	0,7	16,3	12,2	0,0	0,7	0,1	0,1	3,6	-	4,9
CBS.01-L1	46,6	1,1	22,9	10,7	0,2	1,9	0,6	<0,01	4,1	0,1	11,7

Ghi chú: HV - Hải Vân, QS - Bến Giằng - Quế Sơn, CV - Chaval, LD - Long Đại, TL - Tân Lâm, CB - Cô Bai.

4.2. Phân chia kiểu vỏ phong hóa

Trên cơ sở đặc điểm địa hóa, khoáng vật và thành phần thạch học đá gốc, vỏ phong hóa ở Nam Đông được chia thành 05 kiểu: Sialferrit hoàn chỉnh, sialferrit giàu silic, sialferrit giàu sắt, ferrosialit và ferralit.

Trong các loại đá, vỏ phong hóa trên đá gabro Chaval khá đa dạng và thuộc 3 kiểu vỏ địa hóa. Trên thực tế, biên dao động hàm lượng silic, nhôm và sắt của 3 kiểu vỏ này không lớn nhưng chúng lại phân bố trên ba trường địa hóa khác nhau (Hình 2). Tương tự, vỏ phong hóa trên các thành tạo hệ tầng Long Đại cũng dao động từ kiểu sialferrit giàu silic, sialferrit giàu sắt

và kiểu ferralit (giàu nhôm - sắt). Nhìn chung, đa số các mẫu phân tích thuộc kiểu vỏ sialferrit, là kiểu vỏ phong hóa phát triển khá phổ biến trên nhiều loại đá như granit, đá phiến lục nguyên xen phun trào axit, đá phiến thạch anh - feldpat, đặc biệt ở điều kiện khí hậu Tây Bắc, Đông Bắc và Trung Bộ (Nguyễn Thành Vạn, trong Trần Văn Trị 2009). Tuy nhiên ở Nam Đông, kiểu vỏ sialferrit chủ yếu thuộc kiểu không hoàn chỉnh (không điển hình), trên biểu đồ ba hợp phần, đa số các điểm phân tích đều lệch khỏi trung tâm trường SiAlFe (Hình 2).

Kiểu vỏ sialferrit hoàn chỉnh (trung tâm trường SiAlFe) (Hình 3, 8)

Kiểu vỏ sialferrit hoàn chỉnh phân bố ở khu vực phía Tây cầu Lê No (thuộc phần phía Tây thị trấn Khe Tre) trên các trầm tích lục nguyên hệ tầng Tân Lâm, phủ hệ tầng dưới. Độ cao địa hình khu vực này phổ biến từ dưới 100 m đến 200 m, độ dốc phổ biến 15-25°, phần đỉnh đồi dốc hơn. Thảm thực vật chủ yếu là rừng sản xuất và đồi trồng.

Thành phần thạch học đá gốc chủ yếu gồm cát sạn kết hạt thô, cát thạch anh dạng quazit phân lớp dày xen kẽ ít bột kết, cát kết ít khoáng phân lớp trung bình xen ít bột kết màu tím. Đặc điểm địa hóa đặc trưng: SiO₂: 61,2%, Al₂O₃: 16,3%, TFe₂O₃: 12,2%.

Chiều dày vỏ có thể đạt 4 - 5 m. Diện tích của kiểu vỏ này khoảng 2 km².



Hình 3. Ảnh kiểu vỏ phong hóa sialferrit hoàn chỉnh ở Nam Đông.

Kiểu vỏ sialferrit giàu silic (Hình 4, 8)

Kiểu vỏ sialferrit giàu silic có diện phân bố rộng nhất trong số các kiểu vỏ phong hóa ở Nam Đông, bao gồm toàn bộ diện tích phân bố các thành tạo hệ tầng Tân Lâm, phức hệ Hải Vân và một phần hệ tầng Long Đại (phủ hệ tầng dưới và giữa), thuộc một phần hoặc toàn bộ địa phận các xã, thị trấn của Nam Đông. Đặc điểm địa hình rất đa dạng, từ đồi thấp đến núi cao, độ dốc thay đổi lớn, phổ biến dốc 25 - 35°, nhiều nơi > 35°. Thảm thực vật trên kiểu vỏ này chủ yếu là rừng đặc dụng và rừng phòng hộ, ít rừng sản xuất.



Hình 4. Ảnh kiểu vỏ phong hóa sialferrit giàu silic ở Nam Đông.

Thành phần hóa học đặc trưng bởi hàm lượng oxit silic cao (62,1 - 71,0%), Al₂O₃ dao động từ 13,9% đến 23,5%, TFe₂O₃: 4,3 - 8,0%. Thành phần khoáng vật giàu thạch anh (42 - 58%), mica (13 - 17%), kaolinit (15 - 29%) và ít feldpat, chlorit, gipsit...

Chiều dày vỏ biến đổi từ vài chục xentimet (nhiều nơi lộ đá gốc phong hóa yếu) đến 10 - 15 m. Khu vực Tây và Nam Thượng Quảng, Nam Thượng Long, Đông Nam Thượng Lộ, Đông và Bắc Hương Lộ có địa hình cao, dốc nhưng quá trình phong hóa diễn ra tương đối mạnh, mức độ bảo tồn vỏ tương đối tốt do có thảm thực vật của rừng đặc dụng và rừng phòng hộ. Dọc hệ thống khe suối chiều dày vỏ mỏng hoặc lộ đá gốc.

Diện tích của kiểu vỏ Sialferrit giàu silic khoảng 380 km².

Kiểu vỏ sialferrit giàu sắt (Hình 5, 8)

Kiểu vỏ sialferrit giàu sắt phân bố trên đá trầm tích lục nguyên hệ tầng Cô Bai (ngoại trừ các điểm phong hóa đá vôi ở khu Ke Đe, xã Thượng Long, Thượng Quảng, diện tích không đáng kể), một phần granodiorit phức hệ Bến Giằng - Quế Sơn ở Hương Hữu, Hương Sơn, Thượng Nhật và trên đá phiến sét - sericit - chlorit, bột kết phủ hệ tầng Long Đại trên.

Thảm thực vật trên vỏ phong hóa chủ yếu là rừng đặc dụng (phía Tây Thượng Quảng, Nam Thượng Nhật, Thượng Lộ và Nam Hương Lộ), phân trung tâm ở Hương Hữu, Bắc Thượng Long, Hương Sơn và Hương Phú phổ biến rừng sản xuất.

Đặc điểm địa hóa - khoáng vật của vỏ như sau: SiO_2 : 40,0 - 57,6%, Al_2O_3 : 18,1 - 26,1%, TFe_2O_3 : 8,5-13,0%; hàm lượng mica dao động trong khoảng lớn (8 - 60%), thạch anh 12 - 35%, kaolinit cao trong vỏ trên các đá phiến sét hệ tầng Long Đại, còn trong vỏ trên đá granodiorit giàu khoáng vật allophan.

Chiều dày vỏ tương đối lớn, phổ biến vài mét đến hơn chục mét. Diện tích phân bố của vỏ khoảng 170 km^2 .



Hình 5. Ảnh kiểu vỏ phong hóa sialferrit giàu sắt ở Nam Đông.

Kiểu vỏ ferrosialit (Hình 6, 8)

Kiểu vỏ ferrosialit phân bố trên đá gabro Chaval ở Hương Sơn và đá phiến thạch anh - biotit, thạch anh - feldpat - sericit hệ tầng Long Đại ở Hương Sơn, Hương Lộ. Độ cao địa hình ở Hương Sơn khá bằng phẳng, ở Hương Lộ địa hình thay đổi lớn từ dưới 200 m đến hơn 700 m. Thảm thực vật chủ yếu là rừng sản xuất và các đồi cây trồng lâu năm.

Thành phần hóa học đặc trưng bởi hàm lượng oxit sắt và nhôm cao, Al_2O_3 : 20,1-20,2%, TFe_2O_3 : 26,3-26,6%. Đất giàu nhóm hạt sét và bụi.

Chiều dày vỏ tương đối lớn, có thể đạt chục mét hoặc hơn. Diện tích phân bố của vỏ khoảng 68 km^2 .



Hình 6. Ảnh kiểu vỏ phong hóa ferrosialit ở Nam Đông.

Kiểu vỏ ferralit (Hình 7, 8)

Kiểu vỏ ferralit giàu sắt phân bố trên đá gabro Chaval và granodiorit ở Hương Hữu, Hương Giang và Hương Hòa (nay là Hương Xuân). Đặc điểm chung của địa hình là thấp và thoải, nhiều nơi khá bằng phẳng. Thảm thực vật chủ yếu là rừng sản xuất, đất vườn trồng cây lâu năm.

Hàm lượng oxit silic trong kiểu vỏ này thấp (38,6 - 45,4%), trong khi oxit nhôm (Al_2O_3 : 25,3 - 27,2%) và đặc biệt là oxit sắt rất cao (TFe_2O_3 : 11,7 - 16,0%). Thành phần khoáng vật kaolinit chiếm 13-20%, thạch anh chiếm 49 - 52%, trong đới sạn thạch anh có thể lên tới 74%, khoáng vật chứa sắt chủ yếu là goethit.

Chiều dày phong hóa ở kiểu vỏ này khá lớn, có thể đạt đến 20 m. Diện tích phân bố khoảng 20 km^2 .

Lời cảm ơn

Kết quả của nghiên cứu này được trích từ đề tài khoa học - công nghệ Đại học Huế, mã số DHH2020-01-174.

Tài liệu tham khảo

- Đài Khí tượng - Thủy văn Thừa Thiên Huế, 2020. Thông tin cập nhật tình hình mưa bão năm 2020.
- Nguyễn Thanh, Lê Văn Thắng, Hà Ngọc Khanh, Nguyễn Khoa Lạnh, Trương Văn Lới, Bùi Văn Nghĩa, Mai Văn Phô, Võ Văn Phú, Lê Đình Phúc, Lê Xuân Tài, Trần Đức Thạnh. Hoàng Đức Triêm, Nguyễn Việt, 2005. Địa chí Thừa Thiên Huế, phần Tự nhiên. NXB Khoa học xã hội. Hà Nội.
- Phạm Huy Thông và cộng sự, 1997. Báo cáo đo vẽ bản đồ địa chất và tìm kiếm khoáng sản nhóm tờ Huế tỷ lệ 1:50,000, Lưu trữ Cục Địa chất và Khoáng sản, Hà Nội.
- Trần Văn Trị và Vũ Khúc (chủ biên), 2009. Địa chất, tài nguyên khoáng sản Việt Nam. NXB Khoa học và Kỹ thuật. 598tr.
- Nguyễn Thành Vạn, 1984. Thành hệ vỏ phong hóa alit ở phần phía Nam Việt Nam và khoáng sản liên quan. Địa chất và Khoáng sản Việt Nam, tập II: 331-349. Liên đoàn Bản đồ Địa chất. Hà Nội.
- Nguyễn Trung Thành, 2020. Đặc điểm vỏ phong hóa khu vực Bản Dú, Hà Giang và mối liên quan đến các hoạt động sạt trượt. Báo cáo học thuật. Bộ môn Khoáng thạch và Địa hóa, trường ĐH Mỏ - Địa chất.

Dividing weathering crust types in Nam Dong district, Thua Thien Hue province, central Vietnam

Nguyen Thi Thuy¹, Le Duy Dat¹, Nguyen Thi Hong Nu²

¹Hue university of Sciences - Hue Univeristy; ²Dong A University

*Corresponding author: ntthuykh@hueuni.edu.vn

Abstract

Nam Dong is a mountainous district of Thua Thien Hue Province, located in Central Vietnam. The area is characterized by a highly dissected terrain and a complicated geological structure. The basement is composed of various intrusive and sedimentary units dating from Ordovician to Quaternary, prevalent by the Paleozoic to Mesozoic weakly metamorphosed rocks (the Long Dai, Tan Lam, and Co Bai Formations) and igneous rocks (the Hai Van, Ben Giang – Que Son, and Chaval Complexes). According to field survey, mineralogical and geochemical characteristics of the weathering crust and to the bedrocks' petrography, the weathering crust in the Nam Dong region is divided into 5 types: Complete sialferrite (2 km²), Si-rich sialferrite occupying a large area (380 km²), Fe-rich sialferrite (170 km²), ferrosialite (68 km²) and ferralite (20 km²).

Keywords: Geochemistry, Nam Dong, weathering crust type.

PHÂN TÍCH TƯƠNG QUAN GIỮA XÂM NHẬP MẶN VÀ CHẤT LƯỢNG NƯỚC Ở HAI LƯU VỰC SÔNG BẾN HẢI VÀ THẠCH HÃN, TỈNH QUẢNG TRỊ

Bùi Thị Thu¹, Đỗ Thị Việt Hương^{1,*}, Lê Hữu Tâm²

¹Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

²Trung tâm Quan trắc Tài nguyên và Môi trường Quảng Trị

*Tác giả chịu trách nhiệm: dtvhuong@hueuni.edu.vn

Tóm tắt

Quảng Trị là một tỉnh giáp biển nên xâm nhập mặn là hiện tượng phổ biến và có mối quan hệ với chất lượng nước ở hai lưu vực sông lớn của tỉnh Quảng Trị là Bến Hải và Thạch Hãn. Thông qua bài toán phân tích thống kê số liệu quan trắc năm 2020 và 2021 cho thấy độ mặn nước mặt có sự biến động đáng kể từ 0,03 (ngọt) đến 19,70‰ (lợ mặn) với độ lệch chuẩn 7,34‰; độ mặn nước dưới đất nằm trong khoảng 0,02 (ngọt) đến 1,2‰ (lợ nhạt) với độ lệch chuẩn 0,25‰. Độ mặn nước mặt có tương quan thuận rất chặt ($r > 0,95$) với hàm lượng Sunphat và Florua; tương quan thuận chặt ($r: 0,71 - 0,89$) với pH và chất rắn hòa tan. Trong khi đó, độ mặn nước ngầm có tương quan thuận rất chặt ($r > 0,94$) độ dẫn điện, độ cứng; tương quan thuận chặt ($r \approx 0,8$) với Sunphat; tương quan thuận tương đối chặt ($r: 0,5 - 0,6$) với pH và Florua. Kết quả này là cơ sở quan trọng để đề xuất giải pháp kỹ thuật nhằm giảm thiểu xâm nhập mặn ở khu vực nghiên cứu.

Từ khóa: xâm nhập mặn; chất lượng nước; Bến Hải; Thạch Hãn; tương quan.

1. Đặt vấn đề

Nước là nguồn tài nguyên thiết yếu cho cuộc sống của con người và nền sản xuất của xã hội. Nhu cầu sử dụng nước ngày càng gia tăng thì nguy cơ thiếu nước, đặc biệt là nước ngọt và nước sạch là rất lớn. Tỉnh Quảng Trị có hệ thống sông suối khá dày đặc thuộc về ba lưu vực sông (LVS) là Bến Hải, Thạch Hãn và Ô Lâu với mật độ trung bình 0,8 - 1,0 km/km². Do đặc điểm địa hình có bề ngang hẹp, có dãy Trường Sơn ở phía Tây nên các sông của Quảng Trị có đặc điểm chung là ngắn và dốc. Cùng với sự biến đổi khí hậu toàn cầu, xâm nhập mặn (XNM) trên các LVS đang ở tình trạng báo động. Quá trình XNM đã ảnh hưởng đến đời sống sản xuất, sinh hoạt của người dân và làm thay đổi đáng kể chất lượng nước (CLN) ở hai LVS lớn của tỉnh Quảng Trị là Bến Hải và Thạch Hãn. Hiện nay, mặc dù đã có một số nghiên cứu về tình hình XNM ở khu vực này nhưng phần lớn chỉ mới đánh giá hiện trạng và dự báo diễn biến của XNM. Vì vậy, mục tiêu bài báo hướng đến: (i) Làm rõ hiện trạng môi trường nước ở hai LVS Bến Hải và Thạch Hãn; (ii) phân tích thực trạng XNM ở hai hệ thống sông các năm 2020 và 2021; (iii) phân tích tương quan giữa các thông số XNM với CLN của LVS Bến Hải và Thạch Hãn; (iv) đề xuất giải pháp kỹ thuật giảm thiểu XNM ở khu vực nghiên cứu.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.2. Cơ sở lý thuyết

Xâm nhập mặn là quá trình thay thế nước ngọt trong các tầng chứa nước ở ven biển bằng nước mặn do sự dịch chuyển của khối nước mặn vào tầng nước ngọt. XNM làm giảm nguồn nước ngọt dưới lòng đất ở các tầng chứa nước ven biển do cả hai quá trình tự nhiên và con người gây ra (EOE, 2012). Đặc điểm của quá trình XNM là sự lan truyền và khuếch tán có liên quan đến nhiều quá trình và chịu ảnh hưởng bởi nhiều yếu tố tác động khác nhau. XNM diễn ra ở cả tầng nước mặt và nước dưới đất.

Xâm nhập mặn không chỉ ảnh hưởng đến kinh tế, xã hội mà còn ảnh hưởng nghiêm trọng đến chất lượng nguồn nước cấp sinh hoạt cho người dân và các hoạt động sản xuất. Trong những

năm gần đây, tình hình XNM tại các vùng ven biển diễn biến ngày càng gay gắt, gây nhiều khó khăn trong công tác quản lý nguồn tài nguyên nước mặt (Nguyễn Thị Thuý Vy và cs., 2021). Bên cạnh đó, hiện tượng XNM nước dưới đất cũng nhiều người nghiên cứu. Trong đó, hiện tượng suy giảm mực nước, hiện tượng ô nhiễm, XNM, lún mặt đất là các vấn đề cần quan tâm và kiểm soát vì nó sẽ trả lời cho các câu hỏi liên quan đến trữ lượng và CLN còn có thể khai thác trong khu vực (Đào Hồng Hải và cs., 2021).

2.2. Phương pháp nghiên cứu

2.2.1. Phương pháp thu thập dữ liệu thứ cấp

Thu thập các thông tin, tài liệu, dữ liệu từ các báo cáo, số liệu thống kê có liên quan để khái quát về đặc điểm thủy văn LVS Bến Hải và Thạch Hãn từ UBND tỉnh Quảng Trị; số liệu quan trắc XNM các năm 2020, 2021 và kết quả phân tích các thông số CLN qua 2 đợt quan trắc năm 2020 và 2021 tại Phòng thí nghiệm để phân tích hiện trạng và diễn biến XNM từ Trung tâm Quan trắc Tài nguyên và Môi trường Quảng Trị. Các chỉ tiêu thu thập có tính đồng bộ về địa điểm, thời gian và chỉ tiêu quan trắc các thông số chất lượng môi trường phục vụ cho phân tích tương quan giữa xâm nhập mặn và chất lượng nước.

2.2.2. Phương pháp đánh giá chất lượng môi trường

Phương pháp này được sử dụng để đánh giá chất lượng nước mặt và nước dưới đất qua so sánh các thông số môi trường với Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia (QCKTQG) tương ứng: QCVN 08-MT:2015/BTNMT - QCKTQG về chất lượng nước mặt; QCVN 09-MT:2015/BTNMT - QCKTQG về chất lượng nước ngầm; QCVN 01-1:2018/BYT - QCKTQG về chất lượng nước sạch sử dụng cho mục đích sinh hoạt. Các chỉ tiêu thống kê được lựa chọn đưa vào đánh giá tác động của quá trình XNM đến chất lượng nước LVS Bến Hải và Thạch Hãn được lựa chọn dựa vào các quy định của Việt Nam (QCVN 08-MT:2015/BTNMT; QCVN 09-MT:2015/BTNMT; QCVN 01-1:2018/BYT).

Dựa vào tổng quan các công trình nghiên cứu đi trước liên quan đến ứng dụng thống kê đa biến trong đánh giá tác động của XNM đến CLN cũng như điều kiện sẵn có của nguồn dữ liệu quan trắc về XNM, CLN nước mặt và nước dưới đất ở khu vực nghiên cứu; các chỉ tiêu thống kê được lựa chọn cho phân tích bao gồm các nhóm chỉ tiêu và chỉ tiêu cụ thể như ở Bảng 1.

Bảng 1. Các chỉ tiêu thống kê để phân tích ở LVS Bến Hải và Thạch Hãn giai đoạn 2020-2021

STT	Mô tả chỉ tiêu thống kê	Ký hiệu	Đơn vị tính	STT	Mô tả chỉ tiêu thống kê	Ký hiệu	Đơn vị tính
I	Nhóm chỉ tiêu đánh giá ảnh hưởng của XNM lên môi trường nước mặt			II	Nhóm chỉ tiêu đánh giá XNM lên môi trường nước dưới đất		
1	Độ mặn nước mặt	ĐMNMT	‰	1	Độ mặn nước dưới đất	ĐMNDD	‰
2	pH	pH	#	2	pH	pH	#
3	Chất rắn hòa tan	TDS	mg/l	3	Độ dẫn điện	EC	μS/cm
4	Sunphat	Sulfate	mg/l	4	Độ cứng tổng số	ĐC	mg/l
5	Florua	Florua	mg/l	5	Sunphat	Sulfate	mg/l
6	Coliforms	Coliforms	MPN/100 ml	6	Florua	Florua	mg/l

Đối với phân tích tương quan giữa XNM với môi trường nước, cỡ mẫu thống kê từ kết quả quan trắc theo các nhóm chỉ tiêu đánh giá được thu thập đồng bộ giai đoạn 2020-2021, trong đó có 14 điểm quan trắc môi trường nước mặt, 24 điểm quan trắc môi trường nước dưới đất và 14 điểm quan trắc xâm nhập mặn.

2.2.3. Phương pháp thống kê mô tả và phân tích tương quan

Thống kê mô tả được sử dụng để cung cấp những thông số khái quát về đặc trưng mẫu quan trắc môi trường và so với giá trị giới hạn theo QCVN và thang đo A.F. Karpevits (nước lợ: độ mặn từ 0,5 - 30‰, trong đó nước lợ vừa có độ mặn từ 4 - 18‰, nước lợ mặn có độ mặn từ 18 - 30‰; nước mặn: độ mặn trên 30‰).

Ngoài ra, thống kê theo bảng phân tổ và theo nhiều chỉ tiêu, theo đồ thị ma trận phân tán cũng được phân tích nhằm cung cấp bức tranh về mối quan hệ giữa tình hình XNM với chất lượng môi trường nước ở hai LVS. Đối với phân tích tương quan, hệ số tương quan đơn r (Pearson Correlation Coefficient) được sử dụng để lượng hóa mức độ chặt chẽ về mối liên hệ tuyến tính giữa 2 biến định lượng. Nếu $0,9 \leq |r| \leq 1$: tương quan rất chặt; $0,7 \leq |r| < 0,9$: tương quan chặt; $0,5 \leq |r| < 0,7$: tương quan tương đối chặt; $0,3 \leq |r| < 0,5$: tương quan trung bình; $0,0 \leq |r| < 0,3$: tương quan yếu. Ngoài ra, điều kiện để kiểm chứng cặp biến có tương quan với nhau thì giá trị Sig. kiểm định phải nhỏ hơn 0,05 (Hoàng Trọng và Chu Nguyễn Mộng Ngọc, 2008). Các phép phân tích thống kê được xử lý trên phần mềm IBM SPSS phiên bản 25.

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Hiện trạng môi trường nước ở lưu vực sông Bến Hải và Thạch Hãn

3.1.1. Hiện trạng chất lượng môi trường nước ở lưu vực sông Bến Hải

a) Môi trường nước mặt

Chất lượng môi trường nước mặt tại 06 vị trí quan trắc (Hình 1) đều nằm trong giới hạn B1 theo QCVN 08-MT:2015/BTNMT, đảm bảo cho mục đích tưới tiêu, thủy lợi hoặc các mục đích sử dụng khác có yêu cầu CLN tương tự hoặc thấp hơn. Cụ thể về các thông số quan trắc như sau:



Hình 1. Vị trí quan trắc môi trường ở LVS Bến Hải.

- Giá trị pH tương đối ổn định, dao động từ 6,2 - 7,9, đáp ứng được cho mục đích tưới tiêu, thủy lợi.

- Các thông số BOD₅ và COD: dao động từ 1,7 - 2,1 mg/l đối với BOD₅ và từ 8 - 12 mg/l đối với COD. Điều này chứng tỏ CLN mặt ở chưa có dấu hiệu ô nhiễm BOD₅ và COD, cũng như chưa chịu các tác động lớn do hoạt động phát triển kinh tế - xã hội của địa phương.

- Thông số NO₃-N tương đối ổn định, dao động từ 0,14 - 0,71 mg/l. Thông số Fe có xu hướng gia tăng vào năm 2021, riêng tại vị trí NM14 (Chân đập ngăn mặn sông Sa Lung) giảm so với năm 2020.

- Thông số Florua có sự biến động lớn và có xu hướng gia tăng vào năm 2021. Mật độ Coliform dao động từ 39 - 460 MPN/100 ml.

b) Môi trường nước dưới đất

Kết quả quan trắc chất lượng môi trường nước dưới đất (bao gồm giếng khoan và giếng đào) tại 12 vị trí (Hình 1) nằm trong khuôn viên hộ gia đình cho thấy: CLN dưới đất tại phần lớn các vị trí quan trắc đều nằm trong giới hạn cho phép theo QCVN 09-MT:2015/BTNMT. Nhằm đưa ra các khuyến cáo về CLN đáp ứng cho mục đích sinh hoạt, trong nghiên cứu đã tiến hành so sánh với QCVN 01-1:2018/BYT. Cụ thể như sau:

- Giá trị pH dao động từ 4,7 - 6,8 và có sự biến động lớn. Khi so sánh với QCVN 09-MT:2015/BTNMT, năm 2020, có 5/12 vị trí có giá trị pH nằm ngoài khoảng giới hạn và có xu hướng giảm còn 1/12 vị trí vào năm 2021. So sánh với QCVN 01-1:2018/BYT, năm 2020 có 7/12 vị trí và năm 2021 có 4/12 có giá trị pH nằm ngoài khoảng giới hạn cho phép dao động từ 4,7 - 5,8. Cần lưu ý tại các vị trí NN13 (xã Linh Trường), NN19 (xã Vĩnh Giang), NN20 (TT Cửa Tùng) và NN21 (xã Vĩnh Long), CLN tại các khu vực này không đảm bảo mục đích sinh hoạt, ăn uống của người dân.

- Thông số độ cứng dao động từ 22 - 180 mg/l, nằm trong giới hạn cho phép so với QCVN 09-MT:2015/BTNMT và QCVN 01-1:2018/BYT.

- Thông số $\text{NO}_3\text{-N}$ dao động từ 0,03 - 10,9 mg/l. Nếu so sánh với QCVN 01-1:2018/BYT thì có 02/12 vị trí (NN16 - xã Trung Giang và NN20 - thị trấn Cửa Tùng) có kết quả vượt giới hạn cho phép từ 2,4 - 5,5 lần, CLN tại các khu vực này không đảm bảo mục đích vệ sinh, ăn uống của người dân.

- Thông số Fe dao động từ < 0,03 - 1,12 mg/l. Nếu so sánh với QCVN 01-1:2018/BYT, năm 2020 có 03/12 vị trí và năm 2021 có 02/12 vị trí (NN13 - xã Linh Trường và NN15 - xã Trung Hải) có kết quả vượt giới hạn cho phép từ 1,4 - 3,4 lần, CLN tại các khu vực này không đảm bảo mục đích vệ sinh, ăn uống của người dân.

- Thông số Sunphat dao động từ 3 - 114 mg/l, nằm trong giới hạn cho phép khi so sánh với QCVN 09-MT:2015/BTNMT và QCVN 01-1:2018/BYT.

- Thông số Florua dao động từ 0,2 - 0,47 mg/l, nằm trong giới hạn cho phép khi so sánh với QCVN 09-MT:2015/BTNMT và QCVN 01-1:2018/BYT.

- Mật độ Coliform dao động từ 0 - 4 MPN/100 ml. Khi so sánh với QCVN 09-MT:2015/BTNMT và QCVN 01-1:2018/BYT, có 02/12 vị trí mật độ Coliform vượt giới hạn là 1,3 lần (NN14 - xã Trung Sơn và NN17 - xã Vĩnh Sơn).

3.2.2. Hiện trạng chất lượng môi trường nước ở LVS Thạch Hãn

a) Môi trường nước mặt



Hình 2. Vị trí quan trắc môi trường ở LVS Thạch Hãn.

Kết quả quan trắc chất lượng môi trường nước mặt tại 08 vị trí quan trắc (Hình 2) trong 2 đợt 2020 và 2021 đều nằm trong giới hạn B1 theo QCVN 08-MT:2015/BTNMT nên đảm bảo cho mục đích tưới tiêu, thủy lợi hoặc các mục đích sử dụng khác có yêu cầu CLN tương tự hoặc thấp hơn QCVN.

- Giá trị pH tương đối ổn định, dao động trong khoảng từ 6,1 đến 7,5. CLN đáp ứng được cho mục đích tưới tiêu, thủy lợi hoặc thấp hơn khi so sánh với QCVN của Bộ TNMT (2015).

- Các thông số BOD_5 và COD dao động từ 1,5 - 2,2 mg/l đối với BOD_5 và từ 5 - 12 mg/l đối với COD. Có thể thấy rằng, CLN sông trên của hệ thống sông Thạch Hãn chưa có dấu hiệu ô nhiễm BOD_5 và COD, chưa chịu các tác động lớn do hoạt động phát triển kinh tế - xã hội của địa phương.

- Thông số Fe dao động từ 0,047 - 0,84 (mg/l). So với thời điểm quan trắc năm 2020, phần lớn nồng độ Fe trong nước mặt có xu hướng giảm vào năm 2021. Thông số Florua có sự biến động lớn. So với đợt quan trắc năm 2020, tất cả các vị trí quan trắc đều có xu hướng tăng vào năm 2021 và nằm trong giới hạn B1 theo QCVN 08-MT:2015/BTNMT. Mật độ Coliform đều nằm trong giới hạn cho phép, dao động từ 6 - 930 MPN/100 ml.

b) Môi trường nước dưới đất

Kết quả quan trắc chất lượng môi trường nước dưới đất tại 12 vị trí (bao gồm giếng khoan và giếng đào) qua 02 đợt quan trắc năm 2020 và 2021 nằm trong khuôn viên hộ gia đình cho thấy: Các thông số CLN dưới đất đều nằm trong giới hạn cho phép theo QCVN 09-MT:2015/BTNMT (ngoại trừ Coliform). Nhằm đánh giá CLN đáp ứng cho mục đích sinh hoạt, nghiên cứu đã tiến hành so sánh với QCVN 01-1:2018/BYT, cụ thể như sau:

- Giá trị pH dao động từ 5,6 - 8,1. Khi so sánh với QCVN 01-1:2018/BYT, năm 2020 có

1/12 vị trí và năm 2021 có 3/12 vị trí có giá trị pH nằm ngoài khoảng giới hạn cho phép. Các hộ dân tại khu vực TT Ái Tử (NN3), xã Triệu Thuận (NN4), phường Đông Lễ (NN6) và xã Cam Thủy (NN10) muốn sử dụng làm nước sinh hoạt cần cân nhắc và có các biện pháp xử lý, thích hợp để sử dụng.

- Độ cứng dao động từ 57 - 440 mg/l. So với QCVN 01-1:2018/BYT, năm 2020 có 1/12 vị trí và năm 2021 có 3/12 vị trí (TP Đông Hà: NN5 - Phường 2 và NN12 - Phường 3; NN7 - xã Gio Mai) vượt giới hạn cho phép từ 1,3 - 1,5 lần, CLN tại các khu vực này không đảm bảo mục đích vệ sinh, ăn uống của người dân.

- Thông số $\text{NO}_3\text{-N}$ dao động từ 0,03 - 10,9 mg/l. So sánh với QCVN 01-1:2018/BYT, năm 2020 có 05/12 vị trí và năm 2021 có 3/12 vị trí quan trắc có kết quả vượt giới hạn cho phép từ 1,2 - 5,6 lần như ở (Hình 6.c). Tại các vị trí NN1 (xã Hải Lệ), NN8 (xã Gio Việt) và NN11 (xã Cam Hiếu), CLN tại những khu vực này không đảm bảo mục đích vệ sinh, ăn uống của người dân.

- Thông số Fe dao động từ 0,03 - 2,44 mg/l. So sánh với QCVN 01-1:2018/BYT, có 03/12 vị trí (NN3 - TT Ái Tử, NN7 - xã Gio Mai và NN10 - xã Cam Thủy) có kết quả cả 02 đợt quan trắc vượt giới hạn cho phép từ 1,7 - 4,4 lần. CLN tại các khu vực này không đảm bảo mục đích vệ sinh, ăn uống của người dân.

- Thông số Sunphat dao động từ 3 - 288 mg/l. So sánh với QCVN 01-1:2018/BYT, có 01/12 vị trí (NN12 - phường 3 - TP Đông Hà) vượt giới hạn cho phép. CLN tại khu vực này không đảm bảo mục đích vệ sinh, ăn uống của người dân.

- Thông số Florua dao động từ 0,2 - 0,8 mg/l, nằm trong giới hạn cho phép của QCVN 09-MT:2015/BTNMT và QCVN 01-1:2018/BYT.

- Mật độ Coliform dao động từ 0 - 4 MPN/100 ml. So sánh với QCVN 09-MT:2015/BTNMT và QCVN 01-1:2018/BYT, năm 2020 có 01/12 vị trí, năm 2021 có 03/12 vị trí có mật độ Coliform vượt giới hạn cho phép là 1,3 lần (NN3 - TT Ái Tử, NN5 - phường 2 - TP Đông Hà và NN10 - xã Cam Thủy).

3.3. Thực trạng xâm nhập mặn ở hệ thống sông Bến Hải và Thạch Hãn giai đoạn 2020-2021

Kết quả quan trắc độ mặn ở 14 điểm quan trắc nước mặt cho thấy, ở cầu Thạch Hãn (NM2) có độ mặn thấp nhất (0,03‰) vào năm 2020 và điểm cách cầu Hiền Lương về phía thượng lưu 2 km (NM10) là nơi có độ mặn cao nhất (19,7‰) vào năm 2021. Vào mùa khô, độ mặn trung bình trên sông Bến Hải dao động trong khoảng 7,8 - 12,5‰. Vào mùa mưa, độ mặn trung bình dao động trong khoảng 0,16 - 0,18‰. Nguyên nhân là do vào mùa mưa, lượng nước ngọt trên các lưu vực sông được bổ sung làm độ mặn giảm đáng kể so với mùa khô. Kết quả quan trắc XNM trên sông Hiếu thuộc hệ thống sông Thạch Hãn tại điểm SH2-1 (Cách cầu Đuôi khoảng 500 m về phía thượng lưu) cho thấy: Độ mặn ít có sự biến động giữa hai mùa. Vào mùa khô, độ mặn trung bình dao động trong khoảng 0,08 - 0,09‰. Vào mùa mưa, độ mặn trung bình dao động trong khoảng 0,06 - 0,08‰. Qua đó có thể thấy rằng, XNM chưa có dấu hiệu tác động đến khu vực này.

Đối với nước dưới đất, khi quan trắc tại 24 địa điểm trên 2 LVS thì ở khu vực xã Vĩnh Hòa, Vĩnh Linh (NN24) có độ mặn thấp nhất (0,02‰) vào năm 2021 và khu vực phường 3, Đông Hà (NN12) là nơi có độ mặn cao nhất (1,2‰) vào năm 2021.

3.4. Mối quan hệ giữa xâm nhập mặn với chất lượng nước lưu vực sông Bến Hải và sông Thạch Hãn

3.4.1. Thống kê mô tả chung các mẫu thống kê

a) Nhóm chỉ tiêu đánh giá XNM lên môi trường nước mặt

Qua thống kê mô tả trên phần mềm SPSS, giá trị trung bình các thông số môi trường nước mặt được thể hiện ở bảng 2.

Bảng 2. Biến động các giá trị trung bình thông số về môi trường nước mặt giai đoạn 2020-2021

Thông số	Dải giá trị	Giá trị nhỏ nhất	Giá trị cao nhất	Giá trị trung bình	Độ lệch chuẩn	Giá trị giới hạn
Độ mặn nước mặt	19,67	0,03	19,70	5,66	7,34	* Lợ: 0,5-30‰ Mặn: >30‰
pH	1,80	6,10	7,90	7,05	0,55	5,5 - 9**
Tổng chất rắn hoà tan	2.0655,00	45,00	2.0700,00	5.086,64	7.314,35	1000***
Sulfate	1.523,00	0,00	1.523,00	432,21	553,49	
Florua	1,10	0,00	1,10	0,41	0,36	1,5**
Coliform	921	9	930	205,21	253,31	7500**

$N = 28$ * Thang đo độ mặn của A.F.Karpevits; ** QCVN 08-MT:2015/BTNMT QCKTQG về CLN mặt (B1); ***QCVN 14:2008/BTNM QCKTQG về nước thải sinh hoạt (tương đương CLN mặt B1, B2).

Qua bảng 2 cho thấy, trong giai đoạn 2020-2021 độ mặn nước mặt nằm trong khoảng 0,03 đến 19,70‰ (bắt đầu qua ngưỡng lợ mặn) với độ lệch chuẩn 7,34‰, chứng tỏ giá trị độ mặn có sự biến động đáng kể. Độ mặn của nước mặt trung bình ở mức 5,66‰ (thuộc ngưỡng mức lợ vừa). Thông số tổng số chất rắn hòa tan TDS (Total dissolved solid) có giá trị cao nhất và giá trị trung bình đều vượt mức quy chuẩn cho phép đối với nguồn nước có CLN tương đương cột B1, B2 của QCKTQG về CLN mặt hoặc nước biển ven bờ. Trong khi đó các thông số pH, Coliform, Florua đều nằm trong ngưỡng quy chuẩn cho phép.

b) Nhóm chỉ tiêu đánh giá XNM lên môi trường nước dưới đất

Kết quả phân tích tác động bởi XNM giai đoạn 2020-2021 được so sánh với QCVN 09-MT:2015/BTNMT- QCKTQG về CLN dưới đất. Qua thống kê mô tả trên phần mềm SPSS, giá trị trung bình các thông số môi trường nước dưới đất được thể hiện ở bảng 3.

Bảng 3. Biến động giá trị trung bình các thông số môi trường nước dưới đất giai đoạn 2020-2021

Thông số	Dải giá trị	Giá trị nhỏ nhất	Giá trị lớn nhất	Giá trị trung bình	Độ lệch chuẩn	Giá trị giới hạn
Độ mặn	1,18	0,02	1,20	0,25	0,25	* Lợ: 0,5 - 30‰ Mặn: >30‰
pH	3,40	4,70	8,10	6,16	0,61	5,5 - 8,5**
Độ dẫn điện	2.249,00	67,00	2.316,00	441,81	486,89	30 - 2000
Độ cứng tổng số	440,00	22,00	462,00	131,04	103,63	500**
Sulfate (SO_4^{2-})	288,00	0,00	288,00	29,48	63,58	400**
Florua (F^-)	0,80	0,00	0,80	0,13	0,17	1**

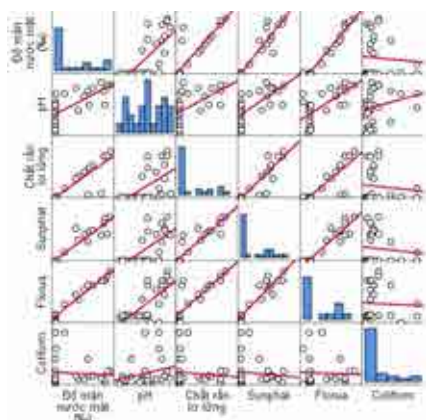
$N = 48$ * Thang đo độ mặn của A.F.Karpevits; **QCVN 09-MT:2015/BTNMT - QCKTQG về CLN dưới đất.

Qua bảng 3 cho thấy, độ mặn nước dưới đất nằm trong khoảng 0,02 đến 1,2‰ với độ lệch chuẩn 0,25‰. Theo thang đo A.F.Karpevits, độ mặn của nước dưới đất nằm trong ngưỡng nước ngọt (0,01 - 0,5‰) và chỉ mới bắt đầu qua giới hạn ngưỡng nước lợ nhạt (độ mặn từ 0,5 - 4‰). Các thông số độ cứng, Sunphat và Florua trong giai đoạn này đều nằm trong ngưỡng quy chuẩn cho phép. Thông số pH có giá trị thấp nhất vượt ngoài ngưỡng dưới với mức $\text{pH}_{\min} = 4,7 < 5,5$ (quy chuẩn). Điều này cho thấy pH có xu hướng chua hóa. Thông số độ dẫn điện EC của nước dưới đất có giá trị lớn nhất vượt ngưỡng quy chuẩn cho phép, tương ứng $\text{EC}_{\max} = 2.316 > 2.000$.

3.4.2. Tương quan giữa xâm nhập mặn với môi trường nước

a) Môi trường nước mặt

Đồ thị ma trận phân tán thể hiện mối quan hệ giữa độ mặn nước mặt với các thông số CLN mặt quan trắc trong giai đoạn 2020-2021 được thể hiện ở Hình 3.



Hình 3. Đồ thị ma trận phân tán tương quan giữa độ mặn với các thông số CLN môi trường nước mặt giai đoạn 2020-2021.

Qua Hình 3 cho thấy, biến XNM có tương quan tuyến tính theo chiều thuận với các thông số CLN mặt như pH, chất rắn lơ lửng, Sunphat, Florua. Trong đó, mỗi tương quan giữa độ mặn với hàm lượng chất rắn lơ lửng, Sunphat, Florua theo mô hình tuyến tính và khá chặt. Điều này cho thấy khi độ mặn càng tăng thì các thông số trên tương ứng tăng theo. Trong khi đó, giữa độ mặn trong môi trường nước mặt và coliform chưa thể hiện rõ mối tương quan chặt chẽ.

Để thấy rõ thêm mức độ chặt chẽ trong mối liên hệ tuyến tính giữa độ mặn và các thông số môi trường nước mặt, hệ số tương quan đơn Pearson đã được tính toán và thể hiện qua Bảng 4.

Bảng 4. Hệ số tương quan Pearson giữa độ mặn với các thông số nước mặt giai đoạn 2020 - 2021 ở LVS Bến Hải và Thạch Hãn, tỉnh Quảng Trị

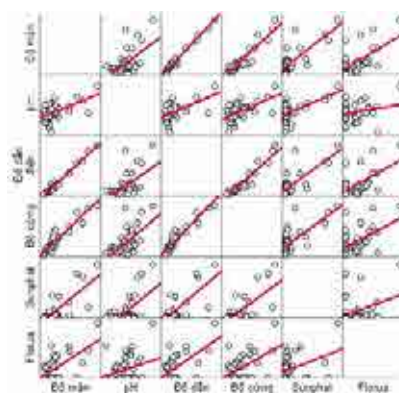
Chỉ tiêu		pH	Chất rắn lơ lửng	Sunphat	Florua	Coliform
Độ mặn nước mặt	Hệ số tương quan Pearson	0,709**	0,887**	0,952**	0,985**	- 0,07
	Giá trị Sig.	0,000	0,000	0,000	0,000	0,725

** Kiểm định 2 đuôi (2-tailed) mức tin cậy 99%, tổng số mẫu N=28 Nguồn: Kết quả phân tích SPSS

Qua Bảng 4 cho thấy, các thông số pH, chất rắn lơ lửng, Sunphat, Florua có tương quan thuận với độ mặn nước mặt với ý nghĩa kiểm định thống kê Sig. = 0,00 (< 0,05) thỏa mãn điều kiện tương quan. Giữa biến Coliform và biến độ mặn nước mặt không có tương quan với nhau do giá trị ý nghĩa kiểm định thống kê Sig. = 0,725 (> 0,05) nên không thỏa mãn điều kiện tương quan. Độ mặn và hàm lượng Sunphat (SO_4^{2-}) và Florua (F^-) trong nước mặt có tương quan thuận rất chặt với hệ số tương quan tương ứng là $r = 0,952$ và $r = 0,985$. Như vậy, ứng với độ mặn càng cao sẽ dẫn đến hàm lượng Sunphat và Florua trong nước càng cao. Thông số pH và chất rắn hòa tan (TDS) có mối tương quan thuận chặt đối với độ mặn trong nước mặt tương ứng với giá trị hệ số tương quan Pearson là $r = 0,709$ và $r = 0,887$. Khi độ mặn trong nước càng tăng, dẫn đến nồng độ pH tăng, điều này sẽ ảnh hưởng đến CLN mặt.

b) Môi trường nước dưới đất

Đồ thị ma trận phân tán thể hiện xu hướng quan hệ giữa độ mặn môi trường nước dưới đất với các thông số CLN dưới đất quan trắc trong giai đoạn 2020-2021 như ở Hình 4. Qua Hình 4 cho thấy, biến độ mặn đều có tương quan tuyến tính theo chiều thuận với các thông số CLN dưới đất như pH, độ dẫn điện, độ cứng, Sunphat và Florua. Trong đó, mỗi tương quan giữa độ mặn với độ dẫn điện và độ cứng theo mô hình tuyến tính và khá chặt. Điều này cho thấy khi độ mặn càng tăng thì dẫn đến các thông số trên tương ứng tăng theo. Để thấy rõ thêm mức độ chặt chẽ trong mối liên hệ tuyến tính giữa độ mặn và các thông số môi trường nước mặt, hệ số tương quan đơn Pearson được tính toán và thể hiện qua bảng 5.



Hình 4. Đồ thị ma trận phân tán tương quan giữa độ mặn với các thông số CLN môi trường dưới đất giai đoạn 2020-2021.

Bảng 5. Hệ số tương quan Pearson giữa độ mặn với các thông số nước dưới đất giai đoạn 2020-2021 ở LVS Bến Hải và Thạch Hãn, tỉnh Quảng Trị

Chỉ tiêu		pH	Độ dẫn điện	Độ cứng	Sunphat	Florua
Độ mặn nước dưới đất	Hệ số tương quan Pearson	0,548**	0,991**	0,940**	0,795**	0,619**
	Giá trị Sig.	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

** Kiểm định 2 đuôi (2-tailed) mức tin cậy 99%, tổng số mẫu N = 48 Nguồn: Kết quả phân tích SPSS

Qua Bảng 5 cho thấy, các thông số độ pH, độ dẫn điện, độ cứng, Sulfate và Florua đều có tương quan thuận với độ mặn nước dưới đất với ý nghĩa kiểm định thống kê Sig. = 0,00 (< 0,05) thỏa mãn điều kiện tương quan. Độ mặn và độ dẫn điện, độ cứng trong nước dưới đất có tương quan thuận rất chặt với hệ số tương quan tương ứng là $r = 0,991$ và $r = 0,940$. Ứng với độ mặn trong nước dưới đất càng cao sẽ dẫn đến độ dẫn điện và độ cứng trong nước càng cao, trong đó, độ dẫn điện có hệ số tương quan cao nhất, gần bằng 1. Độ mặn trong nước dưới đất có tương quan thuận chặt với thông số Sunphat. Các thông số pH, Florua có mối tương quan thuận tương đối chặt với độ mặn trong nước dưới đất, với hệ số tương quan nằm trong ngưỡng 0,5 - 0,7. Điều này cũng phản ánh xu thế tương tự với mối tương quan các thông số này như đối với nước mặt.

3.5. Giải pháp kỹ thuật nhằm giảm thiểu xâm nhập mặn ở khu vực nghiên cứu

- Tăng cường nạo vét, gia cố, duy tu sửa chữa hệ thống kênh tưới, hệ thống đập ngăn mặn sông Cánh Hòm, sông Vĩnh Phước, sông Vĩnh Định. Lắp đặt trạm bơm dã chiến cùng phương tiện lấy nước để chủ động vận hành, đảm bảo đủ điều kiện dẫn nước cho các vùng thường xuyên chịu hạn hán, XNM.

- Xây dựng và nâng cấp các tuyến đê sông tại các khu vực xung yếu thường xuyên chịu tác động của XNM như: Vĩnh Giang, Hiền Thành, Vĩnh Sơn, Vĩnh Lâm, Vĩnh Long (Vĩnh Linh); Xã Triệu Vân, Triệu Phước, Triệu Ái, Triệu Giang (Triệu Phong) và các phường ở Đông Hà.

- Đầu tư dự án xây đập ngăn mặn sông Bến Hải, giữ ngọt cho vùng hạ lưu sông Bến Hải, đảm bảo an toàn, an ninh nguồn nước cho sản xuất và sinh hoạt trước mắt và lâu dài.

- Quản lý, vận hành và có giải pháp nạo vét tăng dung tích các hồ đập ở LVS Bến Hải và LVS Thạch Hãn nhằm cung cấp đủ nước tưới tiêu phục vụ sản xuất.

- Đầu tư xây dựng hệ thống cảnh báo sớm thiên tai, thiết bị giám sát mực nước, quan trắc cảnh báo tự động về độ mặn tại các lưu vực để sử dụng hợp lý nguồn tài nguyên nước mặt tại các lưu vực sông.

4. Kết luận

Qua quá trình nghiên cứu số liệu tại 14 điểm quan trắc nước mặt và 24 điểm quan trắc nước ngầm vào năm 2020 và 2021, có thể rút ra một số kết luận sau: Hầu hết các điểm quan trắc CLN mặt ở LVS Bến Hải và Thạch Hãn đều nằm trong giới hạn B1 theo QCVN 08-MT: 2015/BTNMT, đảm bảo cho mục đích tưới tiêu, thủy lợi. CLN dưới đất tại phần lớn các vị trí quan trắc đều nằm trong giới hạn cho phép theo QCVN 09-MT:2015/BTNMT nhưng nếu sử dụng cho mục đích sinh hoạt thì có một số thông số ở vài ba vị trí vượt giới hạn từ 1,3 - 5,5 lần như $\text{NO}_3\text{-N}$, Fe, Coliform... Độ mặn của môi trường nước mặt dao động từ 0,03 - 19,7‰, ở môi trường nước dưới đất dao động từ 0,02-1,2‰. Kết quả phân tích tương quan cho thấy, độ mặn nước mặt có tương quan thuận từ chặt đến rất chặt với hàm lượng Sunphat, Florua, pH và chất rắn hòa tan. Độ mặn nước ngầm có tương quan thuận từ tương đối chặt đến rất chặt với pH và Florua; Sunphat; độ dẫn điện và độ cứng. Một số giải pháp kỹ thuật cũng đã được đề xuất nhằm giảm thiểu xâm nhập mặn ở khu vực nghiên cứu.

Lời cảm ơn

Bài báo được hoàn thành nằm trong khuôn khổ nhiệm vụ “Điều tra, đánh giá ảnh hưởng đến môi trường và kinh tế - xã hội dưới tác động của XNM các cửa sông tỉnh Quảng Trị” của Trung tâm Quan trắc Tài nguyên và Môi trường Quảng Trị.

Tài liệu tham khảo

Đào Hồng Hải và cs., 2021. Đánh giá tính tổn thương XNM nguồn tài nguyên nước dưới đất tỉnh Trà Vinh. Kỷ yếu Hội thảo Khoa học Quốc tế Phát triển Xây dựng bền vững trong điều kiện Biến đổi khí hậu khu vực đồng bằng Sông Cửu Long (SCD2021), tr.217-224.

Nguyễn Thị Thuý Vy và cs., 2021. Hiệu quả quản lý tài nguyên nước mặt phục vụ sản xuất nông nghiệp và nuôi trồng thủy sản dưới tác động của XNM tại tỉnh Bến Tre, Tạp chí khoa học Trường Đại học Cần Thơ, Tập 57, số 4A (2021): 82-92, DOI:10.22144/ctu.jvn.2021.116.

Hoàng Trọng và Chu Nguyễn Mộng Ngọc, 2008. Phân tích dữ liệu nghiên cứu với SPSS, NXB Hồng Đức, Hà Nội.

Trung tâm Quan trắc Tài nguyên và Môi trường Quảng Trị, 2021. Điều tra, đánh giá ảnh hưởng đến môi trường và kinh tế - xã hội dưới tác động của XNM các cửa sông tỉnh Quảng Trị. Báo cáo tổng kết nhiệm vụ khoa học cấp tỉnh, Quảng Trị.

Sở Tài nguyên và Môi trường Quảng Trị, 2020. Báo cáo Hiện trạng môi trường tỉnh Quảng trị giai đoạn 2016 - 2020, Quảng Trị.

Encyclopedia of Earth (EOE), 2012. Effect of climate change and land use change on saltwater intrusion, <http://www.eoearth.org/view/article/152361/>. Tra cứu ngày 20/6/2023.

Correlation analysis between saline intrusion and water quality in Ben Hai and Thạch Han river basins, Quang Tri province

Bui Thi Thu^{1,*}, Do Thi Viet Huong^{1*}, Le Huu Tam²

¹Hue University of Sciences

²Quang Tri Center for Natural Resources and Environment Monitoring

*Corresponding author: dtvhuong@hueuni.edu.vn

Abstract

Quang Tri is a coastal province, so saline intrusion is a common phenomenon and has a relationship with water quality in two large river basins Ben Hai and Thạch Han of Quang Tri province. Through statistical analysis of monitoring data in 2020 and 2021, it reveals that surface water salinity fluctuates significantly from 0,03 (sweet) to 19,70 ‰ (salty brackish) with a standard deviation of 7,34‰; Groundwater salinity ranges from 0,02 (sweet) to 1,2‰ (slight brackish) with a standard deviation of 0,25‰. Surface water salinity has a very high positive correlation with Sulfate and Fluoride ($r > 0,95$), and a high positive correlation with pH and dissolved solids (r : 0,71 - 0,89). Meanwhile, groundwater salinity has a very high positive correlation ($r > 0,94$) with electrical conductivity and water hardness; a high positive correlation ($r \approx 0,8$) with sulfate; a relatively high positive correlation (r : 0,5-0,6) with pH and fluoride. This result is a vital foundation for proposing technical solution to minimize saltwater intrusion in the study area.

Keywords: saline intrusion, water quality, Ben Hai, Thạch Han, correlation.

ỨNG DỤNG ARCGIS ONLINE VÀ VR 360 TRONG TRỰC QUAN HÓA BẢN ĐỒ CÂU CHUYỆN PHỤC VỤ QUẢNG BÁ ĐIỂM DU LỊCH MÂY TRE ĐAN BAO LA, TỈNH THỪA THIÊN HUẾ

Đỗ Thị Việt Hương¹, Nghiêm Tú Minh Hằng², Bùi Thị Thu^{1*}, Tsutsui Kazunobu²

¹Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế; ²Đại học Tottori, Nhật Bản

*Tác giả chịu trách nhiệm: buithithu@hueuni.edu.vn

Tóm tắt

Ngày nay, công nghệ số đã phát huy được vai trò quảng bá các điểm đến du lịch. Điểm du lịch Mây tre đan Bao La tại thôn Bao La - Đức Nhuận, xã Quảng Phú, huyện Quảng Điền mới được công nhận là điểm du lịch vào năm 2023 và đây là điểm du lịch nông thôn gắn với làng nghề truyền thống. Nghiên cứu này đã kết hợp công nghệ WebGIS với ứng dụng ArcGIS Online, công nghệ thực tế ảo Virtual Reality 360 (VR 360), tuyến đường đi bộ (Footpath) để xây dựng bản đồ câu chuyện (StoryMaps) hướng đến quảng bá hình ảnh du lịch nông thôn. Kết quả nghiên cứu đã đưa ra được quy trình ứng dụng và thiết kế StoryMaps chia sẻ trực tuyến trên nền web. Tuyến đường đi bộ (Footpath) ở điểm du lịch Mây tre đan Bao La gồm 20 điểm kết nối trải dài khoảng 1,5 km và thời gian đi bộ từ 1,5 - 2 giờ với thông tin đa phương tiện giới thiệu điểm đến, cảnh quan nông thôn, trải nghiệm hoạt động sản xuất làng nghề thủ công ở góc nhìn toàn cảnh 360⁰ đem lại cho du khách một không gian thực. Đây là cơ sở quan trọng góp phần hỗ trợ cho phát triển cộng đồng và quy hoạch phát triển du lịch tại vùng nông thôn tỉnh Thừa Thiên Huế thích ứng với chuyển đổi số trong du lịch.

Từ khóa: ArcGIS StoryMaps; VR 360; du lịch; mây tre đan Bao La; nông thôn.

1. Đặt vấn đề

Trong những năm gần đây, xu hướng du lịch liên quan đến thiên nhiên, cộng đồng làng quê nông thôn gắn với sản xuất nông nghiệp ngày càng gia tăng với các hoạt động hướng đến du lịch bền vững và trách nhiệm về môi trường. Nông thôn trở thành điểm đến gần gũi, an toàn và hấp dẫn du khách, đặc biệt là từ sau đại dịch Covid-19. Chương trình “Mỗi xã một sản phẩm (OCOP)” là cơ hội phục vụ và quảng bá du lịch, đồng thời, khơi dậy tiềm năng du lịch đối với ngành nghề nông thôn, con người, văn hóa truyền thống đặc trưng của địa phương, từ đó, khách có thể vừa tham quan quy trình sản xuất, vừa mua sản phẩm tại chỗ (Đoàn Mạnh Cường, 2021).

Cùng với sự phát triển mạnh mẽ của Internet, công nghệ số đã phát huy vai trò của nó trong góp phần quảng bá các điểm đến du lịch. Việc ứng dụng công nghệ số trong phát triển du lịch là xu hướng tất yếu và là hướng đi ưu tiên trong bối cảnh chuyển đổi số ngành du lịch. Công nghệ WebGIS, bản đồ câu chuyện (StoryMaps), công nghệ thực tế ảo Virtual Reality 360 (VR 360) và ứng dụng thiết bị số (Apps) là những hướng nghiên cứu ứng dụng chuyển đổi số trong quảng bá du lịch đã được quan tâm trong những năm gần đây (Nguyễn Thị Thanh Thanh và Nguyễn Văn Trung, 2021; ESRI, 2023). StoryMaps của Viện nghiên cứu Hệ thống môi trường ESRI (Environmental Systems Research Institute) trên nền tảng ArcGIS Online là các ứng dụng web dựa trên bản đồ nâng cao tương tác thông qua văn bản, số liệu, bản đồ trực tuyến, hình ảnh, âm thanh, video nội dung đa phương tiện, cho phép người sử dụng chia sẻ rộng rãi với các cá nhân, tổ chức và cộng đồng. Trong những năm gần đây, StoryMaps được sử dụng hiệu quả trong tương tác đối với các đối tượng không phải là chuyên gia như học sinh (Cope M. P. và nnk., 2018), thu hút sự tham gia người dân vào các vấn đề cộng đồng (Santo, C. A và nnk., 2010) và trong phát triển du lịch (Matondang F., 2021, Đỗ Thị Việt Hương, Nguyễn Thị Bảo Sa, 2022).

Điểm du lịch Mây tre đan Bao La tại thôn Bao La - Đức Nhuận, xã Quảng Phú, huyện Quảng Điền được công nhận là điểm du lịch theo quyết định số 1008/QĐ-UBND ngày 06/5/2023

của UBND tỉnh Thừa Thiên Huế. Đây là điểm du lịch nông thôn gắn với làng nghề truyền thống đan lát mây tre (UBND tỉnh Thừa Thiên Huế, 2023). Trong bối cảnh sau dịch bệnh Covid-19, tỉnh Thừa Thiên Huế đã bắt đầu ứng dụng công nghệ số trong quảng bá, kích cầu du lịch thông qua “Không gian ảo quảng bá du lịch Thừa Thiên Huế”, tập trung ưu tiên cho các di sản UNESCO, các di tích quốc gia đặc biệt, hệ thống di tích về Chủ tịch Hồ Chí Minh bằng công nghệ VR3D. Chính vì vậy, để thúc đẩy phát triển điểm du lịch Bao La theo định hướng phát triển du lịch cộng đồng ở huyện Quảng Điền, du lịch gắn với sản phẩm OCOP cũng như việc nâng cao khả năng quảng bá du lịch thông qua nền tảng số, việc ứng dụng tích hợp công nghệ Webmap trên ArcGIS Online và công nghệ thực tế ảo VR 360 là rất cần thiết.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Cơ sở lý thuyết

StoryMaps với công nghệ Webmap, tuyến đi bộ (Footpath) và công nghệ thực tế ảo VR 360 là các công cụ hữu ích trong mô phỏng, trình bày các hoạt động ở một vùng thông qua trao đổi ý kiến về các vấn đề phát triển vùng, sử dụng tài nguyên, không gian địa lý trong cộng đồng, góp phần thúc đẩy quảng bá hình ảnh điểm du lịch nông thôn trong bối cảnh bùng nổ chuyển đổi số.

StoryMaps trên nền tảng ArcGIS Online (ArcGIS StoryMaps) được ESRI đưa ra từ năm 2019. Đến nay, việc sử dụng ứng dụng này ngày càng phổ biến và phát triển nhanh chóng với hơn 2,2 triệu câu chuyện được lưu trữ trên dịch vụ điện toán đám mây của ESRI. StoryMaps cho phép người dùng có thể kể câu chuyện về một địa điểm, hiện tượng, vấn đề, xu hướng hay mô hình trong một không gian địa lý thông qua kỹ thuật GIS kết hợp các bản đồ tương tác đa phương tiện (multimedia) với các nội dung phong phú, kết hợp chữ viết, hình ảnh, video, âm thanh một cách cơ bản và trực quan trên nhiều kích cỡ màn hình khác nhau của máy vi tính, máy tính bảng và thiết bị di động (ESRI, 2023). Với tính năng thích hợp sẵn có trong hệ thống ArcGIS Online giúp bản đồ câu chuyện tạo ra sự thay đổi, truyền thông và truyền cảm hứng đến du khách.

Tuyến đi bộ (Footpath) là công cụ hữu ích phục vụ quảng bá du lịch và phát triển vùng dựa trên tận dụng tối đa nguồn lực địa phương được triển khai nhiều nơi ở Nhật Bản thông qua các khóa học về mô hình các tuyến đi bộ của Anh (Hiroshi Ota, Yasuaki Matsuda, Keisuke Iwata, 2018). Kỹ thuật triển khai tuyến đi bộ giúp có được các thông tin cơ bản như độ dài, vị trí, tên và thông tin (lịch sử, văn hóa, con người...) của các điểm dừng chân dọc theo tuyến. Điểm nổi bật của tuyến đi bộ đánh dấu sự gắn kết xã hội, con người, tài nguyên du lịch nên thuận lợi cho việc mô tả tiềm năng tự nhiên và nhân văn của khu vực nhằm quảng bá tài nguyên nội lực của địa phương (FEDME, 2012). Trong khi Footpath có thể xem là một công cụ hiệu quả cho du lịch sinh thái và du lịch cộng đồng, nhưng đôi khi sự tiếp cận của Footpath đối với không gian sống và sản xuất nông nghiệp có thể dẫn đến xung đột giữa khách du lịch và người dân nông thôn (Kitajima Y., 2018). Chính vì vậy, đòi hỏi phải có sự tham gia và đồng thuận của người dân nông thôn trong thiết kế Footpath trải nghiệm văn hóa và tương tác với cộng đồng địa phương. StoryMaps với khả năng trực quan hóa, dễ tiếp cận sẽ thúc đẩy hiệu quả sự tham gia của người dân địa phương trong quá trình thiết kế và xây dựng các Footpath nhằm quảng bá điểm du lịch địa phương.

Công nghệ thực tế ảo 360 Virtual Reality (VR 360) hiện nay được tiếp cận nhiều trong truyền thông và du lịch, đặc biệt là sau đại dịch Covid-19. Nhằm đáp ứng nhu cầu tìm kiếm thông tin, trải nghiệm du lịch điểm đến trên Internet, nhiều điểm du lịch trên thế giới và Việt Nam đã xây dựng tour ảo mô phỏng điểm đến du lịch thông qua công nghệ thực tế ảo với hình ảnh, video theo góc nhìn toàn cảnh 360 độ đem lại cho du khách một trải nghiệm rất thực tế khi du khách

chưa đến tận nơi. Đặc trưng của công nghệ thực tế ảo là tạo ra các sản phẩm truyền thông du lịch mang tính trực quan (Visualization), tính tương tác (Interactivity) và tính cảm nhận thực tế (Immersion) (Nguyễn Thị Thanh Thanh, Nguyễn Văn Trung, 2021).

Việc kết hợp công nghệ bản đồ Web (Webmap) trên nền tảng ArcGIS Online, khả năng kể chuyện “Telling Story” trực quan sinh động bằng hệ thống thông tin địa lý (GIS) cho phép trả lời các câu hỏi liên quan: ai? cái gì xảy ra? xảy ra ở đâu? khi nào và như thế nào? Với khả năng tương tác của bản đồ đa phương tiện (Multimedia) gồm âm thanh, bài viết, video từ công nghệ thực tế ảo VR 360 và tuyến đường đi bộ (Footpath) sẽ góp phần nâng cao hiệu quả quảng bá hình ảnh điểm du lịch trải nghiệm văn hóa và tương tác cộng đồng đối với du khách trong thời đại công nghệ số trên các thiết bị thông minh đa dạng.

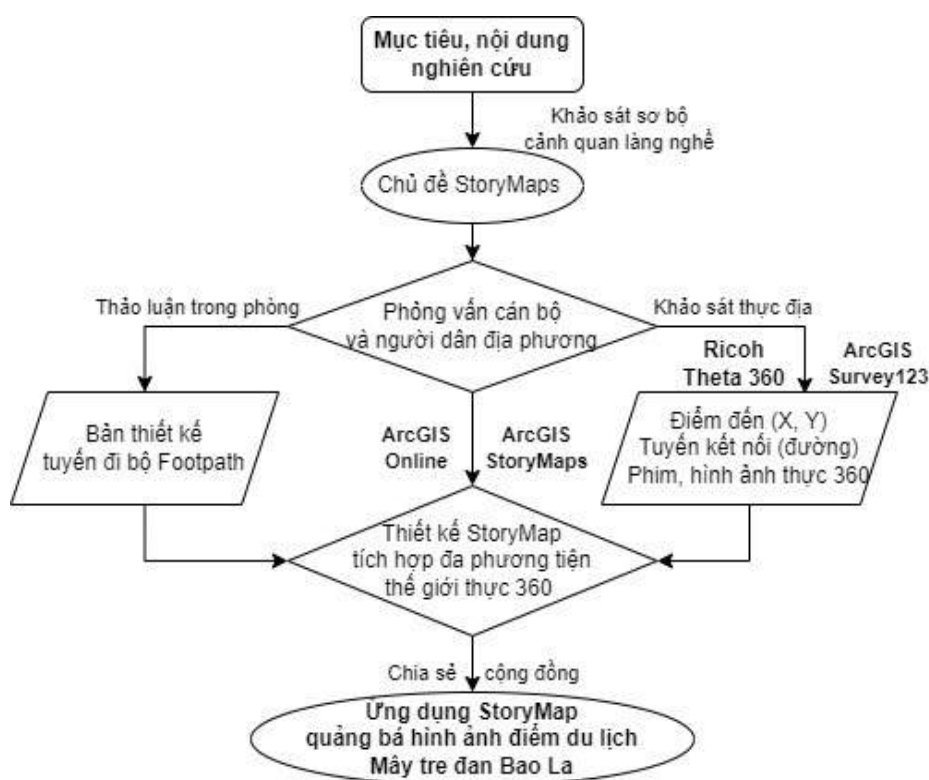
2.2. Phương pháp nghiên cứu

- *Phương pháp thu thập dữ liệu:* Các báo cáo liên quan đến tình hình phát triển nông thôn, du lịch làng nghề được thu thập từ UBND xã Quảng Phú, Hợp tác xã (HTX) Mây tre đan Bao La để có thông tin chung về điểm đến du lịch. Bản đồ nền khu vực nghiên cứu được sử dụng từ nền ảnh vệ tinh Basemap của ESRI trên nền tảng ArcGIS Online. Ngoài ra, thông tin vị trí điểm đến, tuyến kết nối, hình ảnh, video chụp 360 độ thể giới thực để giới thiệu về điểm du lịch Mây tre đan Bao La được thu thập qua liên kết ArcGIS Survey123 trên điện thoại thông minh và thiết bị Camera Ricoh Theta 360.

- *Phương pháp khảo sát thực địa:* Phương pháp này được tiến hành để thu thập dữ liệu sơ cấp theo hai giai đoạn với sự tham gia của người dân địa phương trong xây dựng tuyến đi bộ trải nghiệm. Trước tiên, nhóm nghiên cứu khảo sát sơ bộ khu vực nghiên cứu, quan sát cảnh quan nông thôn, hoạt động sinh sống của người dân địa phương để lựa chọn chủ đề câu chuyện để đưa lên bản đồ. Sau khi xây dựng sơ bộ StoryMaps về Footpath trải nghiệm sản phẩm mây tre đan, tiến hành điều tra phỏng vấn người dân và thảo luận nhóm. Thông tin giới thiệu chi tiết các địa điểm trong Footpath được khảo sát trực tiếp, đối chứng và bổ sung bằng dữ liệu phục vụ quảng bá du lịch địa phương. Các số liệu điều tra, khảo sát thực địa sử dụng trong bài báo là kết quả triển khai Chương trình nghiên cứu thực địa Oversea Field Research của sinh viên Đại học Tottori (Nhật Bản) và Trường Đại học Khoa học, Đại học Huế qua 2 đợt vào năm 2019 và năm 2023.

- *Phương pháp điều tra phỏng vấn:* Bao gồm phỏng vấn sâu các đối tượng: (i) Cán bộ quản lý (1 Phó chủ tịch UBND xã Quảng Phú, 1 cán bộ Liên minh HTX Thừa Thiên Huế; 3 cán bộ HTX Mây tre đan Bao La: Giám đốc, phó giám đốc và 1 nghệ nhân); (ii) 9 người dân Thôn Bao La - Đức Nhuận. Nội dung phỏng vấn tập trung vào lịch sử, văn hóa của thôn, cuộc sống người dân địa phương gắn với hoạt động sản xuất mây tre đan của làng nghề truyền thống cũng như vấn đề phát triển điểm du lịch Mây tre đan Bao La.

- *Phương pháp GIS và bản đồ:* Phương pháp tiếp cận công nghệ GIS trên nền tảng điện toán đám mây với tài khoản ArcGIS Online, bao gồm các ứng dụng: ArcGIS Survey123, ArcGIS StoryMaps, bản đồ Web AppBuilder xây dựng trên ArcGIS API cho JavaScript và HTML5, cho phép tạo ứng dụng câu chuyện bản đồ tương tác hiệu quả và đơn giản trên bất kỳ thiết bị hoặc trình duyệt Web. Trong đó, biểu mẫu khảo sát trực tuyến ArcGIS Survey123 được thiết kế để thu thập thông tin trực tiếp hiện trường một cách trực quan, nhanh chóng với thông tin về tọa độ GPS, hình ảnh, video đa phương tiện và thông tin thuộc tính. Thông tin nhập trực tiếp trên điện thoại thông minh và dữ liệu gửi liên kết trực tuyến vào hệ thống dữ liệu quản lý trên nền tảng ArcGIS Online. Các hình ảnh, video trực quan thể giới thực trong khung cảnh 360 độ về cảnh quan nông thôn, các hoạt động sản xuất làng nghề mây tre đan, điểm đến hấp dẫn trên tuyến đi bộ trải nghiệm được thu thập thông qua trên thiết bị Ricoh Theta 360 phiên bản 2.25.2 kết nối trực tiếp trên điện thoại thông minh cho phép liên kết với biểu mẫu ArcGIS Survey123 đóng gói tạo thành một ứng dụng StoryMaps phục vụ quảng bá hình ảnh điểm du lịch Mây tre đan Bao La. Quy trình các bước nghiên cứu trong phương pháp này được thể hiện như ở hình 1.



Hình 1. Quy trình ứng dụng StoryMaps quảng bá hình ảnh điểm du lịch Mây tre đan Bao La

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Khái quát về điểm du lịch Mây tre đan Bao La

Thôn Bao La có lịch sử hình thành trên 600 năm thuộc xã Quảng Phú (huyện Quảng Điền) nằm cách thành phố Huế (tỉnh lỵ của Thừa Thiên Huế) khoảng 12 km. Đây là một làng quê nổi tiếng về nghề đan lát, có phong cảnh đặc trưng của một vùng nông thôn Việt Nam với đường hoa, đình chùa, miếu và những hàng tre dọc theo đường thôn xóm. Thông qua bàn tay khéo léo, từ ngày xưa người dân đã tạo ra các sản phẩm được làm từ vật liệu tre và mây với các loại vật dụng gần gũi với đời sống hàng ngày và sản xuất nông nghiệp như thúng, rổ, rá, giỏ, sàng, nong, nia... Từ năm 2007 đến nay, sau khi thành lập HTX Mây tre đan Bao La, bên cạnh các sản phẩm truyền thống thì hàng thủ công mỹ nghệ cũng đã được chú trọng phát triển, đến nay đã có hơn 500 mẫu mã khác nhau phục vụ cho du lịch và xuất khẩu. HTX có 3 sản phẩm bao gồm đèn trang trí, rổ, rá đã được UBND tỉnh Thừa Thiên Huế phê duyệt sản phẩm OCOP tiềm năng 5 sao năm 2021 theo Quyết định số 1810/QĐ-UBND ký ngày 01/8/2022 và đây cũng là sản phẩm duy nhất thuộc nhóm thủ công mỹ nghệ của Tỉnh. Vì vậy, điểm du lịch Bao La cần được quảng bá hình ảnh đa phương tiện nhằm thu hút ngày càng nhiều du khách theo định hướng phát triển điểm du lịch kết hợp bảo tồn giá trị văn hóa, tạo ra sản phẩm dịch vụ du lịch tham gia chương trình OCOP (UBND tỉnh Thừa Thiên Huế, 2022, 2023).

3.2. Xây dựng bản đồ câu chuyện quảng bá điểm du lịch Mây tre đan Bao La

3.2.1. Sự tham gia của người dân trong hình thành câu chuyện bản đồ quảng bá du lịch

Qua các đợt nghiên cứu thực địa năm 2019 và 2023, dựa vào mục tiêu và nội dung nghiên cứu, chủ đề StoryMaps được xác định hướng đến quảng bá hình ảnh điểm đến du lịch Mây tre đan Bao La. Dựa trên các thông tin, câu chuyện chia sẻ, câu hỏi thảo luận đặt ra liên quan đến lịch sử hình thành làng nghề, văn hóa, cảnh quan nông thôn, các hoạt động gắn liền với nghề truyền thống mây tre đan; sự phát triển và hoạt động kinh doanh du lịch của HTX mây tre đan Bao La, nhóm nghiên cứu cùng các nhà quản lý, người dân thiết kế Footpath để giới thiệu hình ảnh điểm đến du lịch Mây tre đan Bao La và khu vực lân cận. Trong cấu thành Footpath có các

điểm dừng chân (landmark) như Nhà cộng đồng, Giếng cổ thành làng, HTX Mây tre đan Bao La... Giữa các điểm có sự liên kết với nhau thông qua mạng lưới đường sá, hình thành một tuyến đi bộ trải nghiệm giới thiệu những hình ảnh điểm đến du lịch thú vị cho du khách.



(a) Phòng vấn Hội trưởng Hội Phụ nữ của Thôn (năm 2023)



(b) Phòng vấn Giám đốc HTX (2023)



(c) Phòng vấn nghệ nhân làng nghề (2019)



(d) Người dân sản xuất mây tre đan tại hộ gia đình (2019)



(e) Người dân giới thiệu điểm đến chùa Bao La (2023)



(f) Người dân rà soát thông tin sau khi thiết kế Footpath (2023)

Hình 2. Sự tham gia của người dân trong thiết kế Footpath để quảng bá hình ảnh điểm đến du lịch.

Các thông tin chi tiết Foothpath giới thiệu về điểm đến, hình ảnh, phim lưu trữ giới thực trong khung cảnh 360 độ về cảnh quan nông thôn, điểm đến thú vị và hình ảnh sản xuất mây tre đan ở làng nghề truyền thống một cách trực quan sinh động. Biểu mẫu ArcGIS Survey123 tích hợp trên điện thoại thông minh kết nối ArcGIS Online cho phép thu thập thông tin trực tuyến bao gồm ID, tên điểm, tọa độ (X, Y), mô tả điểm, hình ảnh và phim (Hình 3a). Trong nghiên cứu này, nhằm tăng cao khả năng tương tác, công nghệ thực tế ảo VR với thiết bị Camera Ricoh Theta 360 tích hợp trên điện thoại thông minh, thu chụp các hình ảnh, video nhằm mang lại trải nghiệm mới mẻ, sống động về điểm du lịch. Thông qua môi trường thực tế ảo, người xem có thể trải nghiệm toàn cảnh 360° các ảnh panorama, video và virtual tour hoặc có thể sử dụng kính trong quá trình trải nghiệm (Hình 3 b,c).



(a) Biểu mẫu khảo sát trực tuyến ArcGIS Survey123 trên điện thoại



(b) Ứng dụng VR 360 trên điện thoại



(c) Liên kết điện thoại và thiết bị camera Ricoh Theta 360

Hình 3. Tiếp cận công nghệ GIS với nền tảng ArcGIS Online, Survey123, Camera Ricoh Theta 360 và điện thoại thông minh trong thiết kế bản đồ câu chuyện.

3.2.2. Giao diện sản phẩm StoryMaps về tuyến đường đi bộ ở điểm du lịch Bao La

Kết quả nghiên cứu đã xây dựng được StoryMaps và giới thiệu tuyến đi bộ Footpath nhằm quảng bá hình ảnh điểm du lịch làng nghề mây tre Bao La trên ArcGIS Online gồm 20 điểm. Điểm khởi đầu là Nhà sinh hoạt cộng đồng và điểm kết thúc là Phòng trưng bày sản phẩm mây tre đan.

Bảng 1. Danh sách các điểm lựa chọn trong tuyến đi bộ Footpath

STT	Tên điểm	STT	Tên điểm
1	Nhà sinh hoạt cộng đồng	11	Chùa Bao La
2	Giếng cổ	12	Nhà thờ họ Võ
3	Chùa xóm Đình	13	Con đường hoa phụ nữ
4	Nhà kiểu mẫu nông thôn mới	14	Vườn hoa sắc màu
5	Rừng tre làng nghề truyền thống	15	Con đường dầu trầm
6	Cổng xóm Chùa	16	Cánh đồng lúa
7	Nhà thờ dòng họ Nguyễn	17	Cổng tre HTX Mây tre đan
8	Chùa xóm Chùa	18	Khu vực phơi tre của HTX
9	Nhà thờ họ Bá Vũ	19	Không gian sản xuất và trải nghiệm mây tre đan
10	Con đường hoa thanh niên	20	Phòng trưng bày sản phẩm mây tre đan

Tuyến đường đi bộ kết nối các điểm đến trong thôn được số hóa từ bản đồ nền ảnh vệ tinh ESRI có độ phân giải cao với chiều dài khoảng 1,5 km, thời gian đi bộ từ 1,5 - 2 giờ cho du lịch trải nghiệm. Trong đó, nơi cần nhiều thời gian trải nghiệm nhất là HTX mây tre đan Bao La với các hoạt động tham quan nhà trưng bày sản phẩm, xem và trải nghiệm hoạt động sản xuất với người dân địa phương, nghệ nhân làng nghề. Trên trang bản đồ câu chuyện, các nội dung thiết kế bao gồm trang bìa đầu giới thiệu hình ảnh câu chuyện, tiếp theo thể hiện bản đồ giới thiệu các điểm đến thú vị trên tuyến đi bộ với giao diện phần cửa sổ bên phải thể hiện bản đồ các điểm trong Footpath trên nền bản đồ vệ tinh ESRI và phần cửa sổ bên trái thể hiện các hình ảnh đa phương tiện của các điểm đến.



Tuyến đi bộ trải nghiệm điểm du lịch Mây tre đan Bao La

Hình 4. Giao diện trang Web ứng dụng bản đồ câu chuyện giới thiệu tuyến đi bộ trải nghiệm ở điểm du lịch Mây tre đan Bao La.

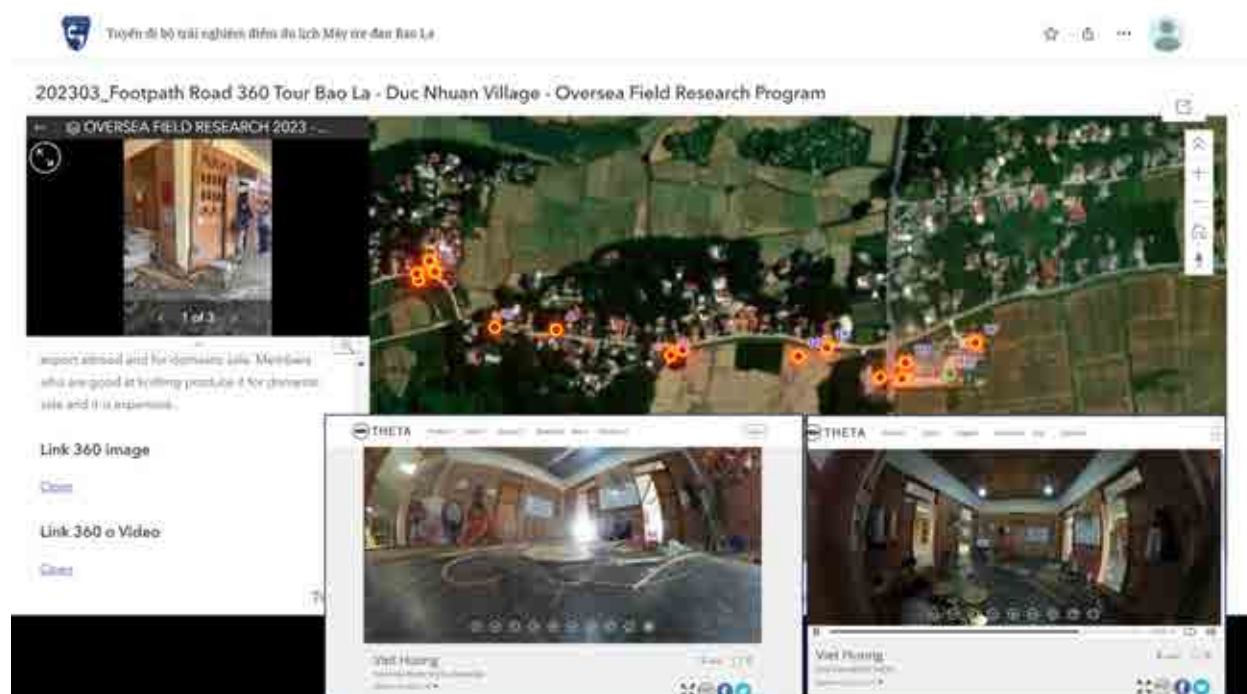
Khi truy cập bằng cách chọn vào từng điểm trên tuyến đi bộ trải nghiệm, các thông tin chi tiết về điểm du lịch, hình ảnh, video mô phỏng thể giới thực trong không gian 360 độ được thể

hiện một cách trực quan sinh động. Thông qua tích hợp các hình ảnh và video VR360, người dùng sử dụng điện thoại hoặc máy tính để truy cập có thể tương tác, di chuyển, quan sát tất cả các góc nhìn khác nhau đến tất cả các vị trí xung quanh điểm đến như đang đứng quan sát, di chuyển ở điểm du lịch mà hình ảnh chụp thông thường không bao giờ thực hiện được. Điều này cho phép du khách trải nghiệm các hoạt động và bầu không khí ở điểm tham quan (như hoạt động sản xuất mây tre đan, tham quan các sản phẩm thủ công mỹ nghệ, cảnh quan, văn hóa, cảm nhận về con người...) và lưu hình ảnh đó trong tâm trí, thúc đẩy mong muốn trực tiếp ghé thăm điểm đến trong tương lai.



Hình 5. Hình ảnh bản đồ trực tuyến đa phương tiện tích hợp trên StoryMaps.

Ngoài ra, các thông tin giới thiệu về HTX Mây tre đan, quyết định thành lập điểm du lịch của UBND tỉnh và thư viện hình ảnh về điểm đến du lịch cũng được đưa vào StoryMaps nhằm hỗ trợ du khách khi trải nghiệm thực tế ảo không gian du lịch ở vùng nông thôn.



Hình 6. Tính trực quan thông tin khi liên kết hình ảnh và video 360 độ giới thiệu về không gian sản xuất nghề truyền thống ở HTX Mây tre đan Bao La.

3.3. Khả năng hỗ trợ phát triển du lịch và cộng đồng của StoryMaps ở Bao La

Qua StoryMaps tích hợp thông tin đa phương tiện với công nghệ thực tế ảo VR 360 tạo khả năng hiển thị bản đồ kể các câu chuyện liên quan đến phát triển cộng đồng, văn hóa, con người, hình ảnh sản xuất nghề truyền thống của điểm du lịch Bao La một cách trực quan sinh động.

Các thao tác sử dụng StoryMaps tương đối đơn giản đối với người chưa có các kỹ năng về GIS hay bản đồ. Chỉ cần một máy vi tính, máy tính bảng hay điện thoại thông minh có kết nối Internet, cho phép người dùng truy cập ứng dụng trên web và sử dụng các chức năng di chuyển, phóng to/thu nhỏ cửa sổ bản đồ hiển thị, xem câu chuyện bản đồ kể về tuyến đi bộ trải nghiệm ở điểm du lịch mây tre đan Bao La được thiết kế trong StoryMaps. Công nghệ thực tế ảo tích hợp trên StoryMaps sẽ phát huy các ưu điểm của hệ thống GIS, cung cấp cho du khách các trải nghiệm ảo sống động và thúc đẩy du khách hiện thực hóa các trải nghiệm và đến tham quan điểm du lịch mây tre đan Bao La.

Dựa vào bản đồ số này, người dân ở Bao La cũng sẽ có cái nhìn đầy đủ về tài nguyên nội lực và quan tâm hơn đến sự phát triển cộng đồng, góp phần xây dựng dữ liệu gốc để đánh giá sự thay đổi của điểm đến Bao La sau một khoảng thời gian. Ứng dụng StoryMaps cho phép cập nhật, bổ sung các bản đồ tương tác, các đối tượng, các thông tin đa phương tiện khác như hình ảnh, liên kết... Do đó, người dân địa phương có thể tìm thấy cơ hội phát triển, giúp cộng đồng ổn định và phát triển bền vững hơn.

4. Kết luận

Phát triển du lịch nông thôn dựa trên phát huy thế mạnh nội lực cộng đồng kết hợp công nghệ số trong quảng bá hình ảnh du lịch địa phương là hướng đi hiệu quả trong bối cảnh chuyển đổi số và hậu Covid-19. Nghiên cứu đã đưa ra quy trình tích hợp công nghệ GIS với kỹ thuật bản đồ câu chuyện StoryMaps, tuyến đi bộ Footpath và công nghệ thực tế ảo VR 360 trong xây dựng câu chuyện *Tuyến đi bộ trải nghiệm điểm du lịch Mây tre đan Bao La* phục vụ quảng bá hình ảnh du lịch nông thôn Thừa Thiên Huế. Kết quả nghiên cứu đã thiết kế được tuyến đi bộ kết nối 20 điểm đến dọc theo tuyến đường trong thôn Bao La với các thông tin đa phương tiện giới thiệu điểm đến, cảnh quan nông thôn, hoạt động sản xuất làng nghề thủ công thông qua chế độ Pop-up trên ứng dụng bản đồ web ArcGIS, hình ảnh và video theo góc nhìn toàn cảnh 360 độ đem lại cho du khách một trải nghiệm rất thực tế.

Lời cảm ơn

Trân trọng cảm ơn các dữ liệu thu thập từ Chương trình Nghiên cứu thực địa tại Huế năm 2019 và 2023 trong khuôn khổ hợp tác đào tạo giữa Đại học Tottori, Nhật Bản và Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế. Nghiên cứu này được hỗ trợ bởi Hiệp hội xúc tiến Khoa học Nhật Bản (Japan Society for the Promotion of Science - JSPS) KAKENHI (Mã số dự án 18KK0344).

Tài liệu tham khảo

- ESRI, 2023. *ArcGIS StoryMaps*. <https://doc.arcgis.com/en/arcgis-storymaps/>, Truy cập: 10/07/2023.
- Đoàn Mạnh Cường, 2021. Liên kết du lịch và nông nghiệp nhằm phát triển du lịch nội địa sau đại dịch Covid-19. *Kỷ yếu Hội thảo du lịch 2021 - Du lịch Việt Nam phục hồi và phát triển*, tr.33-55.
- Cope, M.P. và nnk., 2018. Developing and Evaluating an ESRI Story Map as an Educational Tool. *Natural Sciences Education*, 47: 1-9 180008. <https://doi.org/10.4195/nse2018.04.0008>
- FEDME, 2012. *Marked Paths and Sustainable Rural Development*.
- Đỗ Thị Việt Hương, Nguyễn Thị Bảo Sa, 2022. Kết hợp ứng dụng bản đồ ArcGIS Web AppBuilder và câu chuyện bản đồ trong quản lý và chia sẻ thông tin tài nguyên du lịch biển đảo Cù Lao Chàm, tỉnh Quảng Nam, *Kỷ yếu hội thảo ứng dụng GIS toàn quốc 2022*, GIS & Viễn thám ứng dụng trong quản lý tài nguyên và môi trường, NXB KH& KT, tr.416-430.
- Hiroshi Ota, Yasuaki Matsuda, Keisuke Iwata, 2018. A case study on footpaths running through public space in Hokkaido, *Urban and regional Planning review*, Vol.5, pp. 25-42.

Matondang, F., 2021. Application of Story Maps Techniques in Visualizing the Tourism Potential of Lake Toba in North Sumatera Province. *Sustainability (STPP) Theory, Practice and Policy*, 1(2), pp. 188-199.

Nguyễn Thị Thanh Thanh, Nguyễn Văn Trung, 2021. Thực tế ảo (VR) trong marketing du lịch ở Việt Nam. *Kỷ yếu Hội thảo du lịch 2021 - Du lịch Việt Nam phục hồi và phát triển*, tr.396-403.

Santo, C. A., Ferguson, N., & Trippel, A. 2010. Engaging Urban Youth through Technology: The Youth Neighborhood Mapping Initiative. *Journal of Planning Education and Research*, 30(1), 52-65. <https://doi.org/10.1177/0739456X10366427>.

UBND tỉnh Thừa Thiên Huế, 2023. *Quyết định số 1008/QĐ-UBND ngày 06/05/2023 về việc công nhận điểm du lịch Mây tre đan Bao La*, Thừa Thiên Huế.

UBND tỉnh Thừa Thiên Huế, 2022. *Quyết định số 1810/QĐ-UBND ngày 01/8/2022, UBND về việc phê duyệt kết quả chấm điểm 03 sản phẩm Chương trình Mỗi xã một sản phẩm (OCOP) tiềm năng 5 sao năm 2021*, Thừa Thiên Huế.

Kitajima, Y. 2018. Rural Recreation and Access Problems: Sociology for Living with Unspecified Others, Kyoto University Press (in Japanese).

Arcgis online and vr 360 applications in visualizing storymaps app for promoting Bao La bamboo craft tourist attractions, Thua Thien Hue province

Do Thi Viet Huong¹, Nghiem Tu Minh Hang², Bui Thi Thu^{1*}, Tsutsui Kazunobu²

¹Hue University of Sciences; ²Tottori University

*Corresponding author: buihuthu@hueuni.edu.vn

Abstract

Nowadays, digital technology has played a role in promoting tourism destinations. Bao La Bamboo knitting tourist destination in Quang Phu commune, Quang Dien district has just been recognized as a tourist destination in 2023 and this is a rural tourist destination associated with the traditional agricultural village. The paper combined WebGIS technology, ArcGIS StoryMaps story map application, Footpath tool, and VR 360 for building a story map aimed at promoting rural tourism images. The research results have given the application process and design of the Storymap to share online on the web. The walking route to experience the bamboo knitting tourist destination Bao La includes 20 connection points stretching about 1,5 km in length and walking time from 1,5 to 2 hours with multimedia information introducing destinations, rural landscapes, handicraft village production activities in a panoramic view of 360⁰ giving visitors a very real experience. This is a significant basis for supporting community development and tourism development planning in rural areas of Thua Thien Hue province to adapt to digital transformation in tourism.

Keywords: *ArcGIS StoryMaps, VR 360, tourism, Bao La bamboo knitting, countryside.*

ỨNG DỤNG CÁC PHẦN MỀM MỚI ĐỂ XÂY DỰNG CƠ SỞ DỮ LIỆU ĐẤT ĐAI TRONG NGÀNH TÀI NGUYÊN VÀ MÔI TRƯỜNG - THỰC NGHIỆM TẠI HUYỆN MIỀN NÚI TỈNH THÁI NGUYÊN

Trần Hồng Hạnh^{1,*}, Trần Văn Anh¹, Trần Trung Anh¹, Vũ Minh Ngạn¹, Lê Thanh Nghị¹, Ngô Văn Dũng², Đặng Ngọc Hoàng Uyên²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất; ²Cục Bản đồ Bộ Tổng tham mưu

*Tác giả chịu trách nhiệm: hanhtranvub@gmail.com

Tóm tắt

Trong giai đoạn đất nước tiến tới công nghiệp hóa hiện đại hóa, cùng cuộc cách mạng công nghệ 4.0 thì việc xây dựng và quản lý nguồn thông tin đất đai là lĩnh vực có vai trò quan trọng và to lớn đối với sự phát triển của đất nước. Cơ sở dữ liệu đất đai bao gồm bốn hợp phần là cơ sở dữ liệu địa chính; cơ sở dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai; cơ sở dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất; và cơ sở dữ liệu giá đất. Mục tiêu của bài báo là xây dựng cơ sở dữ liệu đất đai tại huyện miền núi Võ Nhai, Thái Nguyên bằng việc ứng dụng các phần mềm mới như gCadas và Vietbando, và tiến hành thực nghiệm tại thực địa. Các phương pháp được sử dụng kết hợp như phương pháp phân tích và tổng hợp tài liệu, phương pháp điều tra, khảo sát, phương pháp thực nghiệm kiểm chứng và phương pháp chuyên gia. Kết quả là cơ sở dữ liệu đất đai gồm cả bốn hợp phần đã được xây dựng và được tổng hợp trên phần mềm online là Vietbando (VBDLis). Nghiên cứu này sẽ rất hữu ích cho các nhà quản lý chính sách, cung cấp dịch vụ công về đất đai, tạo nền tảng dữ liệu phục vụ triển khai, vận hành Chính phủ điện tử hướng tới Chính phủ số, nền kinh tế số và xã hội số.

Từ khóa: cơ sở dữ liệu đất đai; Gcadas; Vietbando; Võ Nhai; Thái Nguyên.

1. Mở đầu

Đất đai là nguồn tài nguyên đặc biệt của đất nước. Việc xây dựng và quản lý nguồn thông tin đất đai có vai trò cấp thiết đối với sự phát triển của đất nước. Để góp phần cải cách thủ tục hành chính, tăng tính minh bạch trong quản lý đất đai, nên thời gian qua, Đảng và Chính phủ đã ban hành nhiều văn bản pháp luật về đẩy mạnh ứng dụng công nghệ thông tin trong quản lý Nhà nước về đất đai như xây dựng hệ thống thông tin, cơ sở dữ liệu đất đai mà đặc biệt là cơ sở dữ liệu địa chính. Dự án VILG được Thủ tướng Chính phủ phê duyệt tại Quyết định số 930/QĐ-TTg là một điển hình.

Cơ sở dữ liệu đất đai (CSDL) bao gồm bốn hợp phần là cơ sở dữ liệu địa chính, cơ sở dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai, cơ sở dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất, và cơ sở dữ liệu giá đất. Cơ sở dữ liệu đất đai được sắp xếp, tổ chức để truy cập, khai thác, quản lý và cập nhật thường xuyên bằng phương tiện điện tử. Nhiều nghiên cứu về xây dựng cơ sở dữ liệu đất đai trên thế giới, nghiên cứu sâu về CSDL thực phủ và sử dụng đất với các phương pháp khác nhau. Tác giả Md. Zulfikar Khan và nnk (2022) đã nghiên cứu trữ lượng carbon trong đất và sự thay đổi sử dụng đất khác nhau tại Ý sử dụng cơ sở dữ liệu đất LUCAS (Md. Zulfikar Khan và nnk, 2022). Tác giả Mathew Mleczo và nnk (2023) đã xây dựng cơ sở dữ liệu quy hoạch và sử dụng đất quốc gia tại Mỹ (Mathew Mleczo và nnk, 2023).

Ở Việt Nam, các nghiên cứu về cơ sở dữ liệu đất đai cũng rất đa dạng. Tác giả Trần Xuân Miến và nnk (2022) đã nghiên cứu ứng dụng ARCGIS API xây dựng cơ sở dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai tại huyện Phú Lương, tỉnh Thái Nguyên (Trần Xuân Miến và nnk, 2022). Công nghệ Mobile GIS cũng được sử dụng trong nghiên cứu cập nhật thông tin giá đất thị trường tại thị trấn Phùng, Hà Nội (Bùi Thị Cẩm Ngọc, 2021). Tác giả Lê Thị Liên đã nghiên cứu xây dựng cơ sở dữ liệu địa chính khu vực tỉnh Bắc Kạn sử dụng phần mềm Microstation và Gcadas (Lê Thị Liên, 2022).

Việc xây dựng, cập nhật cơ sở dữ liệu đất đai quốc gia luôn phải đảm bảo tính đầy đủ, chính

xác, khoa học, kịp thời. Nội dung, cấu trúc và kiểu thông tin của cơ sở dữ liệu đất đai quốc gia được thực hiện theo quy định kỹ thuật về cơ sở dữ liệu đất đai của Bộ trưởng Bộ Tài nguyên và Môi trường. Các cơ sở dữ liệu thành phần của cơ sở dữ liệu đất đai quốc gia phải được xây dựng đồng thời và được liên kết, tích hợp với nhau; trường hợp chưa đủ điều kiện thì ưu tiên xây dựng cơ sở dữ liệu địa chính làm cơ sở để xây dựng và định vị không gian các cơ sở dữ liệu thành phần khác của cơ sở dữ liệu đất đai quốc gia. Quy mô tổ chức triển khai xây dựng cơ sở dữ liệu địa chính được xác định theo đơn vị hành chính cấp huyện.

Mô hình cơ sở dữ liệu đất đai cấp huyện thường được áp dụng cho các hệ thống dữ liệu không gian theo quan điểm tiếp cận toàn diện (gồm cả các khía cạnh thể chế và kỹ thuật). Theo mô hình kiến trúc này, hệ thống được thiết kế với ba lớp chính là: tầng dữ liệu; tầng dịch vụ và công nghệ và tầng ứng dụng.

Trước đây, tỉnh Thái Nguyên nói chung, huyện Võ Nhai nói riêng các loại bản đồ, sổ sách, liên quan đến tài nguyên đất còn chưa được thống nhất, các số liệu điều tra, lưu trữ công kênh, tra cứu thông tin khó khăn, làm cho công tác quản lý đất đai của địa phương gặp nhiều vướng mắc và ít có hiệu quả. Tuy nhiên đến nay, Võ Nhai là 1 trong 9 huyện của tỉnh Thái Nguyên đi đầu trong xây dựng cơ sở dữ liệu đất đai và là 1 trong 2 huyện của tỉnh đã triển khai thí điểm kết nối liên thông thực hiện nghĩa vụ tài chính giữa cơ quan thuế và cơ quan đăng ký đất đai theo hình thức điện tử.

Xuất phát từ những phân tích trên, có thể thấy việc xây dựng cơ sở dữ liệu đất đai sử dụng các phần mềm mới cập nhật của khu vực thực nghiệm sẽ có ý nghĩa khoa học và thực tiễn cao, có tính cấp thiết trong công tác quản lý Nhà nước. Đây sẽ là nội dung quan trọng giúp cho các nhà quản lý hoạch định chính sách, xây dựng kế hoạch và quy hoạch sử dụng đất một cách hiệu quả phục vụ phát triển địa phương nói riêng và đất nước nói chung, tạo nền tảng dữ liệu hướng tới Chính phủ số, nền kinh tế số và xã hội số.

2. Các hợp phần của cơ sở dữ liệu đất đai

2.1. Cơ sở dữ liệu địa chính

Cơ sở dữ liệu địa chính là dữ liệu về lập, chỉnh lý bản đồ địa chính, đăng ký đất đai, cấp Giấy chứng nhận quyền sử dụng đất, quyền sở hữu nhà ở và tài sản khác gắn liền với đất và hồ sơ địa chính. Cơ sở dữ liệu địa chính là thành phần cơ bản của cơ sở dữ liệu đất đai, làm cơ sở để xây dựng và định vị không gian các cơ sở dữ liệu thành phần khác. Cơ sở dữ liệu địa chính bao gồm dữ liệu bản đồ địa chính và các dữ liệu thuộc tính địa chính.

Quy trình công nghệ thành lập cơ sở dữ liệu địa chính bao gồm các bước sau: Công tác chuẩn bị; Thu thập tài liệu, dữ liệu; Rà soát, đánh giá, phân loại và sắp xếp tài liệu, dữ liệu; Xây dựng dữ liệu không gian đất đai nền; Xây dựng dữ liệu không gian địa chính; Quét giấy tờ pháp lý và xử lý tệp tin; Xây dựng dữ liệu thuộc tính địa chính; Hoàn thiện dữ liệu địa chính; Kiểm tra, nghiệm thu cơ sở dữ liệu địa chính; Đối soát, tích hợp dữ liệu vào hệ thống; và Xây dựng siêu dữ liệu địa chính.

2.2. Cơ sở dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai

Cơ sở dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai là dữ liệu báo cáo, biểu, bảng số liệu thống kê, kiểm kê đất đai, bản đồ hiện trạng sử dụng đất cấp xã, huyện, tỉnh; dữ liệu về quản lý sử dụng đất theo chuyên đề được thực hiện theo quyết định của cấp có thẩm quyền. Cơ sở dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai bao gồm dữ liệu không gian thống kê, kiểm kê đất đai; dữ liệu thuộc tính thống kê, kiểm kê đất đai và tài liệu quét.

Quy trình công nghệ thành lập cơ sở dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai bao gồm các bước sau: Công tác chuẩn bị; Thu thập tài liệu, dữ liệu; Rà soát, đánh giá, phân loại và sắp xếp tài liệu, dữ liệu; Xây dựng dữ liệu không gian kiểm kê đất đai; Quét giấy tờ pháp lý và xử lý tệp tin; Xây dựng dữ liệu thuộc tính thống kê, kiểm kê đất đai; Đối soát, hoàn thiện dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai; Chuẩn bị tài liệu phục vụ giám sát kiểm tra, nghiệm thu; đóng gói giao nộp CSDL thống

kê, kiểm kê; Kiểm tra tổng thể và tích hợp dữ liệu vào hệ thống; và Xây dựng siêu dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai.

2.3. Cơ sở dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất

Cơ sở dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất là dữ liệu báo cáo thuyết minh tổng hợp, bản đồ hiện trạng sử dụng đất, bản đồ quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất, bản đồ điều chỉnh quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất của cấp tỉnh, cấp huyện. Cơ sở dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất bao gồm cơ sở dữ liệu không gian quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất; cơ sở dữ liệu thuộc tính quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất và tài liệu quét.

Quy trình công nghệ thành lập cơ sở dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất bao gồm các bước sau: Công tác chuẩn bị; Thu thập tài liệu, dữ liệu; Rà soát, đánh giá, phân loại và sắp xếp tài liệu, dữ liệu; Xây dựng dữ liệu không gian; Quét giấy tờ pháp lý và xử lý tệp tin; Xây dựng dữ liệu thuộc tính quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất; Đối soát hoàn thiện dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất; Chuẩn bị tài liệu và phục vụ giám sát kiểm tra, nghiệm thu; Đóng gói giao nộp CSDL quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất; Kiểm tra tổng thể CSDL Quy hoạch, kế hoạch và tích hợp vào hệ thống; Xây dựng siêu dữ liệu quy hoạch, kế hoạch.

2.4. Cơ sở dữ liệu giá đất

Cơ sở dữ liệu giá đất là dữ liệu bảng giá đất, bảng giá đất điều chỉnh, bổ sung; hệ số điều chỉnh giá đất; giá đất cụ thể; giá trúng đấu giá quyền sử dụng đất; thông tin giá đất trong Phiếu thu thập thông tin về thửa đất. Cơ sở dữ liệu giá đất bao gồm cơ sở dữ liệu thuộc tính giá đất và tài liệu quét.

Quy trình công nghệ thành lập cơ sở dữ liệu giá đất bao gồm các bước sau: Công tác chuẩn bị; Thu thập tài liệu, dữ liệu; Rà soát, đánh giá, phân loại và sắp xếp tài liệu, dữ liệu; Dữ liệu không gian giá đất; Quét giấy tờ pháp lý và xử lý tệp tin; Xây dựng dữ liệu thuộc tính giá đất; Đối soát, hoàn thiện dữ liệu giá đất; Chuẩn bị tài liệu phục vụ giám sát, kiểm tra, nghiệm thu; Đóng gói giao nộp CSDL giá đất; Kiểm tra tổng thể CSDL giá đất và tích hợp vào hệ thống; Xây dựng siêu dữ liệu giá đất.

3. Các phần mềm mới được áp dụng trong nghiên cứu

Phần mềm sử dụng trong nghiên cứu rất đa dạng, thân thiện người dùng. Đối với CSDL địa chính, sử dụng phần mềm Microstation, kết hợp gCadas để chuẩn hóa dữ liệu không gian, dùng LISEDior chuyển đổi cấu trúc dữ liệu theo Thông tư 75 và xuất dữ liệu không gian ra GML. Dữ liệu thuộc tính được nhập trên excel, đóng gói CSDL địa chính (bao gồm không gian, thuộc tính và hồ sơ quét). Bằng cách sử dụng phần mềm gCadas, dữ liệu tích hợp vào phần mềm VILIS được sử dụng như dữ liệu trung gian. Cuối cùng là chuyển đổi dữ liệu từ ViLIS sang Vietbando (VBDLis) bằng các công cụ hỗ trợ của Vietbando tuân thủ các quy định hiện hành. Đối với các phân hệ khác, chủ yếu xây dựng trên VBDLis online.

Việc trao đổi, phân phối dữ liệu đất đai được áp dụng theo ngôn ngữ định dạng địa lý GML, siêu dữ liệu đất đai chuẩn định dạng theo ngôn ngữ định dạng mở rộng XML, thông qua các thiết bị lưu trữ dữ liệu và các dịch vụ truyền dữ liệu. Phần mềm Vietbando trên website: <https://vilg.vietbando.net/>.

Sau đây, bài báo chủ yếu đề cập đến hai phần mềm mới là gCadas và Vietbando (VBDLis).

3.1. Phần mềm gCadas

gCadas là một phần mềm chuyên nghiệp trong lĩnh vực địa chính, quản lý đất đai sử dụng trên nền phần mềm Microstation. Phần mềm gCadas có sự kết hợp của các công cụ hỗ trợ toàn diện trong công tác đo đạc thành lập bản đồ địa chính như: đăng ký, lập hồ sơ địa chính, xuất hồ sơ kỹ thuật, sổ mục kê, sổ địa chính điện tử, kê khai đăng ký cấp giấy chứng nhận quyền sử dụng đất; thống kê, kiểm kê đất đai; xây dựng cơ sở dữ liệu địa chính.

Phần mềm gCadas có các công cụ giúp tự động hoá các bước trong thành lập bản đồ địa chính, bản đồ hiện trạng, góp phần giảm thiểu thời gian nội nghiệp và làm tăng năng suất lao động một cách tối đa. Phần mềm gCadas ứng dụng di động thu thập thông tin đất đai phục vụ việc đo đạc, kê khai đăng kí, cấp, đổi giấy chứng nhận cho văn phòng đăng ký đất đai.

Phần mềm Gcadas có sự kết hợp xử lý giữa không gian (*.DGN) và thuộc tính thửa đất (*.GTP). Với dữ liệu không gian (*.DGN) phần mềm gCadas xử lý, phát hiện các mâu thuẫn và các công cụ xử lý tự động như: chuyển đổi seed file, tạo topology, biên tập khung bản đồ, vẽ nhãn địa chính thửa đất, vẽ nhãn quy chủ thửa đất từ dữ liệu thuộc tính lên bản vẽ, sao chép đối tượng... hỗ trợ cho một hoặc nhiều file bản đồ (*.DGN). Với dữ liệu thuộc tính (*.GTP) phần mềm gCadas hỗ trợ chuyển đổi dữ liệu thuộc tính từ các phần mềm khác như: Famis, Vilis, Elis, TMVlis, hỗ trợ gán dữ liệu từ dữ liệu không gian, nhập trực tiếp dữ liệu vào thửa đất, kết xuất ra Exel, cập nhật từ file Exel nên rất thông dụng, tiện lợi.

3.2. Phần mềm Vietbando (VBDLis)

Phần mềm Vietbando cho phép người dùng có thể biên tập các loại bản đồ khác nhau với nhiều tính năng như bản đồ giao thông, bản đồ đô thị, bản đồ đất đai,... và tạo bản đồ chuyên đề để nhấn mạnh mô hình dữ liệu. Nó giúp liên kết các đối tượng hình học với dữ liệu phi hình học, chỉnh sửa, cập nhật và khai thác thông tin bản đồ số. Phần mềm Vietbanbo giúp xây dựng, quản lý cơ sở dữ liệu: địa chính; thống kê, kiểm kê đất đai; quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất; giá đất.

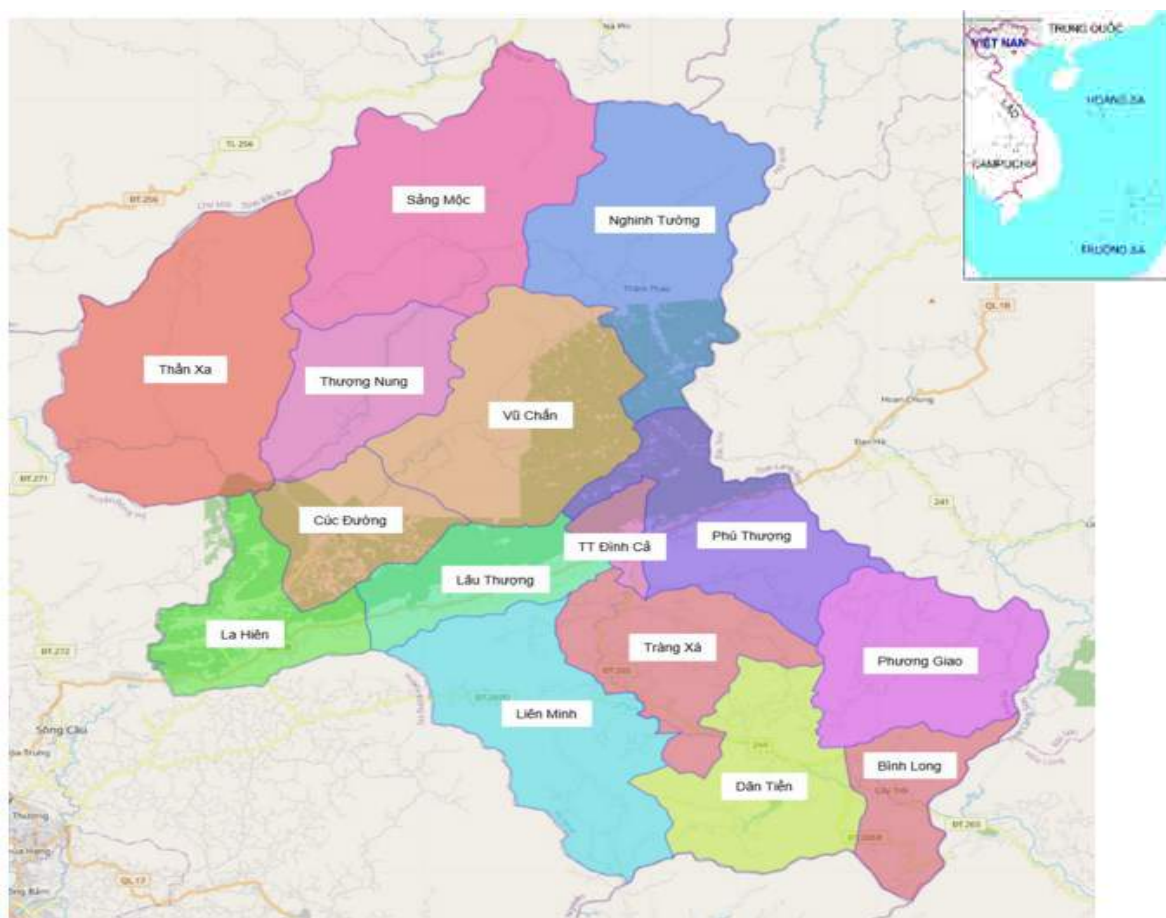
Phần mềm Vietbando còn có khả năng chuyển đổi dữ liệu với một số phần mềm GIS thông dụng khác như .mif của MapInfo, .shp của ArcGIS. Đến nay, Vietbando là phần mềm duy nhất có đầy đủ các phân hệ cơ sở dữ liệu: địa chính; thống kê, kiểm kê đất đai; quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất; giá đất. Việc xây dựng cơ sở dữ liệu bằng phần mềm Vietbando có thể thực hiện theo hai cách xây dựng trực tiếp online trên trang web hoặc xây dựng cơ sở dữ liệu trên desktop rồi chuyển đổi lên online.

4. Kết quả và thảo luận

Võ Nhai là một huyện miền núi nằm ở phía đông bắc tỉnh Thái Nguyên, có giới hạn địa lý từ 21°36' đến 21°56' vĩ độ Bắc, từ 105°45' đến 106°17' kinh độ Đông. Huyện có diện tích tự nhiên là 845,1 km². Huyện có vị trí địa lý tiếp giáp với các đơn vị hành chính sau: Phía Đông giáp huyện Bắc Sơn - huyện Bình Gia (tỉnh Lạng Sơn); Phía Tây giáp huyện Đồng Hỷ, huyện Phú Lương (tỉnh Thái Nguyên); Phía Nam giáp huyện Đồng Hỷ (tỉnh Thái Nguyên) và huyện Yên Thế (tỉnh Bắc Giang); Phía bắc giáp huyện Na Rì (tỉnh Bắc Cạn).

Võ Nhai có thế mạnh về nông - lâm nghiệp, địa bàn huyện cách trung tâm thành phố Thái Nguyên khoảng 40 km, gần các trung tâm văn hoá - giáo dục, các khu công nghiệp, có đường quốc lộ 1B đi qua, nên có điều kiện thuận lợi trong giao lưu kinh tế - xã hội.

Danh sách đơn vị hành chính cấp xã trực thuộc huyện Võ Nhai, tỉnh Thái Nguyên (gồm 01 thị trấn và 14 xã) (Hình 1.)



Hình 1. Khu vực thực nghiệm thuộc huyện Võ Nhai, tỉnh Thái Nguyên.

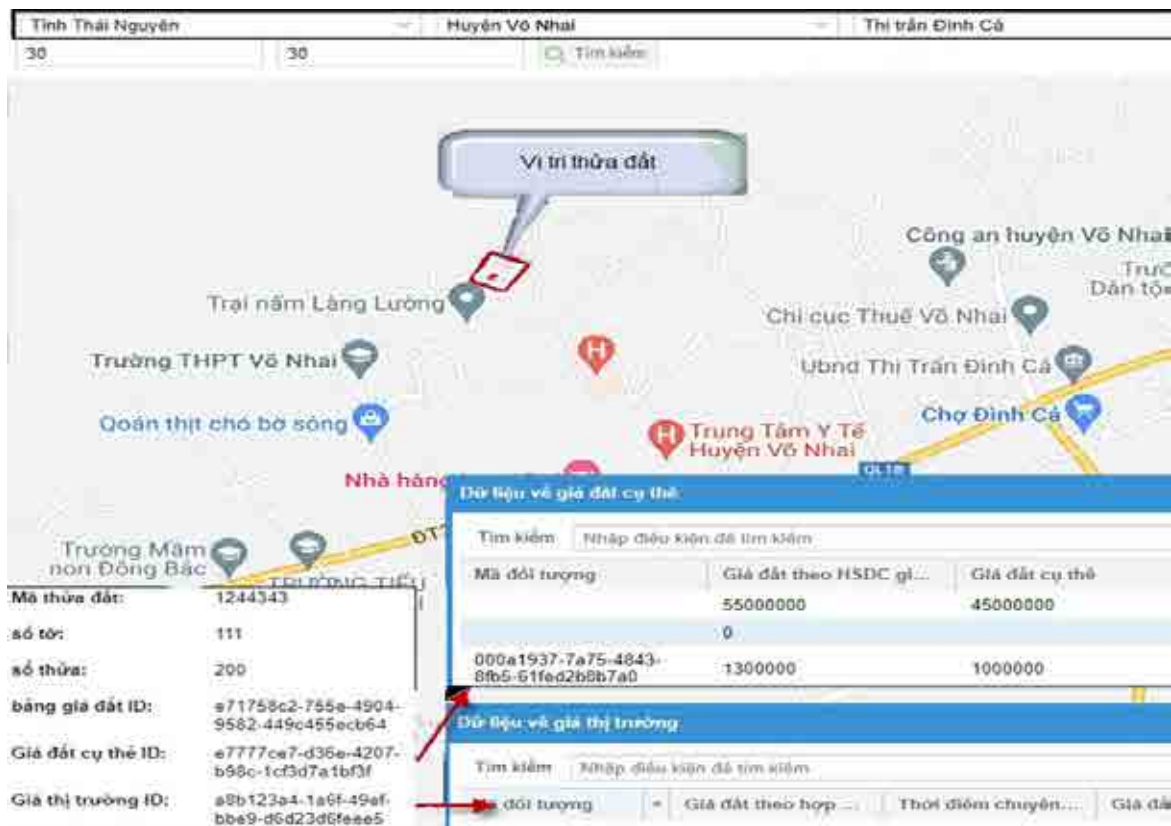
Các kết quả của bốn hợp phần trong cơ sở dữ liệu đất đai thuộc khu vực thực nghiệm huyện Võ Nhai, tỉnh Thái Nguyên được thể hiện ở Hình 2., Hình 3., Hình 4., và Hình 5.



Hình 2. Kết quả cơ sở dữ liệu địa chính khu vực thực nghiệm.



Hình 4. Kết quả xây dựng cơ sở dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất khu vực thực nghiệm.



Hình 5. Kết quả cơ sở dữ liệu giá đất khu vực thực nghiệm.

Kết quả nghiên cứu xây dựng cơ sở dữ liệu đất đai bao gồm bốn hợp phần ở trên đều đáp ứng các yêu cầu về chất lượng sản phẩm, tính đầy đủ các tài liệu, dữ liệu đầu vào và hoàn toàn có thể vận hành, khai thác sử dụng luôn.

Chất lượng dữ liệu địa chính được xác định cho từng thửa đất và đồng nhất thông tin giữa dữ liệu không gian địa chính, dữ liệu thuộc tính địa chính với hồ sơ địa chính. Chất lượng dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai đồng nhất thông tin giữa dữ liệu không gian thống kê, kiểm kê đất đai với dữ liệu thuộc tính thống kê, kiểm kê đất đai. Chất lượng dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất đồng nhất thông tin giữa dữ liệu không gian quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất với dữ liệu thuộc tính quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất. Chất lượng dữ liệu giá đất được xác định cho từng thửa đất, thống nhất với giá đất theo quy định của cơ quan nhà nước có thẩm quyền.

Dữ liệu thuộc tính đất đai đều được thực hiện theo quy định của pháp luật đất đai về giấy chứng nhận quyền sử dụng đất, quyền sở hữu nhà ở và tài sản khác gắn liền với đất; hồ sơ địa chính; quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất; giá đất; thống kê, kiểm kê đất đai.

Thực tế, khu vực thực nghiệm, huyện Võ Nhai khó khăn về địa bàn với địa hình phức tạp, chia cắt, mật độ dân cư thưa thớt, kết cấu hạ tầng kỹ thuật còn thiếu, chưa đồng bộ, nhất là hạ tầng giao thông. Tuy nhiên, Võ Nhai là địa phương có tiềm năng về phát triển du lịch với các di tích, danh thắng nổi tiếng nổi bật là dự án xây dựng khu nghỉ dưỡng kết hợp khu ở sinh thái và dịch vụ hỗn hợp Phương Hoàng diện tích gần 200 ha tại xã Phú Thượng và dự án trung tâm ứng dụng nông nghiệp công nghệ cao, hữu cơ, đặc sản với diện tích khoảng 50 ha và tổng kinh phí đầu tư 100 tỷ đồng.

Để phát triển bền vững, cần phải được quy hoạch hợp lý, sát với thực tế của địa phương, tránh tình trạng sử dụng đất một cách bừa bãi, làm giảm đất nông nghiệp, gây lãng phí đất. Quy hoạch sử dụng đất đai của huyện phải gắn kết với tất cả các đặc điểm trên, như vậy mới đáp ứng được yêu cầu quản lý đất đai theo quy định của pháp luật và phù hợp với điều kiện tự nhiên, kinh tế xã hội của huyện.

5. Kết luận

Nghiên cứu đã kết hợp sử dụng phần mềm gCadas và VBDLis để xây dựng cơ sở dữ liệu đất đai một cách hệ thống và đồng bộ, bao gồm cơ sở dữ liệu địa chính, cơ sở dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai, cơ sở dữ liệu quy hoạch, kế hoạch sử dụng đất và cơ sở dữ liệu giá đất tại khu vực thực nghiệm huyện Võ Nhai, tỉnh Thái Nguyên.

Việc xây dựng cơ sở dữ liệu đất đai tại khu vực thực nghiệm huyện Võ Nhai đem lại các lợi ích sau: đảm bảo hệ thống dữ liệu chính xác, an toàn và thông suốt giữa các cấp quản lý; cung cấp một kênh truy cập thông tin tập trung và đồng nhất, tránh xảy ra các sai sót trong việc quản lý dữ liệu nguồn; nâng cao chất lượng trong quá trình ra quyết định và nâng cao quản lý Nhà nước về lĩnh vực quản lý đất đai tại địa phương; các dịch vụ của cơ quan quản lý Nhà nước, tiếp nhận và xử lý hồ sơ được tổ chức hợp lý hơn và giảm thời gian giao dịch; và nâng cao khả năng tiếp cận thông tin đất đai, đáp ứng nhu cầu của cá nhân và tổ chức.

Việc triển khai xây dựng CSDL đất đai huyện Võ Nhai đã giúp tăng cường hiệu quả quản lý Nhà nước đối với công tác quản lý đất đai trên địa bàn, hỗ trợ đưa ra các định hướng, quyết sách và hành động cụ thể một cách chính xác, đúng luật, từ đó giảm thiểu các tranh chấp, khiếu kiện, khiếu nại, tố cáo về đất đai, góp phần tăng cường lòng tin của nhân dân đối với cơ quan Nhà nước. Như vậy, sẽ giảm gánh nặng cho ngân sách nhà nước trong việc duy trì cơ sở dữ liệu đất đai.

Nhóm tác giả kiến nghị cần phải nâng cao năng lực và trình độ chuyên môn của cán bộ phụ trách thông qua việc quan tâm, bồi dưỡng, mở các lớp tập huấn, triển khai ở các cấp hành chính từ tỉnh đến xã, đầu tư trang thiết bị, máy móc, phần mềm phục vụ cho công tác quản lý đất đai để đem lại hiệu quả công việc cao hơn. Thường xuyên cập nhật đầy đủ những thông tin biến động của thửa đất, xây dựng hệ thống hồ sơ, tài liệu, bản đồ để phản ánh đúng thực trạng tình hình đất đai của địa phương, hoàn chỉnh những hồ sơ, sổ sách còn thiếu trong quá trình quản lý.

Việc xây dựng cơ sở dữ liệu cần được tiếp tục tiến hành thực hiện ở nhiều địa phương với các đặc điểm khác nhau, và có thể áp dụng với các phương pháp và các công nghệ đa dạng. Khi các giải pháp được thực hiện hiệu quả, dự kiến việc thực hiện kết nối, chia sẻ dữ liệu đất đai và các dữ liệu liên quan hoàn toàn trên môi trường mạng, là tiền đề triển khai chính quyền điện tử và đô thị thông minh. Cơ sở hạ tầng công nghệ thông tin kết nối đa ngành (tài nguyên và môi trường, thuế, ngân hàng...) để nâng cao hiệu quả khai thác thông tin, đảm bảo chính xác, kịp thời và hiệu quả.

Lời cảm ơn

Nhóm tác giả xin gửi lời cảm ơn về việc tạo điều kiện nghiên cứu tại khu vực thực nghiệm của Công ty Tài nguyên và Môi trường Việt Nam.

Tài liệu tham khảo

Md. Zulfikar Khan, Tommaso Chiti, 2022. Soil carbon stocks and dynamics of different land uses in Italy using the LUCAS soil database. *Journal of Environmental Management*, volume 306, 1-21

Matthew Mleczo, Matthew Desmond, 2023. Using natural language processing to construct a National Zoning and Land Use Database. *Urban studies*. <https://doi.org/10.1177/00420980231156352>, 1-16

Trần Xuân Miên, Nguyễn Thế Công, Phạm Thị Kim Thoa, Nguyễn Thị Dung, Đặng Thị Hoàng Nga. Ứng dụng ARCGIS API xây dựng cơ sở dữ liệu thống kê, kiểm kê đất đai tại huyện Phú Lương, tỉnh Thái Nguyên. *Tạp chí Khoa học đo đạc và bản đồ*, số 51, 56-64.

Lê Thị Liên, 2022. Xây dựng cơ sở dữ liệu địa chính xã Ân Tình, huyện Na Rì, tỉnh Bắc Kạn. *Tạp chí Khoa học Tài nguyên và Môi trường*, số 41, 112-121.

Bùi Thị Cẩm Ngọc, 2021. Ứng dụng công nghệ Mobile GIS cập nhật thông tin giá đất thị trường phục vụ xây dựng cơ sở dữ liệu giá đất tại thị trấn Phùng, huyện Đan Phượng, thành phố Hà Nội. *Tạp chí Khoa học Tài nguyên và Môi trường*, số 35, 94-102.

Application of new software to build a land database in the natural resources and environment - a case study of a mountainous district of Thai Nguyen province

Tran Hong Hanh^{1,*}, Tran Van Anh¹, Tran Trung Anh¹, Vu Minh Ngan¹, Le Thanh Nghi¹,
Ngo Van Dung², Dang Ngoc Hoang Uyen²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Defense Mapping Agency of VietNam

*Corresponding author: hanhtranvub@gmail.com

Abstract

In the period of the country moving towards industrialization and modernization, along with the 4.0 technology revolution, so the establishment and management of land information resources play an important and great role in the development of Vietnam. The land database consists of four components which are the cadastral database; statistical and land inventory database; planning and land use plan database; and land price database. The objective of the paper is to build a land database in the mountainous district of Vo Nhai, Thai Nguyen using new software such as Gcadas and Vietbando, and conducting field-work. Methods are used in combination such as document synthesis, surveying, experimental and expert methods. As a result, a land database including all four components was built and compiled on the online software namely Vietbando (VBDLis). This research will be very useful for policy managers, providing public land services, creating a data platform for implementing and operating e-government towards digital government, digital economy and society.

Keywords: Land Database, Gcadas, Vietbando, Vo Nhai, Thai Nguyen.

NEAR-SURFACE ION-ADSORBED RARE EARTH ELEMENTS (REE) IN THE NORTHWESTERN VIETNAM: A BRIEF INTRODUCTION ON POTENTIAL, EXPLORATION AND LOCAL PRODUCTION

B. K. Son¹, P. H. Giao^{1,2,3*}, D. H. Hien^{1,3}, P. Q. Ngoc^{1,3} and N. H. Minh³

¹Smart Geophysical Solutions (SGS), Vietnam; ²PetroVietnam University (PVU), Vietnam;

³Vietnam Petroleum Institute (VPI), Vietnam;

*Corresponding author: giaoph@pvu.edu.vn

Abstract

Having started the exploration of rare earth elements (REE) since the early 1958 and currently ranked the second in the world in term of REE potential, only after China, the REE exploration and production industry in Vietnam is still in an early stage of exploration and production due to a number of reasons, including lacks of investment, testing and mining experiences, up-to-date technology, good development policy and adequate guidance regulations. A good momentum was gained in the late 2000s when the new type of ion-adsorbed deposits or clays containing REE was discovered in the Ben Den mine, Lao Cai province, northwestern Vietnam, compared to the more traditional RRE types associated with varieties of hard igneous rocks, alkaline rocks, and carbonatites by a collaboration between JOGMEG (Japan) and Vietnam Geological Survey (VGS), however the progress in REE exploration and production since then has been surprisingly slow. It is expected that this brief overview of REE exploration in the northwestern Vietnam with a more special glimpse on the ion-adsorbed rare earth elements' situation will help attract more attention on research and development (R&D) on REE exploration and production in this region of northwestern Vietnam.

Keywords: Rare Earth Element (REE); Ion-adsorption clays (IAC); Ion-adsorption clay deposit (IAD); ion-adsorbed rare earth element (IA-REE).

1. Introduction

The rare earth elements are a group of seventeen chemical elements in the periodic table, i.e., scandium (Sc^{21}), yttrium (Y^{39}), lanthanum (La^{57}), cerium (Ce^{58}), praseodymium (Pr^{59}), neodymium (Nd^{60}), promethium (Pm^{61}), samarium (Sm^{62}), europium (Eu^{63}), gadolinium (Gd^{64}), terbium (Tb^{65}), dysprosium (Dy^{66}), holmium (Ho^{67}), erbium (Er^{68}), thulium (Tm^{69}), ytterbium (Yb^{70}), and lutetium (Lu^{71}). It is worth noting that the term of “rare earth elements (REE)” is in fact a misnomer as they are neither earth (they are metals) nor rare (they are quite abundant in Earth's crust). This term started to be used in the 19th century when only one type of REE deposit was discovered at that time in the Ytterby region, Sweden, thus being considered something rare. Fig. 1 below shows that REEs not only are not rare but also quite abundant, e.g., cerium (Ce^{58}) is the 27th most abundant element in the Earth's crust with a 60-ppm crustal abundance comparing to a 10-ppm crustal abundance of lead (Pb), the 37th abundant element (Voncken, 2016).

With strongly ongoing energy transition process from the fuel fossil energy towards the renewable energy to achieve the net zero of CO_2 in a near future to fight against the global warming and other demands from the other industries, the REE demand has been drastically increased, projecting a global shortage of REE supply worldwide. As a matter of fact, REEs have been recognized as strategic elements for the world in general and Vietnam in particular. More than ever the need to understand better and explore more alternative RRE resources get into attention of every nation. REEs can be hosted in different rocks such as carbonatites, alkaline igneous rocks, placers, laterites, and ion-adsorption clays. The latter type is extremely important and make a significant contribution to the total REE resources of Vietnam, making it the second

ranked country in the world in term of REE reserve. The updated distribution of RRE reserves worldwide by the United States Geological Survey (USGS, 2022) is shown in Fig. 2.

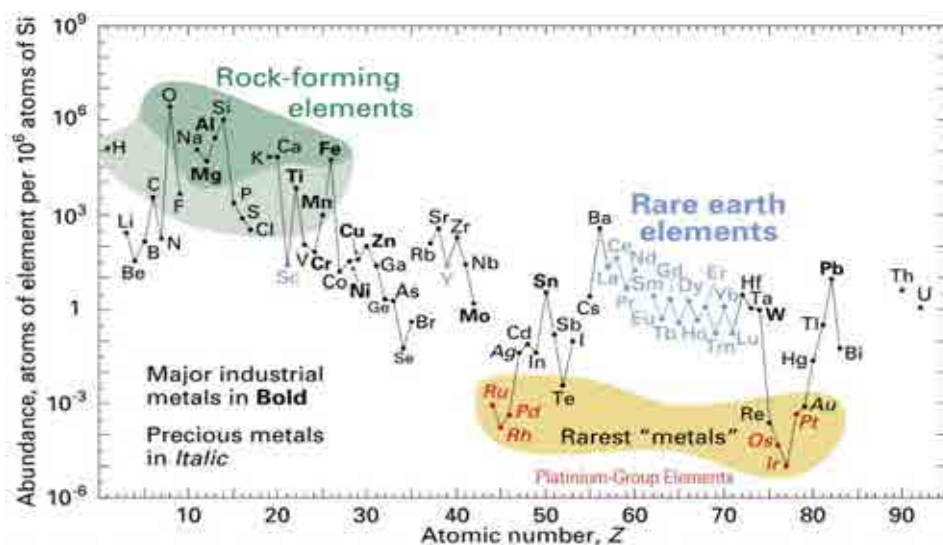


Fig. 1 Abundance of REEs, after Haxel và nnk., (2005).

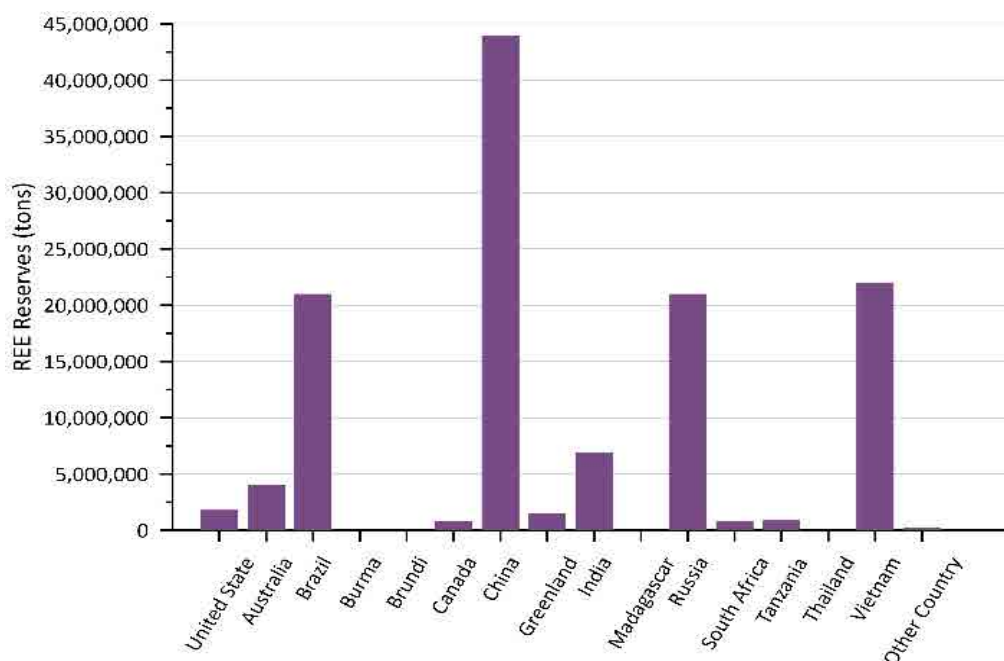


Fig. 2 Reserve of REE in the world in metric tones (mt) after USGS (2022).

The special importance of rare earth elements is nowadays well recognized as “an important group of metals used in many high-tech industries, including high-strength magnets, plasma TVs, various military applications, and clean and efficient green energy industries” (Han, 2021). One can say that the 4th revolution with digital transformation and energy transition can not be carried out worldwide without REE. For a few decades China has monopolized REE production, which has reached even 97% of world’s production at some points (Voncken, 2016). In 2009 when China introduced production quotas, export quotas and taxes, enforced environmental legislation, and granted no new mining licenses a global serious concern was sparked and the issue of exploration and production of REE becomes more and more a hot issue to consider and/or pursue in other countries, including Vietnam. In this presentation we aim to provide with a brief overview on REE exploration in one of the most potential regions of the country, i.e., the

northwestern Vietnam.

2. Main REE mines in the northwestern Vietnam

A number of REE deposits were discovered in some northwestern provinces, where early exploration works could be dated back early since 1958, i.e., Nam Xe North, Nam Xe South, Dong Pao (Lai Chau), Muong Hum (Lao Cai), and Yen Phu (Yen Bai) etc. as shown in Fig. 3. The probable reserves (in million tons, mt) of these deposits are estimated as follows, i.e., Northern Nam Xe (Lai Chau province): 8,000,000 mt, Southern Nam Xe (Lai Chau province): 4,000,000 mt, Dong Pao (Lai Chau province): 4,500,000 mt, Muong Hum (Lao Cai province): 130,000 mt, Yen Phu (Yen Bai province): 30,000 mt. These REE deposits are mainly found in carbonatites (Nam Xe), alkaline igneous rocks (Muong Hum, Yen Phu). In addition, REE found in placer deposits has a reserve up to 5,340,000 mt (DGMV, 2007). In total, Vietnam has an estimated probable reserve of 22 millions metric tones, mt (or 18% of the global REE reserve), and thus ranked the second in the world as reported by USGS (2022)'s report.



Figure 3 Distribution of REE resources in the northwestern Vietnam.

3. Exploration and production of ion-adsorbed REE in Vietnam

Han (2016) mentioned that the significant concentrations of REEs used to be associated with uncommon varieties of igneous rocks, alkaline rocks, and carbonatites, and to meet the growing demands for REEs there have been considerable efforts in identifying low-grade ores sources that include clay minerals, and coal and coal byproducts. One example is the Weathered Crust Elution-deposited Rare Earth Ores (or commonly named Ion-Adsorption Clays or IAC) that are aluminosilicate minerals (e.g., kaolinite, illite, and smectite) containing. In these deposits REEs are physically adsorbed at clay particle surfaces of permanent negative charge. The IACs are the result of in-situ physical and chemical weathering of rare-earth rich host rocks (say, granitic), which have been altered to the aluminosilicate clays over geological time. Despite their lower grade comparing to other types of lanthanide sources, IACs have the following advantages, i.e.,

easier mining and processing, more cost-effective, very low content of radioactive elements (normally associated with yttrium), and they are the key source of heavy rare earth elements (HREEs). Hu et al. (2017) reported that more than 80% of middle and heavy REE reserves exists in the weathered crust elution-deposited rare earth ores in China. Clay minerals are part of the phyllosilicate class, consisting of layered structures of shared octahedral aluminum and tetrahedral silicon sheets; water molecules and hydrated cations can move in and out of the interlayer spaces. Very often, isomorphous substitution of one cation with another (of similar size but with lesser charge, e.g. Al^{3+} for Si^{4+} or Mg^{2+} for Al^{3+}) within crystal structures leads to a charge imbalance in silicate clays, which accounts for the weathering decomposition and alteration of permanent negative charge on clay particles, thus the ability of clays to attract cations to the surface. Figure 4 shows two fundamental controls on the formation of ion adsorbed REE deposits, i.e., the availability of an REE-enriched source rock and in-situ sub-tropical weathering conditions that enable the liberation and mobilisation of the REEs and their preferential adsorption onto the surfaces of clay minerals. Both of these essential components are present in the Vietnam.

According to a report by DGMV (2007), the first ion-adsorbed REE mine in Vietnam is Ben Den, which is located in the Son Hai village, Bao Thang district, Lao Cai province, about more than 50 km northeast of Muong Hum mine (see Fig. 2). The Ben Den mine was actually discovered by the exploration works led by JOGMEC (Japan Organization for Metals and Energy Security) in collaboration with Department of Geology and Minerals of Vietnam and PetroVietnam in 2007, where two rare earth ore bodies were found distributed in the weathered crust of the Xom Giau granitoid complex, extending from the northwest to the southeast, the thickness of the weathering zone varies from 5.3 to 24.3 m. Grade of REE about $\Sigma\text{TR}_{203} = 0.094\text{--}0.111\%$, while the proven REE reserve is about 21,588 tons. The REE grade and reserve in Ben Den are low compared with the other REE mines in the northwestern Vietnam such as Dong Pao, Yen Phu, Nam Xe. The potential area of IAC-related REE is about 170 km^2 that is an extension of the Ben Den REE mine, delineated on the basis of the distribution of granitoid Xom Giau. Ben Den mine was found to be quite similar to the Longnan mine in China, where the soil is easy to dissolve in a dilute acid environment, thus allowing an in-situ mining as shown in Fig. 5, where the in-situ mining including injection of water of 200 days of mining over a 3.9-ha area resulted in an amount of 200 ton TREO grad 95%.

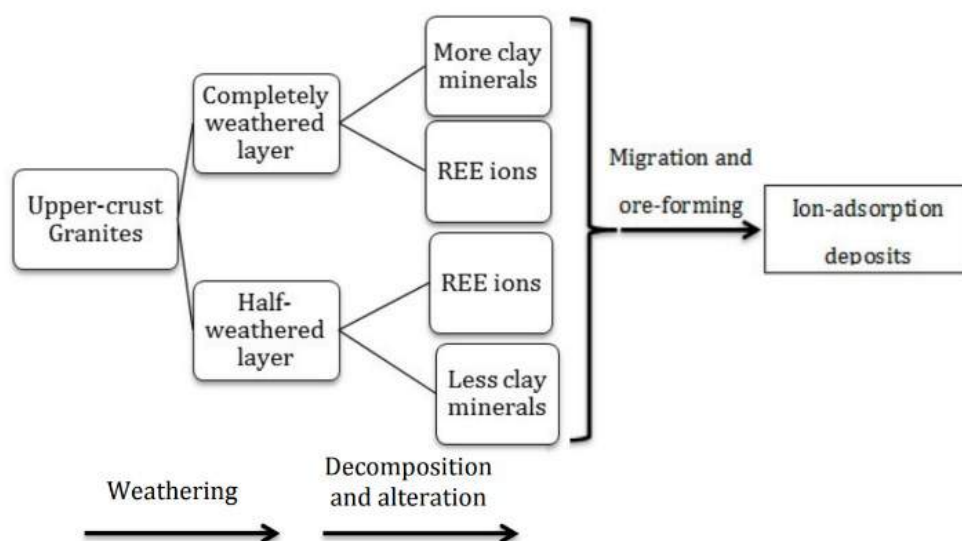


Figure 4 Metallogenic mechanism of formation of REE-rich adsorption-type ores (after Peng, 1991).



Figure 5a. View of Ben Den in-situ mining area of 3,9 ha;

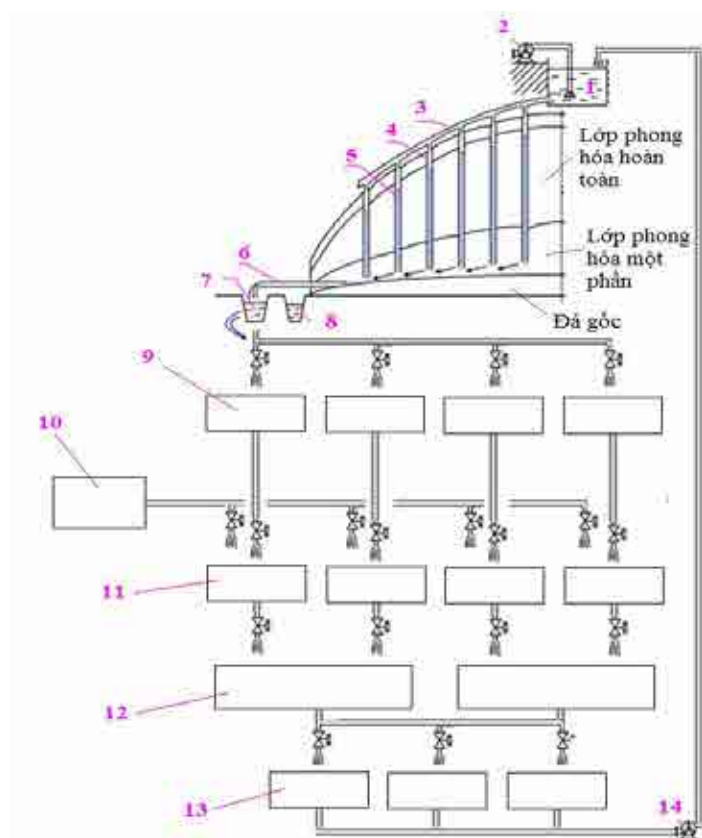


Fig. 5b. In-situ mining flowsheet (1:Lixiviant tank; 2: Air pump; 3,4,5: Injection wells; 6: Extraction wells; 7: Recovery canal; 8: rain canal; 9: Recovery pool; 10 Precipitant tank; 11:Precipitation pool; 12: Precipitation filter system; 13: Neutralization pool; 14: Circulating pump of the post-neutralization solution.

4. Discussions

In Vietnam the exploration, production and applications of REEs have been minimal by now. Only some sporadic and non-coordinated investigation activities were carried out, mostly by some private companies with rather simple field and lab and small-scale mining and processing of REE. As a matter of fact, more studies have been focused on separating such rare

earth ores as bastnaesite, monazite, and xenotime, but few or almost no studies on ion-adsorbed REE were done. Despite the fact that the REE exploration has started since the early 1958 in the northwestern Vietnam and the country is globally ranked the second in term of REE potential by USGS (2022), only after China, Vietnam is still in an early stage of REE business due to a number of reasons, including lacks of investment, testing and mining experiences and up-to-date technology as well as a good development policy and adequate guidance regulations. Recovery of IA-REE is no more a big problem, say, according to Papangelakis and Moldoveanu (2014) “REE are easily recovered via an ion-exchange mechanism during leaching with monovalent salt solutions under ambient conditions, based on a 3:1 stoichiometric ratio between the trivalent lanthanides and the exchange monovalent cation”.

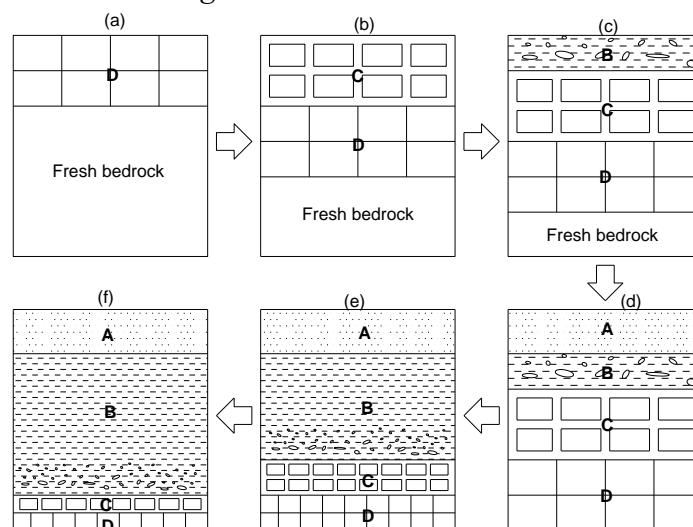


Fig. 6a. Development of weathering profile on a gentle slopes or flat terrains in granite (after Giao et al., 2008).

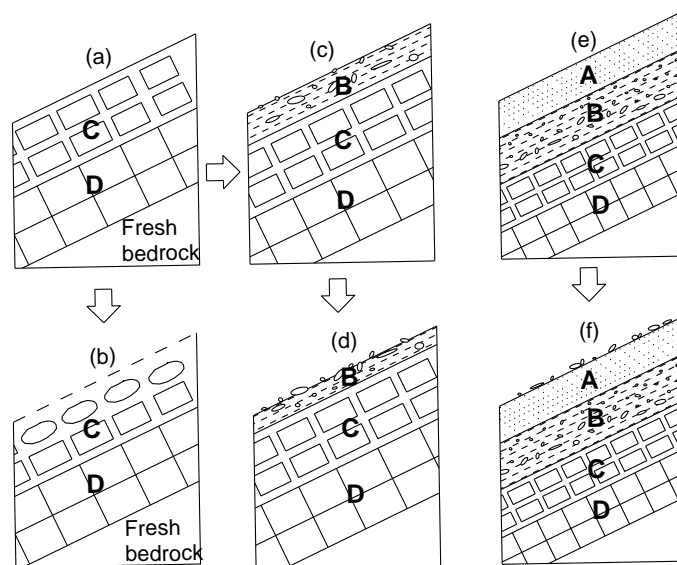


Fig. 6b. Effect of slope on the development of profiles of weathering: (a) and (b) for 30° , (c) and (d) for 22.5° , (e) and (f) for 15° slopes (after Giao et al., 2008).

For REE exploration and production in the northwestern Vietnam to move forwards a strongly-redirceted reseach on the ion-adsorbed REE and and good investment on the up-to-date exploration and production technology, inparticular green technology to recover them from weathering crusts and other IACs (e.g., Wang và nnk., 2022), should be well considered. It is worth noting that a new degree (866/QĐ-TTg) has recently been approved by the Vietnamese

government on REE exploration and production for the period from 2021 to 2030 with a vision to 2050. The exploitation permits were issued for Dong Pao (Lai Châu province), Yen Phu (Yen Bai province). New investment is expected to increase the total production to 2 tones of REE ores per year.

As it is recognized now that the most important REE reserve of Vietnam occurs in the clay deposits that are products of rock weathering, in particular of granites, attention should be given to exploration of weathered rock crusts (see Fig. 6a, b; Table 1) by an optimal combination of geological, geophysical, geochemical and geotechnical techniques, among which the electric imaging proved to be a relatively cheap and effective geophysical method (Giao et al., 2008). Among the units of a weathering profile of a granitic rock mass the units B and C are the main targets for ion-adsorbed clay deposits, which do not exist for rock slope angles of more than 22.5 or 30° (see Fig. 6b)

Table 1 Units of a granitic weathering profile (after Giao et al., 2008)

Weathered zone	Description (Ruxton and Berry, 1957)	Resistivity (Ωm)
A	Residual debris without relict texture and structure and lacking corestones	< 300
B	Completely weathered, containing isolated corestones, less than 50% of volume	300-600
C	Residual material in various decomposition grades, containing 50% to 90% rectangular blocks of fresh rock	600-1000
D	Constitutes more than 90% of the volume and residual debris is found only along joints	1000-1800
Fresh granite		>1800

References

- DGMV, 2007. Basic geological investigation of rare earth elements associated with gold - copper - iron oxide mineralization in Lao Cai, Yen Bai and Lai Chau provinces of Vietnam. The agreement between PetroVietnam (Vietnam Oil and Gas Group), JOGMEC (Japan Organization for National Metals and Energy Security) and DGMV (Department of Geology and Minerals of Vietnam), 25th of October, 2007.
- Giao P. H., A. Weller, D. H. Hien, K. Adisornsupawat, 2008. An approach to construct the weathering profile in a hilly granitic terrain based on electrical imaging. *Applied Geophysics*, 65, p. 30-38.
- Han K.N., 2021. Editorial for Special Issue “Leaching of Rare Earth Elements from Various Sources”. *Minerals* 2021, 11, 164. <https://doi.org/10.3390/min11020164>.
- Haxel G. B., Boore S., Mayfield S., 2005. U.S. geological survey. Fact Sheet 087-02. Rare earth elements—critical resources for high technology. <http://pubs.usgs.gov/fs/2002/fs087-02/>.
- Hu G., F. Zongyu, D. Jinshi, M. Xianglong, X. Yanfei, L. Xiangsheng, 2017. Mineral properties and leaching characteristics of volcanic weathered crust elution-deposited rare earth ore, *J. of Rare Earths*, Vol. 35 (9), p. 906
- Papangelakis V. G. and Moldoveanu G., 2014. Recovery of rare earth elements from clay minerals, ERES2014: 1st European Rare Earth Resources Conference, Milos, 04-07/09/2014
- Peng S., 1991. Geological Characteristics and the Prospecting Criteria of the Granite-weathering Crust Ion adsorption Type REE Deposits in Nanling Area, South China, *Materials Science Forum* 33-42, Trans Tech Publications, Switzerland, 1991
- USGS, 2022. Mineral commodity summaries 2022: U.S. Geological Survey, 202 p., <https://doi.org/10.3133/mcs2022>.
- Voncken J. H. L., 2016. The Rare Earth Elements An Introduction, Springer Briefs in Earth Sciences, 125 p., DOI 10.1007/978-3-319-26809-5
- Wang G., J. Xu, L. Ran, R. Zhu, B. Ling, X. Liang, S. Kang, Y. Wang, J. Wei, L. Ma, Y. Zhuang, J. Zhu and H. He, 2022. A green and efficient technology to recover rare earth elements from weathering crusts, *Nature Sustainability*, <https://doi.org/10.1038/s41893-022-00989-3>.

ÁP DỤNG PHÂN TÍCH THỐNG KÊ ĐA BIẾN TRONG PHÂN VÙNG VÀ ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG NƯỚC DƯỚI ĐẤT: NGHIÊN CỨU TRƯỜNG HỢP Ở HUYỆN HẢI LĂNG, TỈNH QUẢNG TRỊ

Nguyễn Văn Hợp^{1*}, Nguyễn Đăng Giảng Châu¹, Trương Quý Tùng¹, Trương Trung Kiên²,
Nguyễn Trọng Hữu², Mai Thị Thanh Tuyền², Nguyễn Trường Khoa², Bùi Văn Xuân³

¹Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

²Sở Tài nguyên và Môi trường, tỉnh Quảng Trị

³Trung tâm An toàn Môi trường và Hóa học, thành phố Đà Nẵng

*Tác giả chịu trách nhiệm: ngvanhopkh@gmail.com

Tóm tắt

Phương pháp phân tích thành phần chính (PCA) và phân tích cụm (AHC) được áp dụng để đánh giá và phân vùng chất lượng nước (CLN) dưới đất ở huyện Hải Lăng, tỉnh Quảng Trị. Phương pháp PCA cũng được áp dụng để xác định Trọng số w_i một cách khách quan trong xây dựng Chỉ số chất lượng nước dưới đất (GWQI) để đánh giá CLN tổng quát. Chỉ số GWQI này được tính toán từ 10 thông số CLN lựa chọn i ($i = 1 - 10$), bao gồm: pH, TDS, độ cứng (HARD), SO_4 , COD, N-NH₄, N-NO₃, Fe, Mn và tổng coliform. Các hàm Chỉ số phụ (q_i) tuyến tính được thiết lập dựa trên giới hạn cho phép của các thông số được quy định trong Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về CLN sử dụng cho mục đích sinh hoạt (QCVN 01-1:2018/BYT). Trên cơ sở so sánh 03 phương pháp tính chỉ số GWQI khác nhau (chúng đều là hàm số của Trọng số w_i và Chỉ số phụ q_i): phương pháp tích (GWQI_M), phương pháp tổng (GWQI_A) và phương pháp khác (GWQI_{Ref}), đã chọn được chỉ số phù hợp là GWQI_M. Áp dụng chỉ số GWQI_M cho tập dữ liệu CLN giai đoạn 2019-2021 cho thấy: chỉ số GWQI_M phản ánh phù hợp CLN dưới đất ở huyện Hải Lăng; có 89% giá trị GWQI_M thuộc loại CLN RẤT TỐT hoặc TỐT, 7% thuộc loại TRUNG BÌNH; 1% thuộc loại KÉM và 3% thuộc loại RẤT KÉM.

Từ khóa: PCA; AHC; nước dưới đất; Quảng Trị.

1. Đặt vấn đề

Đánh giá chất lượng nước (CLN) là một trong những nhiệm vụ quan trọng trong quản lý nguồn nước. Để đánh giá CLN, mỗi quốc gia hoặc tổ chức quốc tế thường ban hành các tiêu chuẩn hoặc hướng dẫn CLN để áp dụng. Tuy vậy, cách đánh giá CLN dựa vào tiêu chuẩn (quy chuẩn) CLN chỉ tính đến các thông số CLN riêng biệt và không chỉ ra được ‘bức tranh’ tổng quát về CLN ở vùng hoặc khu vực khảo sát, không cho phép phân loại, phân vùng CLN và khó hiểu đối với cộng đồng và các nhà hoạch định chính sách. Các hệ môi trường nước (sông, suối, hồ, nguồn nước dưới đất...) đều là những hệ đa biến, tức là CLN của nó được giải thích hay quyết định bởi tổ hợp nhiều biến (hay nhiều thông số CLN). Do vậy, để phân vùng CLN ở khu vực khảo sát (dựa vào đặc điểm của nhiều thông số CLN), cần phải áp dụng phương pháp phân tích thống kê đa biến như phương pháp phân tích thành phần chính (PCA - Principal Component Analysis) và phương pháp phân tích cụm (CA - Clustering Analysis, điển hình là AHC - Agglomerate Hierarchical Clustering) (Denis, D. J., 2020). Mặt khác, để đánh giá CLN tổng quát nhằm khắc phục các hạn chế của cách đánh giá dựa vào tiêu chuẩn/quy chuẩn, cần thiết phải phát triển phương pháp đánh giá CLN dựa vào một chỉ số định lượng và dễ hiểu, cho phép đánh giá CLN dựa vào tổ hợp nhiều thông số CLN (Abbasi T. and Abbasi S.A, 2012). Một trong những chỉ số đó là Chỉ số chất lượng nước (WQI - Water Quality Index) hoặc Chỉ số chất lượng nước dưới đất (GWQI - Ground Water Quality Index). Chỉ số WQI hoặc GWQI là một công cụ toán học cho phép chuyển các thông số CLN thành một con số nguyên để đánh giá CLN tổng quát của một nguồn nước. Do có nhiều ưu điểm, nên nhiều nghiên cứu đã cho rằng, chỉ số WQI hoặc GWQI là công cụ hữu hiệu trong đánh giá CLN và quản lý nguồn nước (Abbasi T. and Abbasi S.A, 2012; Sutadian A. D. và nnk., 2016).

Một cách tổng quát, chỉ số WQI hoặc GWQI là một hàm số được tính toán từ 02 đại lượng - *Trọng số* (weightage) w_i và *Chỉ số thông số* hay *Chỉ số phụ* (sub-index) q_i tương ứng thể hiện tầm quan trọng tương đối và chất lượng của thông số CLN thứ i . Trọng số w_i (đối với các nguồn nước mặt) thường nhận giá trị trong khoảng 0 - 1 với tổng trọng số của các thông số $\Sigma = 1$. Đối với các nguồn nước dưới đất, trọng số w_i của thông số i có thể dao động trong khoảng rộng, từ < 1 đến 5. Đối với các nguồn nước mặt, Chỉ số thông số q_i nhận các giá trị trong khoảng 0 - 100 và được xác định bằng cách chuyển kết quả quan trắc thông số i (có đơn vị đo khác nhau) thành thang đo chuẩn hóa 0 - 100: thông số có q_i càng gần 100, có chất lượng càng tốt và ngược lại. Chỉ số WQI thường có thang điểm 0 - 100, càng gần 100, CLN của nguồn nước mặt càng tốt và ngược lại. Trong khi đó, đối với nguồn nước dưới đất, các giá trị q_i có thể lớn hơn 100 (q_i càng lớn, chất lượng của thông số càng kém và ngược lại), nên chỉ số GWQI thường có thang điểm 0 - 300 hoặc lớn hơn và càng lớn, CLN càng kém và ngược lại (Abbasi T. and Abbasi S.A, 2012; Prasad M. và nnk., 2019, Subba Rao N. và nnk., 2019). Để xác định *Trọng số* w_i nhiều tác giả dựa vào ý kiến chuyên gia, nhưng nhiều nghiên cứu cho rằng, để xác định w_i một cách khách quan, nên áp dụng phương pháp phân tích thống kê đa biến như phân tích thành phần chính (PCA - Principal Component Analysis) hoặc một dạng tương tự là phân tích yếu tố (FA - Factor Analysis) (Adimalla N. and Qian H., 2019; Ekere N. R. và nnk., 2019; Barbosa Filho J. and de Oliveira I. B., 2021). Ở Việt Nam, Bộ Tài nguyên và Môi trường (TNMT) đã ban hành chỉ số WQI để áp dụng đánh giá CLN của các nguồn nước mặt trong cả nước (từ năm 2011 và điều chỉnh năm 2019) (Bộ TNMT, 2019), nhưng chưa nghiên cứu xây dựng chỉ số GWQI. Nói chung, các nghiên cứu về GWQI ở nước ta còn rất hạn chế.

Bài báo này giới thiệu các kết quả thu được khi áp dụng phương pháp PCA và AHC trong phân vùng CLN dưới đất; áp dụng phương pháp PCA để xác định Trọng số w_i trong xây dựng chỉ số GWQI để đánh giá CLN dưới đất ở huyện Hải Lăng, tỉnh Quảng Trị giai đoạn 2015 - 2021.

2. Phương pháp nghiên cứu

2.1. Khu vực nghiên cứu và dữ liệu chất lượng nước dưới đất

Hải Lăng là huyện ven biển phía Nam của tỉnh Quảng Trị, có tọa độ địa lý từ 16°33'40'' đến 16°48'00'' độ vĩ Bắc và 107°04'10'' đến 107°23'30'' độ kinh Đông; tổng diện tích đất tự nhiên 42.368 ha (năm 2019); bao gồm 16 đơn vị hành chính (15 xã và 01 thị trấn - thị trấn Diên Sanh) (Hình 1) với dân số 79.533 người (năm 2019), trong đó dân số đô thị 3.300 người (chiếm 4,15%), dân số nông thôn 76.233 người (chiếm 95,85%). Trong chương trình quan trắc môi trường hàng năm do Trung tâm Quan trắc TNMT (thuộc Sở TNMT Quảng Trị) thực hiện, từ năm 2015 đến 2021 người ta quan trắc nước dưới đất ở 12 - 26 vị trí (giếng khoan hoặc giếng đào) ở huyện Hải Lăng (Hình 1) với tần suất 1 - 2 đợt/năm (01 đợt mùa khô, tháng 1-8, 01 đợt mùa mưa, tháng 9-12). Đa số người dân ở khu vực nông thôn hiện nay vẫn dùng nước giếng cho sinh hoạt và ăn uống.

Dữ liệu CLN dưới đất ở 12 - 26 vị trí ở huyện Hải Lăng giai đoạn 2015-2021 được cung cấp bởi Trung tâm Quan trắc TNMT gồm 13 thông số: (i) Các thông số hóa - lý: pH, độ đục (Tur) hoặc tổng chất rắn lơ lửng (TSS), tổng chất rắn hòa tan (TDS), độ cứng (HARD); (ii) Các thông số hóa học: COD, amoni tính theo nitơ (viết tắt là N-NH₄), nitrit (N-NO₂), nitrat (N-NO₃), clorua (Cl⁻), sunfat (SO₄), tổng sắt tan (Fe), tổng mangan tan (Mn); (iii) Thông số vi sinh: Tổng coliform (TC). Các vị trí quan trắc nước dưới đất ở huyện Hải Lăng được nêu ở Hình 1.

Để phân vùng CLN, sử dụng dữ liệu giai đoạn 2015-2019 (67 mẫu hay N = 67) với 12 thông số kể trên, ngoại trừ thông số HARD.



Hình 1. Các vị trí quan trắc chất lượng nước dưới đất ở huyện Hải Lăng.

Để xác định Trọng số w_i và xây dựng chỉ số GWQI, sử dụng dữ liệu giai đoạn 2015-2021 và chọn 10 thông số CLN ở trên: pH, TSS, TDS, HARD, SO_4 , $N-NH_4$, $N-NO_3$, Fe, Mn và TC (ngoại trừ thông số thông số Cl^- và $N-NO_2$, do Cl^- tương quan chặt với TDS, còn thông số $N-NO_2$ rất nhỏ trong nhiều mẫu, nhỏ hơn giới hạn phát hiện của phương pháp phân tích). Mặt khác, để xây dựng chỉ số GWQI, chia tập dữ liệu giai đoạn 2015-2021 thành hai: *Tập dữ liệu 1* (giai đoạn 2015-2018, $N = 62$ mẫu) được dùng để xác định Trọng số w_i ; *Tập dữ liệu 2* (giai đoạn 2019-2021, $N = 101$ mẫu) được dùng để kiểm tra sự phù hợp của chỉ số GWQI xây dựng được. Các thông số CLN ở trên cũng được quy định trong QCVN 01-1:2018/BYT (viết tắt là QCVN 01-1) về CLN sạch sử dụng cho mục đích sinh hoạt. Các kim loại nặng và độc (Hg, Cd, Pb, As, Ni, Cr, Cu, Zn) cũng như các hóa chất bảo vệ thực vật nhóm clo (nhóm DDT, nhóm HCH) đều có hàm lượng rất nhỏ, hoặc nhỏ hơn giới hạn phát hiện của phương pháp phân tích (LOD) hoặc nhỏ hơn nhiều so với giới hạn cho phép trong QCVN 01-1, nên chúng không được đưa vào để xây dựng chỉ số GWQI. Các dữ liệu quan trắc CLN chi tiết (hay dữ liệu gốc) không được đưa ra ở đây.

Tập dữ liệu gốc về CLN dưới đất huyện Hải Lăng (giai đoạn 2015 - 2021) được xử lý để tạo ra tập dữ liệu phù hợp cho phân tích theo phương pháp PCA như: loại bỏ các giá trị bất thường (nếu có), lấy con số có nghĩa phù hợp, gán các số liệu nhỏ hơn LOD bằng LOD, chuyển dạng dữ liệu về dạng biến chuẩn hóa, tức là chuyển kết quả quan trắc các biến x_{ij} (có đơn vị khác nhau) thành biến z_{ij} (không có đơn vị): $z_{ij} = (x_{ij} - \text{trung bình số học}) / \text{độ lệch chuẩn}$; trong đó, $i = 1 - n$ với n là số thông số CLN lựa chọn, $j = 1 - N$ với N là số mẫu. Biến z_{ij} có trung bình quần thể bằng 0 và phương sai bằng 1 (Miller J. N & Miller J. C., 2010; Denis D. J., 2020).

2.2. Phương pháp PCA và AHC

2.2.1. Phân vùng chất lượng nước

Phương pháp PCA là phương pháp chiếu (projection), cho phép giảm dữ liệu từ không gian m chiều (mỗi chiều ứng với một biến/thông số CLN) thành không gian ít chiều hơn: k chiều ($k < m$); mỗi chiều được gọi là một thành phần chính (PC - Principal Component) - là tổ hợp tuyến tính của các biến gốc (x_{ij}) và các PC không tương quan với nhau, mà trực giao nhau. Thông thường, chỉ cần giữ lại một vài PC đầu tiên, chẳng hạn PC1, PC2 vì chúng vẫn giải thích được đa số biến động hay phương sai của tập dữ liệu gốc. Những PC được giữ lại là những PC có *Giá trị riêng* lớn hơn 1 (giá trị riêng là lượng phương sai của các biến gốc được giải thích bởi PC tương ứng) và phương sai tích lũy của chúng lớn hơn 60% (Denis D. J., 2020). Từ các kết quả PCA, xác định được tương quan của các biến và khi phát hiện có các cấu trúc tồn tại trong tập dữ liệu gốc, chẳng hạn, có sự tách ra các cụm (hay nhóm) các đối tượng (các mẫu hoặc các vị trí quan trắc), cần thực hiện phân tích sâu hơn theo phương pháp AHC để nhóm các đối tượng thành các cụm (cluster) hay nhóm. Việc gộp các đối tượng thành các cụm là dựa vào độ tương tự (similarity) hoặc bất tương tự (dissimilarity) giữa chúng. Độ tương tự hoặc bất tương tự được thể hiện qua hàm khoảng cách (distance function) giữa các đối tượng hoặc cụm đối tượng. Trong nghiên cứu này, sử dụng khoảng cách Öclit (Euclidean distance) làm thước đo độ tương tự giữa các đối tượng/cụm đối tượng (Denis D. J., 2020). Từ đó, cho phép phân vùng CLN dưới đất dựa vào đặc điểm của các thông số CLN trong mỗi vùng.

2.2.2. Xác định Trọng số w_i của các thông số chất lượng nước khi xây dựng chỉ số GWQI

Từ kết quả tính toán theo PCA, sẽ thu được *Tải lượng bình phương* (squared loading) của mỗi biến (hay thông số CLN) trên mỗi PC giữ lại. Tải lượng bình phương của mỗi biến chính là lượng phương sai của nó được giải thích bởi mỗi PC (Denis D. J., 2020). Từ *Tổng tải lượng bình phương* của mỗi biến trên các PC giữ lại (communality) và *Tổng tải lượng bình phương* của tất cả các biến trên các PC giữ lại (được gọi là *Tổng tích lũy*), sẽ tính được *Trọng số* (hay tầm quan trọng tương đối) của mỗi biến theo công thức (1). Để thực hiện các tính toán theo phương pháp PCA, nghiên cứu này sử dụng phần mềm R - phần mềm được áp dụng phổ biến trên thế giới: R version 4.0.3/64-bit (10-10-2020) với module R-Studio, dùng gói (package) Factoextra (version 1.0.7).

$$\text{Trọng số } (w_i) = \frac{\text{Tổng tải lượng bình phương của thông số } i \text{ trên các PC giữ lại}}{\text{Tổng tải lượng bình phương của tất cả các thông số trên các PC giữ lại}} \quad (1)$$

Khi xây dựng chỉ số GWQI, nhiều tác giả tính toán *Trọng số* w_i theo công thức (2) và (3) (Prasad M., 2019; Adimalla N. & Qian H., 2019; Ekere N. R., 2019; Solangi G. S., 2019):

$$w_{i*} = \frac{K}{C_{oi}} \quad (2)$$

Trong đó, hệ số $K = 1/\sum(1/C_{oi})$; C_{oi} là giới hạn của thông số được quy định trong tiêu chuẩn CLN của quốc gia; w_{i*} là trọng số của mỗi thông số CLN được xác định theo ý kiến chuyên gia, tùy thuộc vào tầm quan trọng của thông số trong đánh giá CLN; các giá trị $w_{i*} = 1 - 5$ và w_{i*} càng lớn, thông số càng quan trọng và ngược lại. Từ các giá trị w_{i*} , tính được *Trọng số tương đối* w_i theo (3):

$$w_i = \frac{w_{i*}}{\sum_{i=1}^n w_{i*}} \quad (3)$$

2.3. Phương pháp xác định Chỉ số phụ

Để xác định Chỉ số thông số q_i , cần chuyển đổi kết quả quan trắc được của thông số CLN thứ i thành thang đo chuẩn hóa không có đơn vị. Trong các nghiên cứu phát triển chỉ số GWQI, nhiều tác giả xác định giá trị q_i theo công thức (4) (Abbasi T. and Abbasi S.A, 2012; Prasad M. và nnk., 2019, Subba Rao N. và nnk., 2019):

$$q_i = \frac{C_i}{C_{oi}} \times 100 \quad (4)$$

Trong đó, C_i (mg/L) và C_{oi} (mg/L) tương ứng là kết quả quan trắc thông số i trong mẫu và giá trị giới hạn của thông số được quy định trong tiêu chuẩn CLN của quốc gia. Theo công thức (4), q_i càng tăng, chất lượng của thông số càng giảm và ngược lại; khi $C_i > C_{oi}$, giá trị của $q_i > 100$.

Việc sử dụng tiêu chuẩn CLN để hỗ trợ chia nhỏ các giá trị Chỉ số phụ q_i sẽ cung cấp thêm thông tin và thuận tiện cho người dùng (House M. A., 1989). Mặt khác, nếu sử dụng thang đo q_i trong khoảng 0 - 100 sẽ dễ hiểu hơn so với thang đo q_i theo công thức (4). Trong nghiên cứu này, sử dụng các giá trị giới hạn được quy định trong QCVN01-1 để thiết lập các hàm tuyến tính xác định q_i (có giá trị 1 - 100), q càng gần 100, chất lượng thông số càng tốt và ngược lại. Phương trình tuyến tính có dạng $y = a + bx$, trong đó, $y = q$ được tính toán từ kết quả quan trắc thông số CLN (x); a và b là hai hệ số được suy ra từ hai phương trình tuyến tính (5) và (6):

$$100 = a + b \times (\text{giới hạn cho phép của QCVN 01-1 đối với thông số CLN}) \quad (5)$$

Trong đó, $y = q = 100$ ứng với chất lượng tốt của thông số; Khi kết quả quan trắc thông số (x) \leq giới hạn cho phép của QCVN 01-1, giá trị q của nó = 100;

$$1 = a + b \times (\text{giới hạn cho phép của QCVN 01-1 đối với thông số CLN} + 3 \times S) \quad (6)$$

Trong đó, $y = q = 1$ ứng với chất lượng kém của thông số; Khi kết quả quan trắc của thông số (x) \geq giới hạn cho phép + $3 \times S$, giá trị q của nó = 1. Điều này được hiểu là: Giới hạn cho phép đối với mỗi thông số là trung bình của một phân bố chuẩn (hay một quần thể); Chỉ những giá trị x nằm ngoài khoảng tin cậy 99,87% của giá trị trung bình đó mới được xem là phân bố khác (hay quần thể khác), tức là lớn hơn giới hạn cho phép; Số 3 là giá trị của biến chuẩn hóa (u) ứng với xác suất tin cậy $P = 0,9987$; S là độ lệch chuẩn của quần thể (Miller J. N & Miller J. C., 2010).

Độ lệch chuẩn S được tính toán từ Độ lệch chuẩn tương đối (RSD, %):

$$S = \frac{\text{RSD} \times \text{Trung bình số học}}{100} \quad (7)$$

Trong đó, Trung bình số học chính là Giới hạn cho phép của thông số CLN trong QCVN 01-1; RSD được xác định dựa vào phương trình Horwitz (Rivera C. and Rodriguez R., 2010):

$$\text{RSD} = 2^{1 - 0,5 \lg C}; \text{ Với } C \text{ là nồng độ được biểu diễn bằng phân số.} \quad (8)$$

2.4. Phương pháp tính chỉ số GWQI và thang điểm phân loại chất lượng nước

Để chọn công thức tính phù hợp, tiến hành tính chỉ số GWQI (cho cả Tập dữ liệu 1 và Tập dữ liệu 2) theo phương pháp tích - công thức (9) và phương pháp tổng - công thức (10):

$$\text{GWQI} = \prod_{i=1}^n q_i^{w_i} \quad (9)$$

$$\text{GWQI} = \sum_{i=1}^n q_i \times w_i \quad (10)$$

Để thuận lợi cho người dùng chỉ số GWQI, nghiên cứu này sử dụng thang điểm phân loại CLN dưới đất dựa vào GWQI tương tự như thang điểm phân loại CLN mặt do Bộ TNMT quy định (Bộ TNMT, 2019). Theo đó, GWQI càng lớn, CLN dưới đất càng tốt và ngược lại (Bảng 1).

Bảng 1. Phân loại chất lượng nước dưới đất theo chỉ số GWQI

Loại/ Mức	Chỉ số GWQI	Đánh giá chất lượng nước
I	91 - 100	RẤT TỐT (RT)
II	76 - 90	TỐT (T)
III	51 - 75	TRUNG BÌNH (TB)
IV	26 - 50	KÉM (K)
V	1 - 25	RẤT KÉM (RK, hay không phù hợp cho ăn uống)

Mặt khác, để so sánh, ở đây cũng tính toán giá trị GWQI theo phương pháp khác - công thức (11) - đã được một số tác giả đề xuất (Elubid B. A., 2019; Prasad M., 2019; Adimalla N. & Qian

H., 2019; Ekere N. R., 2019; Solangi G. S., 2019):

$$GWQI = \sum_{i=1}^n q_i \times \frac{w_i}{\sum_{i=1}^n w_i} \quad (11)$$

Trong đó, w_i được tính theo công thức (2) và (3); Chỉ số phụ q_i được tính theo công thức (12):

$$q_i = \frac{100 \times (C_i - C_0)}{S_i - C_0} \quad (12)$$

Ở đây, C_i và C_0 tương ứng là nồng độ của thông số CLN trong mẫu và nồng độ lý tưởng của thông số trong nước tinh khiết = 0 (ngoại trừ pH có $C_0 = 7,0$).

Theo công thức (11), GWQI được phân chia thành 5 mức CLN: < 50 (RẤT TỐT); 51 - 100 (TỐT); 101 - 200 (KÉM); 201 - 300 (RẤT KÉM) và > 300 (không phù hợp cho ăn uống).

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Phân vùng chất lượng nước dưới đất ở huyện Hải Lăng

Theo phương pháp PCA, phân tích ma trận tương quan của các biến z_{ij} (dữ liệu giai đoạn 2015-2019 với 12 thông số CLN và $N = 67$ mẫu), thu được các giá trị riêng, phần phương sai và phương sai tích lũy của các thành phần chính (PC) ở Bảng 2. Chỉ cần giữ lại 04 thành phần chính (PC1 - PC4) vì chúng đều có giá trị riêng ≥ 1 và giải thích được 72,1% phương sai của tập dữ liệu gốc. Nói cách khác, để lý giải về 12 biến gốc, chỉ cần dựa vào 04 biến mới (hay 04 PC). Các PC còn lại (PC5 - PC10) đều có giá trị riêng < 1 và chỉ giải thích 27,9% phương sai, được xem là biến động nền hay “nhiều nền”.

Bảng 2. Giá trị riêng, phần phương sai và phương sai tích lũy của 04 thành phần chính đầu tiên

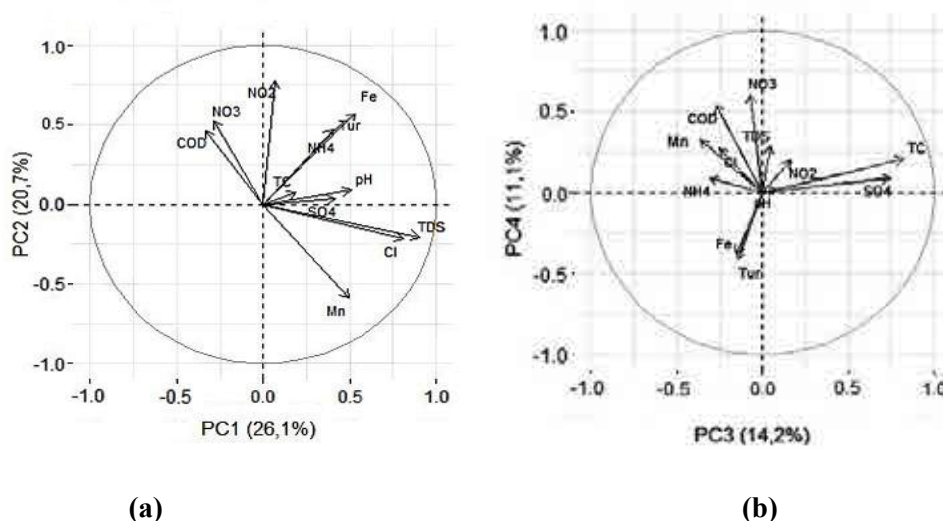
Đại lượng thống kê	PC1	PC2	PC3	PC4
Giá trị riêng	3,135	2,480	1,702	1,337
Phần phương sai (%)	26,1	20,7	14,2	11,1
Phương sai tích lũy (%)	26,1	46,8	61,0	72,1

Biểu diễn các vector biến trong không gian các thành phần chính PC1-PC2 và PC3-PC4, thu được đồ thị tải lượng (factor loading plot) ở Hình 2. Tải lượng mỗi biến trên mỗi PC là hình chiếu vuông góc của vector biến đó trên trục PC tương ứng.

Kết quả ở Hình 2(a) cho thấy: (i) PC1 giải thích chủ yếu các biến TDS, Cl và ở mức độ thấp hơn là Fe, Tur và pH; Các biến có tương quan chặt với nhau là TDS-Cl⁻, Fe-Tur, TDS-Mn, COD-NO₃; COD và NO₃ tương quan nghịch với Mn, TDS, Cl⁻; (ii) PC2 giải thích chủ yếu các biến NO₂ và ở mức độ thấp hơn là NO₃, COD và Fe; Như vậy, khi TDS và Cl⁻ cao, sẽ làm tăng sự hòa tan Fe, Mn vào nước, dẫn đến làm tăng nồng độ Fe và Mn; Nồng độ Fe cao cũng làm tăng độ đục của nước. Hình 2(b) cho thấy, PC3 giải thích chủ yếu biến TC và SO₄, trong khi PC4 (gần tương tự PC2, nhưng ở mức độ thấp hơn) giải thích chủ yếu các biến NO₃ và COD.

Biểu diễn các đối tượng (các mẫu) lên không gian các thành phần chính, thu được đồ thị các đối tượng (score plot) ở Hình 3 và thấy rằng, các đối tượng có tách ra thành các nhóm (hay cụm).

Áp dụng phương pháp AHC cho tập dữ liệu giai đoạn 2015-2019 ($N = 67$) và tổ hợp các đối tượng theo phương pháp Ward (Ward method linkage), thu được đồ thị phân cụm đối tượng (dendrogram) ở Hình 4.



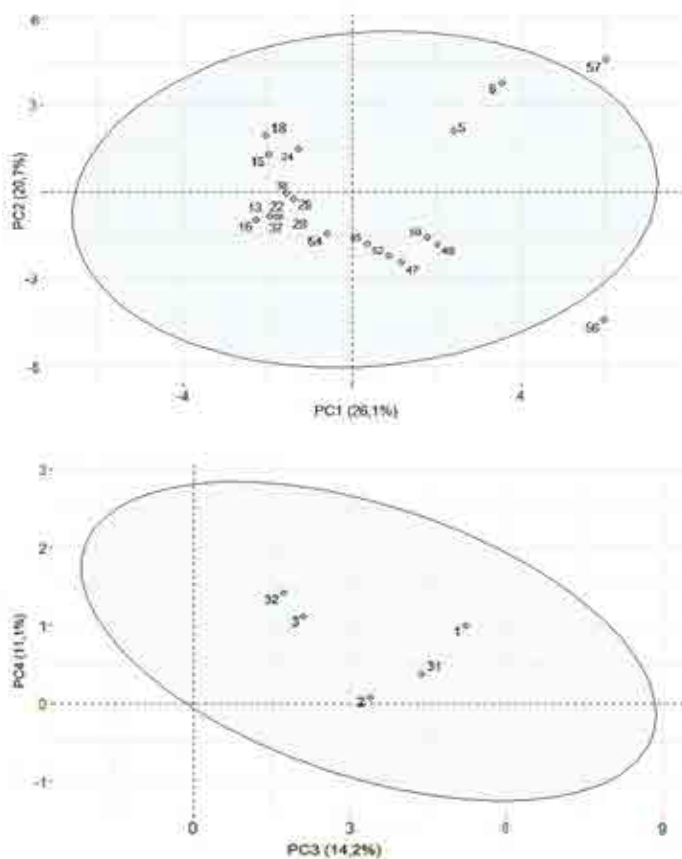
Hình 2. Đồ thị tải trọng trong không gian 2 thành phần chính (a) PC1-PC2 và (b) PC3-PC4. (để cho gọn, trên hình thay các ký hiệu N-NH₄, N-NO₂ và N-NO₃ bằng NH₄, NO₂, NO₃).

Kết quả của phương pháp AHC (Hình 4) cho thấy, theo đặc điểm các thông số CLN, vùng khảo sát được chia thành 4 cụm CLN: Cụm 1 (14 mẫu), Cụm 2 (23 mẫu), Cụm 3 (6 mẫu) và Cụm 4 (24 mẫu). Theo địa giới hành chính, có thể phân các cụm đó thành 03 tiểu vùng như sau:

(i) *Tiểu vùng I* (cụm 1 và 2): gồm 2 xã Hải Dương và Hải Vĩnh; Nước dưới đất ở tiểu vùng này có nồng độ COD, N-NO₃, N-NO₂ và TC cao hơn; nhưng pH, nồng độ muối (TDS, Cl⁻), Fe, Tur và NH₄ thấp hơn tiểu vùng II và III.

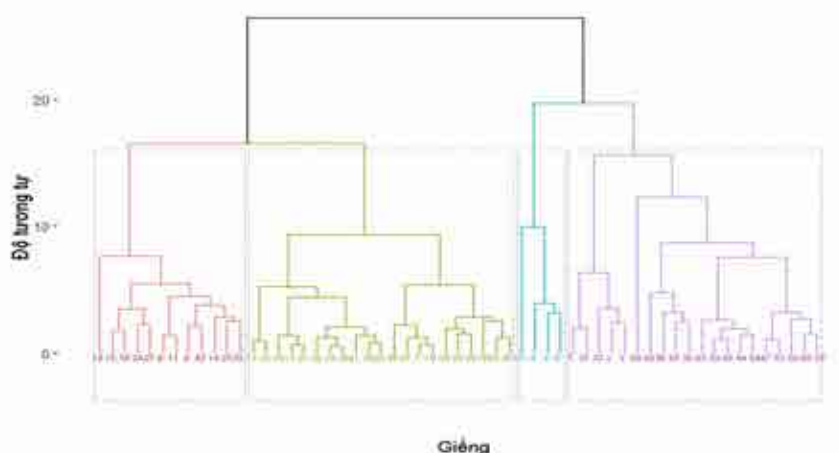
(ii) *Tiểu vùng II* (cụm 3): gồm 2 xã Hải Thành và Hải Hòa; Một số giếng có Fe, độ đục và NH₄ cao hơn so với tiểu vùng I và III, chẳng hạn ở thôn An Thờ năm 2019, nồng độ Fe (2,04 mg/L), Tur (24 NTU) và N-NH₄ (1,25 mg/L) đều không đạt QCVN 01-1.

(iii) *Tiểu vùng III* (cụm 4) gồm xã Hải Ba và Hải Quế: mức nhiễm muối (TDS, Cl⁻, SO₄) và Mn cao hơn, nhưng COD, NO₃ và TC thấp hơn so với tiểu vùng I và II. Đáng lưu ý là mức nhiễm các vi khuẩn trong hầu hết các giếng ở cả 3 tiểu vùng đều khá cao (TC = 3 - 1.100 MPN/100 mL) và không đạt yêu cầu của QCVN 01-1.



Hình 3. Đồ thị đối tượng trong không gian PC1-PC2 (20 đối tượng) và PC3 – PC4 (5 đối tượng).

(ở đây chỉ biểu diễn các đối tượng có tải trọng bình phương $\geq 0,5$, tức là trên 50% phương sai của các biến được giải thích bởi PC1 và PC2, hoặc PC3 và PC4; các con số 1,2... là số thứ tự đối tượng).



Hình 4. Giản đồ phân cụm các đối tượng ở vùng khảo sát (4 cụm).
(các số thứ tự 1, 2, 3... là số thứ tự của các mẫu).

3.2. Xây dựng chỉ số GWQI và áp dụng cho huyện Hải Lăng

3.2.1. Trọng số của các thông số chất lượng nước

Áp dụng phương pháp PCA cho *Tập dữ liệu 1* (giai đoạn 2015-2018, N = 62 với 10 biến chuẩn hóa z_{ij}), thu được các kết quả ở Bảng 3. Chỉ cần giữ lại 04 thành phần chính (PC1 - PC4) vì chúng đều có giá trị riêng ≥ 1 và giải thích được 74,4% phương sai của tập dữ liệu gốc. Nói cách khác, để lý giải về 10 biến lựa chọn, chỉ cần dựa vào 04 biến mới (PC1-PC4). Các thành phần chính còn lại (PC5 - PC10) đều có giá trị riêng < 1 và chỉ giải thích 25,6% phương sai, được xem là “nhiều nền”.

Bảng 3. Giá trị riêng, phần phương sai và phương sai tích lũy của 04 thành phần chính đầu tiên

Thành phần chính	PC1	PC2	PC3	PC4
Giá trị riêng	3,6	1,6	1,2	1,0
Phần phương sai (%)	36,2	15,7	12,3	10,2
Phương sai tích lũy (%)	36,2	51,9	64,1	74,4

Mặt khác, theo phương pháp PCA, tính toán được *Tải lượng bình phương* của mỗi biến và *Tổng tải lượng bình phương* của nó trên các PC giữ lại (communality). Từ đó tính được Tổng tải lượng bình phương của 10 biến trên các PC giữ lại (*Tổng tích lũy*) và *Trọng số* (tầm quan trọng tương đối) của mỗi biến theo công thức (1) (Bảng 4).

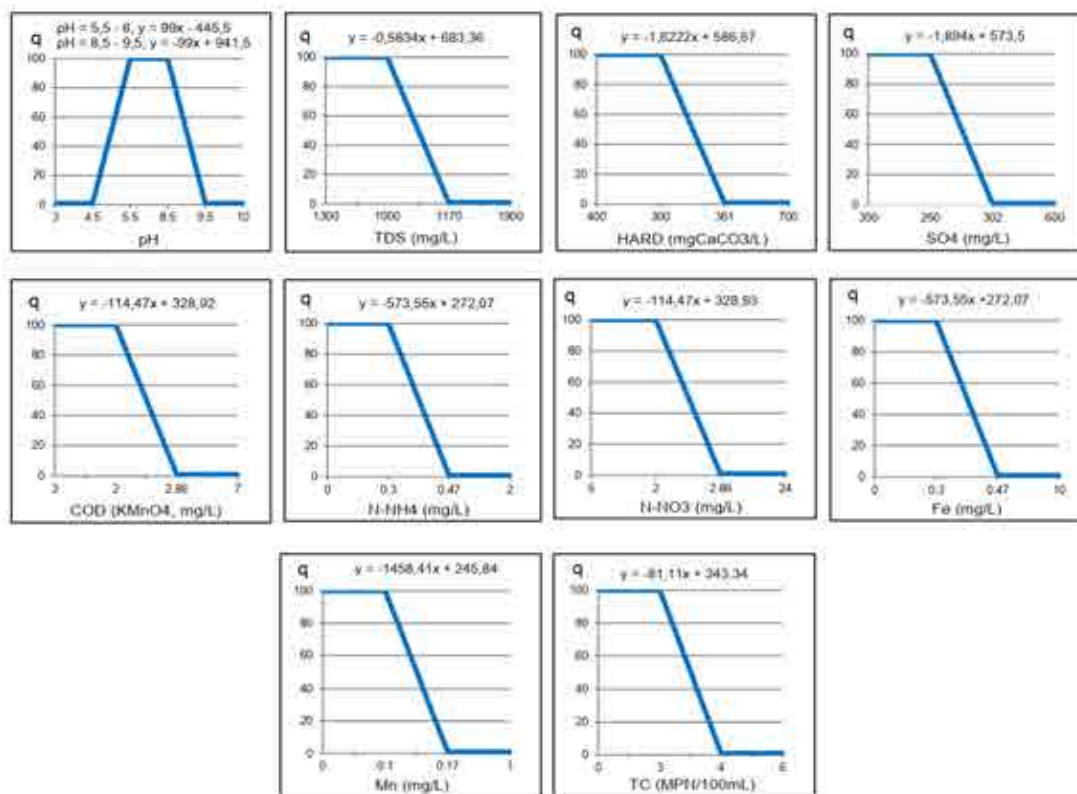
Bảng 4. Tải lượng bình phương, Tổng tải lượng bình phương và Trọng số của các thông số CLN^(*)

Thông số	PC1	PC2	PC3	PC4	Tổng tải lượng bình phương	Trọng số (w)
pH	0,0003	0,0197	0,4632	0,2184	0,701	0,10
TDS	0,9459	0,0001	0,0003	0,0042	0,950	0,14
HARD	0,8212	0,0101	0,0038	0,0037	0,839	0,12
SO ₄	0,9356	0,0000	0,0002	0,0054	0,941	0,14
COD	0,4612	0,0012	0,0050	0,0001	0,468	0,07
N-NH ₄	0,0063	0,0680	0,1985	0,3027	0,575	0,08
N-NO ₃	0,0130	0,2649	0,0756	0,2271	0,581	0,08
Fe	0,0029	0,3928	0,2924	0,0010	0,689	0,10
Mn	0,0008	0,4704	0,0079	0,1473	0,626	0,09
TC	0,0001	0,1337	0,1649	0,2017	0,500	0,08

^(*) Ngoại trừ các giá trị w_i , số con số sau dấu phẩy của các số liệu trong bảng được giữ lại chỉ để phục vụ tính toán. Tổng tích lũy của 10 biến trên 4 PC giữ lại bằng tổng các giá trị riêng của các PC giữ lại (= 7,4).

3.2.2. Chỉ số phụ của các thông số chất lượng nước

Các hàm tuyến tính (biểu diễn đồ thị và phương trình) xác định Chỉ số phụ q_i đối với thông số CLN i được nêu ở Hình 5.



Hình 5. Đồ thị biểu diễn sự phụ thuộc giữa chỉ số phụ (q_i) và nồng độ/hàm lượng của thông số CLN (các phương trình để tính q_i được đưa ra trên đồ thị).

3.2.3. Kiểm tra sự phù hợp của chỉ số GWQI - công thức tính GWQI

Để kiểm tra sự phù hợp của các công thức tính GWQI khi phản ánh CLN ở vùng khảo sát, tiến hành so sánh kết quả tính toán và phân loại CLN theo 03 (ba) công thức khác nhau: chỉ số GWQI được tính theo công thức dạng tích (9), dạng tổng (10) và dạng khác (11) và được ký hiệu tương ứng là $GWQI_M$, $GWQI_A$ và $GWQI_{Ref}$ (tính toán cho một số trường hợp đặc biệt: có một hoặc nhiều thông số CLN không đạt yêu cầu của QCVN 01-1).

Bảng 5. So sánh kết quả tính các chỉ số $GWQI_M$, $GWQI_A$ và $GWQI_{Ref}$ và phân loại CLN đối với một số trường hợp đặc biệt của Tập dữ liệu 1^(a)

Ký hiệu mẫu	TDS (mg/L)	SO ₄ (mg/L)	Fe (mg/L)	TC (MPN/100 mL)	$GWQI_A$ - phân loại	$GWQI_M$ - phân loại	$GWQI_{Ref}$ - phân loại
DS18	82	10	0.02	43 ^(*)	92 - RT	69 - TB	12 - RT
HB17-P	1357 ^(*)	446 ^(*)	0.37 ^(*)	3	79 - T	64 - TB	44 - T
HB18-P	2674 ^(*)	546 ^(*)	0.22	3	72 - TB	28 - K	43 - T
HQ18	372	38	0.02	23 ^(*)	92 - RT	69 - TB	69 - TB
HK16-T	99	9	0.14	23 ^(*)	92 - RT	69 - TB	82 - K
HP17	1013 ^(*)	155	0.02	3	91 - RT	66 - TB	111 - RK
HC17-B	223	12	3.50 ^(*)	3	91 - RT	66 - TB	92 - K
HD15	371	45	0.06	1100 ^(*)	92 - RT	69 - TB	3087 - RK

^(a) Chi tiết về mẫu không đưa ra ở đây; Ký hiệu ^(*) thể hiện trường hợp không đạt yêu cầu của QCVN 01-1.

Các kết quả ở Bảng 5 cho thấy, các chỉ số $GWQI_M$, $GWQI_A$ và $GWQI_{Ref}$ phản ánh CLN khác nhau. Trong nhiều trường hợp, mặc dù có một hoặc một vài thông số không đạt yêu cầu của QCVN 01-1, nhưng chỉ số $GWQI_A$ và $GWQI_{Ref}$ vẫn phản ánh CLN loại TỐT hoặc RẤT TỐT và như vậy là không phù hợp. Nói cách khác, trong những trường hợp đó, chỉ số $GWQI_A$ và $GWQI_{Ref}$ bị mắc tính “mập mờ” (ambiguity) hoặc “che khuất” (eclipsing) trong phản ánh CLN (Abbasi T. and Abbasi S.A., 2012; Barbosa Filho J. and de Oliveira I. B., 2021). Trong các trường hợp đó, chỉ số $GWQI_M$ phản ánh CLN phù hợp với thực tế hơn. Như vậy, trong 03 công thức khảo sát, công thức dạng tích (hay chỉ số $GWQI_M$) phù hợp hơn trong phản ánh CLN dưới đất ở vùng khảo sát và do đó, nó được lựa chọn để áp dụng vào thực tế. Từ đây, để cho gọn, ký hiệu chỉ số $GWQI_M$ là $GWQI$.

3.2.4. Áp dụng thực tế chỉ số $GWQI$ trong đánh giá chất lượng nước dưới đất

Áp dụng chỉ số $GWQI$ xây dựng được cho Tập dữ liệu 2 (giai đoạn 2019 - 2021, $N = 101$) cho thấy:

- CLN dưới đất ở huyện Hải Lăng hầu hết đều đạt loại RẤT TỐT với các giá trị $GWQI = 91 - 100$ (89/101 trường hợp, chiếm 88%) và TỐT ($GWQI = 88$, chiếm 1%); Chỉ 7% các giá trị $GWQI$ phản ánh CLN thuộc loại TRUNG BÌNH ($GWQI = 63 - 69$); 1% phản ánh CLN thuộc loại KÉM ($GWQI = 44$) và 3% phản ánh CLN thuộc loại RẤT KÉM ($GWQI = 11 - 18$).

- Có 7,6% số liệu quan trắc các thông số CLN không đạt yêu cầu của QCVN 01-1 (do vượt quá mức cho phép). Phần trăm này (7,6%) khá phù hợp với phần trăm các giá trị $GWQI$ (11%) phản ánh CLN thuộc loại TRUNG BÌNH, KÉM và RẤT KÉM. Kết quả này cũng cho phép khẳng định rằng, chỉ số $GWQI$ xây dựng được hoàn toàn phù hợp khi áp dụng vào thực tế.

4. Kết luận

Phương pháp PCA và AHC là những công cụ phân tích thống kê đa biến cho phép áp dụng thuận lợi trong đánh giá và phân vùng chất lượng nước dưới đất ở huyện Hải Lăng, tỉnh Quảng Trị. Áp dụng phương pháp PCA còn cho phép xác định Trọng số (w_i) của các thông số CLN một cách khách quan trong xây dựng chỉ số $GWQI$ với 10 thông số CLN lựa chọn. Chỉ số $GWQI$ đề xuất - là tích của các Chỉ số phụ q_i được lũy thừa các Trọng số w_i tương ứng - nên được chọn như một công cụ hỗ trợ hiệu quả trong đánh giá CLN dưới đất ở huyện Hải Lăng. Cuối cùng, phương pháp phân vùng CLN và xây dựng chỉ số $GWQI$ trong nghiên cứu này có thể áp dụng nhân rộng để đánh giá CLN dưới đất ở địa phương hoặc khu vực khác ở nước ta.

Lời cảm ơn

Các tác giả chân thành cảm ơn Sở Tài nguyên và Môi trường Quảng Trị đã cung cấp các dữ liệu quan trắc chất lượng nước dưới đất cho nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- Abbasi T. and Abbasi S. A., 2012. *Water Quality Indices*. Elsevier.
- Adimalla N. and Qian H., 2019. Groundwater quality evaluation using water quality index (WQI) for drinking purposes and human health risk (HHR) assessment in an agricultural region of Nanganur, south India. *Ecotoxicol. Environ. Saf.*, vol. 176, pp. 153-161, doi: 10.1016/j.ecoenv.2019.03.066.
- Barbosa Filho J. and de Oliveira I. B., 2021. Development of a groundwater quality index: $GWQI$, for the aquifers of the state of Bahia, Brazil using multivariable analyses. *Sci. Rep.*, vol. 11, no. 1, doi: 10.1038/s41598-021-95912-9.
- Bộ Tài nguyên và Môi trường - Tổng cục Môi trường, 2019. *Hướng dẫn kỹ thuật tính toán và công bố chỉ số chất lượng nước Việt Nam*, pp. 1-10.
- Bộ Y tế, 2018. *QCVN 01-1:2018/BYT - Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về chất lượng nước sạch sử dụng cho mục đích sinh hoạt*. Available: www.gree-vn.com.

- Denis D. J., 2020. *Univariate, bivariate, and multivariate statistics using R: Quantitative tools for data analysis and data science*. doi: 10.1002/9781119549963.
- Ekere N. R., Agbazue V. E., Ngang B. U., and Ihedioha J. N., 2019. Hydrochemistry and Water Quality Index of groundwater resources in Enugu north district, Enugu, Nigeria. *Environ. Monit. Assess.*, vol. 191, no. 3, doi: 10.1007/s10661-019-7271-0.
- Elubid B. A. và nnk., 2019. Geospatial distributions of groundwater quality in Gedaref state using geographic information system (GIS) and drinking water quality index (DWQI). *Int. J. Environ. Res. Public Health*, vol. 16, no. 5, doi: 10.3390/ijerph16050731.
- House M. A., 1989. A Water Quality Index for River Management. *Water Environ. J.*, vol. 3, no. 4, pp. 336-344, doi: 10.1111/j.1747-6593.1989.tb01538.x.
- Miller J. N. and Miller J. C., 2010. *The quality of analytical measurements*. Available: <http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1198/tech.2004.s248>.
- Noori R., Berndtsson R., Hosseinzadeh M., Adamowski J. F., and Abyaneh M. R., 2019. A critical review on the application of the National Sanitation Foundation Water Quality Index. *Environ. Pollut.*, vol. 244, pp. 575-587, doi: 10.1016/j.envpol.2018.10.076.
- Prasad M., Sunitha V., Reddy Y. S., Suvarna B., Reddy B. M., and Reddy M. R., 2019. Data on water quality index development for groundwater quality assessment from Obulavaripalli Mandal, YSR district, A.P India. *Data Br.*, vol. 24, doi: 10.1016/j.dib.2019.103846.
- Rivera C. and Rodriguez R., 2010. Horwitz equation as quality benchmark in ISO-IEC 17025 Horwitz Ratio (HorRat). *IIE Annu. Conf.*, vol. 5, pp. 1-6.
- Solangi G. S., Siyal A. A., Babar M. M., and Siyal P., 2019. Application of water quality index, synthetic pollution index, and geospatial tools for the assessment of drinking water quality in the Indus Delta, Pakistan. *Environ. Monit. Assess.*, vol. 191, no. 12, doi: 10.1007/s10661-019-7861-x.
- Subba Rao N., Sunitha B., Adimalla N., and Chaudhary M., 2020. Quality criteria for groundwater use from a rural part of Wanaparthy District, Telangana State, India, through ionic spatial distribution (ISD), entropy water quality index (EWQI) and principal component analysis (PCA). *Environ. Geochem. Health*, vol. 42, no. 2, pp. 579-599, doi: 10.1007/s10653-019-00393-5.
- Sutadian A. D., Muttill N., Yilmaz A. G., and Perera B. J. C., 2016. Development of river water quality indices - a review. *Environ. Monit. Assess.*, vol. 188, no. 1, pp. 1-29, doi: 10.1007/s10661-015-5050-0.

Application of multivariate statistic analysis to zoning and assessment of ground water quality: A case study in Hai Lang district, Quang Tri province

Nguyen Van Hop^{1*}, Nguyen Dang Giang Chau¹, Truong Quy Tung¹, Truong Trung Kien²,
Nguyen Trong Huu², Mai Thi Thanh Tuyen², Nguyễn Trường Khoa², Bui Van Xuan³

¹Hue University of Sciences, Hue University, Hue city

²Department of Natural Resources and Environment, Quang Tri province

³Center for Environmental and Chemical Safety, Da nang city

*Corresponding author: ngvanhopkh@gmail.com

Abstract

Principal Component Analysis (PCA) and Agglomerate Hierarchical Clustering (AHC) were applied to zoning and assessment of ground water quality in Hai Lang district, Quang Tri province. Principal Component Analysis was also applied to objective determination of weightages w_i in establishment of Ground Water Quality Index (GWQI) used for general assessment of ground water quality. The index GWQI was calculated from ten selected water quality parameters i ($i = 1 - 10$), consisting of pH, TDS, hardness (HARD); SO₄, COD, N-NH₄, N-NO₃, Fe, Mn and total coliform. The linear sub-index functions (q_i) were set up basing on the allowable limits of the parameters specified in the National Technical Regulation on Domestic Water Quality (QCVN 01-1:2018/BYT). Basing on comparison of three different methods to calculate the GWQI indexes (that are all functions of the weightages w_i and sub-indexes q_i) such as multiply method (GWQI_M), additive method (GWQI_A) and other method (GWQI_{Ref}), the GWQI_M was selected as a most suitable index. Application of the GWQI_M to the ground water quality data set of the period 2019 - 2021 shown that the index GWQI_M reflected suitably ground water quality in the district; there are 89% of GWQI_M values classified as VERY GOOD or GOOD water quality, 7% as MEDIUM, 1% as POOR and 3% as VERY POOR.

Keywords: PCA, AHC, ground water, Quang Tri province.

NGHIÊN CỨU KẾT HỢP CÔNG NGHỆ VIỄN THÁM VÀ GIS PHÂN TÍCH BIẾN ĐỘNG THỰC PHỦ VÀ SỬ DỤNG ĐẤT KHU VỰC THỰC NGHIỆM THUỘC TỈNH CÀ MAU

Trần Hồng Hạnh*, Phạm Thị Thanh Hòa

Trường Đại học Mở - Địa chất

*Tác giả chịu trách nhiệm: hanhtranvub@gmail.com

Tóm tắt

Viễn thám và hệ thống thông tin địa lý (GIS) là các công nghệ rất hữu ích để điều tra những thay đổi về môi trường do hoạt động của con người hoặc hiện tượng tự nhiên nói chung và phân tích sự biến động về lớp phủ và sử dụng đất nói riêng. Mục đích của bài báo là nghiên cứu kết hợp viễn thám và GIS để đánh giá và phân tích sự biến động thực phủ và sử dụng đất theo không gian và thời gian từ năm 1979 đến năm 2022 tại khu vực huyện Đầm Dơi, tỉnh Cà Mau. Ảnh viễn thám đa thời gian (Landsat, SPOT5, Sentinel-2) đã được sử dụng để phân tích trong thành lập các bản đồ biến động thực phủ và sử dụng đất ở các giai đoạn dài và ngắn. Các phương pháp phân loại không giám định và có giám định đều được áp dụng, với kết quả đánh giá độ chính xác đều đạt trên 80%. Kết quả cho thấy sự biến động mạnh mẽ của các vùng đất canh tác, bao gồm gần như hoàn toàn lúa nước và rừng ngập mặn đã chuyển đổi thành ao nuôi trồng thủy sản và khu dân cư/xây dựng trong bốn thập kỷ. Kết quả từ nghiên cứu này sẽ giúp cho việc hỗ trợ các nhà hoạch định xây dựng các chính sách phù hợp cho quy hoạch sử dụng đất trong tương lai và các chính sách kinh tế, xã hội và môi trường để đảm bảo sự phát triển bền vững của huyện nông thôn này.

Từ khóa: thực phủ và sử dụng đất; viễn thám; GIS; Đầm Dơi; Cà Mau.

1. Mở đầu

Công nghệ viễn thám tích hợp với GIS đem lại hiệu quả đáng kể trong khai thác và sử dụng thông tin của tư liệu viễn thám. Các thông tin nhận được nhanh chóng, trung thực và khách quan. Kết hợp với GIS thu được nguồn cơ sở dữ liệu đồng bộ về các loại bản đồ và tài liệu thống kê trong thời gian ngắn nhất. Nhiều quốc gia trên thế giới đã kết hợp phương pháp xử lý ảnh số và GIS để thường xuyên cập nhật thông tin, theo dõi biến động lớp phủ bề mặt, quan trắc tài nguyên thiên nhiên, ...

Viễn thám được hiểu theo nghĩa rộng là các hoạt động thu nhận thông tin về đối tượng mà không cần tiếp xúc trực tiếp với chúng. Tư liệu viễn thám phát triển được gắn liền với sự tiên bộ khoa học kỹ thuật hàng không vũ trụ, chế tạo máy chụp ảnh, các phương pháp chụp ảnh và thu nhận thông tin của đối tượng trên mặt đất ở các dải sóng điện từ khác nhau. Tư liệu viễn thám bao gồm ảnh chụp mặt đất từ máy bay, khinh khí cầu hoặc các phương tiện khác trên không trung, ảnh chụp từ vệ tinh với độ phân giải khác nhau, ngoài ra còn có tư liệu viễn thám siêu cao tần radar.

Ảnh vệ tinh có rất nhiều ưu thế như: Cung cấp thông tin đa dạng trên nhiều kênh phổ khác nhau, cho phép nghiên cứu các đặc điểm của đối tượng từ nhiều góc độ phản xạ phổ khác nhau; Cung cấp thông tin khách quan, đồng nhất trên khu vực phủ trùm lớn, cho phép tiến hành theo dõi, giám sát trên những khu vực rộng lớn cùng một lúc; Cung cấp các loại ảnh có độ phân giải khác nhau, do đó cho phép nghiên cứu bề mặt ở những mức độ chi tiết khác nhau.

GIS là một hệ thống thông tin có khả năng xây dựng, cập nhật, lưu trữ, truy vấn, xử lý, phân tích và xuất ra các dữ liệu có liên quan tới vị trí địa lý, nhằm hỗ trợ ra quyết định trong các công tác quy hoạch và quản lý tài nguyên thiên nhiên và môi trường. GIS được kết hợp bởi năm thành phần chính là phần cứng, phần mềm, dữ liệu, con người và phương pháp. GIS bao gồm một cơ

sở dữ liệu chứa các thông tin không gian và thông tin thuộc tính liên kết chặt chẽ với nhau và được tổ chức theo một ý đồ chuyên ngành nhất định.

Một trong những chức năng nổi bật của GIS là phân tích không gian kết hợp phân tích thuộc tính để hỗ trợ cho quá trình ra quyết định. Phân tích dữ liệu được thực hiện để giúp trả lời các câu hỏi về thế giới thực bao gồm tình trạng hiện hữu của vùng hoặc đối tượng, thay đổi của tình trạng và khuynh hướng thay đổi như thế nào. Sự khác biệt của GIS so với các phần mềm đồ họa khác là khả năng biến đổi dữ liệu không gian gốc thành các câu trả lời cho các mục đích sử dụng khác nhau.

Thực phủ mặt đất là lớp phủ vật chất quan sát được khi nhìn từ mặt đất hoặc thông qua ảnh vệ tinh viễn thám, bao gồm thực vật (mọc tự nhiên hoặc được trồng cấy) và các cơ sở xây dựng của con người (nhà cửa, đường xá...) bao phủ bề mặt mặt đất (Lambin, 2023). Thực phủ mặt đất là trạng thái vật chất của bề mặt trái đất, là sự kết hợp của nhiều thành phần như thực vật, thổ nhưỡng, đá gốc và mặt nước chịu sự tác động của các nhân tố tự nhiên như nắng, gió, mưa bão và nhân tạo như khai thác để trồng trọt, xây dựng nhà cửa, công trình phục vụ đời sống của con người.

Khái niệm thực phủ mặt đất khác với sử dụng đất, nhưng các đối tượng của chúng lại có sự tương quan mật thiết với nhau. Sử dụng đất mô tả cách thức con người sử dụng đất và các hoạt động kinh tế xã hội xảy ra trên mặt đất, những hoạt động này là sự tác động trực tiếp lên bề mặt đất. Trên thực tế, mỗi một khu vực khác nhau trên trái đất đều có loại hình thực phủ mặt đất đặc trưng và mỗi đối tượng đều chịu tác động theo hai hướng của tự nhiên và con người với mức độ nhanh chậm khác nhau. Sự tác động này đã làm cho lớp đất phủ luôn biến đổi. Cụm từ biến động được hiểu là sự biến đổi, thay đổi, thay thế trạng thái này bằng một trạng thái khác liên tục của sự vật, hiện tượng tồn tại trong môi trường tự nhiên cũng như môi trường xã hội.

Trên thực tế có rất nhiều nghiên cứu về sự thay đổi thực phủ và sử dụng đất (Md Mahadi Hasan Seyam, 2023; Pedro Andrés Garzo, 2023; Nesrine Kadri, 2023). Md Mahadi Hasan Seyam và nnk (2023) nghiên cứu khu vực công nghiệp hóa nhanh chóng ở Bangladesh, nơi quá trình đô thị hóa thúc đẩy làm thay đổi cảnh quan bằng cách sử dụng ảnh Landsat 7 và 8. Pedro Andrés Garzo và nnk (2023) sử dụng ảnh SAR để giám sát thảm họa các khu vực bị ảnh hưởng ở ven biển. Nesrine Kadri và nnk (2023) đã tiếp cận Google Earth Engine (GEE) nghiên cứu thay đổi thực phủ và sử dụng đất khu vực Tunisia.

Tại Việt Nam, các nghiên cứu ứng dụng viễn thám và GIS trong biến động thực phủ và sử dụng đất cũng rất đa dạng (Phạm Đoàn Phú Quốc, 2023; Trần Quốc Cảnh, 2023). Phạm Đoàn Phú Quốc và nnk (2023) đã nghiên cứu thay đổi thực phủ và sử dụng đất giai đoạn 2016 - 2021 khu vực tỉnh Đắk Lắk. Trần Quốc Cảnh và nnk (2023) đã sử dụng nguồn ảnh viễn thám Landsat 5, 8 trong tháng 4 của các năm 1991, 2016 và 2022 để đánh giá mối tương quan giữa hiện trạng rừng và chỉ số NDVI và tiến hành kiểm chứng ngẫu nhiên 4.911 điểm trên bản đồ hiện trạng rừng năm 2016.

2. Quy trình công nghệ và đặc điểm dữ liệu, khu vực thực nghiệm

2.1. Quy trình công nghệ

Các bước thực tế trong quy trình bao gồm như Hình 1.

Ưu điểm của phương pháp tổ hợp màu là sử dụng các kênh ảnh đa phổ hiển thị cùng một lúc trên 3 kênh ảnh được gần tương ứng với 3 loại màu cơ bản là đỏ, xanh lá cây và xanh lam hay còn gọi là RGB. Để tăng cường chất lượng hình ảnh, tác giả tăng cường chất lượng và chiết tách đặc tính như một thao tác chuyển đổi nhằm tăng tính dễ đọc, dễ hiểu khi làm công tác giải đoán ảnh, một thao tác nhằm phân loại, sắp xếp các thông tin có sẵn trong ảnh theo các yêu cầu hoặc chỉ tiêu đưa ra dưới dạng hàm số. Kỹ thuật tăng cường chất lượng ảnh giúp cho việc thể hiện các yếu tố trên ảnh rõ ràng hơn, tức là nhấn mạnh thêm sự khác biệt giữa các tông ảnh.

Việc nắn chỉnh ảnh sẽ giúp hoàn thiện các quá trình xử lý gia công các thông tin trong các bài toán phân loại, thành lập hoặc hiệu chỉnh bản đồ, chồng xếp thông tin chuyên đề, xây dựng cơ sở dữ liệu trong hệ thống thông tin địa lý. Các ảnh thu thập được để nghiên cứu đã được hiệu

chỉnh tương đối về hệ tọa độ quốc tế UTM - WGS 84. Giải đoán ảnh dựa trên phương pháp phân loại có giám định và phân loại không giám định. Phân loại không giám định hay còn gọi là phân loại không kiểm tra là một dạng phân loại điển hình của việc xử lý ảnh số đơn thuần. Phân loại có giám định là một hình thức kết hợp giữa giải đoán nhờ sự trợ giúp của máy tính với kết quả điều tra thực địa, các chỉ tiêu phân loại được xác lập dựa trên các vùng mẫu.



Hình 1. Quy trình phân loại ảnh và phân tích biến động trong nghiên cứu.

2.2. Đặc điểm dữ liệu và khu vực thực nghiệm



Hình 2. Khu vực thực nghiệm thuộc huyện Đầm Dơi, tỉnh Cà Mau.

Các dữ liệu ảnh vệ tinh sử dụng gồm: Ảnh Landsat MSS tháng 1 năm 1979 (30 m); Ảnh Landsat TM tháng 03 năm 1998 (30 m); Ảnh SPOT5 tháng 03 năm 2011 (10 m); và ảnh Sentinel-2 tháng 03 năm 2022 (10 m). Phần mềm sử dụng xử lý ảnh viễn thám là phần mềm ENVI Version 5.3. Phần mềm GIS là ArcGis Version 10.8.

Huyện Đầm Dơi nằm ở phía đông nam tỉnh Cà Mau (Hình 2), có vị trí địa lý: Phía Bắc giáp huyện Đông Hải, tỉnh Bạc Liêu và thành phố Cà Mau; Phía Nam giáp huyện Năm Căn; Phía Tây giáp huyện Cái Nước; Phía Đông giáp Biển Đông. Diện tích đất tự nhiên của huyện là 928 km², bằng 15% diện tích toàn tỉnh Cà Mau. Huyện Đầm Dơi có 16 đơn vị hành chính cấp xã trực thuộc, bao gồm thị trấn Đầm Dơi (huyện lỵ) và 15 xã. Dân số huyện 176.000 người, chiếm 14,95% về dân số so với toàn tỉnh. Mật độ dân số đạt 213 người/km².

3. Kết quả và thảo luận

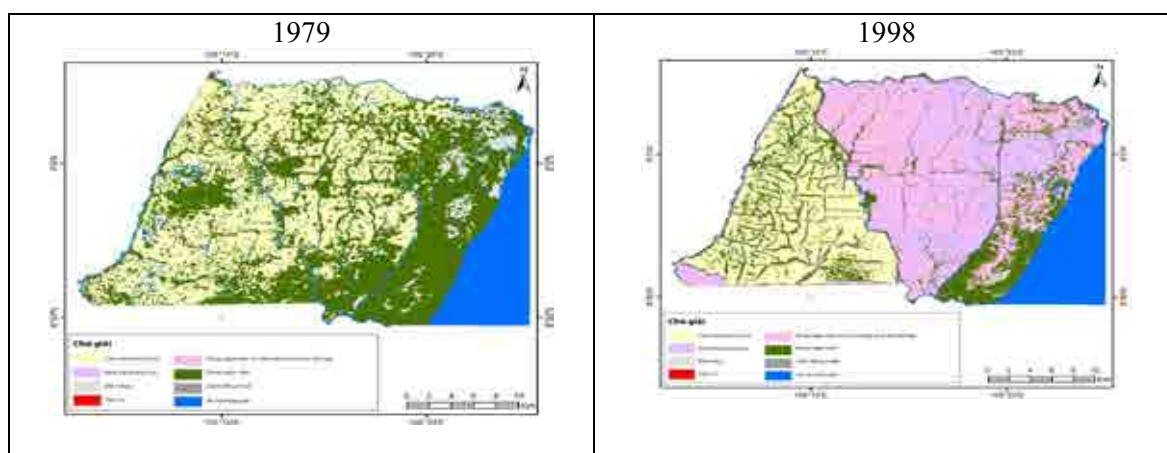
Dựa theo quy trình công nghệ (Hình 1), kết quả các bản đồ thực phủ và sử dụng đất các năm cũng như các bản đồ biến động thực phủ và sử dụng đất các giai đoạn ngắn và dài tại khu vực thực nghiệm Đầm Dơi, Cà Mau đã được xây dựng (Hình 3, Hình 4).

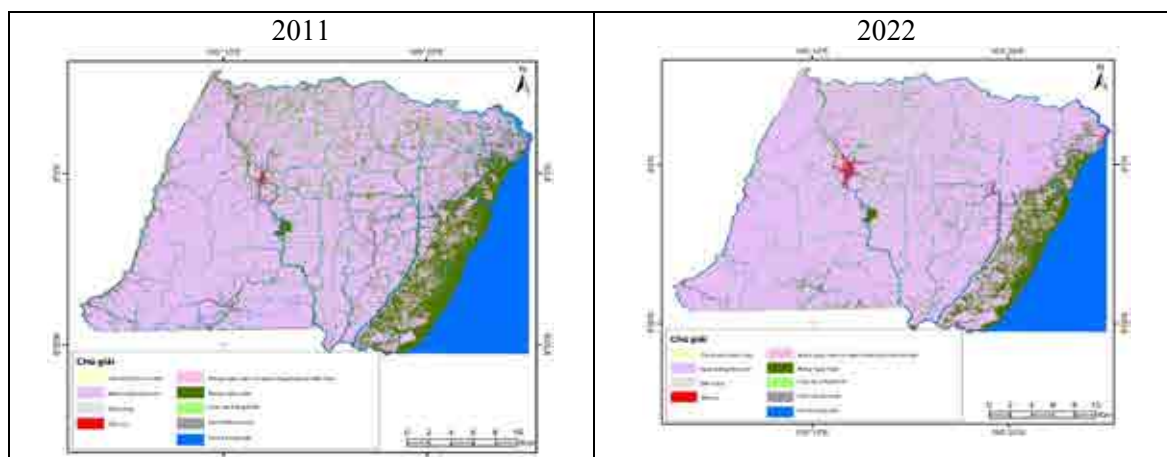
Sự phân bố thực phủ và sử dụng đất tính bằng hecta trong các năm khác nhau và Sự chuyển đổi của các đối tượng thực phủ và sử dụng đất huyện Đầm Dơi từ năm 1979 đến năm 2022 (hecta) được thể hiện ở Hình 5 và Bảng 1.

Dựa trên bản đồ cũng như bảng phân tích biến động, có thể thấy rằng các vùng đất canh tác, lúa nước và rừng ngập mặn đã được biến đổi thành ao nuôi trồng thủy sản và khu dân cư hoặc xây dựng trong bốn thập kỷ từ năm 1979 đến năm 2022. Thời điểm 1979 có ít loại thực phủ và sử dụng đất nhất. Ở các thời điểm sau có thêm vài loại cho thấy thay đổi cả về thực phủ và sử dụng đất lẫn tính chất. Có loại trung gian là sự kết hợp của rừng ngập mặn và nuôi trồng thủy sản vì lúc này vẫn còn lẫn lộn, tôm chưa thống trị hoàn toàn. Diện tích các thời điểm cũng có sự chênh lệch một chút do độ phân giải các ảnh khác nhau.

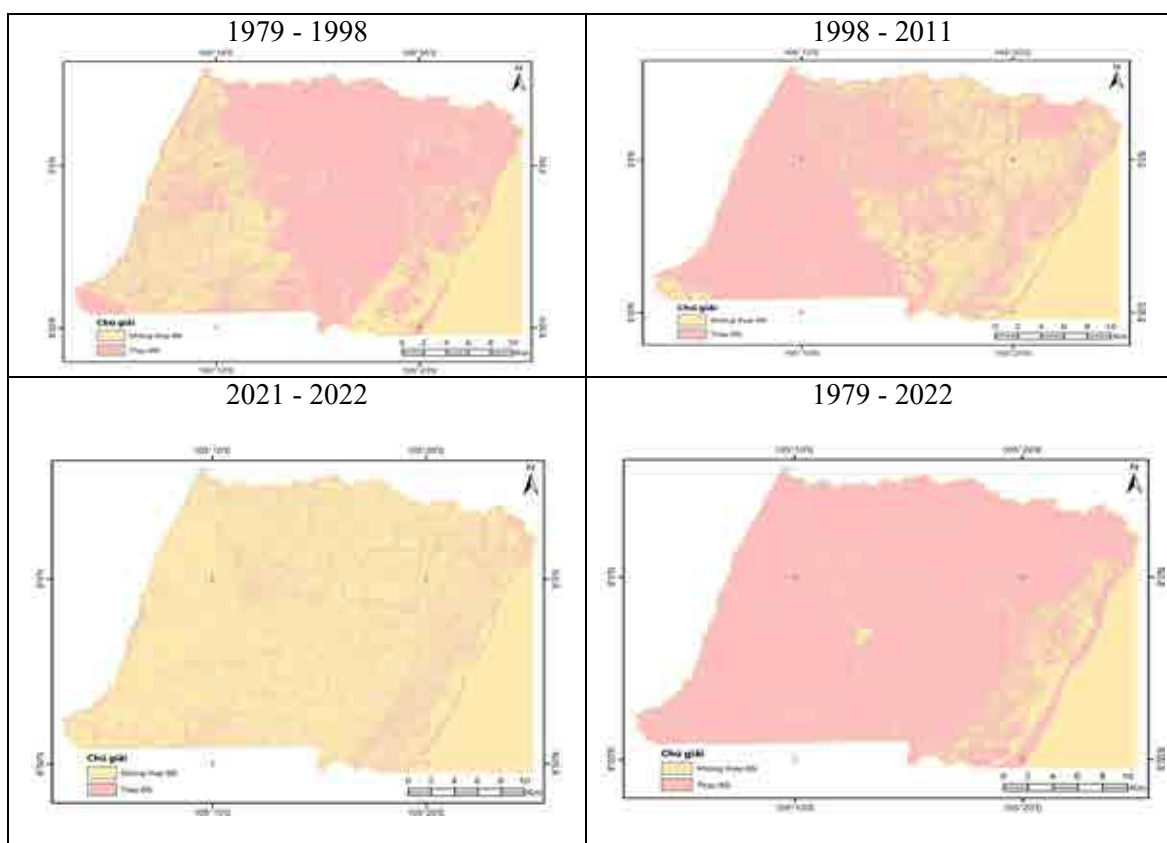
Độ chính xác tổng thể của việc phân loại ở huyện Đầm Dơi trong các năm 1979, 1998, 2011 và 2022 lần lượt là 81, 86, 89 và 89%. Các chỉ số Kappa lần lượt là 0,77, 0,83, 0,86 và 0,86. Sai số phân loại đôi khi là do hỗn hợp giữa đất trồng trọt và rừng tràm, giữa rừng tràm và rừng ngập mặn, giữa đất trồng trọt và rừng ngập mặn, giữa ao nuôi trồng thủy sản và nguồn nước tự nhiên, hoặc giữa các khu vực xây dựng/dân cư và đất trồng trọt sau thu hoạch.

Các nguyên nhân chính và các tác động của việc thay đổi thực phủ và sử dụng đất ở khu vực nghiên cứu có thể kể đến khi giảm diện tích đất lâm nghiệp (do lịch sử, mở rộng trồng lúa nước và nuôi tôm, khai thác gỗ, và công nghiệp hóa ven biển), tăng diện tích nuôi trồng thủy sản (do chính sách, xâm nhập mặn, kinh tế thu nhập), tăng diện tích xây dựng/dân cư (do chính sách, tăng dân số, phát triển mạng lưới đường xá và kênh mương mới, và phát triển kinh tế xã hội), giảm đất trồng trọt (do tăng diện tích nuôi trồng thủy sản và mở rộng diện tích xây dựng).

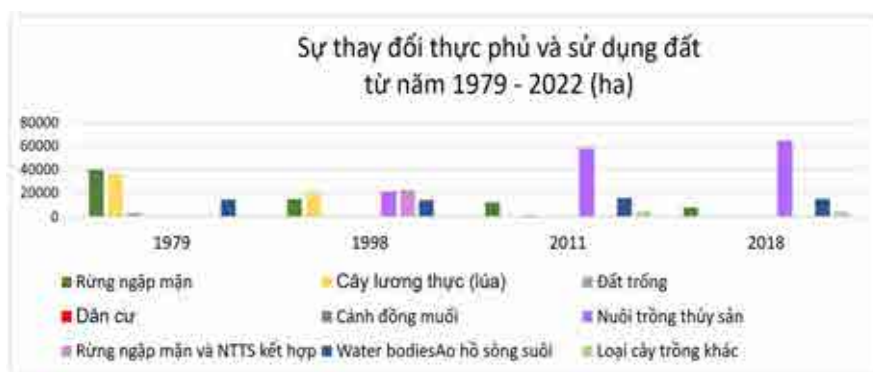




Hình 3. Bản đồ phân loại thực phủ và sử dụng đất huyện Đầm Dơi các năm 1979, 1998, 2011 và 2022.



Hình 4. Phân bố không gian biến động thực phủ và sử dụng đất huyện Đầm Dơi các giai đoạn từ năm 1979 đến năm 2022.



Hình 5. Sự phân bố thực phủ và sử dụng đất tính bằng hecta trong các năm khác nhau.

Bảng 1. Sự chuyển đổi của các đối tượng thực phủ và sử dụng đất huyện Đàm Doitừ năm 1979 đến năm 2022 (hecta).

	RNM	ĐT	DC	M	NTTS	AHSS	NB	Khác	Tổng 1979
RNM	5946.5	311.7	325.2	106.0	28719.2	144.2	1569.7	2392.9	39515.4
CLT	1174.5	186.3	156.2	0	32740.1	56.1	0	1845.9	36159.0
ĐT	664.6	14.4	13.3	26.2	2169.6	28.3	229.3	82.9	3228.6
DC	0	0	0.33	0	1.53	0.05	0	0.1	2.0
AHSS	92.5	7.94	26.1	0.1	1017.2	2593.4	35.0	88.9	3861.1
NB	0	0	0	0	0	0	10038.8	0	10038.8
Tổng 2022	7877.9	520.3	521.2	132.4	64647.7	2821.9	11872.8	4410.8	92804.9

(Chú giải: RNM = Rừng ngập mặn; CLT = Cây lương thực (lúa); ĐT = Đất trống; DC = Dân cư; M = Muối; NTTS = Nuôi trồng thủy sản; RNM + NTTS = Rừng ngập mặn + Nuôi trồng thủy sản; AHSS = Ao hồ sông suối; NB = Nước biển).

4. Kết luận

Nghiên cứu đã kết hợp công nghệ viễn thám và GIS để phân tích sự biến động thực phủ và sử dụng đất tại khu vực thực nghiệm huyện Đàm Doi, tỉnh Cà Mau.

Sự phong phú về tư liệu viễn thám cho phép nghiên cứu thực phủ và sử dụng đất ở nhiều thời điểm, từ đó cho phép nghiên cứu sự thay đổi và biến động thực phủ và sử dụng đất được liên tục mà vẫn đảm bảo độ chính xác. Ứng dụng viễn thám và GIS trong nghiên cứu biến động thực phủ và sử dụng đất ngày càng đem lại hiệu quả cao, rút ngắn thời gian, tiết kiệm công sức, đáp ứng yêu cầu trong giai đoạn hiện nay.

Nghiên cứu cho thấy huyện Đàm Doi là một huyện ven biển và nông thôn với các mô hình sử dụng lớp phủ/sử dụng đất đa dạng. Các loại thực phủ và sử dụng đất chính của huyện Đàm Doi, trong 40 năm qua từ năm 1979 đến năm 2022, bao gồm đất trồng trọt, khu vực xây dựng/dân cư, ao nuôi trồng thủy sản, rừng ngập mặn, cánh đồng muối và các vùng nước tự nhiên. Trong khi các ao nuôi trồng thủy sản, các khu vực xây dựng/dân cư và rừng ngập mặn tăng đáng kể, thì diện tích các vùng trồng lúa nước và rừng ngập mặn và các vùng nước tự nhiên giảm đi đáng kể trong 40 năm qua.

Kiến nghị cần tiếp tục nghiên cứu sự thay đổi thực phủ và sử dụng đất bằng phương pháp viễn thám và GIS chuyên sâu hơn, và ở nhiều khu vực thực nghiệm khác nhau. Nghiên cứu trong tương lai sẽ tập trung tìm hiểu nguyên nhân của chuyển đổi sử dụng đất nhanh, tác động đến môi trường, sinh kế, tiếp cận tài nguyên thiên nhiên của người dân địa phương và tính dễ bị tổn thương do thiên tai và thay đổi môi trường.

Tài liệu tham khảo

- Lambin, E.R., Geist, H.J., and Lepers, E., 2003. Dynamics of land-use and land-cover change in tropical regions. *Annual Review of Environment and Resources*, 28, 205-241.
- Niên giám thống kê tỉnh Cà Mau, 2021. Cục Thống kê tỉnh Cà Mau.
- Md Mahadi Hasan Seyam a, Md Rashedul Haque a, Md Mostafizur Rahma, 2023. Identifying the land use land cover (LULC) changes using remote sensing and GIS approach: A case study at Bhaluka in Mymensingh, Bangladesh. *Case Studies in Chemical and Environmental Engineering*, Volume 7.
- Pedro Andrés Garzo, Tomás Fernández-Montblanc, 2023. Land Use/Land Cover Optimized SAR Coherence Analysis for Rapid Coastal Disaster Monitoring: The Impact of the Emma Storm in Southern Spain. *Remote Sens.* 2023, 15(13), 3233

- Nesrine Kadri, Sihem Jebari, Xavier Augusseau, Naceur Mahdhi, Guillaume Lestrelin, Ronny Berndtsson. Analysis of Four Decades of Land Use and Land Cover Change in Semiarid Tunisia Using Google Earth Engine (2023). *Remote Sens.* 2023, 15(13), 3257.
- Phạm Đoàn Phú Quốc, Nguyễn Công Tài Anh, Trần Thị Phụng, Phan Quốc Bảo Nguyễn Thị Ngọc Uyên (2023). Tích hợp tư liệu viễn thám và GIS trong theo dõi biến động sử dụng đất tại huyện Ea Súp, tỉnh Đắk Lắk, số 58, 55-64.
- Trần Quốc Cảnh, Trần Nam Thắng, Nguyễn Văn Lợi, Lê Thái Hùng, Văn Thị Yến (2023). Đánh giá sự thay đổi hiện trạng rừng bằng chỉ số thực vật khác biệt chuẩn hóa (NDVI) tại huyện A Lưới, tỉnh Thừa Thiên Huế trong giai đoạn 1991 - 2002. *Tạp chí Khoa học Đại học Huế: Nông nghiệp và Phát triển Nông thôn*, tập 132, số 3A, 185-196.

Combination remote sensing and gis technology to analyze land cover and land use changes in the case study of Ca Mau province

Tran Hong Hanh*, Pham Thi Thanh Hoa

Hanoi University of Mining and Geology

*Corresponding author: hanhtranvub@gmail.com

Abstract

Remote sensing and Geographic Information System (GIS) are useful technologies for investigating environmental changes due to human activities or natural phenomena in general and analyzing land cover and land use changes in particular. The aim of this paper is to research and combine remote sensing and GIS to evaluate and analyze land cover and land use changes from 1979 to 2022 in Dam Doi district, Ca Mau province. Multi-temporal remote sensing images (Landsat, SPOT5, Sentinel-2) were used to analyze and establish land cover and land use change maps in long and short periods. Both unsupervised and supervised classification methods are applied, with the accuracy assessment results reaching over 80%. The results show that a dramatic cultivated land and mangrove forests converted to aquaculture ponds and residential/construction areas over four decades. Results from this study will help support planners in developing appropriate policies for future land use planning and economic, social and environmental policies to ensure the development and sustainability of this rural district.

Keywords: Land cover and land use, Remote sensing, GIS, Dam Doi, Ca Mau.

NGHIÊN CỨU ĐẶC ĐIỂM VÀ SỰ PHÂN BỐ KHÔNG GIAN NƯỚC NGẦM MẠCH LỘ PHỤC VỤ PHÁT TRIỂN CÁC GIẢI PHÁP QUẢN LÝ BỀN VỮNG KHU VỰC TỈNH GIA LAI

Nhữ Việt Hà*

Trường Đại học Mở - Địa chất

Nhóm nghiên cứu Địa chất công trình và Địa môi trường (EEG)

*Tác giả chịu trách nhiệm: nhuvietha@humg.edu.vn

Tóm tắt

Gia Lai là địa bàn trung tâm của Tây Nguyên - vùng có vị trí chiến lược trong phát triển kinh tế - xã hội và bảo vệ an ninh - quốc phòng. Do ảnh hưởng của hạn hán khó dự báo và có xu hướng xấu, vấn đề tăng dân số cơ học và phát triển các cây công nghiệp tốc độ cao tự phát dẫn đến nguồn nước ngầm bị khai thác và sử dụng cạn kiệt, kém hiệu quả, đã và đang tác động rất tiêu cực tới công cuộc phát triển kinh tế - xã hội. Tài nguyên nước đã được xác định là một trong những thách thức quan trọng nhất của thế kỷ 21 trên toàn thế giới. Trong đó nước ngầm, đặc biệt là nước ngầm mạch lộ ở các khu vực khan hiếm nước được coi là một trong những nguồn tài nguyên thiên nhiên quý giá nhất. Bài báo trình bày các kết quả nghiên cứu đặc điểm và sự phân bố không gian nước ngầm toàn diện khu vực tỉnh Gia Lai, bao gồm thành phố Pleiku và 14 huyện: Chư Păh, Chư Prông, Chư Puh, Chư Sê, Đak Đoa, Đak Pơ, Đức Cơ, Ia Grai, Ia Pa, Kông Chro, Kbang, Krông Pa, Phú Thiện, Mang Yang. Các kết quả đánh giá giúp đưa ra những nhận định về trữ - chất lượng, đồng thời phân loại theo Meinzer sẽ góp phần quan trọng để phát triển các giải pháp quản lý bền vững khu vực tỉnh Gia Lai.

Từ khóa: nước ngầm mạch lộ; quản lý bền vững; Gia Lai; Tây Nguyên.

1. Đặt vấn đề

Tài nguyên nước đã được xác định là một trong những thách thức quan trọng nhất của thế kỷ 21 trên toàn thế giới (Altenburger và nnk., 2015; Chezgi và nnk., 2016). Trong đó nước ngầm, đặc biệt là nước ngầm mạch lộ ở các khu vực khan hiếm nước được coi là một trong những nguồn tài nguyên thiên nhiên quý giá nhất (Nhu và nnk., 2020a; Todd and Mays, 2004) do một số đặc điểm như nhiệt độ ổn định, phổ biến, khả năng chịu ô nhiễm hạn chế, chi phí phát triển thấp và đáng tin cậy trong thời kỳ hạn hán. Sự gia tăng dân số nhanh kết hợp với biến đổi khí hậu đã làm tăng nhu cầu sử dụng tài nguyên nước cho các mục đích uống, nông nghiệp và công nghiệp (Lee và nnk., 2012).

Mạch lộ là nơi nước ngầm xuất lộ tự nhiên, tạo thành dòng chảy, có thể thoát ra từ đá gốc hay từ lớp đất phủ trên mặt đất. Mạch nước có thể là mạch nước lên (xuất lộ của nước có áp) hoặc mạch nước xuống (xuất lộ nước ngầm). Nước ngầm mạch lộ có đặc điểm khác so với nước ngầm tồn tại trong các tầng chứa nước trong các đất đá trầm tích. Động thái và trữ lượng của nước ngầm mạch lộ phụ thuộc chặt chẽ vào các yếu tố địa hình, địa mạo, địa chất, thực phủ, thổ nhưỡng, lượng mưa, và khí tượng (Dân, 2015; Kresic and Stevanovic, 2009; Moghaddam và nnk., 2015; Mousavi và nnk., 2017; Naghibi and Dashtpaderdi, 2017; Nhu và nnk., 2020a; Nhu và nnk., 2020b; Pourtaghi and Pourghasemi, 2014; Vinh, 2018).

Bài báo trình bày các kết quả nghiên cứu đặc điểm nước ngầm mạch lộ của 938 vị trí đã được xác định tại khu vực Gia Lai. Các vị trí mạch lộ tại các huyện của tỉnh Gia Lai đã được nghiên cứu, đánh giá trên các tiêu chí phân loại lưu lượng, độ ổn định của lưu lượng. Ngoài ra, trữ lượng có thể khai thác cũng như chất lượng nước của nước ngầm mạch lộ cũng được đánh giá. Các kết quả nghiên cứu là một cơ sở quan trọng để thành lập cơ sở dữ liệu địa không gian nước ngầm mạch lộ và phát triển các giải pháp quản lý bền vững khu vực tỉnh Gia Lai.

2. Khái quát khu vực nghiên cứu

Khu vực tỉnh Gia Lai có diện tích khoảng 15.500 km², ranh giới từ 15°58'20" đến 14°36'36"

3. Dữ liệu và phương pháp nghiên cứu

3.1. Dữ liệu sử dụng

Các dữ liệu sử dụng cho nghiên cứu này được chuẩn bị từ kết quả thu thập, phân tích và tổng hợp tài liệu, kết hợp với quá trình điều tra thực địa tại khu vực nghiên cứu. Các tài liệu trước đó được thu thập bao gồm các kết quả của các đề tài khoa học, các báo cáo thường niên về tài nguyên nước và nước ngầm tại khu vực Tây Nguyên và địa bàn khu vực Gia Lai (Cánh và nnk., 2008; Cánh và nnk., 2010; Dân, 2015; Dương và nnk., 2018; Thủ tướng Chính phủ, 2015; Vinh và nnk., 2018). Đặc biệt là đề tài cấp bộ mã số B2021-MDA-12 (Nhữ Việt Hà, 2023). Dữ liệu bao gồm tổng cộng 938 vị trí mạch lộ phân bố trên toàn khu vực Gia Lai.

3.2. Phương pháp nghiên cứu

Để có thể đánh giá đặc điểm và sự phân bố không gian nước ngầm mạch lộ phục vụ phát triển các giải pháp quản lý bền vững khu vực tỉnh Gia Lai, hệ phương pháp điều tra, khảo sát, đo đạc thực địa xác định vị trí điểm lộ nước. Phương pháp thống kê tổng hợp, thu thập, phân tích để xác định thông số lưu lượng nước ngầm mạch lộ, lưu lượng khai thác. Phương pháp xử lý dữ liệu GIS sử dụng để chuyển đổi và mã hóa thông tin dữ liệu hiện trạng nước ngầm vào cơ sở dữ liệu địa không gian nước ngầm mạch lộ. Phương pháp bản đồ, phương pháp phân tích địa thống kê, phương pháp xử lý phân tích không gian, phương pháp viễn thám được sử dụng để thành lập các bản đồ thành phần trong cơ sở dữ liệu địa không gian.

Quá trình điều tra, khảo sát thực địa đã được thực hiện để chuẩn hóa các vị trí mạch lộ ban đầu, bổ sung các vị trí mạch lộ mới để thành lập bản đồ kiểm kê phân bố không gian mạch lộ nước ngầm có tính cập nhật. Nghiên cứu cũng đã sử dụng phương pháp phân chia mạch lộ được đề xuất bởi Meinzer (1923) để phân chia mạch nước theo lưu lượng thành 08 loại tùy thuộc vào giá trị lưu lượng cấp của mạch lộ (Bảng 1).

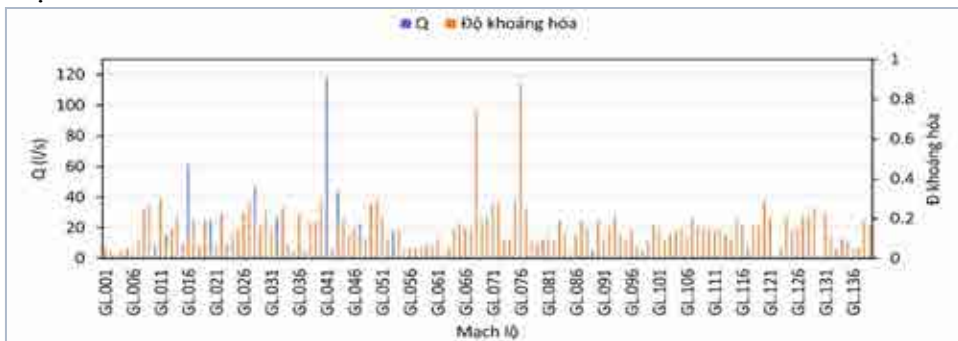
Bảng 1. Phân chia mạch lộ theo lưu lượng của Meinzer (1923)

Quy mô mạch lộ	Lưu lượng trung bình	Quy mô mạch lộ	Lưu lượng trung bình
Loại 1	> 10 m ³ /s	Loại 5	1 - 10 l/s
Loại 2	1 - 10 m ³ /s	Loại 6	0,1 - 1 l/s
Loại 3	0,1 - 1 m ³ /s	Loại 7	10 - 100 ml/s
Loại 4	10 - 100 l/s	Loại 8	< 10 ml/s

4. Kết quả và thảo luận

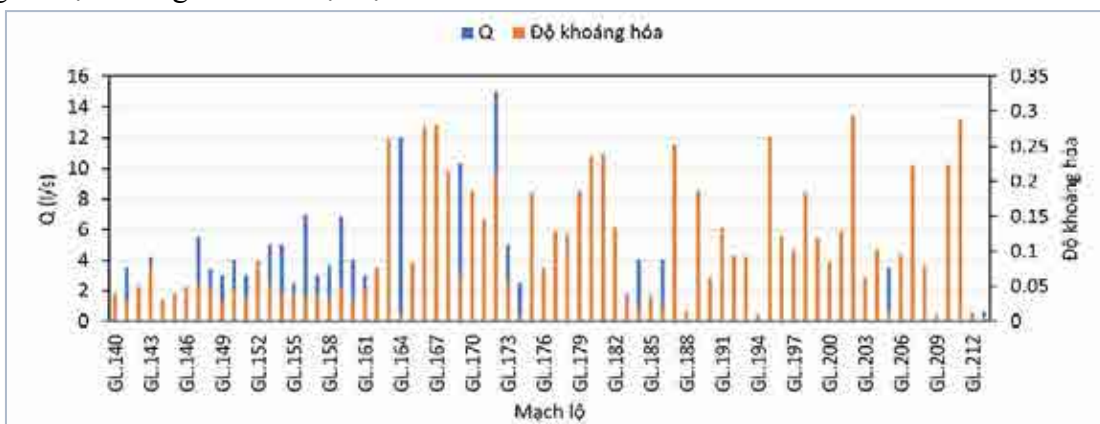
Kết quả nghiên cứu đặc điểm và sự phân bố không gian nước ngầm 15 huyện, thành phố toàn tỉnh Gia Lai (Hình 1), cụ thể như sau:

Huyện Chư Păh: Có sự phân bố của 139 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.05 l/s đến 118.35 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 3 đến Loại 7. Đây là huyện có mạch lộ lớn nhất khu vực tỉnh Gia Lai với lưu lượng 118.35 l/s. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.01 đến 0.88. Nhiệt độ nước giao động từ 25 độ đến 26 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 2.



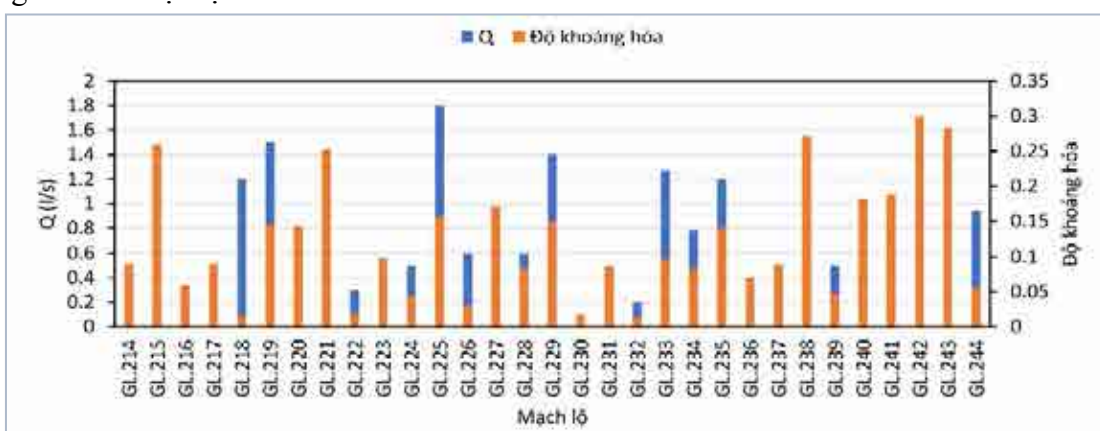
Hình 2. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Chư Păh.

Huyện Chư Prông: có sự phân bố của 74 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.01 l/s đến 15.00 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 4 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.01 đến 0.29. Nhiệt độ nước giao động từ 25 độ đến 40 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 3.



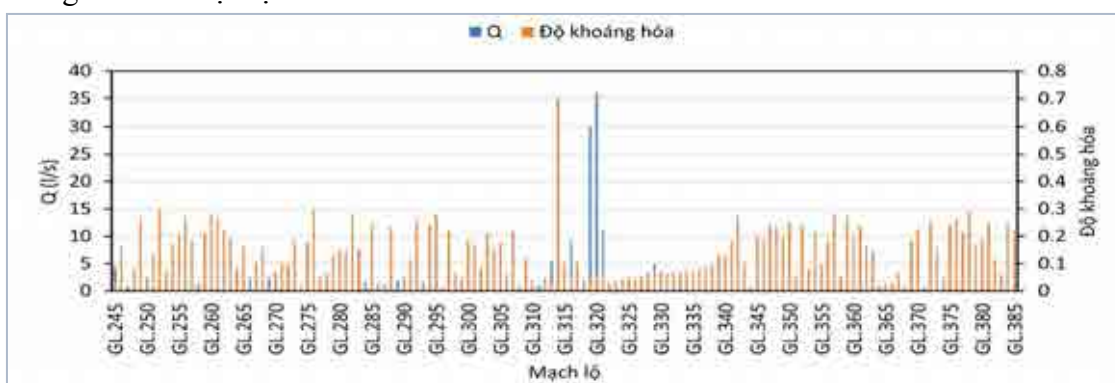
Hình 3. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Chư Prông.

Huyện Chư Puh: Có sự phân bố của 31 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.01 l/s đến 1.80 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 5 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.01 đến 0.3. Nhiệt độ nước khoảng giao động từ 25 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 4.



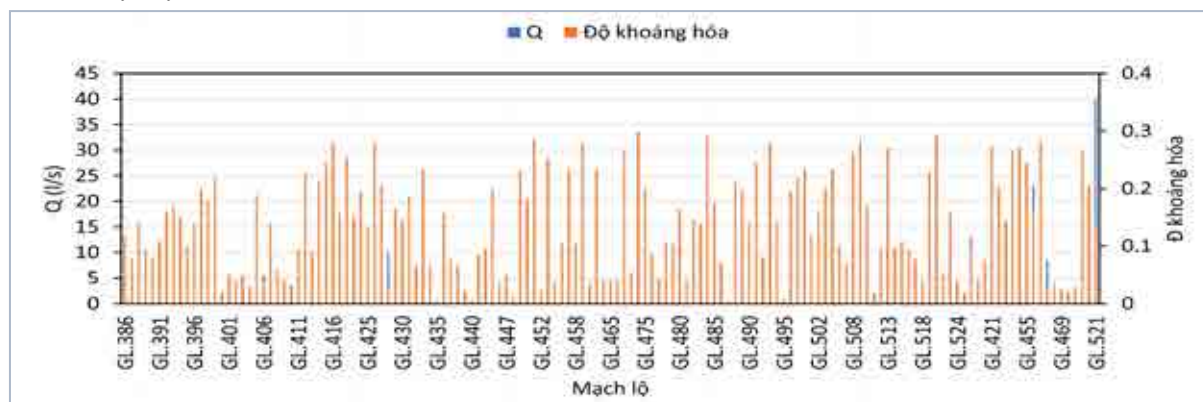
Hình 4. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Chư Puh.

Huyện Chư Sê: Có sự phân bố của 141 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.02 l/s đến 36.00 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 4 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.01 đến 0.7. Nhiệt độ nước giao động từ 25 độ đến 36 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 5.



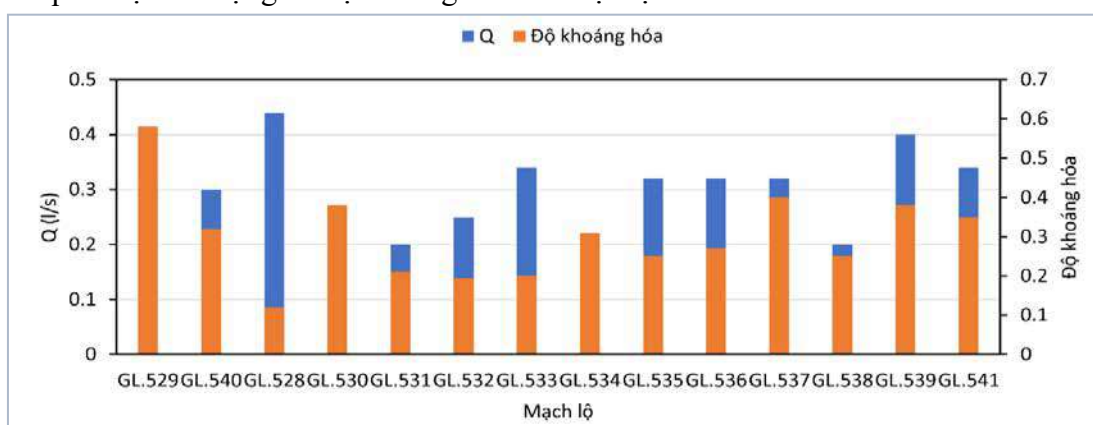
Hình 5. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Chư Sê.

Huyện Đắk Doa: Có sự phân bố của 141 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.01 l/s đến 40.00 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 4 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.01 đến 0.3. Nhiệt độ nước giao động từ 25 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 6.



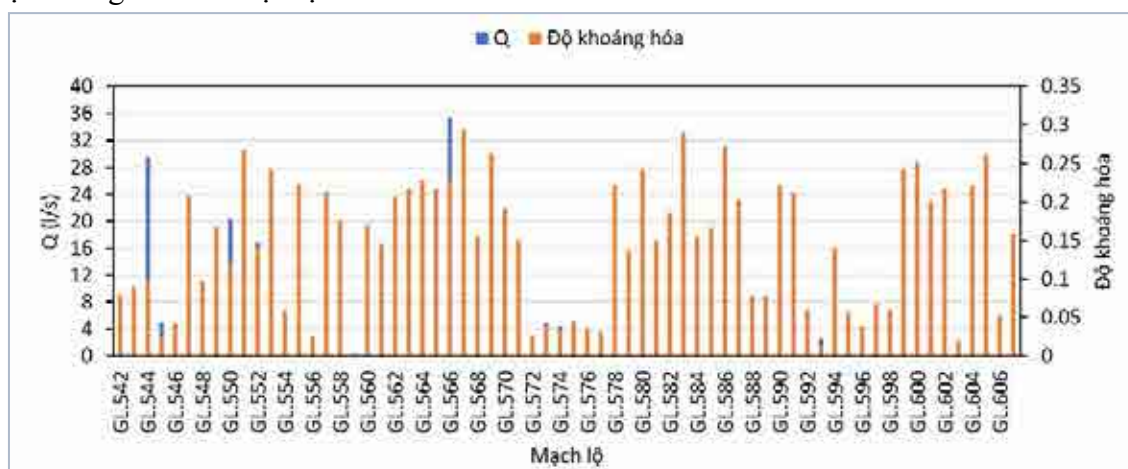
Hình 6. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Đắk Doa.

Huyện Đắk Pơ: Có sự phân bố của 14 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.2 l/s đến 0.44 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer Loại 6. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.12 đến 0.58. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 7.



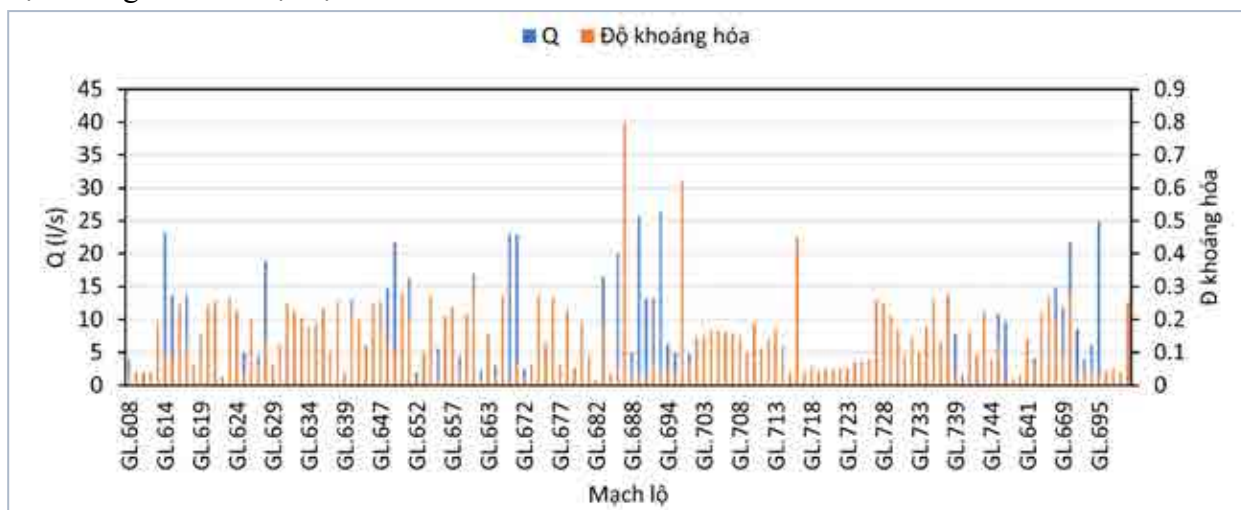
Hình 7. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Đắk Pơ.

Huyện Đức Cơ: Có sự phân bố của 66 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.06 l/s đến 35.29 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 4 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.01 đến 0.29. Nhiệt độ nước giao động từ 25 độ đến 26 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 8.



Hình 8. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Đức Cơ.

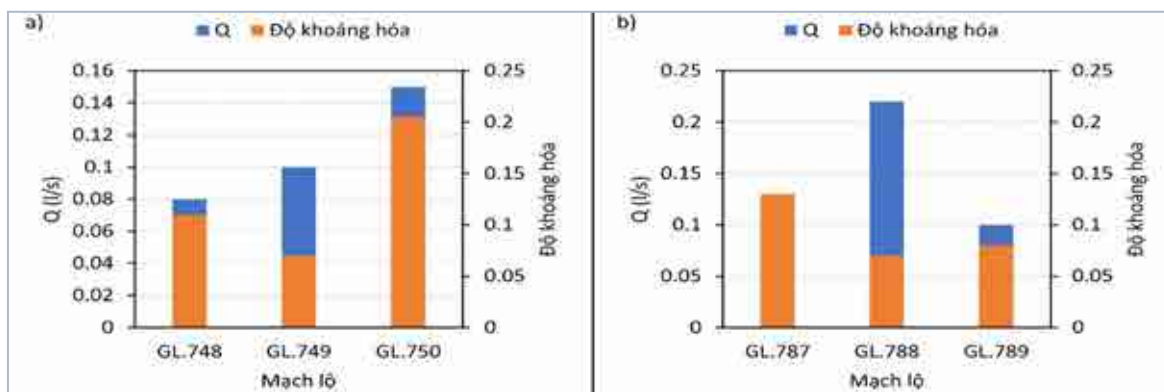
Huyện Ia Grai: Có sự phân bố của 140 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.05 l/s đến 26.50 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 4 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.01 đến 0.8. Nhiệt độ nước giao động từ 25 độ đến 26 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 9.



Hình 9. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Ia Grai.

Huyện Ia Pa: Có sự phân bố của 03 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.08 l/s đến 0.15 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 6 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.11 đến 0.21. Nhiệt độ nước giao động từ 25 độ đến 26 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 10.

Huyện Kông Chro: Có sự phân bố của 03 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.08 l/s đến 0.22 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 6 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.07 đến 0.13. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 10.

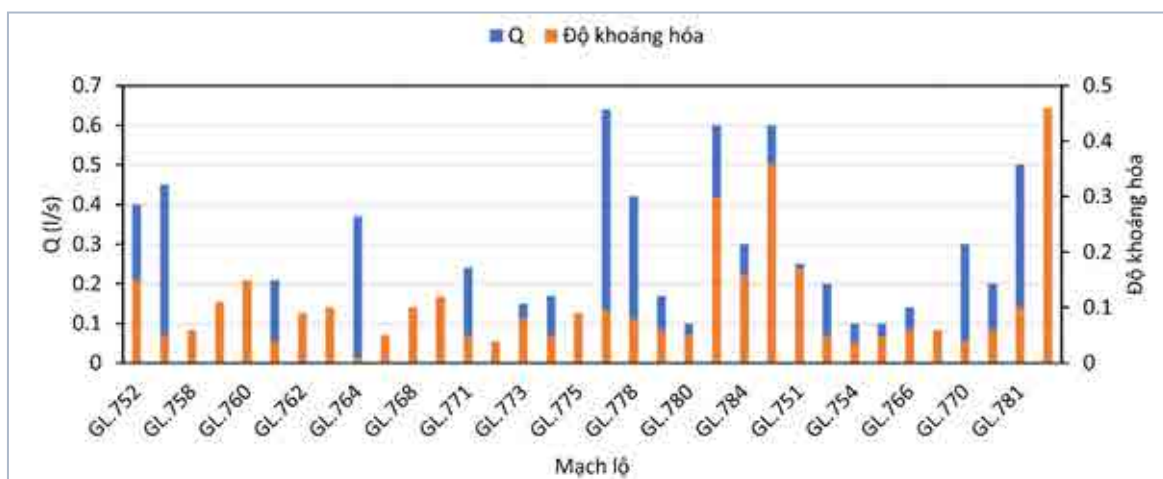


Hình 10. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Ia Pa (a) và Kông Chro (b).

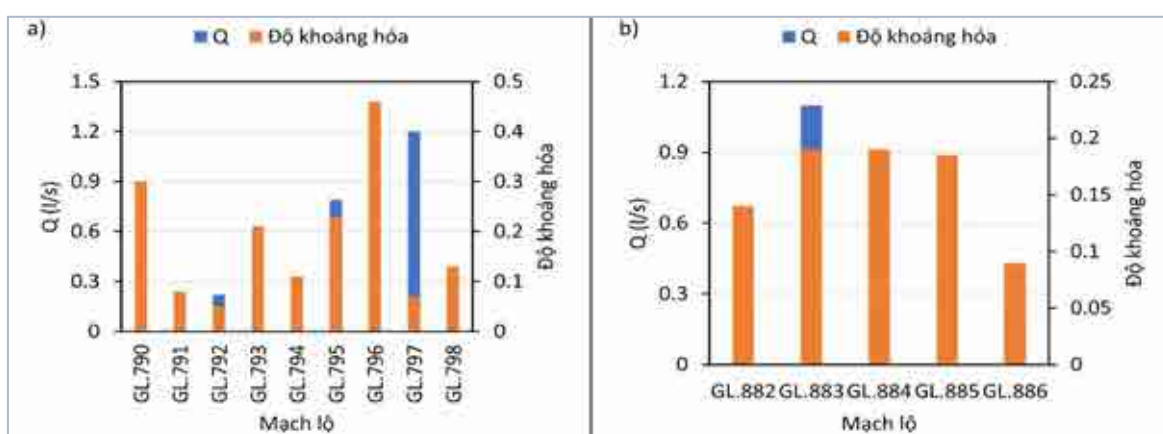
Huyện Kbang: Có sự phân bố của 35 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.03 l/s đến 0.64 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 6 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.1 đến 0.46. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 11.

Huyện Krông Pa: Có sự phân bố của 09 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.04 l/s đến 1.20 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 5 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.05 đến 0.46. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 12.

Huyện Phú Thiện: Có sự phân bố của 05 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.01 l/s đến 1.10 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 4 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.09 đến 0.19. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 12.

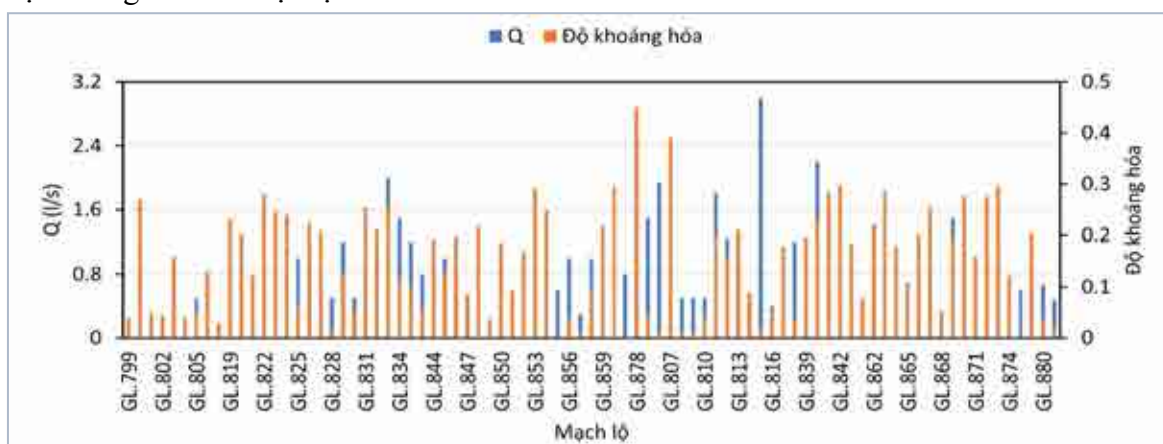


Hình 11. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Kbang.



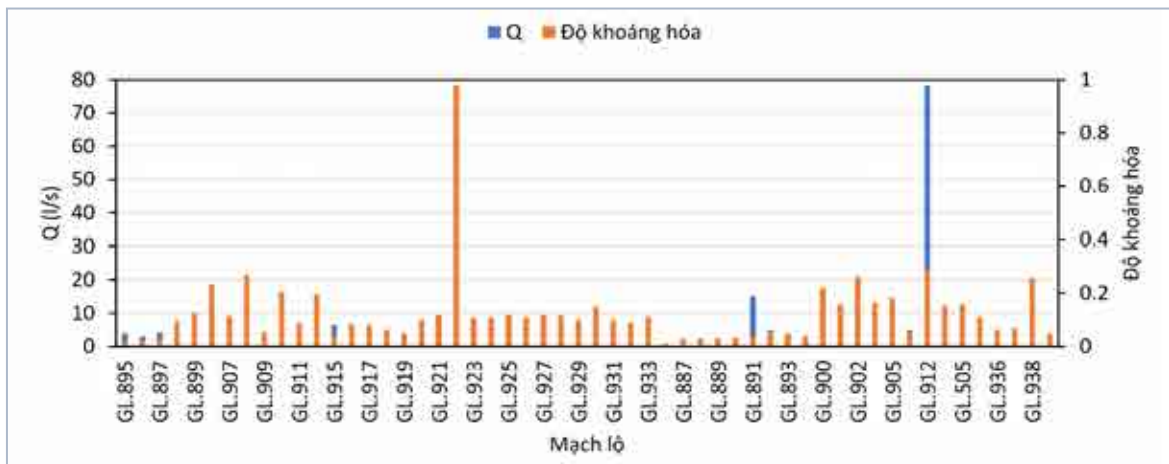
Hình 12. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Krong Pa (a) và Phú Thiện (b).

Huyện Mang Yang: Có sự phân bố của 83 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.03 l/s đến 3.00 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 4 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.01 đến 0.45. Nhiệt độ nước giao động từ 25 độ đến 26 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 13.



Hình 13. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ huyện Mang Yang.

Thành phố Pleiku: Có sự phân bố của 54 mạch lộ, lưu lượng biến đổi từ 0.03 l/s đến 78.22 l/s tương ứng với quy mô mạch lộ Meinzer biến đổi từ Loại 4 đến Loại 7. Độ khoáng hóa biến đổi từ 0.01 đến 0.98. Nhiệt độ nước giao động từ 25 độ đến 41 độ. Đặc điểm và quan hệ lưu lượng và độ khoáng hóa thể hiện tại Hình 14.



Hình 14. Lưu lượng và độ khoáng hóa các mạch lộ thành phố Pleiku.

5. Kết luận

Đặc điểm và sự phân bố không gian nước ngầm mạch lộ khu vực tỉnh Gia Lai đã được phân tích trên cơ sở 938 mạch lộ nước ngầm, chi tiết cho 15 huyện và thành phố. Theo đó, huyện Đăk Đoa và Chư Sê là các huyện có sự phân bố mạch lộ lớn nhất (141 mạch lộ). Huyện Kông Cho và Ia Pa là các huyện có sự phân bố mạch lộ nhỏ nhất (03 mạch lộ). Tổng lưu lượng nước ngầm mạch lộ toàn tỉnh Gia Lai đạt 2616.24 l/s. Lưu lượng thấp nhất chỉ đạt 0.01 l/s (tại các huyện Đăk Đoa, Chư Puh, Chư Prông, và Phú Thiện), cao nhất đạt 118.35 l/s (tại huyện Chư Pah), trung bình đạt 2.79 l/s. Nước ngầm mạch lộ tỉnh Gia Lai có độ khoáng hóa trung bình đạt 0.14, biến đổi từ 0.01 đến 0.98.

Về mặt không gian, các mạch lộ nước ngầm tập trung chủ yếu ở khu vực địa hình cao phía Tây Bắc của khu vực tỉnh Gia Lai. Trong đó, tập trung lớn nhất ở thành phố Pleiku và một phần các huyện xung quanh: Chư Pah, Đăk Đoa, Mang Yang, Chư Sê, Chư Prông, Đức Cơ, và Ia Grai. Tại khu vực địa hình thấp hơn - phía Nam tỉnh Gia Lai - các mạch lộ nước ngầm phân bố rất thưa thớt. Ở khu vực địa hình cao - phía Đông Bắc tỉnh Gia Lai - các mạch lộ nước ngầm phân bố thưa, rải rác.

Các vị trí mạch lộ tại các huyện của tỉnh Gia Lai đã được nghiên cứu, đánh giá trên các tiêu chí phân loại lưu lượng, độ ổn định của lưu lượng. Ngoài ra, trữ lượng có thể khai thác cũng như chất lượng nước của nước ngầm mạch lộ cũng được đánh giá. Các kết quả nghiên cứu là một cơ sở quan trọng để thành lập cơ sở dữ liệu địa không gian nước ngầm mạch lộ và phát triển các giải pháp quản lý bền vững khu vực tỉnh Gia Lai.

Các thông tin về đặc điểm và sự phân bố không gian nước ngầm mạch lộ này là cơ sở khoa học quan trọng phục vụ phát triển các giải pháp quản lý bền vững khu vực tỉnh Gia Lai.

Tài liệu tham khảo

Altenburger, R., Ait-Aissa, S., Antczak, P., Backhaus, T., Barceló, D., Seiler, T.-B., Brion, F., Busch, W., Chipman, K., de Alda, M.L., 2015. Future water quality monitoring-Adapting tools to deal with mixtures of pollutants in water resource management. *Science of the total environment* 512, 540-551.

Cánh, Đ.V., Thủy, N.T.T., Nhân, P.Q., Bình, Đ.V., Thủy, D.T.T., Hiền, V.T., Tăng, N.X., Huân, N.N., Lư, T.Đ., Tú, N.T., Thọ, H.M., Đình, L.N., Thắng, N.B., Vượng, H., Thanh, T.N., Nghĩa, N.V., Trang, L.T.H., 2008. Nghiên cứu xây dựng cơ sở khoa học và đề xuất các giải pháp bảo vệ và sử dụng hợp lý tài nguyên nước vùng Tây Nguyên. Mã số KC08.05.

Cánh, Đ.V., Thủy, N.T.T., Xuân, N.T., Luật, N.Q., Nhân, P.Q., Bình, Đ.V., Huệ, T.T., Nhân, Đ.Đ., Tú, N.T., Long, Đ.Đ., Thọ, H.M., Tam, B.V., Đình, L.N., Anh, P.H., 2010. Nghiên cứu cơ sở khoa học và xây dựng các giải pháp lưu giữ nước mưa vào lòng đất phục vụ chống hạn và bảo vệ tài nguyên nước dưới đất vùng Tây Nguyên. Mã số ĐTĐL.2007G/44.

Chezgi, J., Pourghasemi, H.R., Naghibi, S.A., Moradi, H.R., Kheirkhah Zarkesh, M., 2016. Assessment of a spatial multi-criteria evaluation to site selection underground dams in the Alborz Province, Iran. *Geocarto International* 31 (6), 628-646.

Dân, N.L., 2015. Nghiên cứu cơ sở khoa học cho giải pháp tổng thể giải quyết các mâu thuẫn lợi ích trong việc khai thác sử dụng tài nguyên nước lãnh thổ Tây Nguyên". Mã số TN3/T02 thuộc Chương trình Tây Nguyên 3.

Dương, H.H., Lâm, N.X., Tú, N.T., Thọ, H.M., Phong, N.T., Tằng, N.X., Thuần, H.L., Long, N.L., Hoan, H.V., Trinh, T.Đ., Bình, T.H., 2018. Nghiên cứu đề xuất các mô hình, giải pháp công nghệ khai thác và bảo vệ nguồn nước trong các thành tạo Bazant phục vụ cấp nước sinh hoạt bền vững tại các vùng núi cao, khan hiếm nước khu vực Tây Nguyên.

Kresic, N., Stevanovic, Z., 2009. *Groundwater hydrology of springs: engineering, theory, management and sustainability*. Butterworth-heinemann.

Lee, S., Song, K.-Y., Kim, Y., Park, I., 2012. Regional groundwater productivity potential mapping using a geographic information system (GIS) based artificial neural network model. *Hydrogeology Journal* 20 (8), 1511.

Meinzer, O.E., 1923. Outline of ground-water hydrology, with definitions, Geological Survey Water-Supply Paper 494. U.S. Government Printing Office, Washington D.C, pp. 48-54.

Moghaddam, D.D., Rezaei, M., Pourghasemi, H., Pourtaghie, Z., Pradhan, B., 2015. Groundwater spring potential mapping using bivariate statistical model and GIS in the Taleghan Watershed, Iran. *Arabian Journal of Geosciences* 2 (8), 913-929.

Mousavi, S.M., Golkarian, A., Naghibi, S.A., Kalantar, B., Pradhan, B., 2017. GIS-based groundwater spring potential mapping using data mining boosted regression tree and probabilistic frequency ratio models in Iran. *Aims Geosci* 3 (1), 91-115.

Naghibi, S.A., Dashtpajardi, M.M., 2017. Evaluation of four supervised learning methods for groundwater spring potential mapping in Khalkhal region (Iran) using GIS-based features. *Hydrogeology journal* 25 (1), 169.

Nhu, V.-H., Rahmati, O., Falah, F., Shojaei, S., Al-Ansari, N., Shahabi, H., Shirzadi, A., Górski, K., Nguyen, H., Ahmad, B.B., 2020a. Mapping of Groundwater Spring Potential in Karst Aquifer System Using Novel Ensemble Bivariate and Multivariate Models. A tree-based intelligence ensemble approach for spatial prediction of potential groundwater 12 (4), 1-25.

Nhu, V.-H., Shahabi, H., Nohani, E., Shirzadi, A., Al-Ansari, N., Bahrami, S., Miraki, S., Geertsema, M., Nguyen, H., 2020b. Daily Water Level Prediction of Zrebar Lake (Iran): A Comparison between M5P, Random Forest, Random Tree and Reduced Error Pruning Trees Algorithms. *ISPRS International Journal of Geo-Information* 9 (8), 479.

Nhữ Việt Hà, Trần Vũ Long, Phạm Minh Tuấn, Nguyễn Việt Nghĩa, 2023. Phân tích địa không gian đánh giá định lượng quan hệ giữa các yếu tố môi trường và nước ngầm mạch lộ khu vực Gia Lai, Việt Nam. *Tạp chí Khí tượng Thủy văn* 749 (5), 52-70.

Nhữ Việt Hà, T.V.L., Nguyễn Thành Dương, Kiều Duy Thông, Phạm Thị Việt Nga, Ngô Thị Phương Thảo, Phạm Thị Ngọc Hà, Trần Xuân Lộc, 2023. Nghiên cứu áp dụng trí tuệ nhân tạo trong dự báo trữ lượng, đánh giá cơ chế suy thoái và đề xuất các giải pháp quản lý bền vững nước ngầm mạch lộ khu vực Gia Lai - Kon Tum. Mã số: B2021-MDA-12. Đề tài, Chương trình KHCN cấp Bộ/Đề tài cấp Tỉnh-Thành phố/Nhiệm vụ KHCN thuộc đề tài, dự án cấp quốc gia.

Pourtaghie, Z.S., Pourghasemi, H.R., 2014. GIS-based groundwater spring potential assessment and mapping in the Birjand Township, southern Khorasan Province, Iran. *Hydrogeol J* 22 (3), 643-662.

Thủ tướng Chính phủ, 2015. Quyết định số 264/QĐ-Ttg về việc Phê duyệt Chương trình điều tra, tìm kiếm nguồn nước dưới đất để cung cấp nước sinh hoạt ở các vùng núi cao, vùng khan hiếm nước.

Todd, D.K., Mays, L.W., 2004. *Groundwater hydrology*. John Wiley & Sons.

Vinh, P.T., 2018. Nghiên cứu đề xuất các mô hình thu gom khai thác bền vững nguồn nước mạch lộ phục vụ cấp nước sạch cho các vùng núi cao, vùng khan hiếm nước khu vực Tây Nguyên. Mã số ĐTĐL.CN-64/15. Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam.

Vinh, P.T., Hải, Đ.Đ., Thanh, T.T., Huân, K.V., Giang, V.N.H., Huyền, T.Đ., Chân, N.Đ., Nam, P.C., Tú, N.T., Lưu, N., 2018. Nghiên cứu đề xuất các mô hình thu gom khai thác bền vững nguồn nước mạch lộ phục vụ cấp nước sạch cho các vùng núi cao, vùng khan hiếm nước khu vực Tây Nguyên. Đề tài nghiên cứu ứng dụng và phát triển công nghệ cấp Quốc Gia - Mã số: ĐTĐL.CN-64/15. Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam.

Research on the characteristics and spatial distribution of spring groundwater to serve the development of sustainable management solutions in Gia Lai province

Nhu Viet Ha

Hanoi University of Mining and Geology

Engineering and Geoenvironment (EEG)

Corresponding author: nhuvietha@hmg.edu.vn

Abstract

Gia Lai is the central area of the Central Highlands - a region with a strategic position in socio-economic development and security and defense protection. Due to the unpredictable and negative effects of drought, the problem of mechanical population growth and the spontaneous development of high-speed industrial crops, has led to groundwater resources being exploited and exhausted. ineffective, and has had a very negative impact on socio-economic development. Water resources have been identified as one of the most important challenges of the 21st century worldwide. Groundwater, especially spring groundwater in water-scarce areas, is considered one of the most valuable natural resources. This article presents the results of research on the characteristics and spatial distribution of spring groundwater in Gia Lai province, including Pleiku city and 14 districts as Chu Pah, Chu Prong, Chu Puh, Chu Se, Dak Doa , Dak Po, Duc Co, Ia Grai, Ia Pa, Kong Chro, Kbang, Krong Pa, Phu Thien, Mang Yang.. Evaluation results help make judgments about reserves - quality, and classify according to Meinzer will make an important contribution to developing sustainable management solutions in Gia Lai province.

Keywords: *spring groundwater, sustainable management, Gia Lai, Central Highlands.*

KỶ YẾU HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC
VIETGEO 2023

THỪA THIÊN HUẾ, VIỆT NAM
NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023

CHỦ ĐỀ V
CÔNG NGHỆ KHOAN - KHAI THÁC

FEATURES OF SOLUTIONS TO CONTROL AND PREVENT SCALE DEPOSITION IN THE WELLS OF VIETSOVPETRO OIL FIELDS

Le Dang Tam, Tong Canh Son*, Phan Tran Hai Long, Phan Duc Tuan,
Nguyen Thuc Khang, Pham Ba Hien

Vietsovpetro JV

** Corresponding author: sontc.rd@gmail.com*

Abstract

Recently, all oil fields on the Southern Continental Shelf of Vietnam are entering the end stage of exploitation process. The oil production is decreased with fast temp and many serious problems in the oil field operation and exploitation was occurred. The main reason is due to the deposition of salt and paraffin, asphaltene in the oil wells. These deposits will limit and impede the flow of oil in the product reservoir to the well and up to the face. To maintain oil and gas production level, JV Vietsovpetro and oil and gas companies of the Petroleum Exploitation Corporation have applied many solutions, such as chemical treating to clean the near bottom of the well, inhibitor squeezes, reperforations, mechanical and chemical well stimulation and event hydraulic fracturing. Specifically, there are solutions to prevent and treat salt deposition in product reservoirs and equipment in oil & gas wells. These actions have brought good results to the oil and gas companies of Petrovietnam over years. In other way, Petrovietnam has accelerated the search and exploration of new oil gas blocks.

This paper uses methods of synthesis, statistics and analysis of documents and actual data in oil and gas exploitation activities of JV Vietsovpetro. In paper, the treatment of salt deposition will be presented in the Vietsovpetro offshore fields and the preventability solutions will proposed to improve the efficiency of this work. Some effective methods to remove typical deposits in JV Vietsovpetro oil wells include: Salt deposition removal treatment with technology using K2EDTA chemical from Petrochemical Corporation (DMC) was be used in the wells of Bach Ho oil field and acid treatment with organic CH_3COOH , HCOOH components, in the wells of Tho Trang oil field. In this result, was increased 79 thousand tons of crude oil for 246 wells treatment.

Keywords: *reservoir; production; salt deposition; treatment.*

1. Introduction

The problem of salt deposition in well equipment, oil & gas treatment, transportation systems and the near well bottom at Vietsovpetro oil fields, Block 09-1 is very complicated. The reasons are wells with high flooding and incompatibility of water from different product reservoirs in the same well or in many wells mixed into the general product stream of oil and gas exploitation. Salt deposition has a considerably negative effect on the oil field operation. Besides, it extremely increases the resistance to flow of product from the reservoir to the bottom of the well and to the surface of the well, thereby reducing the product flow of the well. In the locations where salt deposition occurs, such as collection pipes and transportation pipelines will be strongly corroded. Thus, the deposition of paraffin - asphaltene will be very large in these locations and larger than other sites. Salt deposition combined with asphaltene paraffin deposition will be very strong and stable in surface of equipment of oil & gas wells, causing the reduce the cross section of the pipe. This is the main consequence of increased pressure loss lifting the product flow from the bottom of the well to the surface and consequently, the well flow decreases rapidly, even stopping the production. Besides, when there is a request to survey the well suddenly or periodically, it will not be possible to drop the equipment into the well. To ensure and maintain stable oil and gas production of wells and oil field with problems of salt deposition, the research and application of control and solutions to prevent and treat salt deposition need to be paid special attention. In recent years, JV Vietsovpetro has implemented many solutions to treat salt and paraffin - asphaltene deposition. Meanwhile, salt deposition

treatment has been carried out in many wells of the oil fields for the purpose of minimizing salt deposition in wells and restore the oil product of the wells. From 2017 to present, Vietsovpetro has performed salt deposition treatment in 246 oil & gas production wells in the basement, lower Miocene and Oligocene of Bach Ho, Tho Trang and Rong oil fields. The results showed that many wells gave very good results. According to the statistics, the production of extracted oil has increased cumulatively by using solutions of salt deposition treatment has reached over 79.4 thousand tons, the average success factor reaches 75% (Figure 1).



Fig 1. Salt deposition treatment in the wells of Vietsovpetro oil fields for period of 2017-2022
(Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2022).

Practical studies have shown that salt deposition in other wells and processing systems at oil and gas fields often has a complex mineral composition and structure. This composition and structure depend on the chemical composition of produced water, temperature, pressure conditions and characteristics of exploitation, etc... The crystallization of salts in produced water is the origin of the formation of inorganic salt deposits in the oil and gas exploitation, processing and transportation systems. When the previously established equilibrium condition is broken, water-soluble inorganic salts are precipitated and a new equilibrium is created. The studies [2, 4, 5] show that the solubility of inorganic salts in water decreases, ie salt deposition will be increased in the following cases:

- When two water sources with incompatible are mixed together (for example, when reservoir water containing Ca^{2+} content dissolves with water rich in HCO_3^- , then CaCO_3 settles or CaCl_2 salt mixes with water rich in anion SO_4^{2-} , CaSO_4 precipitates);
- When thermodynamic conditions change (for example in Figure 2 and Table 1: the temperature, pressure change, partial pressure of CO_2 decreases, the solubility of salt in water changes and can become supersaturated leading to CaCO_3 salt crystallization);
- When one or some salts, one or several new ionic dissolve in water, it can form salts with ions present in the water, or affect the saturation of already existing salts in water.

The common aspect of the above cases is an imbalance in the concentration of salt in the water. Therefore, the cause of salt deposition is the crystallization of salt from water under conditions of changing water saturation. In different oil fields, the physic-chemical properties of produced water are different, and the exploitation and operating conditions are also diverse.

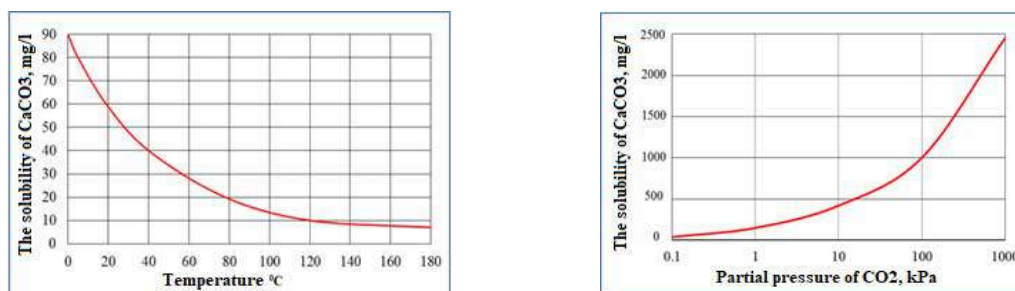


Fig 2. Effect of temperature and partial pressure of CO_2 on the solubility of CaCO_3 .

Table 1. Solubility of $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ in distilled water (Ca^{2+} mg equiv./liter)

Pressure, at	Temperature, °C				
	60	90	110	130	150
0	29,60	27,23	26,68	26,02	25,24
80	32,00	29,95	29,56	28,90	28,12
120	33,20	31,31	31,00	30,34	29,56
160	34,40	32,67	32,41	31,78	31,00
230	36,50	35,02	34,96	34,34	33,57

From 2017 until now, Vietsovpetro has performed salt deposition treatment at Tho Trang and Bach Ho oil fields. Well products of these two fields are processed together in a technological system on platforms at Bach Ho field. In Rong oil field, salt deposition treatment started from 2022 in a few wells. In this paper, we will present the main characteristics and some results of using salt deposition treatment solutions in Bach Ho and Tho Trang oil fields.

2. Features of salt treatment solutions in Bach Ho oil fields

In Bach Ho oil field, inorganic salt deposition was first in 1998 discovered in production wells. The well survey results illustrate salt deposition in these wells is concentrated at a depth of 4250 m. Moreover, salt deposition is also detected at the top of the well and in the gathering and transportation pipeline system. Figure 3 is an example of a sample of salt deposits in the well and in a pipeline system.



Fig 3. Salt deposits in the well and in a pipeline system.

The results of analysis of salt deposition samples [1, 2] showed that the salt deposition in the wells of Bach Ho oil field was mainly CaCO_3 calcite salt. In addition to common minerals, the composition of inorganic salts also includes other inorganic minerals, such as MgCO_3 , MgSO_4 , Ca(OH)_2 , Mg(OH)_2 , Fe(OH)_3 , $\text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$, CaF_2 and some organic components: asphaltenes, resins, paraffins and aromat components and micronutrients. Salt deposition containing CaSO_4 is observed in the basement wells, that is difficult to treat and clean. As a rule, salt deposition is usually a mixture of various inorganic salts with corrosion products and sand, in which the deposit is wetted or covered with paraffin and asphaltene. Laboratory studies show that salt deposition at Vietsovpetro's oil and gas fields is mainly CaCO_3 salt deposition.

The analysis described the composition of HCO_3^- in the reservoir water of the wells in the North of Bach Ho oil field was at 960.75 mg/l, in the East about 671 mg/l. The Ca^{2+} content dissolved in the reservoir water for each subject respectively 38.06 and 136.64 mg/l. The content of calcite in water from the Oligocene is about 3%. To evaluate the influences of flooding on the state of reservoir water, the HCO_3^- content in the sea water is 122 mg/l, lower than the content in the reservoir water of the Lower Miocene should be considered. To specific, after a period of

water injection, the reservoir water and sea water will mix, causing the HCO_3^- content to decrease, while the Ca^{2+} in the water will increase. The sea water will be saturated with salt in the reservoir condition. According to chemical composition, salt deposition at Bach Ho oil field can be divided into 3 types: about 60% are CO_3^{2-} carbonate salts, 30% are SO_4^{2-} sulphate salts and 10% are chlorine salts. The intensity of salt deposition in the tubing of oil well is very different, the thickness of the sediment here is not significant (only from a few millimeters). However, near surface of the well, in the collection pipeline system and the product transport pipeline system, the more salt deposition increases (maybe up to several centimeters). The solution to increase oil and gas production by clean salt deposition in the production pipe and near the bottom of the well was first tested at Bach Ho field in 2010. At that time, Vietsovpetro conducted testing at 2 wells (basement) using K2EDTA chemical product of Petrochemical Corporation (DMC). After processing, both wells received a sudden spike in oil flow in a short time. The survey results (MMIT-24) at these wells showed that the tubing of well was clean and deposited, which allowed to confirm the effectiveness of the solution using K2EDTA chemicals.

After applying this solution, the oil flow of the well is quite high. Besides, Vietsovpetro has continuously monitored the working parameters of these two wells in 2011, in order to evaluate the efficiency and give experience to treat the next wells. In 2011, Vietsovpetro continued to perform salt deposition removal treatment with the above technology in 3 other wells. However, the assessment of the well condition and MMIT-24 survey were not performed. Therefore, did not conclude the effectiveness of the above treatment solutions. In 2012, Vietsovpetro self-treated to remove salt deposition in 01 well on the BK using DMC's technology. The results showed that, before the treatment to remove the salt deposits, the detector could not be dropped into the well, but as soon as the treatment was over, the device could be dropped into the well easily. This result has allowed to confirm the effectiveness of DMC's solution for treating salt deposition (Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2022).

Therefore, Vietsovpetro cooperated with DMC to draft the reglament of “technology to remove salt deposition in production pipes, the tubing and the bottom of oil gas well. In 2013, using this process, Vietsovpetro performed scale treatment in 3 wells of Bach Ho field with a success rate of 100%. The total amount of oil added from the salt deposition treatment is 11086 tons, the overall success rate of the method is 100% (Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2022). During the period from 2013 to 2022, Vietsovpetro performed 24 times of salt deposition treatment in the wells of the basement with cumulative oil production up to 4530 tons and an average success rate of 67%.

3. Features of salt treatment solutions in Tho Trang oil fields

Salt deposition at the Tho Trang oil field was discovered earliest in well 5X of the ThTC-2 in March 2016, when two objects were simultaneously exploited for upper Oligocene and lower Miocene. After only a period of one month, the flow of the well decreased very rapidly and stopped producing product. The analysis results of 2 deposition samples from this well at a depth of 3163m showed that the main component in the deposition was CaCO_3 (accounting for 83,52%) (Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2017). According to the analysis results of water samples, the water in Oligocene above in the product of ThTC-2 contains a very large concentration of HCO_3^- ions. In other side the lower Miocene water of ThTC-2 contains a high concentration of Ca^{2+} ions, this is the cause to form CaCO_3 salt deposition when mixing two product water. In order to limit the deposition of salt in the products of this well, Vietsovpetro did not exploit oil and gas simultaneously from the two above product reservoirs, exploited only from one product reservoir of the well. However, during the exploitation, there is still salt deposition in the well's products. The reason may be that the gas oil ratio (GOR) is very high and in the process, the partial pressure of CO_2 changes, the composition and physical properties

of the product also change greatly. When surveying the ThTC-2 rig, it was also found that the salt deposition in some wells was also very strong. It shows that, when the composition and properties of the product change, the product water changes its previous saturation state and causes the CaCO_3 salt to deposit strongly. In order to estimate the salt deposition situation as well as its frequency in the wells of Tho Trang oil field, Vietsovpetro has regularly implemented the following solutions:

- Analyze information and exploitation dynamics of wells;
- Sample and analyze the product water sample and visual observation to consider the possibility of inorganic salt sedimentation;
- Regular analysis of water composition to get a data bank of anion and cation content;
- Perform particle size analysis in the product water, monitor the filters, the bottoms of the separators on facilities platforms.

In addition, it is necessary to study and apply some other methods of predicting salt deposition such as:

- Survey by camera to verify the occurrence of salt deposition in tubing (Figure 4);
- Use caliper log to monitor the diameter of tubing, measure the gamma ray log for fast detection of deposition (Viện dầu khí Việt Nam, 2019).

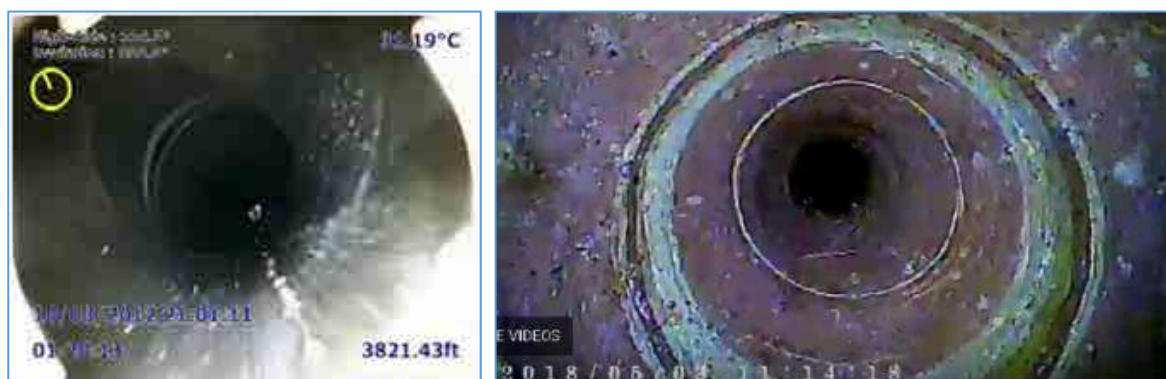


Fig 4. Method of predicting salt deposition by camera.

In addition to forecasting salt deposition in well products, Vietsovpetro has continuously researched solutions to treat salt in order to improve the oil and gas production of the wells, such as:

- Acid treatment of salts;
- Inhibiting salt deposition, using Scale Squeeze technology.

Treating salt deposition with acid to remove salt can solve two problems:

- Removing salt deposits inside tubing;
- Cleaning the area near the bottom of the well.

However, the limitation of this method is the use of a large number of equipment, including high-pressure pumps, which are expensive. But the contact between acid and salt is quite fast, so salt deposition cannot completely dissolve. In addition, there may be a quantity of salt destroyed, but insoluble salt entering the near bottom of the well, causing a serious decrease in permeability (Tù Thành Nghĩa và nnk, 2016). In many cases, it can block well equipment, or stop the well for product. Due to the corrosive effect of acid on the tubing, it may lead to the equipment's destruction, the well flow must be stopped. However, this solution, still technically effective solution and has been used for removing salt deposition in wells in Vietsovpetro's Tho Trang since 2016 (see results in Figure 5).

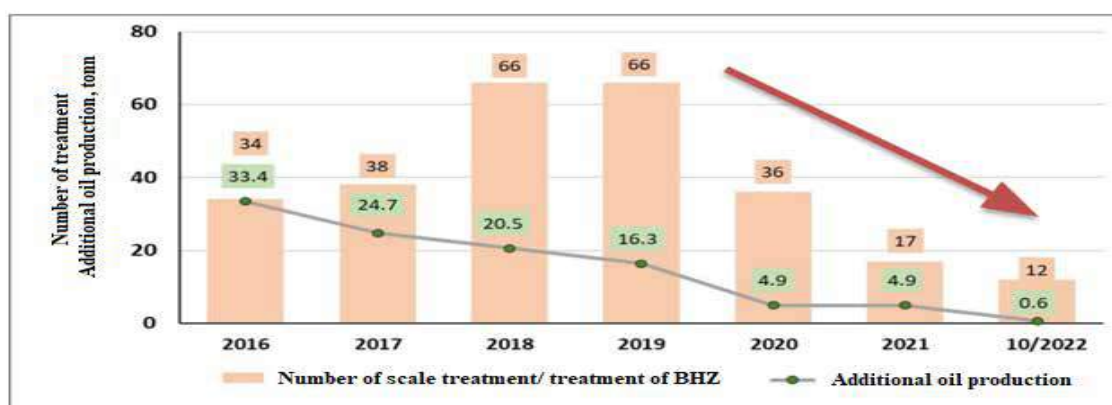


Fig 5. Status of salt treatment, treatment of the near bottom of the well in Tho Trang oil field (Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2022).

In fact, in the conditions of Tho Trang wells, the acid treatment with organic CH_3COOH , HCOOH components has a slow effect but is more effective than inorganic HCl components (Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2022).

According to the statistical results, since 2019, the number of salt deposition treatment in the wells of Tho Trang oil field has decreased significantly. Total number of salt deposition treatment in 10 months of 2022 is 12 times in 7 wells, compared to 66 times in 17 wells in 2019. In the period of 2021 - 2022, salt deposition treatment will be concentrated in the wells of the ThTC-1. The largest number of salt deposition treatments performed at well 8P. Usually, salt deposition treatment is carried out in 2 to 3 stages until completely remove salt deposition so that the well can be returned to normal operation. In recent years, Vietsovpetro has used the method of inhibiting salt deposition by scale squeeze technology, allowing to reduce the corrosion of well equipment and decrease the process of salt deposition. In addition, when using this technology, it is possible to pump the inhibitor continuously, with no time limit, to the bottom of the well. The significant limitation of this method is that the cost and investment in equipment to pump chemicals into the wells is high. The chemical pump tube often has the risk of block, are complicated in forecasting and control. Besides, it is necessary to release cable technology when inject chemical inhibitors into the reservoir and need laboratory control to check the concentration of substances in the well product, as well as the ability to inhibit corrosion of chemicals during well treatment (Figure 6).



Fig 6. Results of salt treatment with acid and inhibition in wells 6X/ThTC-2 and 33P, 37P/ThTC-3).

To improve the treatment of salt deposition in wells, Vietsovpetro has researched and developed many technologies to treat salt deposition. In recent years, from 2021 to 2022, Vietsovpetro has researched and tested many new salt deposition inhibitor chemicals and performed field tests, such as: VPI-SI-03, Antiscalant-3, Scale treat- 8199C and SCW-82127, etc (Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2022). In parallel with using the above technologies, Vietsovpetro has carried out research and tested a number of other solutions to prevent salt deposition in tubing, such as using coated pipes, etc.

4. Conclusions and recommendations

- Proposing solutions to prevent and treat salt deposition have contributed to improving the efficiency of oil and gas exploitation in Vietsovpetro oil fields. Total oil production increased by use salt deposition treated solution in the period 2017-2022 at 246 wells about 79 thousand tons;
- Improving salt deposition treatment in wells with high sedimentation, it is necessary to control of the well's working parameters, timely predict the possibility of salt deposition in the tubing to provide preventive solutions;
- Continuing field test of salt deposition inhibitors in wells equipped with chemical pump pulse tubes, using timely scale squeeze technology in case increase salt deposition in the well;
- Considering the possibility of using a new generation chemical for acid treatment, which is an acid enzyme formulation in the treatment of well bottoms, because they do not cause corrosion, and do not damage the reservoir.

References

- Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2022. Báo cáo đề tài nghiên cứu khoa học NIR II.5, “Phân tích trạng thái quỹ giếng khai thác, đề xuất tối ưu chế độ làm việc và các giải pháp tăng sản lượng khai thác”.
- Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2017. Material of conference scale deposition in oil production and removal, prevention methods, JV Vietsovpetro.
- Viện dầu khí Việt Nam, 2019; Báo cáo “Phân tích nghiên cứu PVT nhằm mục đích xác định điều kiện và quy luật hình thành sa lắng muối trong vùng đáy giếng mỏ Thổ Tráng”.
- Từ Thành Nghĩa, Nguyễn Thúc Kháng, Lê Việt Hải, Dương Danh Lam, Nguyễn Quốc Dũng, Nguyễn Văn Trung, Phan Đức Tuấn, 2016. “Công nghệ xử lý vùng cận đáy giếng các mỏ dầu khí ở thềm lục địa Nam Việt Nam”, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh.
- Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2022. Báo cáo thử nghiệm đề tài công nghệ mới “Soạn thảo công nghệ phức hợp loại trừ lắng đọng muối trong cần ống khai thác và xử lý vùng cận đáy vỉa”.

ỨNG DỤNG HỌC MÁY TRONG DỰ BÁO ĐƯỜNG CONG SONIC CHO GIẾNG X

Lương Hải Linh*, Đồng Nhật Thiên, Huỳnh T. Thảo Vi, Thiệu Kiều Anh, Bùi Tử An

Trường Đại học Dầu khí Việt Nam

**Tác giả chịu trách nhiệm: linhlh@pvu.edu.vn*

Tóm tắt

Việc xây dựng mô hình dự đoán theo hướng tiếp cận khoa học dữ liệu có khả năng tái tạo lại giá trị đường cong sonic cho giếng không có dữ liệu thông qua việc học từ những giếng lân cận khác trên phạm vi mở là rất cần thiết nhằm tiết kiệm chi phí trong việc thực hiện đo giá trị đường log này. Nghiên cứu này thiết lập mô hình sự đoán sóng nén dựa trên quy trình làm việc của phương pháp tiếp cận dữ liệu, bao gồm phân tích khám phá dữ liệu, chuẩn hóa và loại bỏ các giá trị ngoại lai. Sáu mô hình hồi quy học có giám sát được so sánh trên tập dữ liệu huấn luyện bằng cách sử dụng 2 giếng làm dữ liệu huấn luyện để thực hiện dự đoán và được xác thực với giá trị thực của giếng còn lại. Mô hình cuối cùng được điều chỉnh siêu tham số trước khi đưa ra dự đoán cuối cùng cho các giếng mù. Kết quả cho thấy thuật toán Gradient Boosting cho độ chính xác tốt nhất đối với bộ dữ liệu sử dụng trong nghiên cứu này. Căn bậc hai sai số toàn phương trung bình (RMSE) đạt giá trị 0.23 khi mô hình được huấn luyện và thử nghiệm trên toàn bộ bộ dữ liệu đào tạo 3 giếng và trung bình 0.28 khi mô hình được đào tạo trên 2 giếng và thử nghiệm tương ứng trên giếng còn lại.

Từ khóa: *Mô hình học máy; thời gian truyền sóng âm; đường cong sonic; phân tích dữ liệu.*

1. Đặt vấn đề

Trong ngành Dầu khí những năm gần đây, những công trình nghiên cứu về ứng dụng các mô hình Machine Learning và Deep Learning đang gia tăng, hứa hẹn một xu hướng khả thi để giải quyết vấn đề kỹ thuật. Ứng dụng trí tuệ nhân tạo trong phạm trù đánh giá thành hệ được áp dụng thông qua các lớp thuật toán có giám sát “Supervised-Learning” và không có giám sát “Unsupervised - Learning” nhằm tự động minh giải dữ liệu địa vật lý giếng khoan và phân loại thạch học, từ đó loại bỏ yếu tố thiên kiến của người minh giải (Shi and Zhang, 2021), (Kumar and Seelam, 2022).

Các đường cong sonic là công cụ đầu tiên để xác định độ rỗng thành hệ khi chưa có thông tin về độ bão hòa chất lưu (Raymer et al., 1980); giá trị đường cong sonic được sử dụng để xác định độ rỗng, phân loại thạch học, biểu thị độ bão hòa lưu chất, biểu thị độ cứng thành hệ, biểu thị sự tồn tại hydrocarbon. Sự đa dạng này là do thời gian lan truyền sóng âm bị ảnh hưởng bởi các đặc tính của vỉa bao gồm: độ nén ép, độ rỗng, tính dị hướng, mật độ, tính chất thạch học, độ xi măng hóa, lực cố kết, ứng suất theo phương thẳng đứng “overburden stress” và áp suất lỗ rỗng (Khazanehdari, 2005). Các đường cong sonic là cơ sở quan trọng để xác định các thông số địa cơ học, trong đó có tính chất đàn hồi của đá thành hệ, xây dựng mô hình địa cơ học nhằm xác định áp suất lỗ rỗng. Trong quá trình khoan, dữ liệu đường cong sonic được sử dụng để cải thiện hiệu suất khoan, giảm thiểu biên độ lệch và từ đó tối ưu hoàn thiện giếng (Alford et al., 2012).

Tổng quan các công trình nghiên cứu ứng dụng trí tuệ nhân tạo, mô hình học máy để giải quyết các thông số địa cơ học và thành hệ giếng khoan; ứng dụng dự báo đường cong sonic cho các giếng dầu khí được nhóm tác giả thống kê ở bảng 1.

Bảng 1. Thống kê các công trình áp dụng hướng tiếp cận khoa học dữ liệu cho dự báo đường cong âm học (liệt kê các thuật toán tiêu biểu và hiệu quả mô hình)

Tác giả	Nội dung	Hiệu quả thuật toán
K. Ramcharitar(2016)	So sánh mô hình ANN với các phương trình thực nghiệm cho dự đoán đường cong sonic cho 3 giếng onshore South-Western Trinidad	ANN (10 lớp ẩn) Sai số tuyệt đối trung bình (AAE 3 - 6%)
Z. Tariq (2017)	Dự đoán các thông số địa cơ học (DT, DTS, Young's modules, Poisson's ratio)	ANN (10 lớp ẩn)
W. Ni (2017)	Dựa trên các đường log cơ bản (GR, ROHB, NPHI,...) cho dự đoán sóng nén.	Support Vector Machine (độ chính xác 97,5%)
X. Zou (2019)	Dựa trên các đường log cơ bản (GR, ROHB, NPHI,...) cho dự đoán sóng sonic. Huấn luyện 10,000 điểm - dự đoán 1500 điểm	Random Forest (Hệ số xác định R-square 0.85)
T. Gan, M. A. Kumar, C. B. Ehiwario (2019)	Dữ liệu mudlogging, logging dữ đoán đường cong âm học (vịnh Mexico)	ANN (10 lớp ẩn) NRMSE 4,8 % (DT)
D. Onalo (2020)	Huấn luyện và kiểm tra trên cùng một giếng cho giá trị đường cong sóng nén	Gaussian Process (hệ số xác định R-square 0.99)

Từ bảng 1 có nhận xét sau: (1) Điểm chung của các công trình nêu trên đều tận dụng sức mạnh của các thuật toán học máy và học sâu để giải quyết bài toán chưa có lời giải cụ thể. Điểm khác nhau của các công trình là các tác giả sử dụng các thuật toán khác nhau và sử dụng các loại biến đầu vào khác nhau. Việc thực hiện kiểm tra mô hình trên dữ liệu mù được thực hiện trên giếng riêng biệt hoặc lấy dữ liệu tại một đoạn giếng trên cùng giếng có dữ liệu được huấn luyện. (2) Tính đa dạng của việc áp dụng các thuật toán khác nhau sẽ phù hợp với dữ liệu đầu vào khác nhau cho từng dự án cụ thể. Việc kết luận “dựa trên bộ dữ liệu trong dự án X, thuật toán ANN gồm 10 lớp ẩn, hay thuật toán Random Forest là phù hợp nhất” là chưa có căn cứ nếu chưa so sánh một tập hợp các thuật toán khác nhau. (3) Những công trình trên thường tập trung vào các thuật toán mà lại chưa nêu ra quy trình khai phá và xử lý dữ liệu bao gồm: phân tích tương quan các biến, hiệu chuẩn, lọc nhiễu. (4) Việc đo độ chính xác của mô hình thông qua thực hiện đánh giá trên dữ liệu kiểm tra tại một giếng riêng biệt. Mô hình sẽ thiên kiến do hiện tượng overfitting “học quá khớp” nếu được học và kiểm tra trên cùng một dữ liệu.

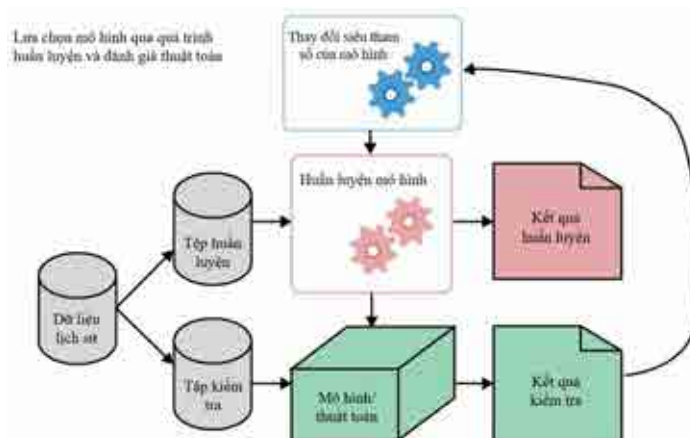
Từ các nhận xét trên, nhóm tác giả đưa ra một quy trình để xây dựng mô hình dự đoán giá trị thời gian truyền sóng nén (sóng P, ký hiệu DT) tổng quát hơn theo sát các bước thực hiện một dự án khoa học dữ liệu bao gồm các yếu tố: (1) Thực hiện đánh giá tương quan, lựa chọn các biến đầu vào dựa trên phân tích khai phá dữ liệu, từ đó chuẩn bị dữ liệu cho bước xây dựng mô hình. (2) So sánh các thuật toán dựa trên việc loại bỏ hiện tượng overfitting “quá khớp” từ đó giảm tính thiên kiến của mô hình.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Tiến trình thực hiện

Một quy trình áp dụng học máy có thể được chia thành 3 bước chính: thu thập dữ liệu, mô hình hóa và triển khai dữ liệu. Tất cả các bước này đều tương quan lẫn nhau. Quá trình mô hình hóa được thể hiện ở hình 1. Với phân tách dữ liệu, trong thực tế, tập dữ liệu gốc sẽ được tách thành 3 tập con (tập huấn luyện, tập xác nhận và tập kiểm tra). Tỷ lệ của các tập hợp này được tùy chọn theo tỷ lệ: 70% dữ liệu huấn luyện, 15% xác thực, 15% kiểm tra hoặc 80% huấn luyện, 20% kiểm tra.

Điều quan trọng trước khi xây dựng mô hình là xác định được các biến sẽ sử dụng. Thông thường sẽ có rất nhiều biến trong tập dữ liệu. Phần lớn các tính chất/biến được tìm thấy trong tập dữ liệu có thể không hữu ích trong việc xây dựng mô hình học máy để đưa ra dự đoán cần thiết. Nhiều tập dữ liệu khổng lồ có kích thước cao thường chứa nhiều biến dư thừa, ta cần xác định các biến này thông qua phân tích tương quan “correlation analysis” giữa các biến (Avrim et al., 1997).



Hình 1. Biểu đồ minh họa quá trình mô hình hóa dữ liệu (Lau, 2019).

Tương quan giữa các biến có thể được chia thành ba trường hợp: tương quan mạnh, tương quan yếu và không tương quan. Một biến đầu vào tốt sẽ có tương quan cao với biến mục tiêu, và không có tương quan với các biến đầu vào khác. Công thức xác định tương quan tuyến tính được phát biểu (Jinie and Hongmei, 2012).

$$r_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_{avr})(y_i - y_{avr})}{(n-1)S_x S_y} \quad (1)$$

Trong đó:

x, y - hai biến được xét (biến đầu vào và biến phụ thuộc);

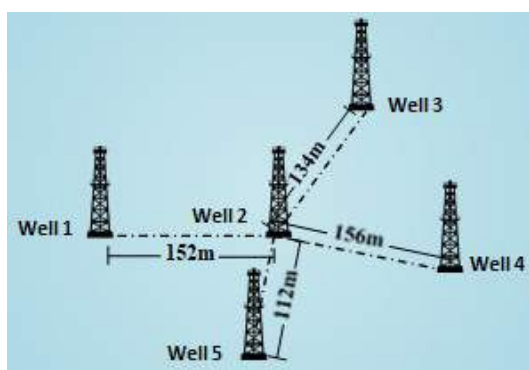
x_{avr} và y_{avr} - trung bình số học xét trên các điểm dữ liệu thu thập x và y tương ứng.

Khi xử lý dữ liệu thô cần biến đổi dữ liệu với mục tiêu đưa dữ liệu về một phân phối chuẩn “normal (Gaussian) distribution”, ví dụ như “bell curve”. Dữ liệu phân phối chuẩn giúp mô hình học được tốt hơn và đưa ra dự đoán chính xác hơn (Cao Minh Hiếu, 2021).

2.2. Phương pháp thực hiện

Để minh họa cho việc áp dụng cách tiếp cận khoa học dữ liệu trong việc tái tạo giá trị thời gian truyền sóng nén, dữ liệu được thu thập bao gồm 5 giếng tại mỏ Y có vị trí địa lý gần nhau và cấu tạo thành hệ tương đối tương đồng (hình 2).

Trong đó 6 biến (NPHI, RHOB, GR, RT, PEF, CALI) được sử dụng là biến đầu vào để dự đoán đường cong DT. Năm giếng được mã hóa với tên gọi lần lượt Well 1, Well 2, Well 3, Well 4, Well 5. Dữ liệu huấn luyện gồm 3 giếng (Well 1, 3, 4) với tổng số 24,403 điểm dữ liệu; dữ liệu đánh giá gồm 1 giếng (Well 2) với 15,401 điểm dữ liệu; dữ liệu kiểm tra (Well 5) với 9501 điểm dữ liệu. Để xây dựng mô hình dự đoán giá trị thời gian truyền sóng nén cho đối tượng giếng tại mỏ Y, được dựa theo các bước chính trong một dự án khoa học dữ liệu điển hình gồm ba bước cơ bản sau:



Hình 2. Bản đồ mô tả vị trí tương quan giữa các giếng.

Thu thập dữ liệu: dữ liệu thô được lấy từ 5 giếng thuộc mỏ Y (3 giếng sẽ được sử dụng để huấn luyện, 1 giếng được dùng cho đánh giá “validation”, và 1 giếng dùng cho kiểm tra mù “blind test”). Tiến trình thực hiện khám phá dữ liệu sẽ được thực hiện trên tập huấn luyện.

Chuẩn bị dữ liệu: tạo sự biến đổi trên dữ liệu đầu vào. Quy trình xử lý dữ liệu trong dự án này bao gồm: phân tích tương quan giữa các biến - lựa chọn biến đầu vào, hiệu chuẩn biến đầu vào “normalization” - giúp các biến có dạng phân bố chuẩn hơn, lựa chọn phương pháp lọc nhiễu/dữ liệu ngoại lai.

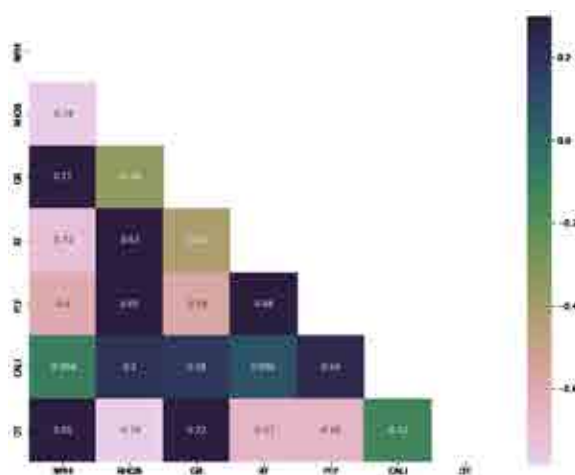
Mô hình hóa: các mô hình học máy có giám sát “supervised learning” được lựa chọn và huấn luyện. Đầu tiên toàn bộ dữ liệu từ 3 giếng được lấy để huấn luyện mô hình. Sau đó sẽ thực hiện huấn luyện 2/3 giếng và kiểm tra chéo cho giếng còn lại. Hai bước trên được sử dụng để tìm ra mô hình phù hợp nhất. Tiếp theo huấn luyện trên cả 3 giếng với thuật toán đã chọn và đánh giá cho giếng “validation” - từ đó thực hiện hiệu chỉnh mô hình để tìm ra tham số phù hợp nhất “hyperparameters tuning”. Mô hình cuối cùng được sử dụng để dự đoán giá trị thời gian truyền sóng nén cho giếng mù bị mất dữ liệu “blind test”.

2.3. Phân tích - chuẩn bị dữ liệu

Sau khi dữ liệu được thu thập, toàn bộ 5 giếng sẽ được xem xét để chọn ra những khoảng độ sâu còn toàn vẹn dữ liệu. Cụ thể: Well 1: 2,600 - 3,720 m; Well 2: 3,200 - 4,740 m; Well 3: 2,620 - 3,640 m; Well 4: 3,100 - 3,400 m; Well 5: 3,100 - 4,050 m. Ba giếng (Well 1, 3, 4) sẽ được hợp thành bộ dữ liệu huấn luyện. Từ đây, dữ liệu huấn luyện sẽ trải qua các bước sau trước khi được dùng để huấn luyện mô hình:

Phân tích khai phá dữ liệu. Ma trận biểu đồ phân tán và tần suất được vẽ cho toàn bộ biến của tập dữ liệu huấn luyện. Biểu đồ phân tán (scatter plot) nhằm phát hiện xu hướng phụ thuộc của từng cặp biến. Biểu đồ tần suất (histogram) thống kê mật độ xuất hiện của từng thang giá trị giúp xác định phân bố và giá trị ngoại lai của từng biến. Nhóm tác giả nhận thấy phân bố của từng biến không theo phân phối chuẩn, ngoại trừ biến CALI, RHOB và DT. Các biến còn lại có phân bố rất lệch về bên phải, cần lựa chọn hàm để hiệu chuẩn các biến nêu trên. Với GR và RT, có khả năng tồn tại các điểm dữ liệu ngoại lai, nên xem xét việc sử dụng các công cụ lọc nhiễu. Đồng thời, có xu hướng tuyến tính khá mạnh giữa các cặp biến DT và NPHI, DT và RHOB, vì vậy có thể dự đoán rằng NPHI và RHOB có trọng số lớn trong việc dự đoán DT.

Phân tích tương quan. Ma trận hệ số tương quan được xác định cho từng cặp biến có giá trị từ -1 tới 1 đo lường mức độ mạnh yếu tương quan tuyến tính giữa hai biến số. Hệ số tương quan âm cho thấy hai biến có mối quan hệ nghịch biến, giá trị dương thể hiện mối quan hệ đồng biến. Càng gần giá trị 0 cho thấy hai biến độc lập với nhau. Từ hình 3 cho thấy NPHI và RHOB có mức độ tương quan tuyến tính mạnh nhất lần lượt là 0.95 và -0.78 với DT, trong khi CALI hầu như không thể hiện tương quan với DT, loại bỏ CALI trong bước xây dựng mô hình.



Hình 3. Mức độ tương quan tuyến tính giữa các cặp biến trên tập huấn luyện.

Hiệu chuẩn. Nhóm tác giả thực hiện 2 phương pháp hiệu chuẩn: biến đổi log cho biến RT và biến đổi hàm mũ Yeo-Johnson cho 6 biến còn lại. Sau khi hiệu chuẩn cho thấy thang giá trị của các biến đều được quy chuẩn về một khoảng duy nhất, phân bố của các biến được kéo về chính giữa.

Lọc nhiễu. Nhóm tác giả thực hiện so sánh 5 phương pháp lọc nhiễu gồm: 3.5 STD, Isolation Forest, Min. Covariance, Outlier Factor, One-class SVM. Phân tích chi tiết cho thấy số lượng điểm dữ liệu sau khi lọc giảm (trước khi lọc 24,403 điểm), ứng với từng phương pháp: 24,101 điểm với 3.5 STD; 12,202 điểm với Isolation Forest; 21,962 điểm với Min. Covariance; 17,082 điểm với Outlier Factor và 21,964 điểm với One-class SVM. Nhóm tác giả nhận thấy One-class SVM cho kết quả ít điểm nhiễu nhất và số điểm còn lại tương đối lớn. Do đó, tác giả chọn One-class SVM để lọc nhiễu. Sau khi thực hiện các bước phân tích dữ liệu trên. Từ 24,403 điểm dữ liệu, ta còn lại 21,964 điểm dữ liệu đã được làm sạch và hiệu chuẩn, từ đó sẵn sàng cho bước mô hình hóa.

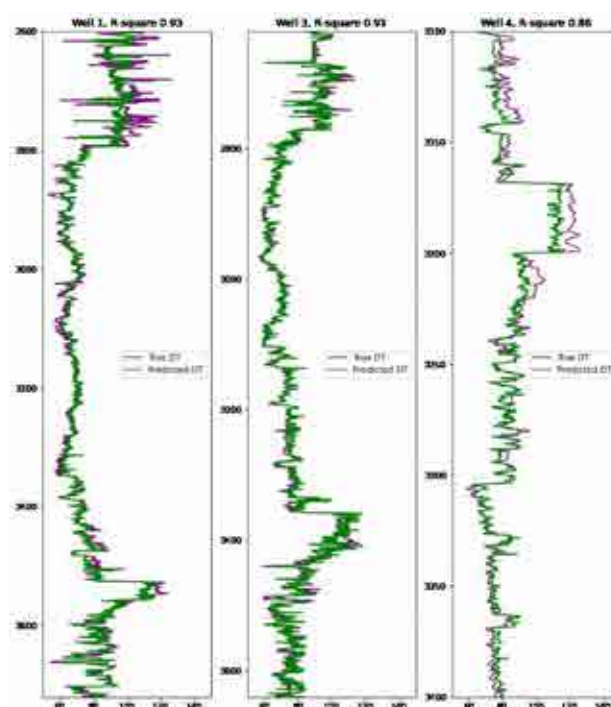
3. Kết quả và thảo luận

Tập dữ liệu huấn luyện sẽ được học thông qua tổ hợp 6 mô hình học máy bao gồm: Multiple Linear Regression, Decision Tree Regression; Random Forest Regression; Gradient Boosting Regression; Support Vector Regression; K-Nearest Neighbors Regression. Tiêu chí đánh giá mô hình sẽ dựa trên 3 thông số: Hệ số xác định (R -squared); Căn bậc hai sai số toàn phương trung bình (RMSE); Sai số phần trăm tuyệt đối trung bình (MAPE). Quá trình mô hình hóa sẽ gồm 2 thử nghiệm.

Thử nghiệm 1: Lựa chọn mô hình phù hợp với tập dữ liệu

Bước 1: Toàn bộ dữ liệu (21,964 điểm của 3 giếng Well 1, 3, 4) sẽ được dùng để huấn luyện 6 thuật toán hồi quy đã nêu, mô hình đầu ra sẽ dự báo lại trên từng giếng đã được dùng để huấn luyện.

Bước 2: Quá trình huấn luyện các thuật toán được lặp lại. Thay vì sử dụng toàn bộ dữ liệu trên 3 giếng, tiến trình sẽ thực hiện huấn luyện chéo - nghĩa là huấn luyện Well 1, 3 và thử nghiệm Well 4 - huấn luyện Well 1, 4 và thử nghiệm Well 3 - huấn luyện Well 3, 4 và thử nghiệm Well 1.



Hình 4. Kết quả dự đoán sử dụng Gradient Boosting khi huấn luyện theo cặp cho 3 giếng dựa trên hệ số xác định R -squared.

Hai bước trên được tiến hành để loại ra những thuật toán bị quá khớp “overfitting” hoặc chưa khớp “underfitting”. Kết quả cho thấy mặc dù Random Forest cho kết quả huấn luyện tốt nhất tại bước 1 (R-squared và RMSE lần lượt 0.9734 và 0.1420), tuy nhiên thuật toán bị phát hiện đã quá khớp “overfitting” khi thực hiện kiểm tra trên dữ liệu chưa được nhìn thấy tại bước 2 (R-squared và RMSE lần lượt 0.8851 và 0.3017). Điều tương tự cũng được quan sát cho Decision Tree, K-Nearest Neighbors, những thuật toán này học quá tốt và dẫn đến thiên kiến khi thực hiện dự đoán cho dữ liệu mới. Multiple Linear Regression là một thuật toán quá đơn giản, do đó chưa có kết quả tốt/chưa khớp “underfitting” khi được huấn luyện trên bộ dữ liệu hiện tại. Thuật toán Support Vector Machine cho kết quả tốt hơn với kết quả trung bình RMSE tương ứng ở bước 1 và bước 2 là 0.2320 và 0.3014. Cuối cùng, hồi quy Gradient Boosting cho thấy kết quả khả quan nhất khi so sánh giá trị trung bình tại bước 1 và bước 2 - tốt hơn khi so sánh mức độ “overfitting” đối với Support Vector Regression, R-squared và RMSE có độ biến động thấp nhất (R-squared từ 0.9304 giảm còn 0.8984) và (RMSE tăng từ 0.2336 đến 0.2845). Gradient Boosting sẽ được chọn làm thuật toán chính cho thử nghiệm 2. Kết quả dự đoán cho 3 giếng Well 1, Well3, Well 4 sử dụng thuật toán Gradient Boosting (huấn luyện toàn bộ dữ liệu tại bước 1 thể hiện trên hình 6 và khi huấn luyện chéo tại bước 2 thể hiện trên hình 4).

Thử nghiệm 2: Lựa chọn siêu tham số cho mô hình

Bước 1: Toàn bộ dữ liệu (21,964 điểm của 3 giếng Well 1, 3, 4) sẽ được dùng làm dẫn xuất thông qua quá trình thực hiện “cross validation” để tìm siêu tham số phù hợp nhất của thuật toán dựa trên tổng quan dữ liệu.

Bước 2: Sau khi chọn được siêu tham số phù hợp cho thuật toán Gradient Boosting, thực hiện đánh giá cho “Well 2” với 15,401 điểm dữ liệu.

Kết quả khi thực hiện đánh giá trên “Well 2” cho tập hợp thông số (R-squared: 0.85, MAPE: 3%) điều này tương đồng với sai số trung bình khi thực hiện kiểm tra chéo cho 3 giếng huấn luyện tại Thử nghiệm 1, bước 2. Từ đây mô hình này sẽ được dùng để tái tạo giá trị thời gian truyền sóng nén cho giếng bị mất dữ liệu (kiểm tra mù cho “Well 5” - 9501 điểm dữ liệu, hình 5).

4. Kết luận

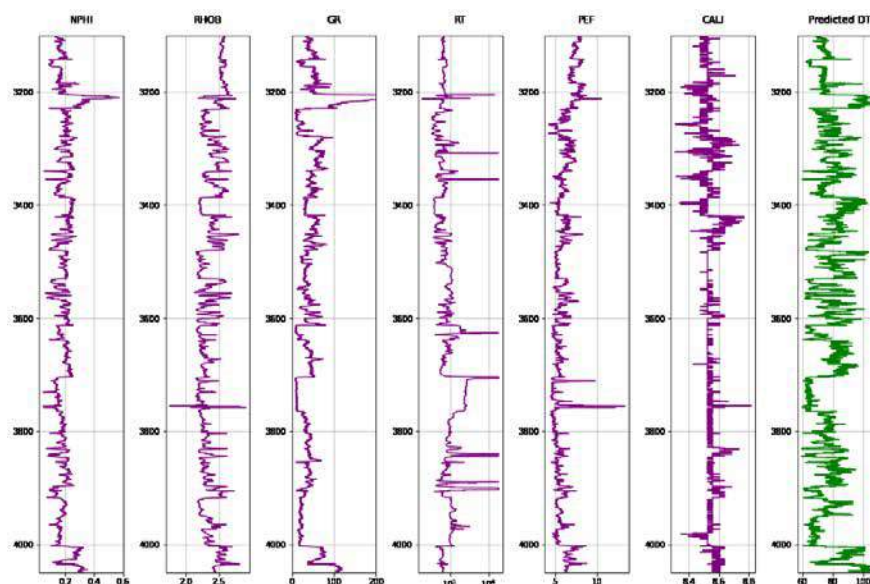
Thông qua việc phân tích dữ liệu, tương quan giữa các biến, lựa chọn mô hình lọc nhiễu và hiệu chuẩn, mô hình dự đoán có độ chính xác cao hơn. Đây là bước quan trọng không thể thiếu để lựa chọn thuật toán cho mô hình. Kết quả phân tích tương quan tuyến tính, cho thấy biến CALI không có tương quan nổi trội trong việc dự đoán đường cong sóng nén (DT), các biến còn lại đều có ảnh hưởng lớn tới DT, đặc biệt là NPHI và RHOB. Do đó khi thu thập dữ liệu cần chú ý tới tính xác thực của các thông số này.

Thuật toán Gradient Boosting cho độ chính xác tốt nhất đối với bộ dữ liệu sử dụng trong nghiên cứu này. Điều này được chứng minh thông qua thử nghiệm 1 tại bước mô hình hóa, với sai số phần trăm tuyệt đối trung bình lần lượt khi thực hiện huấn luyện toàn bộ dữ liệu (MAPE: 1,13%, 1,23%, 5,47%) và thực hiện huấn luyện theo cặp (MAPE: 1,26%, 1,90%, 9,89%), mặc dù vẫn còn dấu hiệu học “quá khớp”.

Sau khi lựa chọn siêu tham số, thuật toán Gradient Boosting cho kết quả ấn tượng với sai số MAPE 3,08% khi đánh giá cho giếng thử nghiệm. Với kết quả trên, việc thực hiện phương pháp tiếp cận khoa học dữ liệu để dự đoán giá trị thời gian truyền sóng nén là hoàn toàn khả thi cho các giếng còn lại. Mặc dù vậy, độ chính xác của phương pháp trên hoàn toàn phụ thuộc vào khoảng cách giữa các giếng trong khu vực cũng như các hoạt động kiến tạo địa chất. Phương pháp trên sẽ có độ tin cậy cao hơn khi thực hiện dự đoán cho các giếng trong phạm vi nội mô và có mức độ tương đồng cao về thành tạo địa chất, do đó việc áp dụng cho các giếng không thuộc hai kiểu hình trên cần được nghiên cứu thử nghiệm thêm.

Phần lớn các thuật toán dùng trong nghiên cứu đều cho dấu hiệu học “quá khớp”. Điều đó dẫn tới khó chứng minh khả năng của mô hình khi gặp những bộ dữ liệu chưa nhìn thấy. Hướng

ngiên cứu tiếp theo có thể sử dụng các thuật toán học sâu “Deep Learning” tiêu biểu là các thuật toán ANN, hay Convolutional Neural Network - CNN linh hoạt hơn trong việc kiểm soát hiện tượng “học quá khớp” này.



Hình 5. Kết quả dự đoán thời gian truyền sóng nén (đường cong màu xanh) cho giếng mù với thông số đầu vào là các đường log NPHI, RHOB, GR, RT, PEF, CALI.

Tài liệu tham khảo

- Alford J, et al., 2012. Sonic logging while drilling-shear answers. *Oilf Rev* 24:4-15.
- Avrim L. Blum and Pat. Langley, 1997. Selection of relevant features and examples in machine learning. *Proceedings of the AI Fall Symposium on Relevance*.
- Cao Minh Hieu, 2021. Scaling and Normalization. *VIBLO Learning*, Sun* AI Research Team.
- D.Onalo, S.Adedigba, O.Olaleruntobi., 2020. Data-driven model for shear wave transit time prediction for formation evaluation. *Journal of Exploration Engineering*.
- Jinjie Huang, Hongmei Xu, 2012. A method for feature selection based on the correlation analysis. *International Conference on Measurement, MIC*.
- Khazanehdari J, Mccann, 2005. Acoustic and petrophysical relationships in low-shale sandstone reservoir rocks. *Geophysical Prospecting* 53(4):447-461.
- Kumar T., N.K. Seelam, G.S. Rao, 2022. Lithology prediction from well log data using machine learning techniques: A case study from Talcher coalfield, Eastern India. *Journal of Applied Geophysics*, Elsevier.
- K. Ramcharitar and R. Hosein, 2016. Rock mechanical properties of shallow unconsolidated sandstone formations. *Proceedings of the SPE Trinidad and Tobago Section Energy Resources Conference*, Port of Spain, Trinidad and Tobago.
- Richard M. Bateman, 2012. Openhole Log Analysis and Formation Evaluation. *SPE*, Second Edition.
- Raymer LLL, Hunt ERR, Gardner JS, 1980. An improved sonic transit time to porosity-to-porosity transform. *21st SPWLA logging symp. trans*, pp 1-13.
- Shi, L. and J. Zhang, 2021. Prediction of shear wave velocity using machine learning technique, multiple regression and well logs. *ARMA/DGS/SEG 2nd International Geomechanics Symposium*.
- T. Gan, et al., 2019. Artificial intelligent logs for formation evaluation using case studies in gulf of Mexico and Trinidad & Tobago. *Proceedings of the SPE Annual Technical Conference and Exhibition*, Calgary, Alberta, Canada.

- X. Zou, 2019. Application of machine learning in shear wave prediction of Jiaoshiba shale gas horizontal well. *Jiangnan Petroleum Science and Technology*, vol. 29, no. 04, pp. 16-22.
- Z. Tariq, et al., 2017. Estimation of rock mechanical parameters using artificial intelligence tools. *Proceedings of the 51st U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, San Francisco, CA, USA.
- W. Ni, Qi Li, W. Guo et al., 2017. Prediction of shear wave velocity in shale reservoir based on support vector machine. *Journal of Xi'an Shiyou University (Natural Science Edition)*, vol. 32, no. 4, pp. 46-49.

Sonic logging prediction using machine learning for x well

Linh H. Luong*, Thien N. Dong, Vi T. T. Huynh, Anh K. Thieu, An T. Bui,

Truong H. Nguyen, Tai H. Pham

Petrovietnam University

**Corresponding author: linhlh@pvu.edu.vn*

Abstract

It is necessary to build a predictive model with a data science approach that is able to reproduce the acoustic curve value for a well without data through learning from other neighboring wells on the field to save cost in performing log measurements. This paper establishes the compressive wave prediction model based on the workflow of data-driven approach, which includes data exploratory analysis, normalization, and removing outliers. Six supervised learning regression models are compared on the training dataset by using two wells (as training data) to make a prediction and validated with the true value of the remaining one well. The final model is undergone hyperparameter tuning before making the final prediction for the blind wells. Based on the step of training and validation, the results demonstrate that the model built with the Gradient Boosting algorithm outperforms other models as it shows the lowest level of overfitting. The RMSE - average of 0.23 is obtained when the model is trained and tested on the whole 3 wells training datasets, and the RMSE - average of 0.28 is obtained when the model is trained on 2 wells and tested on the remaining well respectively.

Keywords: *Machine learning model, Elastic wave travel time, Sonic log, Data analysis.*

THÀNH TỰU TRONG DỰ BÁO THÔNG SỐ ĐỊA CƠ HỌC CỦA GIẾNG KHOAN BẰNG KỸ THUẬT MÁY HỌC

Nguyễn Khắc Long^{1,*}, Trương Văn Từ¹, Nguyễn Thế Vinh¹, Lê Đức Vinh¹, Đào Hiệp²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

²Trường Cao đẳng Công Thương Miền Trung

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyengkhaclong@humg.edu.vn

Tóm tắt

Trong lĩnh vực khoan - khai thác, việc xác định giá trị các thông số địa cơ học không những giúp đánh giá độ ổn định thành giếng khoan mà còn giúp lựa chọn đối tượng cũng như thiết kế quá trình nứt vỡ thủy lực nhằm nâng cao hiệu quả khai thác. Các thông số địa cơ học chủ yếu được quan tâm bao gồm: Hệ số Poisson, Module Young, Độ bền nén UCS. Thông thường, giá trị của các thông số địa cơ này được xác định thông qua các thí nghiệm mẫu lõi hoặc số liệu từ đường cong đo địa vật lý giếng khoan. Tuy nhiên, các phương pháp này thường gặp phải phức tạp về tính sẵn có của mẫu, của dữ liệu, ngoài ra chiếm nhiều thời gian và cũng gây tốn kém.

Bằng cách sử dụng kỹ thuật máy học, dựa trên các thông số khoan dễ dàng được thu thập theo thời gian thực trong quá trình khoan hoặc các dữ liệu đo địa vật lý giếng khoan, giá trị các thông số địa cơ có được đơn giản, nhanh chóng và tiết kiệm hơn. Nội dung bài báo tập trung phân tích, đánh giá những công trình khoa học đã được nghiên cứu về việc ứng dụng kỹ thuật máy học để dự báo các thông số địa cơ trong lĩnh vực khoan - khai thác đã được thực hiện.

Từ khóa: hệ số Poisson; module Young; độ bền nén UCS; máy học; thông số khoan.

1. Giới thiệu

Ngày nay, sự phát triển của khoa học dữ liệu đã tạo ra các thuật toán thông minh và hiệu quả hơn nhằm minh giải và nhận dạng các mẫu dữ liệu, đồng thời giúp xây dựng các mô hình thuật toán tốt hơn. Những mô hình này được biết đến như là Trí tuệ nhân tạo và Máy học, được sử dụng trong nhiều lĩnh vực khác nhau nhằm sử dụng tốt hơn nguồn dữ liệu đầu vào. Trong lĩnh vực kỹ thuật dầu khí, kỹ thuật máy học được coi là công cụ hữu ích lớn được áp dụng trong các giai đoạn từ thượng nguồn, trung nguồn cho tới hạ nguồn.

Việc dự báo các thông số địa cơ học có vai trò quan trọng trong quá trình đánh giá độ ổn định thành giếng khoan cũng như thiết kế quy trình nứt vỡ thủy lực. Với sự gia tăng nguồn dữ liệu đầu vào và sự phát triển nhanh chóng của mô hình trí tuệ nhân tạo, đã có nhiều nghiên cứu sử dụng kỹ thuật máy học trong dự báo các thông số địa cơ. Các thông số khoan được ghi nhận liên tục theo ngày bởi nhà thầu khoan. Ngoài ra dữ liệu đo địa vật lý giếng khoan cũng được thu thập từ các giếng khoan. Việc sử dụng riêng lẻ hoặc kết hợp hai nguồn dữ liệu này có thể giúp dự báo giá trị các thông số địa cơ. Các mô hình dựa trên kỹ thuật máy học có thể mang lại lợi thế đáng kể so với mô hình số hoặc các mô hình phân tích truyền thống như tính linh hoạt trong việc lựa chọn thông số đầu vào, độ chính xác dự báo tốt hơn và khả năng xác định mô hình ẩn. Tuy nhiên, hiện nay chưa có nhiều đánh giá về ứng dụng của kỹ thuật máy học trong xác định các thông số địa cơ học.

Một số nghiên cứu đã công bố về ứng dụng kỹ thuật máy học trong xác định các thông số địa cơ học sẽ được phân tích, đánh giá trong nội dung bài báo cáo này. Mặc dù có một số nghiên cứu dự báo thông số địa cơ đã được xuất bản nhưng những công trình này chưa sử dụng thông số khoan như là thông số đầu vào trong dự báo các thông số địa cơ học của giếng khoan. Ví dụ, Torabi-Kaveh và cộng sự (Torabi-Kaveh và nnk. 2015) dự báo độ bền nén và module Young bằng mô hình mạng trí tuệ nhân tạo sử dụng thông số đầu vào là tốc độ truyền sóng dọc, mật độ và độ rỗng; Roy và Singh (Guha Roy và Singh 2020) sử dụng độ bền kéo, độ bền cắt và vận tốc sóng dọc trong dự báo module Young và hệ số Poisson.

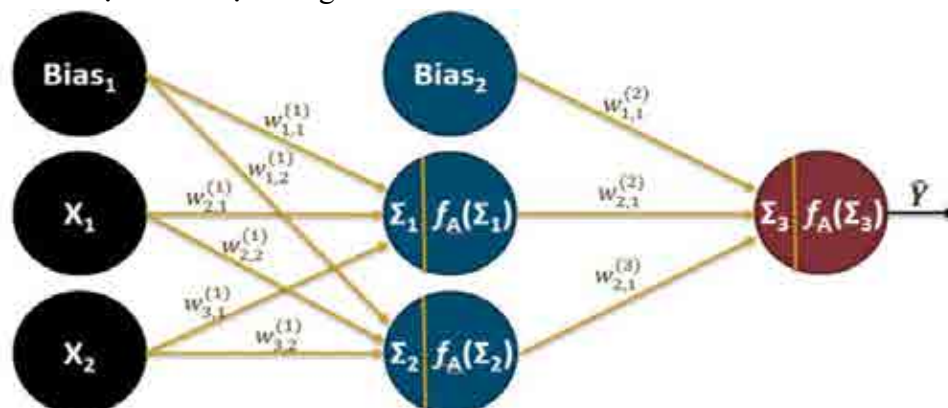
Mục tiêu của bài báo không phải bao gồm tất cả các nghiên cứu về ứng dụng kỹ thuật máy học trong dự báo các thông số địa cơ, mà chỉ đi đánh giá một cách có hệ thống các nghiên cứu trong cùng lĩnh vực, tìm ra những điểm tương đồng của chúng và thảo luận về các hướng nghiên cứu tiếp theo có thể được thực hiện. Các nghiên cứu sử dụng các thuật toán phi máy học (như logic mờ, hệ chuyên gia, v.v...) sẽ không được đánh giá. Ngoài ra, chỉ có những nghiên cứu ứng dụng kỹ thuật máy học có kết quả tốt mới được đánh giá do giới hạn trình bày của bài báo.

2. Kỹ thuật máy học

Kỹ thuật máy học được định nghĩa là một tập hợp con và một ứng dụng của trí tuệ nhân tạo (Syed và nnk. 2022). Trí tuệ nhân tạo là loại trí thông minh trong đó máy móc trải qua các quá trình lập đi lập lại kết hợp với nhận dạng mô hình mẫu để đạt được khả năng học tập thích ứng một cách tự động nếu cần. Kỹ thuật máy học thực hiện điều này bằng cách sử dụng các thuật toán phân tích lượng lớn dữ liệu để tìm các mô hình mẫu và đưa ra dự đoán. Khi có nhiều dữ liệu hơn, thuật toán có thể tự học và tối ưu hóa khả năng dự đoán của nó, làm cho nó hiệu quả hơn so với các phương pháp phân tích thông thường. Thông thường, các thuật toán dựa trên tập dữ liệu huấn luyện đầu vào, tập dữ liệu hiển thị những gì các mô hình mẫu đang tìm kiếm.

Kỹ thuật máy học được chia thành ba loại khác nhau: học có giám sát, học không giám sát, và học tăng cường (Lee, Shin, và Realff 2018). Học có giám sát lấy dữ liệu được dán nhãn và dự đoán mối quan hệ giữa chúng trong khi học không giám sát sử dụng các dữ liệu không được gán nhãn và tìm mô hình phân bố giữa chúng. Học tăng cường sử dụng dữ liệu để tối ưu hóa đặc tính hoặc kết quả dự đoán cho một mục tiêu định sẵn với khả năng tự tối ưu hóa khi nhiều dữ liệu được thu thập.

Trong số các kỹ thuật máy học, phương pháp được sử dụng phổ biến là mạng trí tuệ nhân tạo (ANN). Mạng ANN sử dụng các lớp ẩn bên cạnh các lớp đầu vào và lớp đầu ra, tất cả các lớp này có các nơon thần kinh khác nhau. Lớp ẩn khai thác thông tin từ các nơon thần kinh đầu vào và sử dụng trọng số áp dụng cho hàm kích hoạt. Hàm kích hoạt sau đó được nhân với một trọng số khác, hàm tổng thu được lại trở thành giá trị đầu vào cho lớp đầu ra (Bowie 2018). Mạng nơon thần kinh được minh họa trong Hình 1.



Hình 1. Mạng nơon thần kinh một lớp ẩn (Bowie 2018).

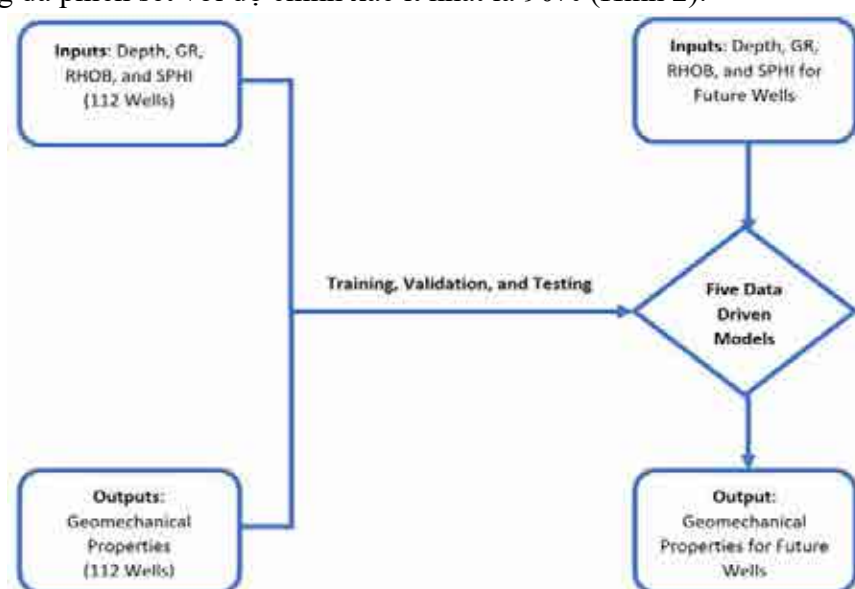
Để dự báo các thông số địa cơ học của giếng khoan, mạng ANN thiết lập mối quan hệ hợp lý giữa các thông số kỹ thuật đầu vào (như thông số khoan, thông số đo địa vật lý giếng khoan) và các thông số địa cơ học đầu ra mong muốn (hệ số Poisson, module Young, độ bền nén UCS) dựa trên quá trình học và huấn luyện từ dữ liệu đầu vào.

3. Dự báo thông số địa cơ bằng kỹ thuật máy học

Trong lĩnh vực khoan - khai thác, các thông số địa cơ học chủ yếu cơ bản như hệ số Poisson, module Young, độ bền nén UCS không những giúp đánh giá độ ổn định thành giếng khoan mà còn giúp lựa chọn đối tượng cũng như thiết kế quá trình nứt vỡ thủy lực nhằm nâng cao hiệu quả khai thác.

Thông thường, giá trị của các thông số địa cơ được xác định thông qua các thí nghiệm trong phòng. Tuy nhiên, các thí nghiệm thường rất tốn kém và đòi hỏi nhiều thời gian do phải chuẩn bị nhiều mẫu và dụng cụ thí nghiệm cần thiết, trong khi đó một số trường hợp việc thu thập mẫu từ thành hệ không phải lúc nào cũng được thực hiện. So với kết quả thu được từ phòng thí nghiệm và mô phỏng tính toán toàn diện, kỹ thuật máy học sử dụng các phương pháp học tập qua các tập dữ liệu lớn để xác định các mối quan hệ chưa biết giữa các thông số đầu vào và đầu ra. Đã có một số công trình nghiên cứu về việc ứng dụng kỹ thuật máy học trong xác định các thông số địa cơ học của giếng khoan được thực hiện.

Năm 2017, Parapuram và đồng nghiệp (Parapuram, Mokhtari, và Hmida 2017) sử dụng mạng ANN để thiết lập mối quan hệ giữa kết quả minh giải địa vật lý giếng khoan và các thông số địa cơ (module Young, hệ số Poisson, module khối, module cắt và ứng suất ngang tối thiểu) của 112 giếng trong thành hệ phiến sét Bakken Thượng ở North Dakota. Bằng mô hình ANN, thông số địa cơ được dự báo từ đường cong gamma và đường cong mật độ thu được từ quá trình đo địa vật lý giếng khoan. Sau đó, 5 mô hình điều khiển bằng dữ liệu (Data-driven model) khác nhau được phát triển trên cơ sở mô hình ANN để dự đoán 5 thông số địa cơ này của các giếng khác trong tầng đá phiến sét với độ chính xác ít nhất là 90% (Hình 2).



Hình 2. Sơ đồ khối dự đoán thông số địa cơ của giếng khoan mới dựa trên mô hình ANN (Parapuram, Mokhtari và Hmida 2017).

Năm 2020, nghiên cứu của Nnamdi .J. Ajah và cộng sự (Ajah và nnk. 2020) đã dự đoán các thông số địa cơ dựa trên tài liệu địa chấn và địa vật lý giếng khoan tại mỏ AJAH ngoài khơi Niger Delta bằng sử dụng mạng ANN. Hệ số tương quan khi dự đoán theo mô hình ANN cho các thông số địa cơ (hệ số Poisson, module đàn hồi ngang, module Young c, module đàn hồi nén thể tích) đều có giá trị trên 0.65. Kết quả cũng cho thấy giá trị modul đàn hồi ngang, modul đàn hồi dọc, modul đàn hồi nén thể tích được dự báo từ tài liệu địa chấn lớn hơn giá trị từ tài liệu địa vật lý giếng khoan, trong khi đó hệ số poisson có giá trị gần như nhau.

Những nghiên cứu trên cho thấy, việc ứng dụng công cụ trí tuệ nhân tạo giúp xác định các thông số địa cơ của thành hệ nhanh chóng hơn, dữ liệu yêu cầu sẵn có hơn và chi phí thấp hơn so với phương pháp thí nghiệm trong phòng và phương pháp minh giải địa vật lý giếng khoan. Điều đó, góp phần nâng cao hiệu quả đánh giá ổn định thành hệ và lựa chọn, tối ưu thiết kế nứt vỡ thủy lực.

3.1. Dự báo hệ số Poisson

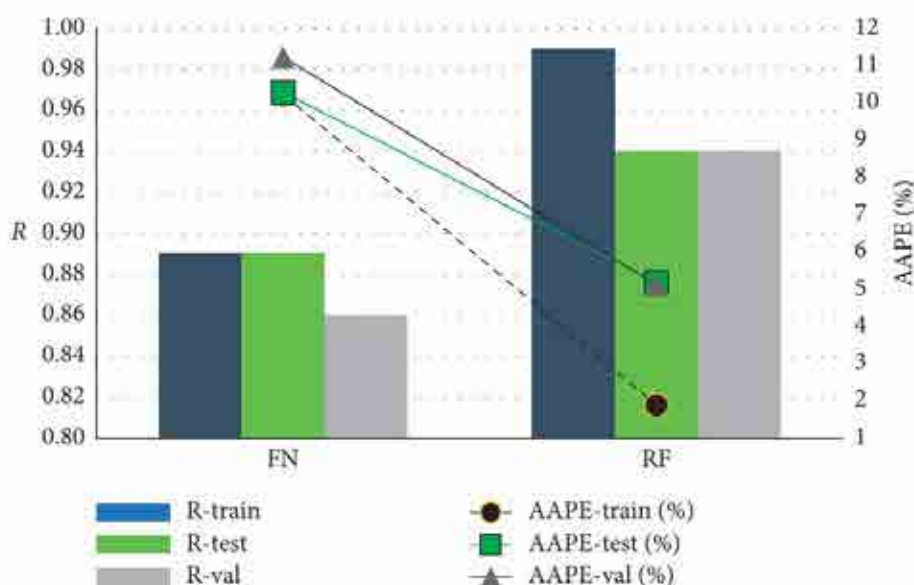
Thông thường, hệ số Poisson được xác định theo các kết quả thí nghiệm hoặc số liệu từ đường cong đo sóng âm, các phương pháp này thường gặp phải phức tạp về tính sẵn có của dữ

liệu, của mẫu ngoài ra giá thành cao và tốn kém. Một số nghiên cứu đã được thực hiện về ứng dụng các kỹ thuật máy học khác nhau như mạng trí tuệ nhân tạo (ANN), Logic mờ (FL) và Mạng chức năng (FN) để dự báo hệ số Poisson sử dụng thông số đầu vào là dữ liệu địa chấn, đường cong đo địa vật lý giếng khoan như Vận tốc sóng dọc (V_p), Vận tốc sóng ngang (V_s), mật độ khối (ρ), đường cong gamma (Bảng 1).

Bảng 1. Nghiên cứu dự báo hệ số Poisson theo dữ liệu địa chấn, địa vật lý giếng khoan

Thông số đầu vào	Số lượng dữ liệu đầu vào	Thành hệ nghiên cứu	Hệ số tương quan R^2	Kỹ thuật máy học	Nguồn
V_p, V_s, ρ	77	-	0.828	ANN, FL, FN	Abdulraheem và nnk. 2009
V_p, V_s	550	Đá vôi	0.97	ANN	Tariq và nnk. 2017
V_p, V_s, ρ	610	Cacbonat	0.97	ANN	S. M. Elkatatny và nnk. 2017
V_p, V_s	75	Cacbonat	-	ANN, FL	Abdulazeed Abdulraheem 2019
V_p, V_s, ρ	692	Cát kết	0.93	ANN	Gowida và nnk. 2019
V_p, V_s, ρ , đường cong gammay, độ rỗng	580	Cacbonat	0.97	FN	Tariq và nnk. 2018

Ngoài các công trình dự báo hệ số Poisson dựa trên số liệu đo địa vật lý giếng khoan, Osama Siddig và cộng sự (O. Siddig và nnk. 2021) đã sử dụng thông số khoan để dự báo hệ số Poisson của thành hệ. Nghiên cứu này sử dụng dữ liệu đầu vào để xác định hệ số Poisson là các thông số khoan, như: tải trọng đáy, vận tốc cơ học, mô men xoắn, áp suất qua cần và lưu lượng bơm dung dịch khoan. Các thông số này dễ dàng được thu thập theo thời gian thực trong quá trình khoan mà không phải bổ sung thêm bất kỳ chi phí nào. Hai thuật toán máy học được sử dụng là mạng ANN và hệ thống thích ứng suy luận mờ neuro-fuzzy (ANFIS-Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System). Quá trình huấn luyện dựa trên 2905 điểm dữ liệu từ một giếng, trong khi 2912 điểm dữ liệu từ giếng khác được sử dụng để kiểm chứng mô hình. Thành phần thạch học của cả hai giếng đều chứa đá vôi, cát kết và sét kết. Việc tối ưu hóa các thông số điều chỉnh khác nhau trong thuật toán đã được thực hiện để đảm bảo đạt được dự đoán tốt nhất. Cả hai thuật toán đều cho giá trị hệ số tương quan giữa thông số Poisson thực tế và dự đoán theo mô hình trên 0,97 và giá trị sai số lân cận 2%.



Hình 3. So sánh dự báo hệ số Poisson theo thuật toán RF và FN (Ahmed.Elkatatny, và Alsaihati 2021).

Ashraf Ahmed và đồng nghiệp (Ahmed, Elkatatny, và Alsaihati 2021) ứng dụng công cụ trí tuệ nhân tạo dự báo hệ số Poisson trong quá trình khoan. Nhóm tác giả sử dụng kỹ thuật mạng chức năng (Functional Networks -FN) và rừng ngẫu nhiên (Random Forest - RF) cho một giếng khoan qua các thành hệ sét, cát và cacbonat với 1775 điểm đo. Ngoài ra, một tập dữ liệu ở giếng khoan khác được sử dụng để hệ chỉnh mô hình. Kết quả cho thấy cả thuật toán RF và FN đều có hệ số tương quan cao lần lượt là 0.86 và 0.94, trong đó kỹ thuật RF có sai số chỉ 5,12% nhỏ hơn 11,23% của FN khi dự báo hệ số Poisson với tập dữ liệu hiệu chỉnh (Hình 3).

3.2. Dự báo module Young

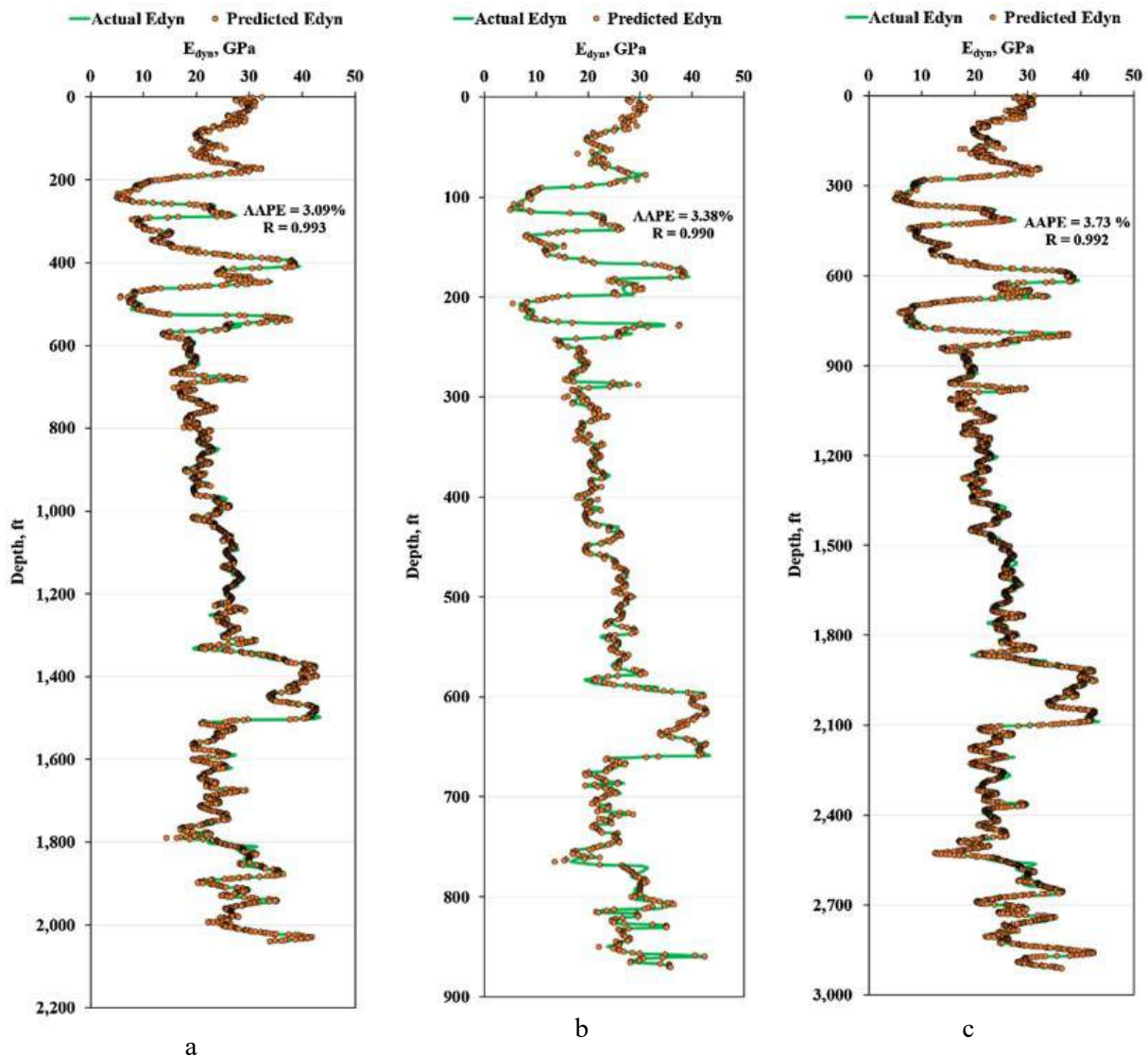
Tới nay, có một số công trình nghiên cứu về dự đoán giá trị module Young đàn hồi tĩnh (E_{st}) sử dụng đa dạng các kỹ thuật máy học như mạng ANN, FL, (FN) và Máy vec-tơ hỗ trợ (SVM) với thông số đầu vào là V_p , V_s , ρ và thời gian truyền sóng được thực hiện (Bảng 2)

Bảng 1. Nghiên cứu dự báo module Young đàn hồi tĩnh theo dữ liệu địa chấn, địa vật lý giếng khoan

Nguồn	Thông số đầu vào	Số lượng dữ liệu đầu vào	Thành hệ nghiên cứu	Kỹ thuật máy học
A. Abdulraheem và nnk. 2009	Thời gian truyền sóng, ρ	77	-	ANN, FL, FN
Mahmoud và nnk. 2019	ρ, V_p, V_s	592	Cát kết	ANN
Mahmoud, Elkatatny, và Al Shehri 2020	ρ, V_p, V_s	592	Cát kết	ANN, FL, FN, SVM
Mahmoud và nnk. 2020	ρ, V_p, V_s	592	Cát kết	FN

Năm 2019, Gong và cộng sự (Gong và nnk. 2019) ứng dụng mạng nơron nhân tạo (ANN-Artificial Neural Network) để xác định module Young đàn hồi, đây là một trong những thông số quan trọng trong quá trình xác định kích thước khe nứt. Dữ liệu đầu vào từ mô phỏng sét Fuling và mô phỏng sét Utica thuộc bồn trũng Appalachian gồm các thông tin về đặc tính vết nứt, thông số địa cơ (module Young) và thành phần thạch học lần lượt được xác định thông qua phân tích ảnh SEM, minh giải số liệu đo địa vật lý giếng khoan và phân tích mẫu lõi. Các kỹ thuật k-means, phân cấp (hierarchical) và phân vùng (PAM-partition around medoids) được sử dụng để phân nhóm dữ liệu này vào ba nhóm tương thạch học khác nhau. Sau đó, mô hình mạng ANN được dùng để xác định module Young cho mỗi nhóm tương. Ngoài ra, kết quả cũng cho thấy nhóm 'b' có đặc tính giòn cao, độ dị hướng thấp là đối tượng phù hợp nhất cho quá trình thực hiện công tác nứt vỡ thủy lực.

Năm 2021, Salaheldin Elkatatny (S. Elkatatny 2021) đề cập đến việc sử dụng mạng ANN để dự báo Module Young động của thành hệ từ các thông số chế độ khoan. Module Young động là một thông số quan trọng để xác định Module Young tĩnh, đây là một thông số quan trọng, ảnh hưởng đến quá trình thiết kế nứt vỡ thủy lực và đánh giá độ ổn định thành hệ. Thông thường, giá trị Module Young động được xác định khi biết các dữ liệu vận tốc sóng dọc, sóng ngang và mật độ khối, những dữ liệu này không phải lúc nào cũng sẵn có. Trong nghiên cứu này, phương trình xác định Module Young động theo thời gian thực được xây dựng bằng cách áp dụng mô hình ANN dựa trên các thông số khoan như tải trọng đáy, vận tốc cơ học, mô men xoắn, áp suất qua cần, tốc độ vòng quay và lưu lượng bơm dung dịch khoan. Mô hình ANN này được huấn luyện trên tập 2054 dữ liệu từ các vị trí khác nhau trong giếng A, sau đó được kiểm tra và hiệu chỉnh lần lượt với tập 871 và 2912 điểm dữ liệu từ giếng B và giếng C. Kết quả cho thấy giá trị Module Young động xác định theo mô hình ANN với sai số 3,09% trong quá trình huấn luyện, 3,38% khi kiểm tra và 3,73% khi hiệu chỉnh (Hình 4).



Hình 4. Tương quan giá trị Module Young động thực tế và Module Young động thực tế với
(a) 2054 tập dữ liệu của Giếng A; (b) 871 tập dữ liệu của Giếng B và (c) 2912 tập dữ liệu của Giếng C
(S. Elkatatny 2021).

Trong một nghiên cứu khác vào năm 2021, Siddig và cộng sự (O. M. Siddig và nnk. 2021) cũng sử dụng công cụ trí tuệ nhân tạo để xác định module đàn hồi dọc (Module Young) của thành hệ dựa vào các thông số khoan như mô men xoắn, tải trọng đáy và tốc độ cơ học khoan. Ba thuật toán máy học được sử dụng để xác định mối liên hệ giữa thông số khoan với module đàn hồi dọc: Rừng ngẫu nhiên, hệ thống thích ứng suy luận mờ ANFIS và mạng chức năng (functional network). Hai tập dữ liệu với trên 3900 điểm dữ liệu gồm nhiều loại đá khác nhau được sử dụng để xây dựng, kiểm tra và thực hiện mục đích hiệu chỉnh mô hình. Thuật toán rừng ngẫu nhiên và hệ thống ANFIS cho hệ số tương quan dao động trong khoảng 0,92 đến 0,99 với cả tập dữ liệu kiểm tra và tập hiệu chỉnh, trong khi thuật toán mạng chức năng cho giá trị hệ số tương quan 0.83.

3.3. Dự báo độ bền nén UCS

Năm 2017, Adel Asad (Asadi 2017) ứng dụng mạng ANN để dự đoán độ bền nén UCS (Uniaxial Compressive Strength) của thành hệ sử dụng kết quả đo địa vật lý giếng khoan và thông số khoan. Thông số đầu vào được sử dụng trong nghiên cứu này là độ rỗng, mật độ, thời gian truyền sóng lần lượt thu được từ đường cong đo độ rỗng, đo mật độ, đo sóng âm và thông số vận tốc cơ học khoan dễ dàng thu được trong quá trình khoan mà không cần các phép đo bổ trợ.

Kết quả nghiên cứu cho thấy giá trị UCS được dự báo bởi mô hình mạng ANN lan truyền ngược ba lớp rất gần với giá trị thu được từ các phép thí nghiệm truyền thống với sai số 0.0002663%.

Ahmed Gowida và đồng nghiệp (2021) (Gowida, Elkatatny, và Gamal 2021) dự báo giá trị độ bền UCS theo thời gian thực bằng cách sử dụng mô hình AI với các kỹ thuật mạng ANN, hệ thống thích ứng suy luận mờ neuro-fuzzy (ANFIS- Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System) và SVM. Thông số đầu vào cho nghiên cứu là vận tốc cơ học khoan, lưu lượng bơm dung dịch khoan, áp suất trong cần, tốc độ vòng quay, mô men xoắn và tải trọng đáy. Đây là các thông số chế độ khoan dễ dàng được thu thập mà không cần các phép đo bổ sung khác. Một tập gồm 1771 dữ liệu từ mỏ Middle Eastern được dùng để huấn luyện và kiểm chứng mô hình. Một tập dữ liệu khác gồm 2175 điểm được sử dụng để hiệu chỉnh mô hình xác định UCS. Kết quả chỉ ra rằng, mô hình ANN dự báo UCS tốt hơn so với ANFIS và SVM với hệ số tương quan là 0.99 và sai số giữa UCS dự báo so với UCS thực tế là 3,48%.

4. Kết luận

Đánh giá tổng quan về những tiến bộ trong việc sử dụng kỹ thuật máy học trong dự báo các thông số địa cơ học đã được trình bày. Thông qua nguồn dữ liệu thông số khoan và thông số đo địa vật lý giếng khoan, giá trị của các thông số địa cơ được dự báo với độ chính xác cao.

Kỹ thuật máy học là một công cụ hữu ích để dự báo thông số địa cơ học của giếng khoan, bởi vì nó không đòi hỏi bất kỳ một mối quan hệ toán học nào đã có trước giữa thông số đầu vào và thông số địa cơ đầu ra yêu cầu. Đây là một lợi thế chính so với các phương pháp thí nghiệm và thống kê truyền thống. Tuy nhiên, việc ứng dụng kỹ thuật máy học trong dự báo thông số địa cơ học vẫn tồn tại vấn đề như độ chính xác của giá trị dự báo phụ thuộc nhiều vào số lượng nguồn dữ liệu đầu vào. Cần có thêm các nghiên cứu khác về sử dụng các mô hình khác trong dự báo các thông số địa cơ học của giếng khoan

Tài liệu tham khảo

- Abdulraheem, A., M. Ahmed, A. Vantala, và T. Parvez. 2009. 'Prediction of Rock Mechanical Parameters for Hydrocarbon Reservoirs Using Different Artificial Intelligence Techniques'. In . OnePetro. <https://doi.org/10.2118/126094-MS>.
- Abdulraheem, Abdulazeez. 2019. 'Prediction of Poisson's Ratio for Carbonate Rocks Using ANN và Fuzzy Logic Type-2 Approaches'. In . OnePetro. <https://doi.org/10.2523/IPTC-19365-MS>.
- Ahmed, Ashraf, Salaheldin Elkatatny, và Ahmed Alsaihati. 2021. 'Applications of Artificial Intelligence for Static Poisson's Ratio Prediction While Drilling'. Edited by Rodolfo E. Haber. *Computational Intelligence và Neuroscience* 2021 (May): 1-10. <https://doi.org/10.1155/2021/9956128>.
- Ajah, Nnamdi J, Adewale Dosunmu, Casmir C Z Akaolisa, và T Dagogo. 2020. 'Analysis of Elastic Geomechanical Properties Derived From Well Log và Seismic Data, Using Artificial Intelligence (ANN): A Case Study of "AJAH" Field Offshore Niger Delta' 8 (1): 19-27.
- Asadi, Adel. 2017. 'Application of Artificial Neural Networks in Prediction of Uniaxial Compressive Strength of Rocks Using Well Logs và Drilling Data'. *Procedia Engineering* 191: 279-86. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.182>.
- Bowie, Braden. 2018. 'Machine Learning Applied to Optimize Duvernay Well Performance'. In . OnePetro. <https://doi.org/10.2118/189823-MS>.
- Elkatatny, S. M., Z. Tariq, M. A. Mahmoud, Z. A. Abdulraheem Abdelwahab, M. Woldeamanuel, và I. M. Mohamed. 2017. 'An Artificial Intelligent Approach to Predict Static Poisson's Ratio'. In . OnePetro. <https://dx.doi.org/>.
- Elkatatny, Salaheldin. 2021. 'Real-Time Prediction of the Dynamic Young's Modulus from the Drilling Parameters Using the Artificial Neural Networks'. *Arabian Journal for Science và Engineering* 47 (9): 10933-42. <https://doi.org/10.1007/s13369-021-05465-2>.

- Gong, Yiwen, Mohamed Mehana, Fengyang Xiong, Feng Xu, và Ilham El-Monier. 2019. 'Towards Better Estimations of Rock Mechanical Properties Integrating Machine Learning Techniques for Application to Hydraulic Fracturing'. In *Day 1 Mon, September 30, 2019*, D011S017R005. Calgary, Alberta, Canada: SPE. <https://doi.org/10.2118/195884-MS>.
- Gowida, Ahmed, Salaheldin Elkatatny, và Hany Gamal. 2021. 'Unconfined Compressive Strength (UCS) Prediction in Real-Time While Drilling Using Artificial Intelligence Tools'. *Neural Computing và Applications* 33 (13): 8043-54. <https://doi.org/10.1007/s00521-020-05546-7>.
- Gowida, Ahmed, Tamer Moussa, Salaheldin Elkatatny, và Abdulwahab Ali. 2019. 'A Hybrid Artificial Intelligence Model to Predict the Elastic Behavior of Svastone Rocks'. 2019. <https://doi.org/10.3390/su11195283>.
- Guha Roy, Debanjan, và T. N. Singh. 2020. 'Predicting Deformational Properties of Indian Coal: Soft Computing và Regression Analysis Approach'. *Measurement* 149 (January): 106975. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2019.106975>.
- Lee, Jay H., Joohyun Shin, và Matthew J. Realff. 2018. 'Machine Learning: Overview of the Recent Progresses và Implications for the Process Systems Engineering Field'. *Computers & Chemical Engineering*, FOCAP/CPC 2017, 114 (June): 111-21. <https://doi.org/10.1016/j.compchemeng.2017.10.008>.
- Mahmoud, Ahmed Abdulhamid, Salaheldin Elkatatny, và Dhafer Al Shehri. 2020. 'Application of Machine Learning in Evaluation of the Static Young's Modulus for Svastone Formations'. *Sustainability* 12 (5): 1880. <https://doi.org/10.3390/su12051880>.
- Mahmoud, Ahmed Abdulhamid, Salaheldin Elkatatny, Abdulwahab Ali, và Tamer Moussa. 2019. 'Estimation of Static Young's Modulus for Svastone Formation Using Artificial Neural Networks'. *Energies* 12 (11): 2125. <https://doi.org/10.3390/en12112125>.
- Mahmoud, Ahmed Abdulhamid, Salaheldin Elkatatny, Ahmed Alsabaa, và Dhafer Al Shehri. 2020. 'Functional Neural Networks-Based Model for Prediction of the Static Young's Modulus for Svastone Formations'. In . OnePetro. <https://dx.doi.org/>.
- Parapuram, George K., Mehdi Mokhtari, và Jalel Ben Hmida. 2017. 'Prediction và Analysis of Geomechanical Properties of the Bakken Shale Using Artificial Intelligence và Data Mining'. In *Proceedings of the 5th Unconventional Resources Technology Conference*. Austin, Texas, USA: American Association of Petroleum Geologists. <https://doi.org/10.15530/urtec-2017-2692746>.
- Siddig, Osama, Hany Gamal, Salaheldin Elkatatny, và Abdulazeez Abdulraheem. 2021. 'Real-Time Prediction of Poisson's Ratio from Drilling Parameters Using Machine Learning Tools'. *Scientific Reports* 11 (1): 12611. <https://doi.org/10.1038/s41598-021-92082-6>.
- Siddig, Osama Mutrif, Saad Fahaid Al-Afnan, Salaheldin Mahmoud Elkatatny, và Abdulazeez Abdulraheem. 2021. 'Drilling Data-Based Approach to Build a Continuous Static Elastic Moduli Profile Utilizing Artificial Intelligence Techniques'. *Journal of Energy Resources Technology* 144 (2). <https://doi.org/10.1115/1.4050960>.
- Syed, Fahad I., Mohammed Alshamsi, Amirmasoud K. Dahaghi, và S. Neghabhan. 2022. 'Artificial Lift System Optimization Using Machine Learning Applications'. *Petroleum, SI: Computational Petroleum Engineering*, 8 (2): 219-26. <https://doi.org/10.1016/j.petlm.2020.08.003>.
- Tariq, Zeeshan, Abdulazeez Abdulraheem, Mohamed Mahmoud, và Adil Ahmed. 2018. 'A Rigorous Data-Driven Approach to Predict Poisson's Ratio of Carbonate Rocks Using a Functional Network'. *Petrophysics - The SPWLA Journal of Formation Evaluation và Reservoir Description* 59 (06): 761-77. <https://doi.org/10.30632/PJV59N6-2018a2>.
- Tariq, Zeeshan, S. M. Elkatatny, M. A. Mahmoud, A. Abdulraheem, A. Z. Abdelwahab, và M. Woldeamanuel. 2017. 'Estimation of Rock Mechanical Parameters Using Artificial Intelligence Tools'. In . OnePetro. <https://dx.doi.org/>.
- Torabi-Kaveh, M., F. Naseri, S. Saneie, và B. Sarshari. 2015. 'Application of Artificial Neural Networks và Multivariate Statistics to Predict UCS và E Using Physical Properties of Asmari Limestones'. *Arabian Journal of Geosciences* 8 (5): 2889-97. <https://doi.org/10.1007/s12517-014-1331-0>.

A review of research on geomechanical parameters of wells by machine learning

Nguyen Khac Long^{1*}, Truong Van Tu¹, Nguyen The Vinh¹, Le Duc Vinh¹, Dao Hiep²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Mientrung Industry and Trade College

*Corresponding author: nguyengkhaclong@humg.edu.vn

Abstract

In the petroleum field, the determination of the values of geomechanical parameters not only helps to evaluate the wellbore stability but also helps to select the suitable object as well as design the hydraulic fracturing process in order to improve the production efficiency. The main geomechanical parameters include: Poisson's coefficient, Young's Module, UCS compressive strength. Usually, the values of these geomechanical parameters are determined through core sample lab experiments or data analysis from well log curves. However, these methods often depend on the sample and data availability, in addition take up a lot of time and are also expensive.

By using machine learning techniques, based on drilling parameters easily collected in real time during the drilling process or well log data, geomechanical parameter values are easily obtained, faster and more economical. The content of the article focuses on analyzing and evaluating research that has been studied on the application of machine learning techniques to predict geomechanical parameters in the petroleum field.

Keywords: *Poisson's Ratio, Young's Modulus, Uniaxial Compressive Strength, Machine learning, Drilling parameters.*

NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN CHOÒNG KHOAN PHÙ HỢP ĐỂ THI CÔNG CÁC GIẾNG DẦU KHÍ TẠI KHU VỰC VỊNH BẮC BỘ

Nguyễn Trần Tuấn*

Trường Đại học Mỏ - Địa chất

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyentrantuan1102@gmail.com

Tóm tắt

Trong phạm vi bài báo, tác giả trình bày một số kết quả nghiên cứu về lựa chọn choòng khoan hợp lý để thi công các giếng khoan tại khu vực vịnh Bắc Bộ. Với đặc tính đất đá tầng Oligocen khu mỏ là mềm xen kẹp các lớp đất đá cứng và có độ mài mòn cao thì sử dụng kết hợp giữa choòng PDC và choòng TCI mang lại hiệu quả khoan tốt, tuổi thọ choòng cao. Việc lựa chọn choòng FuseTek, choòng Kymera, choòng StingBlade để khoan vào các vùng đất đá có đặc tính khác nhau trong khu mỏ là kết quả tổng hợp lý thuyết phá hủy đá truyền thống giữa choòng PDC, choòng TCI và choòng kim cương thẩm nhiễm. Ứng dụng choòng FuseTek, Kymera, StingBlade vào thi công các giếng khoan tại Vịnh Bắc Bộ đã nâng cao được tốc độ cơ học khoan, tuổi thọ choòng và khoảng khoan dài hơn. Do đó nâng cao được hiệu quả thi công khoan và giảm chi phí giếng khoan.

Từ khóa: choòng khoan; công nghệ khoan; vịnh Bắc Bộ.

1. Mở đầu

Vịnh Bắc Bộ (bể Sông Hồng) là đối tượng có nhiều tiềm năng để tìm kiếm và phát hiện dầu khí, tuy nhiên nó cũng tồn tại nhiều rủi ro và thách thức khi tìm kiếm thăm dò trong khu vực này.

Hoạt động khoan các giếng khoan thăm dò, thăm lượng dầu khí là một trong những khó khăn vì điều kiện địa chất vùng này rất phức tạp, đất đá cứng mềm xen kẹp ở các tầng Oligocen, Mioxen, đất đá rất cứng ở tầng móng, nhiều đứt gãy, xuất hiện khí nông, khí H_2S , khí CO_2 , các vùng có dị thường áp suất, nhiệt độ cao... Do đó, để thi công những giếng khoan cần áp dụng công nghệ hợp lý để nâng cao hiệu quả và rút ngắn thời gian thi công khoan. Một trong những yếu tố then chốt cần được nghiên cứu và cải tiến đó là choòng khoan. Việc nghiên cứu, lựa chọn choòng khoan cần căn cứ vào các thông tin về địa chất như: cấu trúc địa tầng, tính chất cơ lý của đất đá... và điều kiện cụ thể của từng vùng địa chất trong khu vực Bắc Bộ. Hiệu quả khoan được thể hiện bằng việc lựa chọn loại choòng phù hợp với các loại đất đá khoan qua và các thông số chế độ công nghệ hợp lý. Hiệu quả làm việc của choòng khoan là một trong những yếu tố cơ bản quyết định tới giá thành mét khoan.

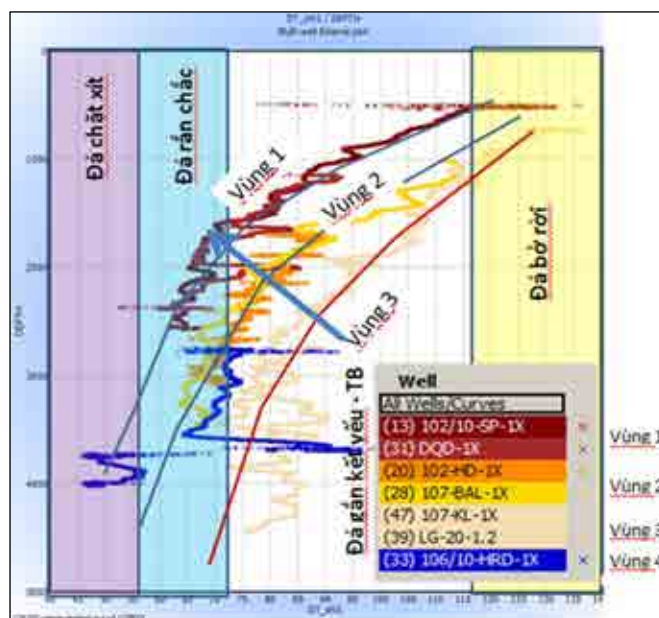
Trên cơ sở tổng hợp, phân tích tài liệu về địa chất, tài liệu báo cáo tổng kết sử dụng choòng khoan tại khu vịnh Bắc Bộ, nhóm tác giả nghiên sẽ đề xuất giải pháp lựa chọn và sử dụng choòng khoan hợp lý.

2. Đặc điểm địa chất, thạch học cấu tạo dầu khí vịnh Bắc Bộ

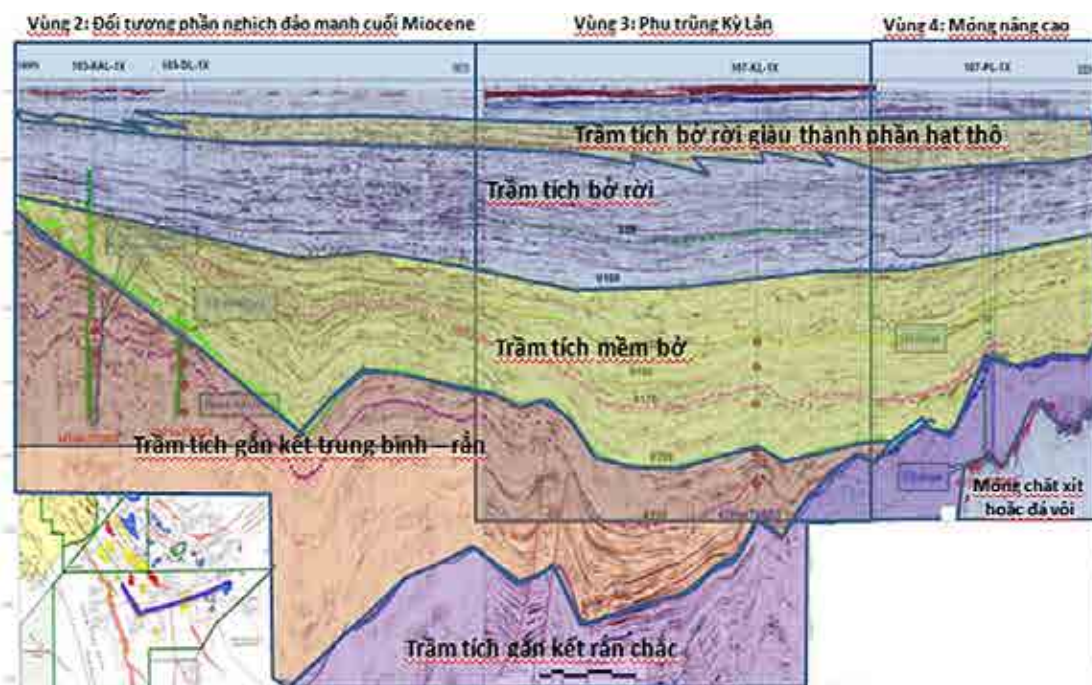
Vịnh Bắc Bộ là vùng có địa chất rất phức tạp, nhiều đứt gãy, xuất hiện khí nông, khí H_2S , khí CO_2 , các vùng có dị thường áp suất, nhiệt độ cao...

Đất đá cứng mềm xen kẹp ở các tầng Mioxene, Oligocen và đất đá rất cứng, độ mài mòn rất cao ở tầng móng cũng là một trong những khó khăn trong việc thi công khoan.

Tuy nhiên, mỗi một vùng trong vịnh Bắc Bộ lại có đặc điểm địa chất, thạch học khác nhau. Để hiểu rõ được địa chất, đặc tính thạch học đất đá của giếng chuẩn bị khoan cần nghiên cứu kỹ địa chất của từng vùng, đối tượng địa chất thi công và địa chất của các giếng đã khoan trong vùng lân cận để đưa ra cơ sở thiết kế giếng khoan, phương án thi công, lựa chọn công nghệ tối ưu để đảm bảo thi công khoan an toàn, nhanh và tiết kiệm chi phí.



Hình 1. Đặc điểm đất đá theo các vùng địa chất và các giếng đã khoan.



Hình 2. Đặc tính đất đá theo các vùng địa chất khu vực vịnh Bắc Bộ.

Đặc điểm đất đá cấu tạo dầu khí vịnh Bắc Bộ theo từng vùng địa chất và các giếng khoan được thể hiện khái quát ở Hình 1 và Hình 2 (Petrovietnam Exploration Production Corporation, 2014): Trên cơ sở thực tiễn các giếng khoan đã khoan trong khu vực, theo đánh giá và phân tích của PVEP đặc tính độ cứng của đất đá như sau (Petrovietnam Exploration Production Corporation, 2014):

- Vùng 1 và phần phía bắc của vùng 2: Đá nhanh chóng thay đổi độ cứng theo chiều sâu của giếng khoan.
- Vùng 2: Đá từ độ sâu 2.000 m chuyển sang độ cứng trung bình và cứng.
- Vùng 3: Đá có độ cứng trung bình và cứng ở khoảng độ sâu 3.500 m.
- Vùng 4: Tương tự vùng 2 hoặc vùng 1 nhưng có lớp đá rất cứng ở phần móng.

3. Nghiên cứu lựa chọn choòng khoan nhằm tối ưu hóa thời gian thi công khoan

3.1. Yêu cầu đặt ra trong việc lựa chọn choòng khoan

Choòng khoan là một dụng cụ chính yếu để thực hiện công tác thi công khoan. Việc lựa chọn tốt choòng khoan giúp cải thiện tốc độ khoan, giảm công tác kéo thả để thay choòng,... do đó tiết kiệm được thời gian thi công khoan cũng như chi phí cho giếng khoan.

Choòng khoan lý tưởng cần đảm bảo các tiêu chí sau (Warren and Armagost, 1986):

- Tốc độ khoan cao.
- Tuổi thọ dài.
- Phù hợp với đường kính khoan theo yêu cầu.
- Khoan được đúng theo yêu cầu quỹ đạo giếng khoan.
- Giá thành vừa phải.

3.2. Choòng khoan FuseTek kết hợp các ưu điểm của choòng PDC và choòng thấm nhiễm

Choòng khoan FuseTek (Hình 3, hình 4, hình 5) là loại choòng kết hợp giữa choòng PDC và choòng kim cương thấm nhiễm do nhà thầu choòng NOV cung cấp để khoan tầng đá móng ở Vịnh Bắc bộ bằng cách gia cố thêm hạt kim cương theo kiểu thấm nhiễm lên các cánh của choòng PDC (Warren and Armagost, 1986).

Cơ chế khoan phá hủy đất đá choòng FuseTek theo hai giai đoạn.

3.2.1. Giai đoạn choòng khoan PDC (phần chính)

- Đất đá chủ yếu được phá vỡ bởi các răng của choòng PDC theo cơ chế cắt, tốc độ khoan nhanh hơn.

- Một phần của đất đá được phá hủy bởi các răng choòng thấm nhiễm theo cơ chế mài (một số răng PDC được bố trí lùi thấp vào (răng màu đỏ, hình 4) để lộ ra phần kim cương thấm nhiễm tham gia vào quá trình phá vỡ đất đá).

3.2.2. Giai đoạn khoan kiểu choòng khoan kim cương thấm nhiễm (phần phụ), xảy ra khi các răng choòng PDC bị mòn từ 1/3 hoặc một nửa

- Chỉ một ít đất đá được phá vỡ theo cơ chế cắt của choòng PDC. (Một số răng PDC được bố trí lùi thấp vào vẫn còn nguyên (răng màu đỏ) lúc này sẽ tham gia để duy trì quá trình cắt đất đá).

- Đất đá chủ yếu được phá hủy theo cơ chế mài của các vật chất kim cương thấm nhiễm.

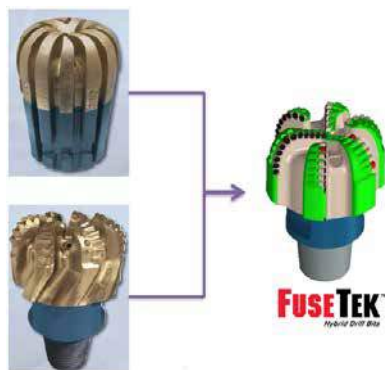
3.2.3. Phân tích và nhận xét

- Với việc gia cố thêm phần kim cương thấm nhiễm làm tăng tuổi thọ của răng choòng PDC, vì phần kim cương thấm nhiễm thường mềm hơn bề mặt của răng choòng PDC, do đó khi cơ chế mòn xảy ra, vật chất nào mềm hơn sẽ bị mòn trước. Bên cạnh đó, tiết diện ma sát với đất đá của choòng FuseTek cũng nhiều hơn nên cơ chế mòn choòng cũng xảy ra chậm hơn.

- Khi các răng choòng PDC bị mòn 1/3 hoặc một nửa, cơ chế phá hủy đất đá chủ yếu là ở phần kim cương thấm nhiễm, do đó thời gian sử dụng choòng khoan cũng được tăng.

- Choòng FuseTek không có các bộ phận xoay nên giảm nguy cơ bị rụng chớp xoay như các choòng TCI (đặc biệt rất dễ xảy ra với các choòng đường kính nhỏ khi khoan vào đối tượng đá móng).

- Những kết quả phân tích trên, cho thấy choòng FuseTek rất thích hợp để khoan trong tầng đất đá cứng và có độ mài mòn cao như tầng đá móng Vịnh Bắc Bộ.



Hình 3. Chèo FuseTek (Warren and Armagost, 1986)



Hình 4. Hình ảnh nhìn từ dưới lên của chèo FuseTek.



Hình 5. Mặt cắt ngang của cánh chèo FuseTek.

3.3. Chèo khoan Kymera lưỡng tính kết hợp các ưu điểm của chèo PDC và chèo TCI

Chèo Kymera của nhà thầu chèo Baker Huger (Hình 6) là kiểu chèo lưỡng tính, kết hợp giữa chèo PDC có lưỡi cắt cố định và TCI có các chớp xoay; do đó nó thừa hưởng và kết hợp được ưu điểm của hai loại chèo là tăng khả năng khoan tăng tốc độ khoan của chèo PDC và giảm chịu mô men xoắn của chèo TCI (Warren and Armagost, 1986).

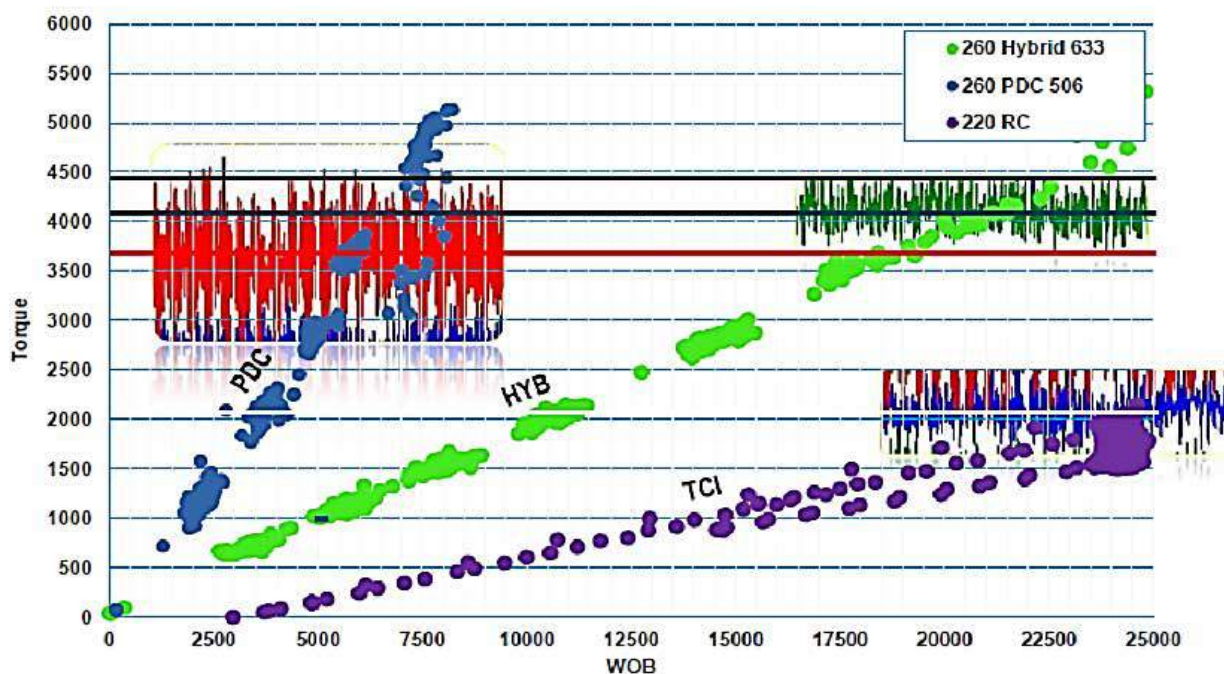
- Khi gặp đất đá mềm, các răng chèo trên các lưỡi cắt cố định PDC sẽ phát huy tác dụng theo cơ chế cắt để phá hủy đất đá rất nhanh.
- Khi gặp đất đá cứng, các răng gắn trên chèo chớp xoay sẽ đập để phá hủy đất đá.
- Các răng gắn trên chớp xoay cũng đập làm đất đá rạn nứt tạo tiền đề cho các răng trên các lưỡi cắt cố định PDC phá hủy đất đá được dễ dàng hơn.
- Chèo PDC có lưỡi cắt cố định, do đó có thể chống đỡ được tải trọng lên chèo tốt làm giảm nguy cơ rụng chớp xoay.
- Tuy nhiên chèo có bộ phận chớp xoay nên nguy cơ bị hỏng, rụng chớp xoay cao. Cánh chèo PDC cũng mỏng và yếu hơn.

Phân tích và so sánh kết quả thực nghiệm thực tế các thông số làm việc của chèo là tải trọng lên chèo (WOB), ứng suất xoắn (torque) của chèo lưỡng tính Kymera với các chèo TCI và PDC được mô tả ở hình 7.

Trong đó: 260 Hybrid 633: Số liệu trên biểu đồ của 260 chèo lưỡng tính Kymera màu xanh lá cây gồm 3 cánh, 3 chớp xoay và đường kính răng là 19mm; 260 PDC 506: Số liệu trên biểu đồ của 260 chèo PDC màu xanh da trời với 6 cánh và đường kính răng là 16 mm; 220 RC: Số liệu trên biểu đồ của 220 chèo TCI màu tím.



Hình 6. Choòng Kymera.



Hình 7. Thông số làm việc các choòng khoan.

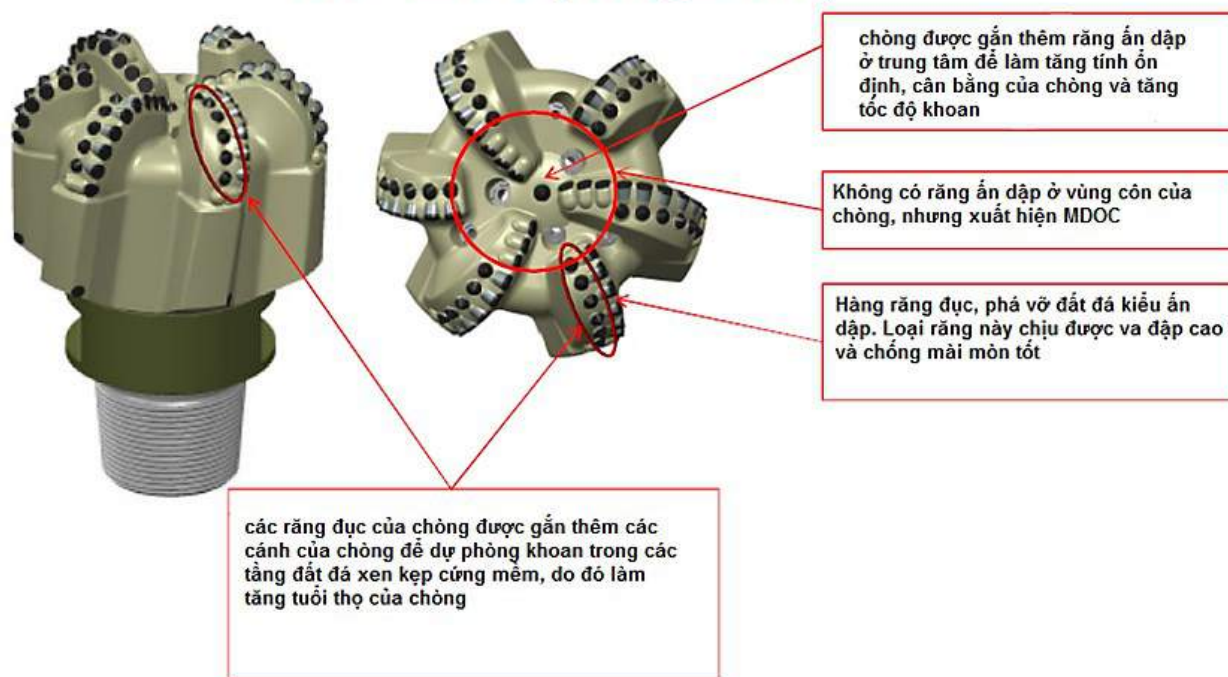
Phân tích và nhận xét:

- Khi tăng tải trọng lên choòng (WOB) thì mô men xoắn (torque) sẽ tăng lên.
- Choòng PDC tăng mô men xoắn lên rất nhanh và rất cao khi tăng tải trọng lên choòng, biên độ mô men xoắn cũng rất rộng. Do cơ chế khoan của choòng PDC là khoan cắt.
- Choòng TCI có mô men xoắn rất thấp, do cơ chế khoan của choòng TCI là đập và có các chớp xoay làm giảm ma sát. Tuy nhiên với cơ chế này thì choòng khoan chậm khi gặp sét, do hiện tượng choòng bị dính sét.
- Choòng lưỡng tính Kymera khoan bằng cả hai cơ chế là cắt và đập nên mô men xoắn tăng đều khi tăng tải trọng, biên độ mô men xoắn cũng rất nhỏ, do đó choòng khoan làm việc rất ổn định.
- Với những đặc tính trên, choòng Kymera rất phù hợp để khoan vào vùng đất đá cứng và xen kẽ như là tầng Oligoxen ở Vịnh Bắc Bộ.

3.4. Chòong khoan StingBlade kết hợp nguyên lý phá hủy của chòong PDC và chòong TCI

Chòong Stingblade (Hình 8) của nhà thầu Smith là loại chòong PDC có lưỡi cắt cố định, tuy nhiên trên các lưỡi cắt chòong được bố trí cả răng đục của chòong TCI cùng với răng cắt của chòong PDC (Warren and Armagost, 1986).

12 1/4" Z616 (StingBlade)



Hình 8. Chòong StingBlade.

- Hai loại răng được đặt ở các vị trí tương đồng trên cùng một cánh của chòong khoan.
- Răng kiểu PDC phá vỡ đất đá theo chế độ cắt, răng đục (Stinger) phá vỡ đất đá theo chế độ đập.
- Tải trọng đè lên các răng đục (Stinger) làm phá vỡ các đất đá cứng hiệu quả.
- Các răng đục có độ kháng nén cao đặt cùng vị trí với các răng cắt làm giảm sự phá hủy, mài mòn cho các răng cắt.
- Răng đục cũng tạo ra cơ chế làm rạn nứt các lớp đất đá, tạo tiền đề cho răng cắt phá vỡ đất đá dễ hơn.
- Do chòong không có bộ phận xoay nên rất vững chắc và cứng.
- Với những đặc tính trên, chòong StingBlade rất phù hợp để khoan vào vùng đất đá cứng và xen kẽ như là tầng Oligoxen ở Vịnh Bắc Bộ.

4. Kết luận và kiến nghị

Với đặc điểm đất đá tầng Oligoxen ở vùng Vịnh Bắc Bộ là mềm xen kẽ các lớp đất đá cứng và có độ mài mòn cao thì sử dụng chòong kết hợp giữa chòong PDC và chòong TCI mang lại hiệu quả khoan tốt, tuổi thọ chòong cao. Trong đó chòong Kymera và chòong StingBlade là hai loại chòong kết hợp được đặc tính đó và có thành tích nổi trội khi thi công. Tuy nhiên chúng vẫn có những ưu nhược điểm là: Đối với chòong Kymera, do kết hợp giữa cánh chòong PDC và chóp xoay của TCI nên tốc độ chòong rất tốt, tuy nhiên tiềm ẩn nhiều rủi ro vì chòong có các chóp xoay nhỏ, các cánh chòong PDC mỏng nên rất dễ bị rụng chóp xoay và vỡ chóp. Đối với chòong Stingblade thì tốc độ khoan tuy chậm hơn, nhưng do các răng được gắn trên cánh và khuôn của chòong PDC nên rất vững chãi, do đó độ ổn định cao, tuổi thọ chòong lớn.

Vậy khi khoan qua vùng đất đá Oligocen ở Vịnh Bắc Bộ nên cân nhắc việc sử dụng chày Kymera hoặc Stingblade. Cần xem xét đặc tính từng chày để lựa chọn. Khi cần khoan khoảng khoan ngắn, cần tốc độ cao và khoan định hướng thì nên dùng chày Kymera, khi cần khoan với khoảng khoan dài và tốc độ vừa phải thì nên dùng chày StingBlade.

Với đặc điểm đất đá tầng móng Cacbonat của Vịnh Bắc Bộ là rất cứng và độ mài mòn cao thì sử dụng chày kết hợp đặc tính của chày PDC và chày kim cương thấm nhiễm sẽ rất hiệu quả. Vì vậy chày FuseTec là lựa chọn số một.

Việc lựa chọn và ứng dụng chày FuseTec, Kymera, StingBlade vào thi công các giếng khoan Vịnh Bắc Bộ đã nâng cao được tốc độ khoan, tuổi thọ chày. Do đó nâng cao được hiệu quả thi công khoan và giảm chi phí giếng khoan. Tuy nhiên cần có sự nghiên cứu hơn nữa để tiếp tục cải thiện, đổi mới để đạt được kết quả cao nhất trong thi công khoan.

Tài liệu tham khảo

- Petrovietnam Exploration Production Corporation, 2014. Drill bit final well report, Performance report of HRD-1X-ST for PVEP
- Teale, R., 1965. The Concept of Specific Energy in Rock Drilling, *International Journal of Mechanical and Mining Science*, Pergamon Press, Vol. 2, pp. 57-73,
- A.G. Kalinin, R.A. Gandzumian, A.G. Messer (2007), Cẩm nang kỹ sư công nghệ khoan các giếng sâu, Trương biên và nnk biên dịch NXB KHKT, Hà Nội.
- Warren, T.M., and Armagost, W.K., 1986. Laboratory Drilling Performance of PDC Bits. Paper 15617. *SPE Annual Meeting*.

Study on the selection of suitable drill bits for drilling oil and gas wells in the gulf of tonkin area

Tuan Tran Nguyen*

Hanoi University of Mining and Geology

*Corresponding author: nguyentrantuan1102@gmail.com

Abstract

In this paper, the authors present some research results on the appropriate drilling options to optimize the time of construction of wells in the Song Hong basin. With the Oligocene's soil elements of softness, hard terracing and high abrasion, the combination of PDC and TCI provides good drilling performance and high lifespan. The selection of the FuseTek, Kymera, and StingBlade for drilling into rocky areas with different characteristics in the reservoir was the result of a combination of traditional rock breaking theory between the PDC, TCI and diamond permeability. Application of FuseTek, Kymera, StingBlade for the construction of wells at Northern Red River has improved drilling speed, longer lifting and drilling times. This will improve the efficiency of drilling and reduce the cost of drilling wells.

Keywords: Bits, drilling technology, Gulf of Tonkin area.

NGHIÊN CỨU VÀ ÁP DỤNG NHỮNG HỆ DUNG DỊCH KHOAN TIÊN TIẾN CỦA VIETSOVPETRO

Hoàng Hồng Linh¹, Bùi Văn Thơm¹, Mai Duy Khánh^{1*}, Phạm Đình Lo¹, Nguyễn Xuân Thảo²

¹Xí nghiệp Khoan và Sửa giếng - Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro

²Viện Công nghệ Khoan

*Tác giả chịu trách nhiệm: khanhmd.rd@vietsov.com.vn

Tóm tắt

Hệ dung dịch KGAC là sự kết hợp giữa hai tác nhân ức chế sét (FCL và AKK) của hệ dung dịch truyền thống FCL-AKK với hai tác nhân ức chế sét (KCl và Glycol) của hệ dung dịch tiên tiến KCl/Glycol. Trong đó, FCL ức chế sét theo cơ chế phân tán sét; AKK ức chế sét theo cơ chế keo tụ sét; KCl ức chế sét theo cơ chế liên kết của ion K^+ ; Glycol ức chế sét theo cơ chế tạo màng bao quanh các cấu tử sét. Sau khi được nghiên cứu thành công trong phòng thí nghiệm, hệ dung dịch KGAC đã được áp dụng thử nghiệm với kết quả rất tốt tại 02 giếng khoan, đem lại hiệu quả kinh tế hơn một triệu USD. Từ đó, hệ dung dịch KGAC được áp dụng rộng rãi cho hơn 50 giếng khoan của Vietsovpetro.

Tập thể tác giả dung dịch Vietsovpetro lại tiếp tục nghiên cứu, bổ sung thêm hóa phẩm ức chế bao bọc HyPR-CAP tạo thành hệ dung dịch KGAC PLUS. Sau đó, các tác giả đã nghiên cứu để thay thế hai hóa phẩm KOH và AKK bằng hóa phẩm Poly-Hib, tạo thành hệ dung dịch KGAC PLUS M1. Hai hệ dung dịch KGAC và KGAC PLUS đã được cấp chứng chỉ an toàn môi trường sinh thái và được tổ chức sở hữu trí tuệ thế giới WIPO tặng thưởng huy chương vàng năm 2018. Hệ KGAC PLUS M1 đang được áp dụng rất thành công cho gần 100 giếng khoan của Vietsovpetro. Hệ KGAC PLUS M1 đã đoạt giải nhất tại hội thi sáng tạo kỹ thuật toàn quốc (VIFOTEC) năm 2020.

Từ khóa: hệ dung dịch gốc nước; tác nhân ức chế sét; an toàn cho môi trường sinh thái.

1. Đặt vấn đề

Do bị lệnh cấm vận của Mỹ nên suốt một thời gian dài Vietsovpetro không tiếp cận được với công nghệ dung dịch tiên tiến trên thế giới. Trong thời gian này, hệ dung dịch đã được áp dụng tại Vietsovpetro chủ yếu là hệ dung dịch truyền thống FCL-AKK của Liên Xô (cũ) (Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2016).

Sau khi lệnh cấm vận được bãi bỏ, Vietsovpetro có điều kiện được tiếp cận với những hóa phẩm dung dịch mới. Các chuyên gia dung dịch của Vietsovpetro đã dày công nghiên cứu, kết hợp hợp lý giữa dung dịch truyền thống với dung dịch hiện đại nhằm pha chế ra được những hệ dung dịch tiên tiến vừa nâng cao khả năng ức chế sét, vừa tận dụng những ưu điểm của sét (như: tạo lớp vỏ bùn không thấm, bền chắc trên thành giếng khoan và tính bền nhiệt cao...); đồng thời lại phù hợp với hệ thống thiết bị tách lọc pha rắn đang được sử dụng trên các giàn khoan của Vietsovpetro. Hệ dung dịch mới như hệ dung dịch KGAC, KGAC PLUS và KGAC PLUS M1 đã được nghiên cứu và thử nghiệm thành công tại Vietsovpetro.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

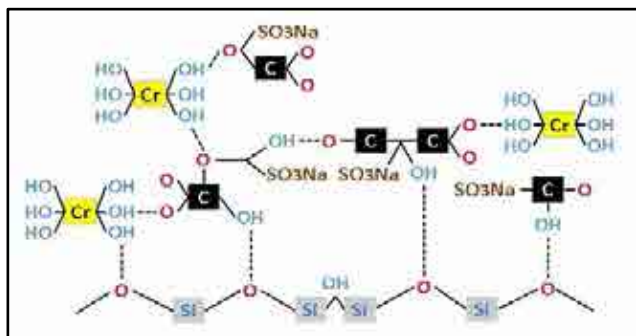
2.1. Hệ dung dịch KGAC

Hệ dung dịch KGAC là sự kết hợp giữa hai tác nhân ức chế sét (FCL và AKK) của hệ dung dịch truyền thống FCL-AKK với hai tác nhân ức chế sét (KCl và Glycol) của hệ dung dịch tiên tiến KCl/Glycol. Sau khi được nghiên cứu thành công trong phòng thí nghiệm, hệ dung dịch KGAC đã được áp dụng thử nghiệm với kết quả rất tốt tại 02 giếng khoan của Vietsovpetro, đã giảm thiểu đáng kể phức tạp, sự cố và thời gian phi sản xuất, đem lại hiệu quả kinh tế hơn một triệu USD. Từ đó, hệ dung dịch KGAC được áp dụng rộng rãi cho hơn 50 giếng khoan của Vietsovpetro. (Hoàng Hồng Linh, nnk, 2014).

2.1.1. Cơ chế ức chế của các tác nhân ức chế trong hệ KGAC

- FCL (CFL) - chất ức chế phân ly: trên bề mặt cấu tử sét luôn có các cation H^+ để tạo liên kết hydro bền vững với các nhóm OH^- có trong phân tử lignosulfonate. Lớp hấp phụ này có kích thước phân tử lớn và có tính nhớt trên bề mặt cấu tử sét, nên lignosulfonate có khả năng ức chế trương nở, làm phân tán sét mùn khoan, giảm độ nhớt và độ bền gel (hình 1)

- AKK - chất ức chế keo tụ: Đây là chất ức chế phèn nhôm Kali, có công thức hóa học $K_2SO_4Al_2(SO_4)_3 \cdot 24H_2O$. Khi tăng tính kiềm, các muối nhôm sẽ chuyển thành các hydroxit kim loại tương ứng và hấp phụ rất mạnh lên bề mặt sét mùn khoan, làm ức chế sự phân tán của sét vào dung dịch (hình 2).



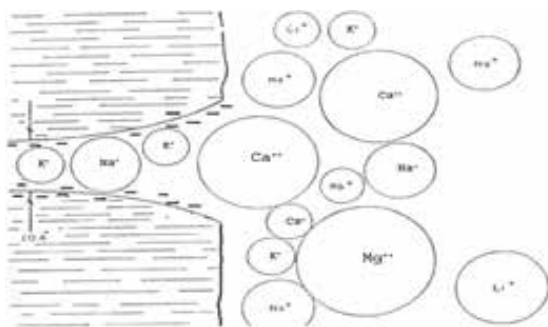
Hình 1. Sơ đồ mô tả hấp phụ của phân tử chromelignosulfonate biến tính trên bề mặt silic.



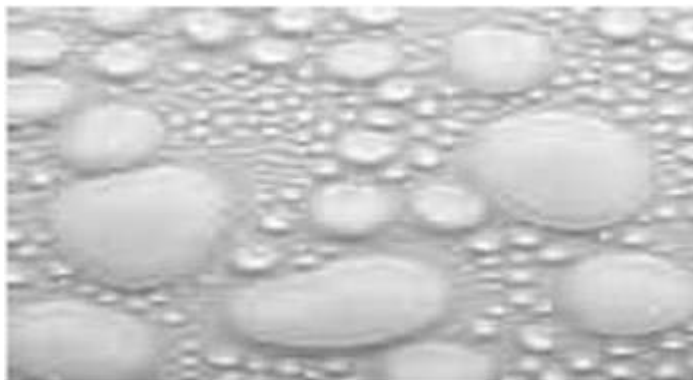
Hình 2. Mô phỏng hydroxit nhôm hấp phụ lên bề mặt sét.

- KCl - chất ức chế liên kết ion: Các ion K^+ có kích thước nhỏ (2,66 Å) và năng lượng hydrat hóa thấp, do đó các cation K^+ linh động có thể xâm nhập rất sâu vào bên trong các cấu trúc ô mạng sét, tạo lực hút tĩnh điện trái dấu giữa các lớp sét làm giảm sự trương nở của sét (hình 3).

- PAG (polyalkylene Glycol) MC - chất ức chế tạo màng kỵ nước trên bề mặt và góc cạnh những cấu tử sét: Trong môi trường phân tán, ở nhiệt độ trung bình, PAG MC kết đám, tạo ra lớp màng kỵ nước bao quanh cấu tử sét (hình 4).



Hình 3. Sơ đồ trao đổi các cation có kích thước khác nhau với khoáng sét.



Hình 4. PAG kết đám, tạo ra lớp màng kỵ nước.

Hệ dung dịch KGAC với 4 tác nhân ức chế sét trên, đều tương hợp với các thành phần khác trong hệ dung dịch, như: chất giảm độ thải nước, chất tạo cấu trúc, chất bôi trơn, chất diệt khuẩn... tạo thành một hệ dung dịch hoàn chỉnh và có chất lượng cao.

2.1.2. Kết quả nghiên cứu thí nghiệm hệ dung dịch KGAC

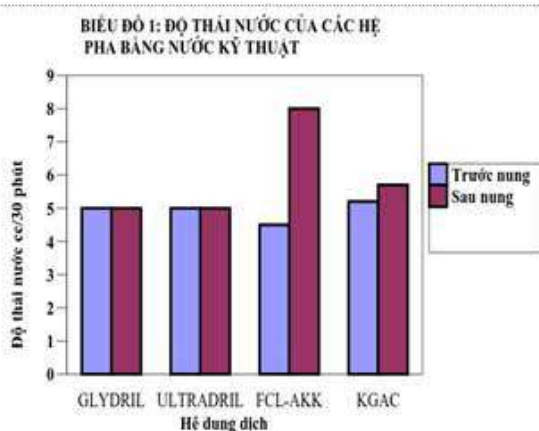
Hệ dung dịch KGAC được tiến hành nghiên cứu, thí nghiệm và so sánh với 3 hệ dung dịch: FCL/AKK, Glydril, Ultradril. Các hệ dung dịch được pha chế trên nền nước kỹ thuật. Kiểm tra các thông số dung dịch trước nung tại nhiệt độ $25^{\circ}C$. Sau đó, các mẫu dung dịch được tiến hành nung tại lò nung quay ở $130^{\circ}C$ trong 40 tiếng. Dung dịch sau khi nung tiếp tục được tiến hành

kiểm tra các thông số, đặc biệt là mức độ trương nở sét. (Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2016; Hoàng Hồng Lĩnh, nnk, 2014).

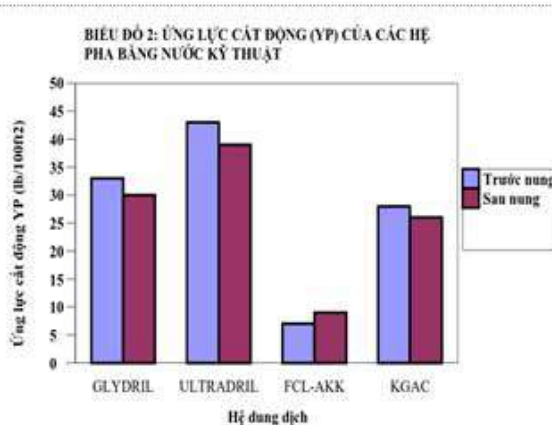
Các kết quả so sánh về thông số chính của các hệ dung dịch được thể hiện qua bảng 1 và hình 5, hình 6, hình 7.

Bảng 1: Thông số của các hệ dung dịch trước và sau nung

№	Tên hệ dung dịch	Độ thải nước (ml / 30 phút)		Ứng lực cắt động (YP) (lb/100ft ²)		Độ bền Gel (lb/100ft ²)	
		Trước nung	Sau nung	Trước nung	Sau nung	Trước nung	Sau nung
1	GLYDRIL	5	5	33	30	7/9	7/8
2	ULTRADRIL	5	5	43	39	8/12	7/11
3	FCL/AKK	4,5	8	7	9	3/5	1/2
4	KGAC	5,2	5,7	28	26	9/11	8/12



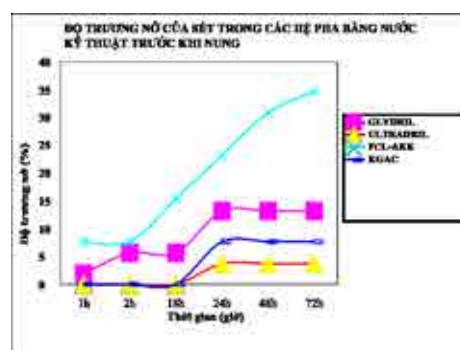
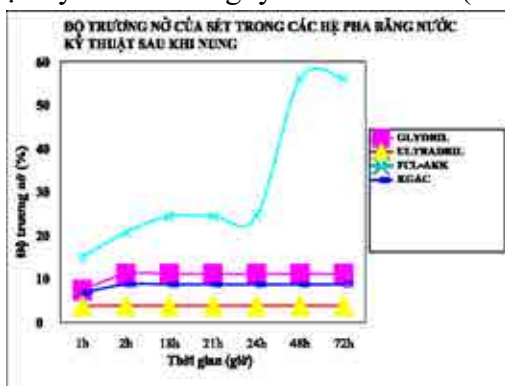
Hình 5. So sánh độ thải nước.



Hình 6. So sánh ứng lực cắt động (YP).

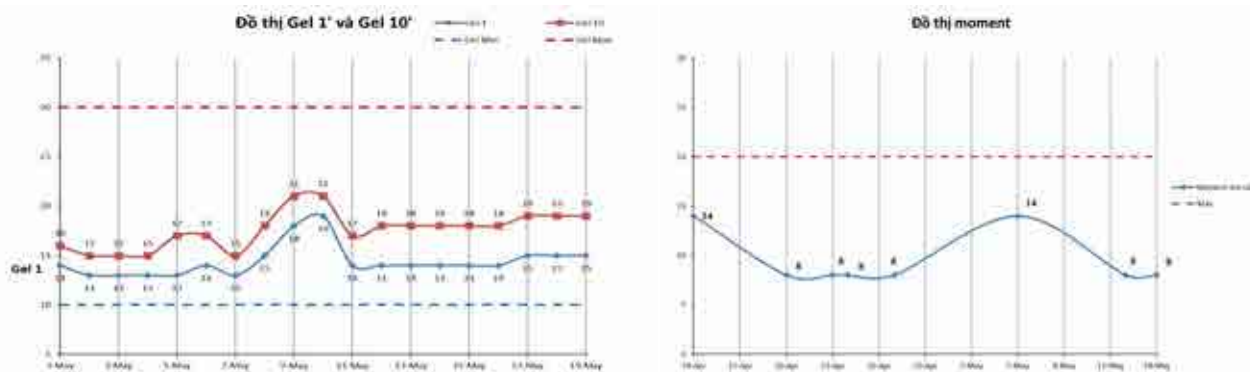
Từ các kết quả nghiên cứu thể hiện trên hình 5, 6 cho thấy hệ dung dịch ức chế mới KGAC có tính ưu việt hơn hệ dung dịch truyền thống FCL/AKK và tương đương với hệ dung dịch Glydril đang được các nhà thầu hiện nay sử dụng rộng rãi tại các giếng khoan của Vietsovpetro. Cụ thể là:

Kết quả kiểm tra độ trương nở sét của các hệ dung dịch được thể hiện trên hình 8, hệ dung dịch mới KGAC đã thể hiện được tính ức chế sét cao, tương đương và có phần vượt trội hơn so với hệ Glydril của công ty MI SWACO. (MI SWACO, 2008).



Hình 8. So sánh độ trương nở sét giữa các hệ dung dịch (trước và sau nung).

2.1.3. Kết quả thử nghiệm công nghiệp



Hình 9. Kết quả thực tế đo các thông số dung dịch KGAC khi thi công khoan giếng.

Kết quả thử nghiệm công nghiệp hệ dung dịch KGAC tại 2 giếng khoan trên giàn Tam Đảo 2 cho thấy: việc thử nghiệm tại 2 giếng khoan đều đạt được các yêu cầu về kỹ thuật, giá thành rẻ hơn và giảm tác động xấu tới môi trường như cột cần khoan kéo lên ít bị dính sét, mùn khoan vỡ viên, không dính bột. Các thông số thực tế của dung dịch đo được trong quá trình thử nghiệm công nghiệp thể hiện ở hình 9 cho thấy: hệ dung dịch KGAC đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật khi thi công giếng khoan của Vietsovpetro. Các thông số dung dịch đều nằm trong khoảng thiết kế và ổn định trong suốt thời gian khoan (Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro, 2016; Hoàng Hồng Lĩnh, nnk, 2014).

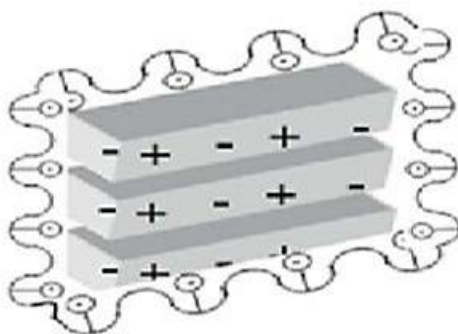
2.2. Hệ dung dịch KGAC PLUS

Hệ dung dịch KGAC PLUS được bổ sung thêm hóa phẩm ức chế bao bọc HyPR-CAP. Hóa phẩm HyPR-CAP tương thích với các thành phần khác trong hệ dung dịch, tạo thành hệ dung dịch KGAC PLUS có chất lượng ổn định các thông số dung dịch, khả năng ức chế sét, độ bền nhiệt, độ bôi trơn tốt hơn.

2.2.1. Cơ chế ức chế của các tác nhân ức chế sét trong hệ KGAC PLUS

Ngoài những cơ chế ức chế sét của hệ KGAC, hệ KGAC Plus có thêm ức chế bao bọc. Chất ức chế bao bọc (HyPR-CAP) là polymer có điện tích âm, nên sẽ hấp phụ lên các góc cạnh tích điện tích dương của phiến sét, bao bọc những cấu tử sét mùn khoan lại, để loại bỏ qua sàng rung, giảm lượng sét xâm nhiễm vào dung dịch. Chất ức chế bao bọc mới này, có phân tử lượng nhỏ hơn PHPA, nên giảm mức độ tăng độ nhớt cho dung dịch và giảm tổn thất qua sàng rung.

Như vậy, trong hệ dung dịch mới KGAC-Plus có 5 tác nhân ức chế, kết hợp với nhau, làm tăng hiệu quả ức chế sét so với hệ KGAC. Các tác nhân ức chế này đều tương hợp với các thành phần khác trong hệ dung dịch, như: chất giảm độ tải nước, chất tạo cấu trúc, chất bôi trơn, chất diệt khuẩn... tạo thành một hệ dung dịch hoàn chỉnh và có chất lượng cao.

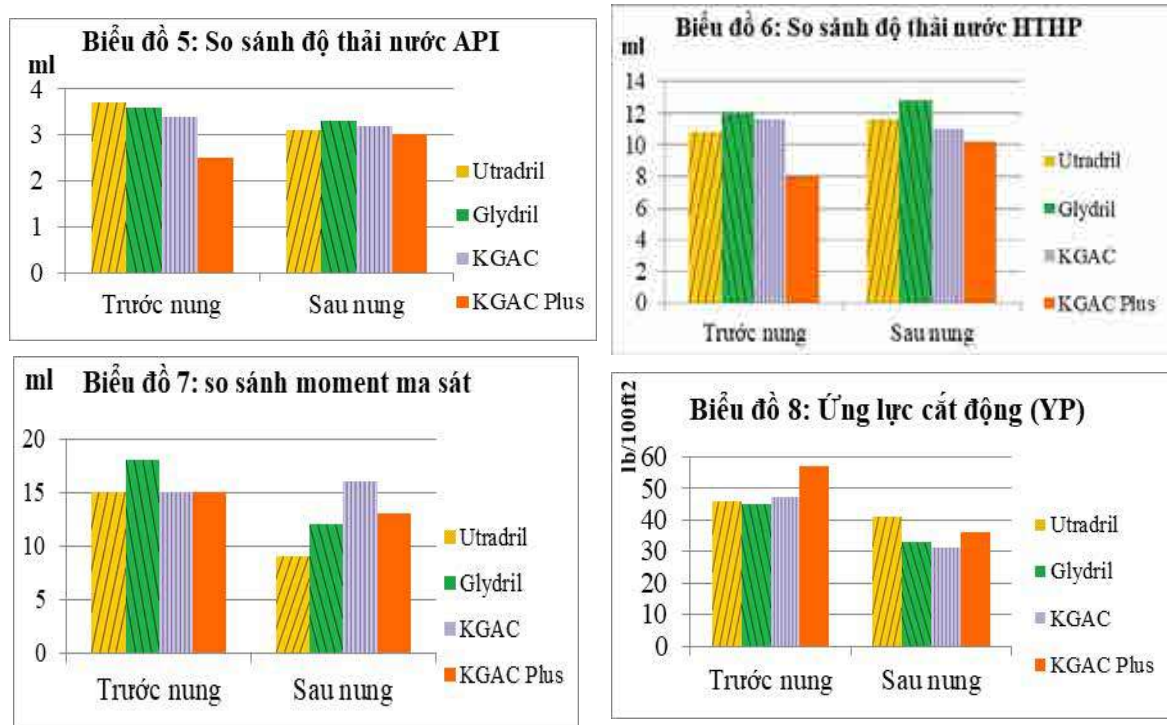


Hình 10: Ức chế bao bọc của HyPR-CAP.

2.2.2. Kết quả nghiên cứu, thí nghiệm hệ dung dịch KGAC PLUS

Trên cơ sở kết quả nghiên cứu hệ KGAC, nhóm tác giả đã nghiên cứu bổ sung thành phần chất ức chế bao bọc mới (HyPR-CAP) với những hàm lượng và quy trình pha trộn khác nhau. Từ đó, nghiên cứu: tính tương hợp, độ ổn định các thông số dung dịch, khả năng ức chế sét, độ bền nhiệt, độ bôi trơn... so với hệ dung dịch ULTRADRIL và một số hệ dung dịch tiên tiến khác. Các kết quả thí nghiệm được thể hiện trong hình 11 (Hoàng Hồng Lĩnh và nnk. 2016; Tập thể phòng dung dịch Vietsovpetro, 2019).

- Biểu đồ 5, 6: Độ thải nước của hệ KGAC Plus đã được cải thiện tốt hơn hệ KGAC.
- Biểu đồ 7: Khả năng bôi trơn của Hệ KGAC-Plus đã được cải thiện tốt hơn hệ KGAC.
- Biểu đồ 8, 9: Các thông số lưu biến sau nung của hệ KGAC Plus tốt hơn so với hệ KGAC và tương đương với hệ Ultradril.



Hình 11. So sánh các thông số của hệ dung dịch KGAC Plus với một số hệ khác.

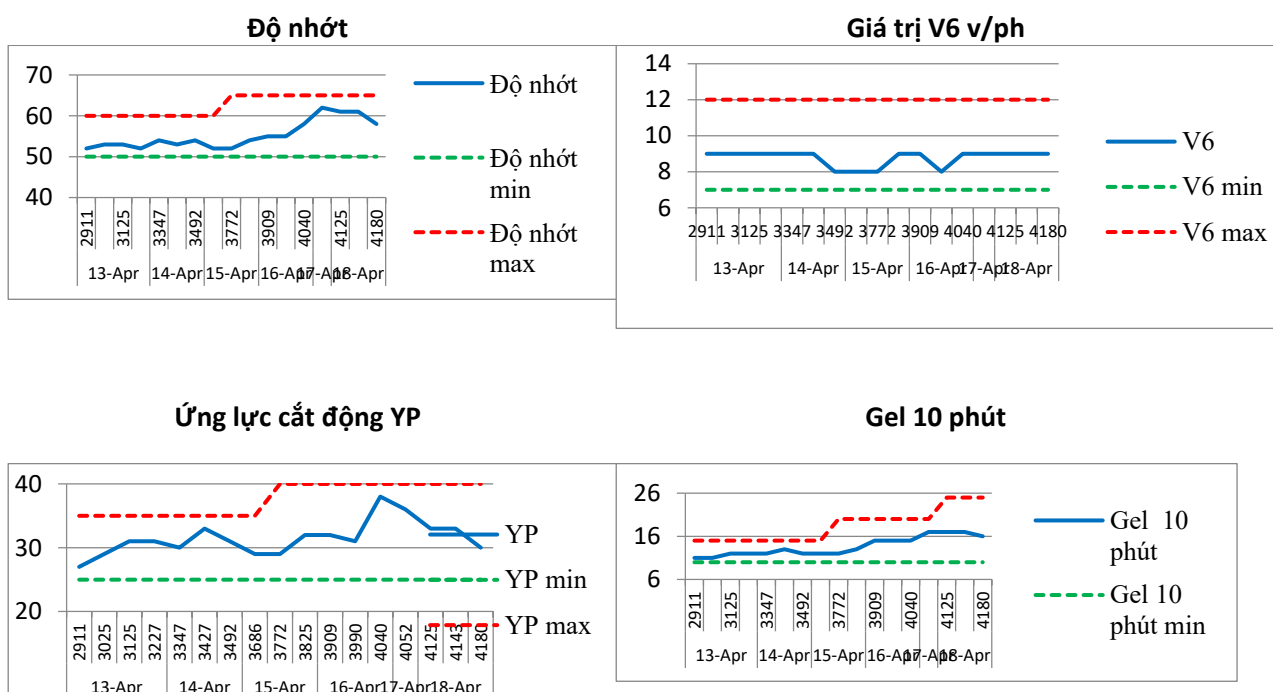
2.2.3. Kết quả thử nghiệm công nghiệp

Hệ dung dịch KGAC PLUS đã được áp dụng thử nghiệm thành công khi khoan 2 giếng tại giàn Tam Đảo-03 và giàn Cửu Long. Các giếng khoan này đã không gặp những phức tạp, sự cố và được chống ống trơn tru đến sát đáy.

Các thông số dung dịch ổn định, đạt yêu cầu kỹ thuật và nằm trong khoảng giá trị thiết kế cho phép (hình 12).

Kết quả thí nghiệm cho thấy chất lượng hệ dung dịch KGAC PLUS tương đương với hệ dung dịch Ultradril (hệ dung dịch gốc nước ức chế sét tốt nhất hiện nay của Công ty MI SWACO-USA, đang được áp dụng trên thế giới (MI SWACO, 2008; Hoàng Hồng Lĩnh và nnk. 2016).

Căn cứ vào kết quả thử nghiệm độ độc cấp tính đối với tảo biển *Skeletonema* và ấu trùng Tôm sú *Penaeus monodon* của Trung tâm Nghiên cứu và phát triển An toàn và Môi trường dầu khí - Viện Dầu khí Việt Nam; hai hệ dung dịch KGAC và KGAC PLUS được xếp vào nhóm E - là nhóm tốt nhất theo hệ thống phân loại độc tính hóa chất OCNS (*Offshore Chemicals Notification Scheme, UK*). (Tổng Công ty Dầu khí Việt Nam, 2005; Hoàng Hồng Lĩnh và nnk. 2016, Trung tâm Nghiên cứu và phát triển An toàn và Môi trường dầu khí, 2017).



Hình 12. Các thông số hệ dung dịch KGAC Plus đo được tại giếng khoan thử nghiệm

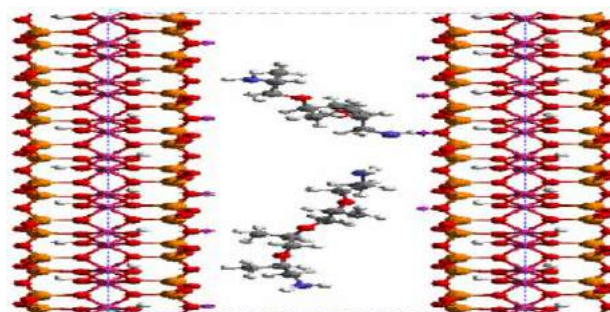
2.3. Hệ dung dịch KGAC PLUS M1

Hệ dung dịch KGAC PLUS M1 về thành phần có những thay đổi so với hệ dung dịch KGAC PLUS. Không sử dụng KOH và AKK trong hệ dung dịch, mà thay vào đó là Polyhib để vừa tăng pH, vừa ức chế sét (theo cơ chế ức chế của polyamine là tạo liên kết ion, nhờ NH_2^+). Hệ KGAC PLUS M1 đang được áp dụng rất thành công cho gần 100 giếng khoan của Vietsovpetro. Hệ KGAC PLUS M1 đã đoạt giải nhất tại hội thi sáng tạo kỹ thuật toàn quốc (VIFOTEC) năm 2020. (Tập thể tác giả dung dịch Vietsovpetro, 2019).

2.3.1. Cơ chế ức chế của các tác nhân ức chế sét trong hệ KGAC PLUS M1

Hệ KGAC Plus M1 cũng gồm 5 tác nhân ức chế như hệ dung dịch KGAC Plus. Tuy nhiên, Polyhib (Polyether diamine) đã thay thế cho AKK. Tổ hợp 5 tác nhân ức chế mới này, kết hợp với nhau làm tăng hiệu quả ức chế sét của KGAC Plus M1 so với KGAC Plus.

Polyether diamine có độc tính rất thấp đối với môi trường biển và tương thích với các hóa phẩm khoan khác. Do không có nhóm chức thủy phân, polyether diamine rất bền nhiệt khi sử dụng trong dung dịch khoan. Cấu trúc phân tử của polyether diamine đủ nhỏ để xâm nhập vào cấu trúc sét và ngăn cản sét hấp thụ nước, và nhờ đó giảm đáng kể sự trương nở của sét (hình 14).

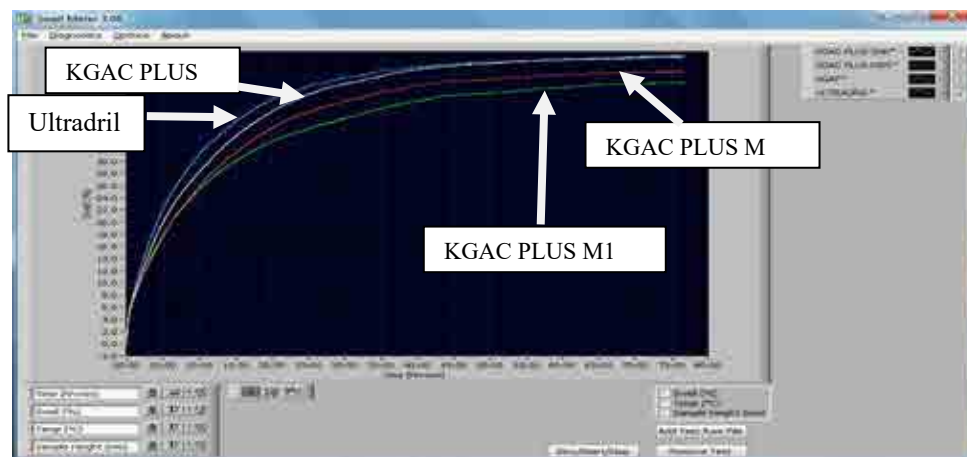


Hình 14. Cấu trúc phân tử của polyether diamine.

Khi bổ sung hóa phẩm polyether diamine vào dung dịch, các phân tử polyamine sẽ tương tác với sét theo 2 cơ chế: Các nhóm amine có thể hấp phụ lên bề mặt của sét, có thể liên kết đồng thời với 2 bề mặt cấu trúc sét cạnh nhau bằng 2 nhóm amine trên cùng 1 phân tử. Điều này làm tăng kích thước của hạt sét và hạt sét sẽ có xu hướng lắng xuống. Cơ chế thứ 2 là cơ chế khử nước (de-watering). Sau khi phân tử polyamine liên kết với cấu trúc sét, phần kỵ nước trong phân tử polyamine sẽ ngăn chặn phân tử nước tiếp xúc với bề mặt cấu trúc sét, đồng thời đẩy các

phân tử nước đã liên kết ra khỏi cấu trúc sét. Kết quả là pha nước tự do trong hệ sét-nước sẽ tăng lên. Bên cạnh đó, nhờ đặc điểm cấu trúc phân tử đó mà polyether amine còn có khả năng tạo pH cho môi trường. Đây cũng là một chức năng hữu ích được nhắm đến khi áp dụng hóa phẩm ức chế gốc polyamine trong dung dịch khoan.

2.3.2. Kết quả nghiên cứu, thí nghiệm hệ dung dịch KGAC PLUS M1



Hình 15. Kết quả đo độ trương nở sét trên thiết bị Swellmeter.

Các kết quả thí nghiệm trong phòng về nghiên cứu mức độ ức chế sự trương nở sét của hệ dung dịch KGAC PLUS M1 so với những hệ dung dịch ức chế khác, được trình bày trong hình 15.

Kết quả nghiên cứu, thí nghiệm cho thấy, hệ dung dịch ức chế mới KGAC Plus M1 có tính ưu việt hơn hẳn các hệ dung dịch KGAC PLUS của VSP đang thi công và Ultradril của công ty MI SWACO hiện đang được các nhà thầu sử dụng.

2.3.3. Kết quả thử nghiệm công nghiệp.

Kết quả thử nghiệm hệ dung dịch KGAC Plus M1 tại các giếng khoan dầu khí cho thấy:

Bộ khoan cụ khi kéo lên sạch, không bị dính bột (hình 16a).

Mùn khoan tại sàng rung dạng vo viên không dính bột (hình 16b).

Tại giếng khoan áp dụng thử nghiệm các thông số dung dịch ổn định, đạt yêu cầu kỹ thuật và nằm trong khoảng giá trị thiết kế cho phép.



Hình 16. Hình ảnh bộ khoan cụ sạch khi kéo lên và mùn khoan vo viên tại sàng rung.

3. Kết quả và thảo luận

Qua các kết quả nghiên cứu thí nghiệm và áp dụng thực tế như đã trình bày ở những phần trên cho thấy:

3.1. Hiệu quả kỹ thuật và khả năng áp dụng 3 hệ dung dịch KGAC, KGAC PLUS và KGAC PLUS M1

Cả 3 hệ dung dịch mới KGAC, KGAC Plus và KGAC Plus M1 đều đạt chất lượng và tính chất tương đương hoặc có phần vượt trội so với các hệ dung dịch tiên tiến chất lượng cao như hệ dung dịch Glydril, Ultradril của Công ty MI SWACO-USA. Các hệ dung dịch này đảm bảo hiệu quả khoan qua các địa tầng sét hoạt tính cao và có điều kiện địa chất phức tạp. Đồng thời, cả 3 hệ dung dịch này đều phù hợp với các điều kiện kỹ thuật của Vietsovpetro và đảm bảo an toàn cho môi trường sinh thái.

Trong thời gian từ 2013 đến nay, tại các giếng khoan tự lực của “Vietsovpetro” đều sử dụng hệ dung dịch ức chế sét KGAC, KGAC PLUS, KGAC PLUS M1 và đạt được nhiều thành công, tiết kiệm nhiều triệu USD cho Vietsovpetro, giảm thiểu ảnh hưởng tới môi trường sinh thái và đã đạt được nhiều giải thưởng trong nước và quốc tế. Cụ thể là:

- Giải nhì Hội thi Sáng tạo kỹ thuật toàn quốc năm 2014-2015;
- Giải nhì Giải thưởng Sáng tạo khoa học công nghệ Việt Nam năm 2015-2016;
- Giải nhất Hội thi Sáng tạo kỹ thuật toàn quốc năm 2016-2017;
- Huy chương và giải thưởng quốc tế WIPO năm 2017;
- Huy chương bạc quốc tế tại Hàn Quốc SIIF năm 2018;
- Giải nhất tại Hội thi Sáng tạo kỹ thuật toàn quốc lần thứ 15, năm 2018-2019.

3.2. Hiệu quả kinh tế và xã hội

Việc áp dụng 3 hệ dung dịch nêu trên, góp phần giải quyết được những khó khăn, vướng mắc hiện nay trong bối cảnh giá dầu suy giảm; đồng thời đào tạo được một đội ngũ chuyên gia, cán bộ kỹ thuật có trình độ chuyên môn cao về dung dịch khoan, có thể tự lực điều chế dung dịch để thi công các giếng khoan dầu khí trong các điều kiện địa chất phức tạp, mà không cần thuê dịch vụ dung dịch bên ngoài. Đặc biệt, sử dụng các hóa phẩm sẵn có trên thị trường Việt Nam, và hoàn toàn làm chủ về công nghệ thi công các giếng khoan dầu khí trong điều kiện địa chất phức tạp.

4. Định hướng nghiên cứu

Nhằm nâng cao chất lượng và hiệu quả và mở rộng phạm vi ứng dụng các hệ dung dịch đã nghiên cứu; tập thể tác giả dung dịch đang tiến hành nghiên cứu:

Nâng cao ức chế cho hệ KGAC PLUS M1: Nghiên cứu áp dụng hóa phẩm ức chế sét gốc polyamine thay thế cho polyhib trong hệ KGAC PLUS M1, nhằm tăng cường khả năng ức chế sét và tăng độ bền nhiệt của hệ dung dịch.

Nâng cao khả năng chống bó chèo và bộ định tâm: Nghiên cứu áp dụng hóa phẩm chống bó chèo (tương đương Ultrafree) cho hệ dung dịch.

Nâng cao độ ổn định thành giếng: Nghiên cứu thí nghiệm để áp dụng các vật liệu wellbore strengthening để gia cố, nâng cao độ ổn định thành giếng khoan, khi khoan qua các địa tầng có điều kiện phức tạp.

Nâng cao độ bền nhiệt: Tìm kiếm các hóa phẩm tương đương có khả năng chịu được nhiệt độ cao (đến 150 °C) từ đó áp dụng vào hệ dung dịch, nhằm nâng cao khả năng bền nhiệt cho hệ dung dịch.

Tài liệu tham khảo

- Hoàng Hồng Linh, nnk, 2014. Nghiên cứu áp dụng hệ dung dịch KGAC cho những giếng khoan dầu khí tại Vietsovpetro. Đề tài đoạt giải nhì hội thi sáng tạo kỹ thuật toàn quốc lần thứ 13 năm 2014.
- Hoàng Hồng Linh, nnk, 2016. Nghiên cứu thí nghiệm và đề xuất áp dụng hệ dung dịch KGAC-Plus cho những thành hệ sét hoạt tính mạnh. Đề tài đoạt giải nhì Giải thưởng sáng tạo khoa học công nghệ Việt Nam (VIFOTEC). Năm 2016. Trung tâm nghiên cứu và phát triển an toàn và môi trường dầu khí (CPSE) (2017). Năm 2017. Báo cáo đánh giá độc tính sinh thái của hệ dung dịch KGAC và KGAC-Plus.
- Liên doanh Việt-Nga Vietsovpetro, 2014-2016. Báo cáo tổng hợp kết quả áp dụng hệ dung dịch KGAC, KGAC-Plus tại các giếng khoan của Vietsovpetro.
- MI SWACO, 2008. Drilling fluids solutions
- Phạm Viết Đại, 2015. ULTRADRIL - High Performance Water-Base Mud.
- Ryen Caenn H. C. H. Darley George R. Gray, 2011. Composition and Properties of Drilling and Completion Fluids. Sixth Edition.
- Tập thể Phòng Dung dịch - XN Khoan & SG, 2016. Quy trình điều chế và xử lý hệ dung dịch KGAC.
- Tập thể tác giả dung dịch Vietsovpetro, 2019. Nghiên cứu, áp dụng hệ dung dịch KGAC PLUS M1 tại các giếng khoan của Vietsovpetro. Đề tài đoạt giải nhất tại hội thi sáng tạo kỹ thuật toàn quốc lần thứ 15, năm 2018-2019.
- Tổng Công ty dầu khí Việt Nam - Hà Nội, 2005. Hướng dẫn thực hiện các qui định về bảo vệ môi trường liên quan đến sử dụng và thải hóa chất, dung dịch khoan trong các hoạt động dầu khí ngoài khơi Việt Nam.

Research and application of high-performance drilling fluids systems in Vietsovpetro J/V

Hoang Hong Linh¹, Bui Van Thom¹, Mai Duy Khanh^{1,*}, Pham Dinh Lo¹, Nguyen Xuan Thao²

¹Drilling & Workover Division - Vietsovpetro J/V

²Drilling Technology Institute

*Corresponding author: khanhmd.rd@vietsov.com.vn

Abstract

The KGAC drilling fluid system uses two inhibitors (FCL, AKK) of the traditional FCL-AKK system and two inhibitors (KCl, Glycol) of the advanced KCl/Glycol system. In this new system, FCL inhibits by dispersion mechanism; AKK inhibits by flocculation mechanism; KCl inhibits by binding mechanism of K⁺ ions; Glycol inhibits by forming a film around the clay components. After being successfully tested in laboratory, the KGAC drilling fluid system has been field-tested with very good results at 02 wells of Vietsovpetro, which has significantly reduced complexity and non-production time. Its calculated economic efficiency yielded a million dollars. Since then, the KGAC system has been widely applied in more than 50 wells of Vietsovpetro.

The authors of the Vietsovpetro drilling fluid team carried on their research and added the encapsulation inhibitor chemical HyPR-CAP to create the KGAC PLUS system. After that, KOH and AKK in the drilling fluid system were replaced with Polyhib, introducing new drilling fluid system KGAC Plus M1. Two drilling fluid systems KGAC and KGAC PLUS were granted Certificate of ecological and environmental safety and The World Intellectual Property Organization (WIPO) presented with a gold medal in 2018. Nearly 100 wells of Vietsovpetro were successfully drilled using the KGAC PLUS M1 system. The KGAC PLUS M1 system took home the top honor at the 2020 VIFOTEC National Technical Innovation Contest.

Keywords: Water-based drilling fluid, Shale inhibitors, Environmental safe.

NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG THIẾT BỊ “MUD COOLER” NHẪM TỐI ƯU HÓA KHẢ NĂNG LÀM MÁT DUNG DỊCH KHÍ KHOAN CÁC GIẾNG DẦU KHÍ Ở BỂ CỬU LONG

Nguyễn Trần Tuấn

Trường Đại học Mở - Địa chất

Tác giả chịu trách nhiệm: nguyentrantuan1102@gmail.com

Tóm tắt

Trong phạm vi bài báo, tác giả trình bày tóm tắt một số kết quả nghiên cứu ứng dụng thiết bị làm mát dung dịch trong công tác khoan dầu khí để thi công các giếng đơn dày trong điều kiện nhiệt độ và áp suất cao ở bể Cửu Long.

Bằng phương pháp nghiên cứu lý thuyết và thử nghiệm thực tế về sự ảnh hưởng của nhiệt độ tới tính chất của dung dịch khoan, tác giả đã phân tích đặc tính kỹ thuật từng loại giàn khoan và đề xuất phương án lắp đặt thiết bị “Mud cooler” phù hợp để đảm bảo nhiệt độ của dung dịch giảm tới mức an toàn.

Ứng dụng thiết bị làm mát “Mud cooler” đã đem lại những hiệu quả to lớn trong việc thi công các giếng khoan do nhiệt độ của dung dịch được giảm mạnh trước khi hồi về bể chứa. Điều này có ý nghĩa rất lớn, bởi đã góp phần tăng tuổi thọ thiết bị, giảm thời gian khoan, thời gian thuê tàu, thời gian thuê dịch vụ khoan và giảm thiểu chi phí sử dụng chất phụ gia để gia công và phục hồi tính chất của dung dịch khoan; cải thiện điều kiện làm việc cho người thợ khoan.

Kết quả nghiên cứu đã áp dụng thử nghiệm thành công tại giếng khoan X-3P-X ở bể Cửu Long. Kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm sẽ là tiền đề mở rộng cho việc thi công các giếng khoan dầu khí có điều kiện nhiệt độ và áp suất tương tự.

Từ khóa: dung dịch khoan; giếng khoan; giàn khoan.

1. Mở đầu

Hiện nay, mỏ Sư Tử Trắng thuộc bể Cửu Long đang thi công các giếng khoan đơn dày nhằm tìm kiếm và nâng cấp trữ lượng dầu và khí. Các giếng khoan đơn dày ở mỏ Sư Tử Trắng đều là giếng nhiệt độ và áp suất cao. Trong giếng nhiệt độ và áp suất cao (HPHT), ngay cả dung dịch khoan chịu nhiệt tốt nhất cũng chỉ có giới hạn nhất định. Nếu vượt quá nhiệt độ và áp suất giới hạn, dung dịch khoan bị phá vỡ cấu trúc, mất tính ổn định sẽ làm thay đổi các thông số như giảm độ nhớt, độ thải nước, v.v... dẫn đến các phức tạp và sự cố trong khoan. Kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực tế cho thấy ở nhiệt độ trên 80 °C độ nhớt của hầu hết các loại dung dịch khoan chỉ còn ~ 0,35 cp, điều này ảnh hưởng nghiêm trọng tới cấu trúc của dung dịch (Trần Đình Kiên, 2002), (Trương Biên và nnk. biên dịch, 2007) và gây ra sự mất ổn định thành giếng và các sự cố phức tạp trong khoan, đòi hỏi chi phí nhiều thời gian thi công giếng và chi phí các hóa phẩm để gia công dung dịch, dẫn tới giá thành khoan giếng tăng. Đồng thời, khi nhiệt độ dung dịch khoan tăng quá nhiệt độ cho phép sẽ ảnh hưởng đến khả năng làm việc và tuổi thọ của thiết bị khoan, đến khả năng làm việc của bộ dụng cụ khoan; tới mức độ chính xác của thiết bị đo lường (MWD) và các thiết bị ghi (LWD) trong khi khoan. Chúng cũng có thể dẫn đến sự hao mòn quá mức các chi tiết đàn hồi của các thiết bị đo MWD, LWD; làm hư hỏng vòng bít kín bằng cao su của thiết bị chống phun (BOP), của máy khuấy, máy ly tâm và máy bơm dung dịch (Trương Biên và nnk. biên dịch, 2007).

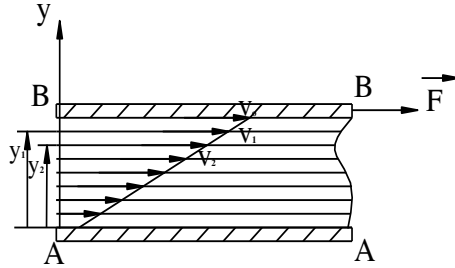
Ngoài ra, dung dịch khoan quá nóng có thể giải phóng khí và hơi độc từ các hóa phẩm gia công trong dung dịch, gây ô nhiễm và nguy hiểm đến môi trường làm việc của người thợ khoan.

Phân tích các tài liệu địa chất và chế độ nhiệt trong các giếng khoan ở bể Cửu Long; tác giả nhận thấy việc sử dụng các phương tiện “Mud cooler” để làm mát hoặc giữ ổn định nhiệt độ cho phép của dung dịch khoan trong hệ tuần hoàn giếng là việc không thể thiếu, có tính cần thiết đáp

ứng kịp thời yêu cầu sản xuất và giảm thiểu những tác động không tốt của nhiệt độ trong giếng khoan.

2. Nghiên cứu chế độ nhiệt và phân bố nhiệt trong giếng khoan

Trong quá trình khoan, dung dịch khoan bị làm nóng bởi nhiều yếu tố kết hợp với nhau như sự kết hợp giữa áp suất, nhiệt độ tự nhiên trong thành hệ giếng với ma sát cơ học do bộ dụng cụ khoan làm việc. Điều này đã làm cho tính lưu biến của dung dịch thay đổi; đặc biệt độ nhớt của dung dịch sẽ giảm xuống dưới mức cho phép bởi khi đó chuyển động phân tử tăng lên (hình 1), cấu trúc của dung dịch có thể bị phá vỡ, lực ma sát nội sẽ bị giảm. Hiện tượng này được giải thích bằng thuyết động học phân tử.



Hình 1. Chuyển động của các lớp chất lỏng.

Để dịch chuyển tương đối giữa 2 lớp chất lỏng với nhau cần tác dụng một lực là F_1 nào đó, lực này có giá trị bằng lực ma sát nội tỷ lệ thuận với diện tích bề mặt tiếp xúc S của lớp chất lỏng. Mối liên quan giữa lực tác dụng và diện tích tiếp xúc có thể biểu diễn bằng công thức:

$$F_1 = fS \quad (1)$$

Trong đó : f - ứng suất trượt (đặt trên 1 đơn vị diện tích); S - diện tích 2 lớp tiếp xúc.

Vận tốc chuyển động của các lớp thay đổi theo quy luật tuyến tính, nghĩa là tỷ lệ với khoảng cách từ chúng tới mặt phẳng chuyển động B-B

$$\frac{v_1}{y_1} = \frac{v_2}{y_2} \quad (2)$$

Ứng suất trượt f tỷ lệ với sự biến thiên vận tốc theo hướng của trục tung (y) và phụ thuộc vào (y) theo quy luật tuyến tính. Vì thế ta có thể viết:

$$f = \eta \frac{v}{y} \quad (3)$$

η - hệ số ma sát nội phụ thuộc vào tính chất của chất lỏng, thay (3) vào (1) ta có:

$$F_1 = \eta S \frac{v}{y} \quad (4)$$

Tổng quát hơn, ứng với sự thay đổi gradien vận tốc trên một chiều dày đủ nhỏ bất kỳ giữa 2 lớp chất lỏng, ta có:

$$F = \eta S \frac{dv}{dy} \quad (5)$$

Từ đó ta có:

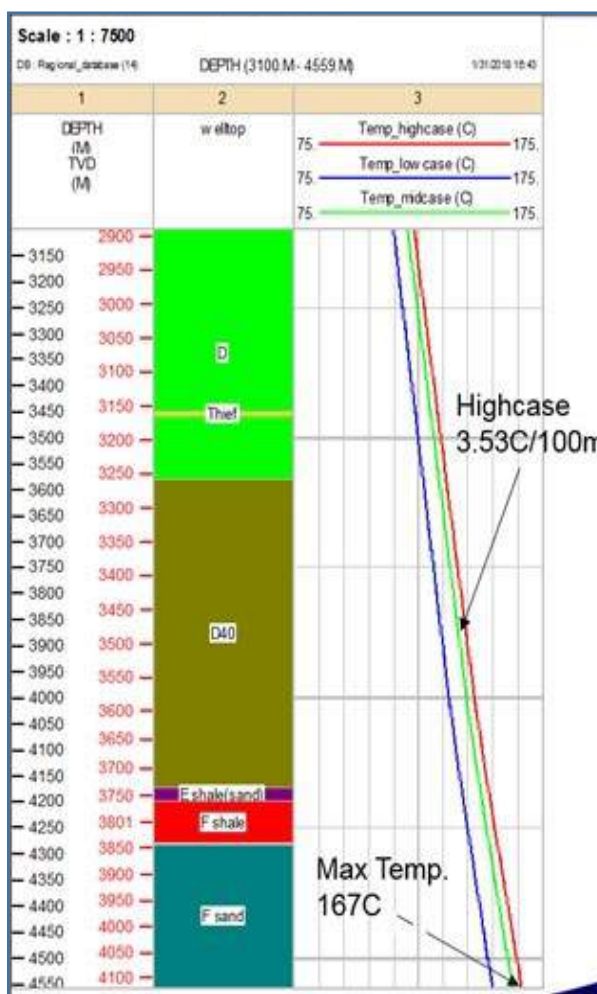
$$\eta = \frac{F dy}{S dv} \quad (6)$$

Về mặt ý nghĩa vật lý thì hệ số η là lực tiếp tuyến cần thiết để làm dịch chuyển tương đối giữa hai lớp chất lỏng có bề mặt tiếp xúc là 1 đơn vị diện tích, cách nhau 1 đơn vị độ dài với vận tốc là 1 đơn vị vận tốc.

Trong quá trình tuần hoàn dung dịch, sự trao đổi nhiệt từ đáy giếng lên bề mặt được diễn ra

trong suốt quá trình khoan. Biên độ chênh lệch nhiệt độ giữa đáy giếng và nóc vỉa phụ thuộc chủ yếu vào vận tốc chuyển động của dòng chảy dung dịch trong hệ tuần hoàn giếng khoan (Editions Technip, 2014).

Chế độ nhiệt trong suốt chiều dài thân giếng thay đổi hết sức phức tạp và phụ thuộc vào nhiều yếu tố. Gradient nhiệt độ trong các giếng khoan không giống nhau; giếng khoan càng sâu, nhiệt độ thân giếng càng lớn (hình 2), càng làm thay đổi tính chất lưu biến của dung dịch. Ngày nay, phần mềm máy tính của các Công ty Dịch vụ dung dịch khoan như MI-Swaco, Halliburton Baroid, Scomi,... dễ dàng cung cấp số liệu có tính chất định tính chi tiết về cấu hình nhiệt độ trong giếng khoan; kết hợp với các kết quả thu được từ thiết bị đo MWD trong khi khoan, ta có thể nhận biết chính xác nhiệt độ đáy giếng để đề xuất các giải pháp xử lý phục hồi tính chất dung dịch khoan (Công ty Liên doanh điều hành Cửu Long, 2018).



Hình 2. Đường biểu thị nhiệt độ của giếng X-3P-X mở Sư Tử Trắng.

3. Khảo sát lắp đặt thiết bị làm mát dung dịch khoan “Mud cooler” và kết quả thử nghiệm tại

3.1. Sơ đồ lắp đặt thiết bị làm mát “Mud cooler” trên giàn khoan giếng X-3P-X

Trên cơ sở nghiên cứu nguyên lý làm việc của thiết bị “Mud cooler” và khảo sát thực tế, phân tích đặc thù từng loại giàn khoan và vị trí lắp đặt, tác giả nhận định rằng nếu lắp đặt thiết bị “Mud cooler” trên giàn tại vị trí không phù hợp thì **“nhiệt độ của dung dịch sẽ không giảm tới mức an toàn để thi công”**. Hàng loạt các thử nghiệm đã được thực hiện để kiểm tra tính thực tiễn của việc lắp đặt các hệ thống làm mát bằng dung dịch cho thấy: nếu lắp đặt thiết bị làm mát hợp lý, phù hợp với loại giàn khoan sẽ đem lại hiệu quả cao trong việc giảm nhiệt độ giếng, tăng tuổi thọ thiết bị khoan, kiểm soát tốt tính lưu biến dung dịch với ít sử dụng chất phụ gia, sử dụng hiệu quả các thiết bị MWD.

- Máy bơm ly tâm (Centrifugal Pump) được lắp đặt tại mạn phải của giàn, ngay khu vực sàng rung.

- Máy bơm điện chìm (Submersible Pump) dự phòng để cung cấp nước biển làm mát thiết bị Mud Cooler trong trường hợp hệ thống bơm nước biển của giàn khoan bị hư hỏng.

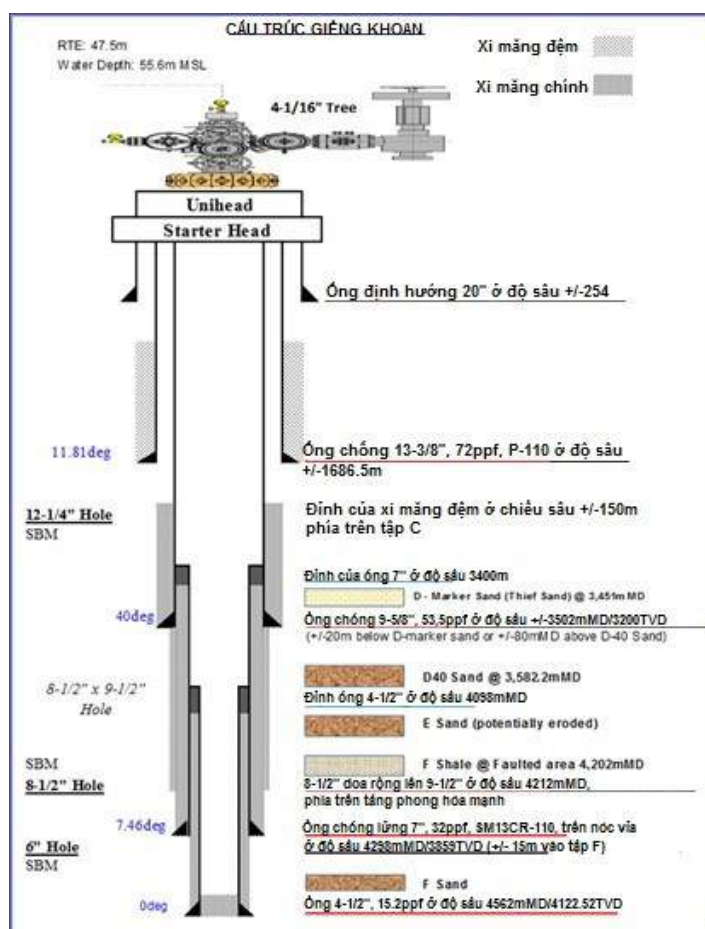
3.2. Kết quả thử nghiệm thiết bị làm mát dung dịch khoan “Mud cooler” tại giếng khoan X-3P-X

Giếng khoan X-3P-X thuộc mỏ Sư Tử Trắng của Cửu Long JOC là giếng nhiệt độ, áp suất cao; nhiệt độ đáy giếng lên tới gần 170 °C (hình 1) (Công ty liên doanh điều hành Cửu Long, 2018).

Giếng khoan được thiết kế mở cửa sổ từ thân giếng cũ qua ống chống 13 3/8” tại chiều sâu 1686 mMD. Khoan 12 1/4” và chống ống 9 5/8” tới chiều sâu 3500 mMD/3200 mTVD; sau đó khoan thân giếng đường kính 8 1/2” và chống ống lừng 7” từ 3400 mMD tới 4298 mMD; đoạn cuối của giếng được khoan đường kính 6” và chống ống lừng 4 1/2” từ 4098 mMD tới 4562 mMD. Cấu trúc giếng khoan X-3P-X (hình 6) (Công ty Liên doanh điều hành Cửu Long, 2018).

Giếng khoan X-3P-X được thiết kế sử dụng hệ dung dịch khoan gốc dầu (SBM), với tính ức chế sét rất tốt. Nhưng do nhiệt độ trong giếng khoan cao, cấu trúc và tính lưu biến của dung dịch luôn thay đổi làm ảnh hưởng tới sự ổn định thành giếng khoan. Hơn nữa, đây là giếng sử dụng hệ dung dịch khoan gốc dầu cần phải duy trì ở nhiệt độ dưới nhiệt độ tự bốc cháy của bột dầu để đảm bảo điều kiện an toàn của công tác khoan.

Chính vì vậy, Công ty dầu khí Cửu Long đã quyết định sử dụng thử nghiệm hệ thống làm mát dung dịch “Mud cooler” cho giếng X-3P-X.



Hình 6: Cấu trúc giếng X-3P-X.

Với tổng tiết kiệm gần nửa triệu đô la Mỹ (480.000USD) là một con số rất ấn tượng với ứng dụng thiết bị làm mát “Mud cooler” cho giếng khoan nhiệt độ và áp suất cao. Với việc giảm thời gian kéo thả do bộ khoan cụ bị hỏng, sẽ tăng thời gian khoan; giảm các hiện tượng phức tạp do dung dịch khoan gây ra.

4. Kết luận

Ứng dụng hiệu quả thiết bị “Mud cooler” đã giảm thiểu chi phí khoan rất lớn bởi các yếu tố: tiết kiệm thời gian khoan, thời gian thuê tàu, thời gian thuê dịch vụ khoan và giảm thiểu chi phí sử dụng chất phụ gia để phục hồi tính chất của dung dịch...

Những kết quả nghiên cứu được tác giả trình bày trong bài báo đã thể hiện tính ưu việt và hiệu quả khi ứng dụng thiết bị làm mát dung dịch “Mud cooler” cho giếng nhiệt độ và áp suất cao X-3P-X. Việc ứng dụng hiệu quả thiết bị làm mát dung dịch “Mud cooler” là minh chứng khoa học đầy đủ cho việc áp dụng thi công các giếng khoan nhiệt độ và áp suất cao đơn dây ở mỏ khí Sư Tử Trắng của bể Cửu Long.

Tài liệu tham khảo

- Công ty liên doanh điều hành Cửu Long, 2018. Chương trình khoan X-3P-X
- Trần Đình Kiên, 2002. Dung dịch khoan và vữa trám, giáo trình trường Đại học Mỏ - Địa chất.
- Trương biên, Nguyễn Xuân Thảo, Phạm Thành, Trần Bản và nnk. biên dịch, 2007. Cẩm nang kỹ sư công nghệ khoan các giếng sâu NXB KHK, Hà Nội.
- Editions Technip, 2014. Drilling Data handbook

Research on the application of "mud cooler" device to optimize the cooling efficiency of drilling fluids while drilling oil and gas wells in the Cuu Long basin

Nguyen Tran Tuan

Hanoi University of Mining and Geology

Corresponding author: nguyentrantuan1102@gmail.com

Abstract

This paper presents some studies on applying the Mud cooler in Oil & Gas drilling in high temperature, high pressure infill wells in Cuu Long reservoir.

The author has proposed a method to study the theory of temperature effects on drilling fluid properties, that have been tested practically. The author has remarked on each type of drilling rig and installation location. With these remarks, give the option to install the "Mud cooler" on the rig at the appropriate location and method so that the temperature of the solution will be reduced to a safe level.

The effective application of this equipment has greatly assisted drilling process since the fluid temperature has reduced sharply before returning to the mud tank. This has helped cut down expenses significantly by prolonging equipment's durability, saving time for drilling, ship renting, drilling services and minimizing the budget spent on buying the fluid and additives to recover it. Thus, the drilling workers' working conditions have been facilitated.

The studies' results have been proved scientifically and practically through the successful drilling of well X-3P-X. This will make the way for other local wells and reservoirs with the same conditions of temperature and pressure.

Keywords: drilling fluids, wells, rigs.

NGHIÊN CỨU GIẢI PHÁP XỬ LÝ LẮNG ĐỘNG ASPHALTEN TẠI MỎ BRS, ALGERIA

Đỗ Duy Khoản^{1,*}, Nguyễn Văn Thịnh²

¹Tổng công ty Thăm dò Khai thác Dầu khí

²Trường Đại học Mỏ - Địa chất

*Tác giả chịu trách nhiệm: khoandd@pvep.com.vn

Tóm tắt

Được đưa vào khai thác ngày 12/8/2015, mỏ Bir Seba (BRS) xuất hiện tình trạng lắng đọng asphalten trong quá trình khai thác do áp suất vỉa giảm, áp suất và nhiệt độ trong lòng giếng giảm. Asphalten lắng đọng làm hẹp đường kính ống khai thác, tăng độ nhiễm bẩn vỉa xung quanh giếng, độ thấm tương đối của dầu giảm, độ thấm tương đối của nước tăng dẫn đến lưu lượng dầu của giếng giảm ảnh hưởng tới sản lượng khai thác mỏ. Mỏ vừa bị lắng đọng muối vừa bị lắng đọng asphalten làm cho việc xử lý rửa muối thêm phức tạp hơn. Bình thường rửa muối chỉ cần bơm nước lạnh xuống, tuy nhiên khi bơm nước lạnh xuống rửa muối, do nhiệt độ bị giảm dẫn đến asphalten lắng đọng nhiều hơn. Vì vậy, việc nghiên cứu và tìm ra giải pháp xử lý muối và asphalten để duy trì ổn định và nâng cao sản lượng khai thác giếng dầu, đảm bảo kế hoạch sản lượng là vấn đề cần thiết và cấp bách. Kết quả phân tích mẫu dầu cho thấy asphalten lắng đọng ở điều kiện áp suất 2392 psi và 120 °C. Kết quả phân tích mẫu asphalten và xử lý trong phòng thí nghiệm cho thấy xylene là dung môi phù hợp nhất để hòa tan asphalten. Kết quả nghiên cứu của bài báo đã chỉ ra, dùng coil tubing để bơm rửa muối và asphalten trong lòng giếng và bơm ép xylene vào vỉa xung quanh giếng là giải pháp hiệu quả. Sau xử lý, lưu lượng giếng khai thác được cải thiện rõ rệt, lưu lượng tăng từ 300 - 2000 thùng/ngày/giếng, duy trì ổn định và nâng cao sản lượng khai thác mỏ. Tần suất các lần bơm rửa tùy thuộc vào từng giếng, trung bình 3 tháng/lần.

Từ khóa: asphalten; xylene; lắng đọng muối; coil tubing.

1. Đặt vấn đề

Mỏ Bir Seba, Lô 433a&416b, Algeria được đưa vào khai thác ngày 12/8/2015. Sau thời gian ngắn đưa vào khai thác, trong quá trình thả thiết bị để kiểm tra lắng đọng muối trong quá trình khai thác, ngoài sự xuất hiện lắng đọng muối còn có thêm thành phần chất màu đen hòa trộn với muối. Kết quả phân tích mẫu cho thấy đây là asphalten. Sự hình thành asphalten được lý giải do áp suất vỉa giảm, áp suất và nhiệt độ trong lòng giếng giảm dẫn đến xuất hiện hiện tượng lắng đọng asphalten. Đối với các giếng có tính chất vỉa kém, hoặc bị nhiễm bẩn vỉa xung quanh giếng, sự bổ xung năng lượng từ vỉa vào giếng thấp khiến asphalten lắng đọng cả trong đáy giếng và thậm trí cả xung quanh khu vực cận đáy giếng.

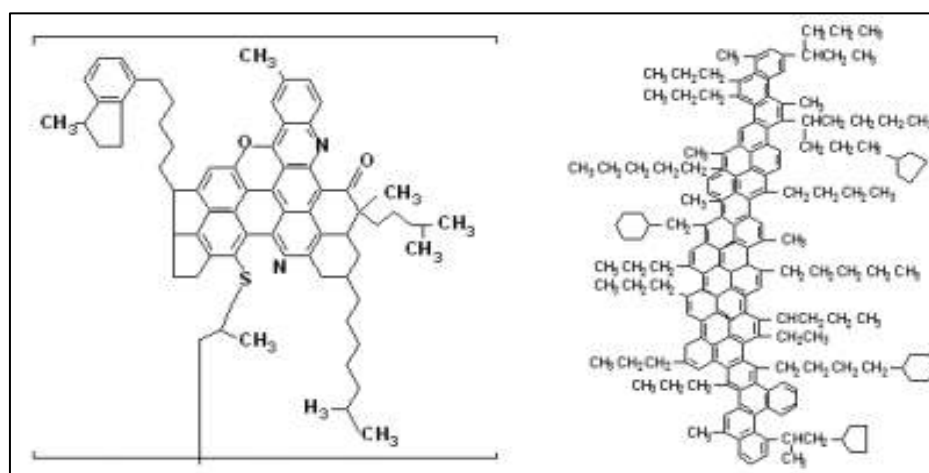
Asphalten lắng đọng làm hẹp đường kính ống khai thác, nhiễm bẩn thành hệ xung quanh giếng, độ thấm tương đối của dầu giảm và độ thấm tương đối của nước tăng. Asphalten lắng đọng dẫn đến lưu lượng dầu của giếng giảm rõ rệt, áp suất đầu giếng cũng giảm theo. Mỏ vừa bị lắng đọng muối vừa bị lắng đọng asphalten làm cho việc xử lý rửa muối thêm phức tạp hơn. Bình thường rửa muối chỉ cần bơm nước lạnh xuống, tuy nhiên khi bơm nước lạnh xuống rửa muối, do nhiệt độ bị giảm dẫn đến việc asphalten lắng đọng nhiều hơn. Asphalten lắng đọng kết hợp với muối lắng đọng làm cản trở dòng chảy vào giếng và lên bề mặt, làm áp suất miệng giếng và sản lượng giếng suy giảm. Vì vậy việc nghiên cứu và tìm ra giải pháp xử lý muối và asphalten để nâng cao sản lượng khai thác giếng dầu và đảm bảo kế hoạch sản lượng là vấn đề cần thiết và cấp bách.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Nghiên cứu sự hình thành asphalten trong vỉa chứa

a) Định nghĩa asphalten

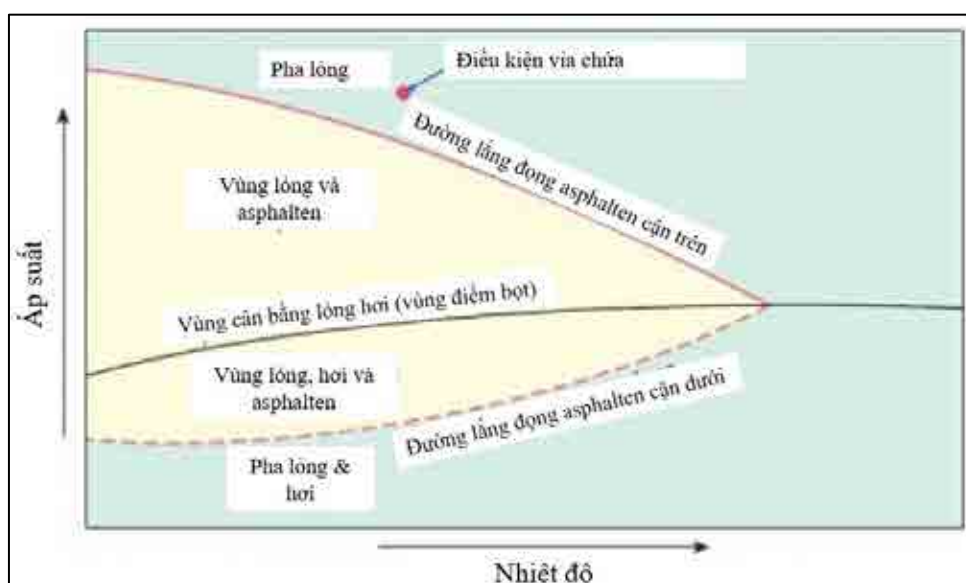
Asphaltene là hợp chất gồm các cấu tử hydro, carbon, nito, oxy hoặc sulfur. Tỷ lệ cấu tử carbon và hydro tương ứng khoảng 1:1.2 phụ thuộc vào nguồn của asphalten. Công thức của cấu tử asphalten thường là n-heptane (C_7H_{16}) hoặc toluene ($C_6H_5CH_3$). Asphalten hình thành từ dầu thô, bitumen hoặc than đá. Asphalten được hình thành khi tỷ lệ thành phần các cấu tử n-pentane chiếm 80 - 85% tỷ trọng carbon trong đó 50 - 60% là aromatic, 7 - 10% là hydrogen, 10% sulfur, 3% nitơ và 5% oxy. Ngoài ra còn có thêm thành phần hợp chất khác như Vanadium và Nikel. Cấu trúc mạng lưới liên kết của cấu tử asphalten được thể hiện như trong Hình 1.



Hình 1: Cấu trúc mạng lưới liên kết của cấu tử asphalten [2].

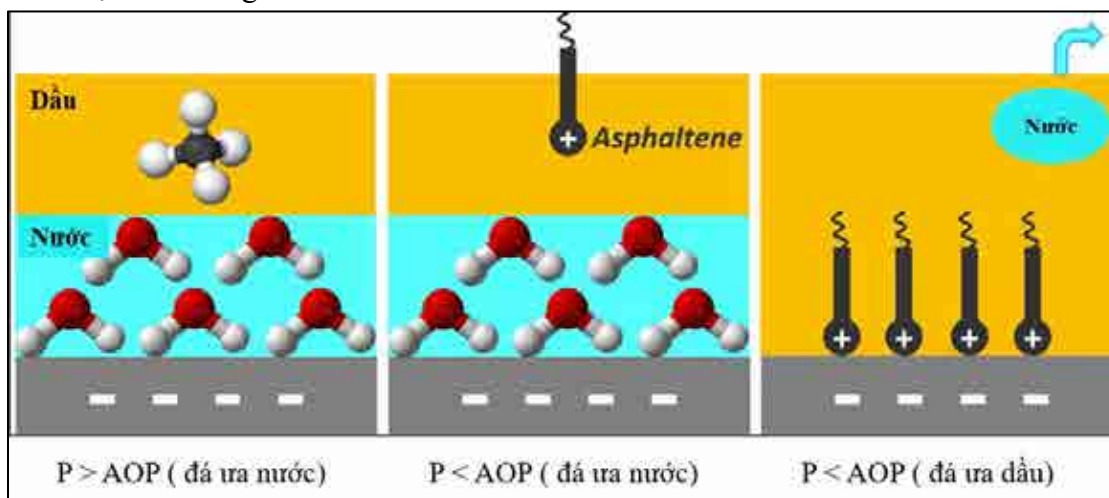
b) Quá trình hình thành asphalten

Ở điều kiện áp suất và nhiệt độ vỉa ban đầu, asphalten ổn định. Trong quá trình khai thác do áp suất vỉa giảm, áp suất và nhiệt độ trong lòng giếng giảm dẫn đến xuất hiện hiện tượng lắng đọng asphalten. Đối với các giếng có tính chất vỉa kém, hoặc bị nhiễm bẩn xung quanh giếng, sự bổ xung năng lượng từ vỉa vào giếng thấp khiến asphalten lắng đọng cả trong đáy giếng và thậm trí cả xung quanh khu vực cận đáy giếng. Hình 2, biểu đồ pha về quan hệ giữa áp suất, nhiệt độ và sự hình thành asphalten.

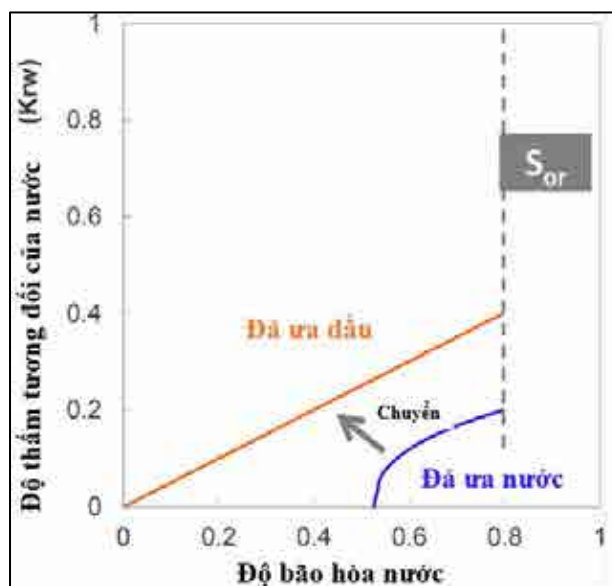


Hình 2: Biểu đồ pha về sự hình thành asphalten theo điều kiện áp suất, nhiệt độ [2].

Asphalten lắng đọng làm độ thấm tương đối của dầu giảm và độ thấm tương đối của nước tăng. Thể hiện như trong Hình 3 và Hình 4.



Hình 3: Minh họa quá trình lắng đọng Asphalten trong vỉa khi áp suất suy giảm [1].



Hình 4: Minh họa độ thấm pha thay đổi khi có Asphalten lắng đọng trong vỉa [1].

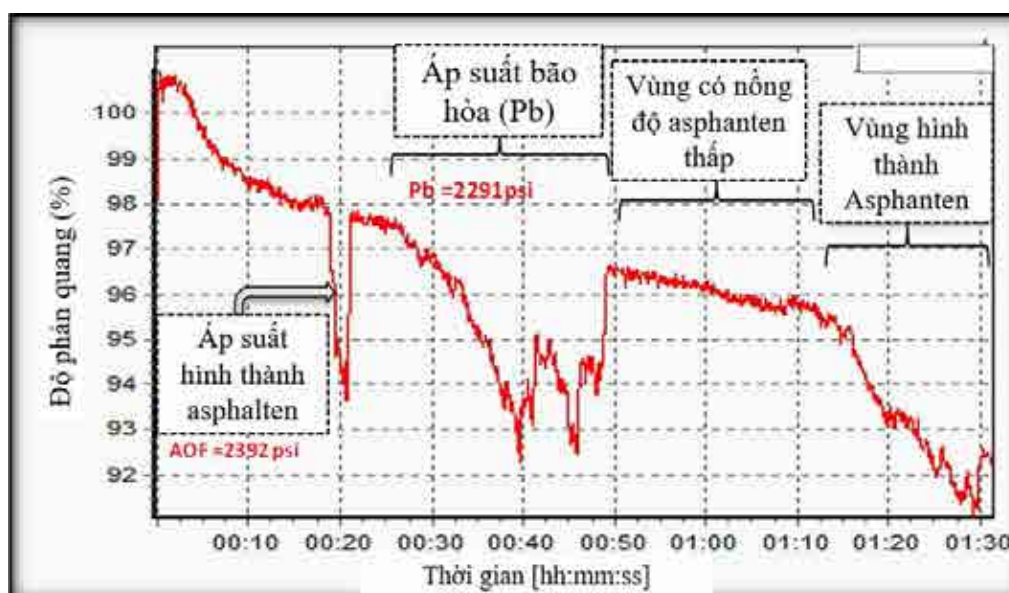
2.2. Các giải pháp xử lý asphalten tại mỏ BRS, Algeria

2.2.1. Kết quả nghiên cứu sự hình thành, lắng đọng asphalten tại mỏ BRS, Algeria

Sau khi thấy có sự lắng đọng asphalten từ mẫu đáy, GBRS đã tiến hành lấy mẫu đáy chất lưu (dầu) giếng BRS-12, BRS-17 và gửi đi phân tích trong phòng thí nghiệm. Kết quả phân tích (SARA test) cho thấy hàm lượng asphalten trong mỏ cao (0.16-0.2). Bảng 1, kết quả phân tích thành phần asphalten giếng BRS-12/17 mỏ BRS (SARA test).

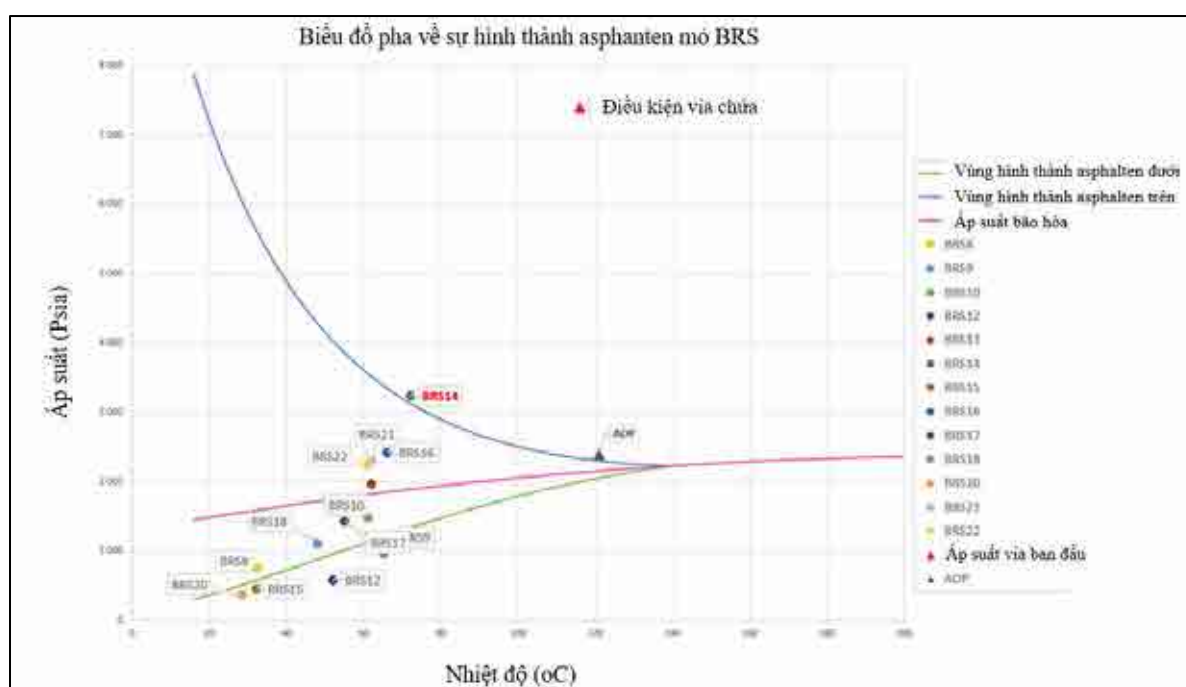
Bảng 1: Kết quả phân tích thành phần Asphalten giếng BRS-12/17, mỏ BRS (SARA test) [3]

Giếng	Độ bão hòa	Vòng benzen	Nhựa	Asphalten	Asphan/nhựa	Độ bão hòa/vòng thơm	CH
BRS#12	39,48	48	12	0,16	0,013	0,822	0,66
BRS#17	65,80	28	6	0,20	0,033	2,35	1,94



Hình 5. Biểu đồ kết quả phân tích hình thành Asphalten các giếng BRS-17 mỏ BRS [4]

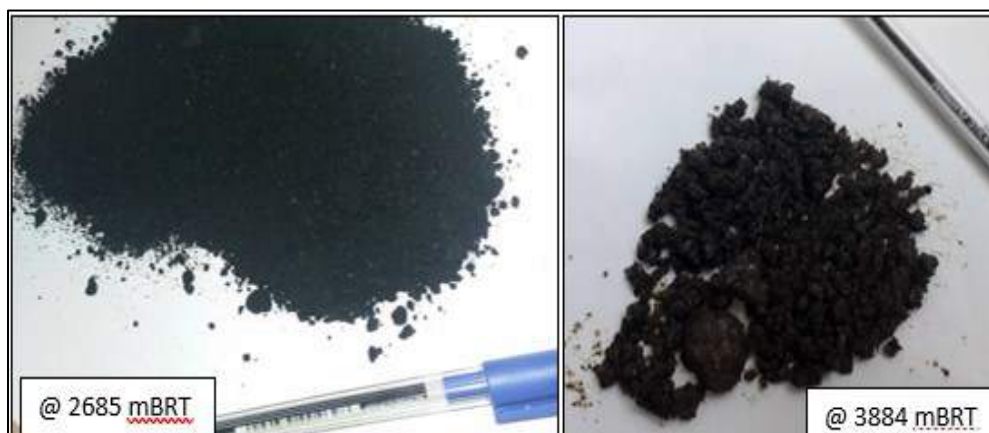
Hình 5 thể hiện kết quả phân tích giảm áp mẫu chất lưu giếng BRS-17 từ 300 bars đến 100 bars (4350-1450 psi) ở nhiệt độ vừa 120 °C cho thấy, áp suất hình thành asphalten ở nhiệt độ vừa 120 °C là 2392 psi, trong khi áp suất bão hòa của dầu là 2291 psi.



Hình 6. Biểu đồ kết quả phân tích hình thành Asphalten các giếng mỏ BRS.

Hình 6 thể hiện kết quả mô phỏng biểu đồ hình thành asphalten theo nhiệt độ và áp suất. Kết quả cho thấy từ điều kiện vừa cho tới bề mặt, trừ giếng BRS-14, hầu hết các giếng có áp suất miệng nằm trong vùng hình thành asphalten. Do vậy có thể khẳng định asphalten đã hình thành trong ống khai thác, làm hẹp ống khai thác. Đối với các giếng có áp suất đáy thấp dưới áp suất AOP có thể đã hình thành asphalten xung quanh vùng cận đáy giếng. Theo biểu đồ pha về lắng đọng asphalten này, có thể tối ưu chế độ khai thác phù hợp để hạn chế sự lắng đọng asphalten trong giếng.

Hình 7 dưới đây là một số mẫu asphalten thu được từ các giếng đang khai thác.



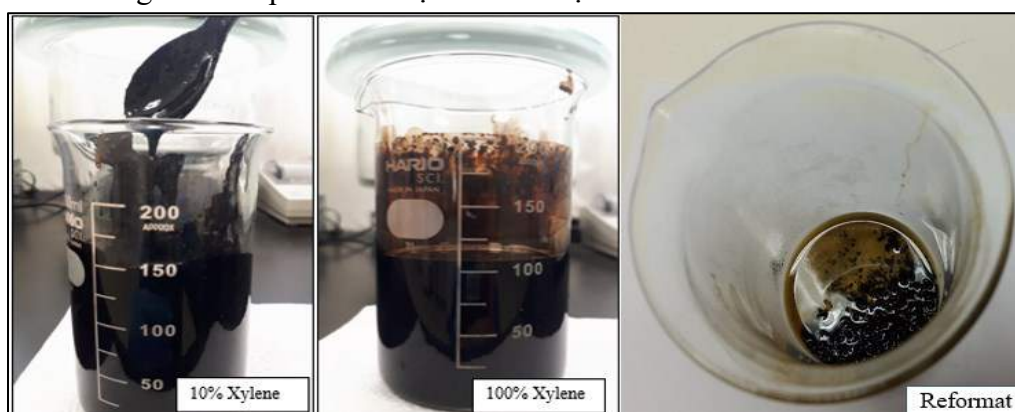
Hình 7. Muối và Asphalten lắng đọng tại giếng BRS-9 ngày 5/1/2017 và 7/10/2017 [5].

Kết quả minh giải tài liệu áp suất PBU cũng cho thấy giếng bị nhiễm bẩn thành hệ với hệ số skin cao từ +6 đến +30.

2.2.2. Giải pháp xử lý asphalten tại mỏ BRS, Algeria

Hiện tượng lắng đọng asphalten đã được GBRS phát hiện ngay thời gian đầu từ giếng BRS-6b. Trong quá trình thả slick line ngày 7/12/2015 sau 4 tháng khai thác giếng xuất hiện lắng đọng asphalten. Ban đầu GBRS đã sử dụng nước trộn với wax inhibitor để rửa muối và asphante, tỷ lệ trộn 5 - 30% wax inhibitor. Kết quả ban đầu tốt, lưu lượng dầu của giếng được cải thiện đáng kể. Tuy nhiên do wax inhibitor chỉ được thiết kế để dùng bơm qua đường chemical injection line để bảo vệ thiết bị lòng giếng, lưu lượng bơm rất thấp chỉ 10 - 30 lít/ngày chứ không phải dùng để rửa muối trong quá trình làm sạch lòng giếng bằng coil tubing. Việc mua wax inhibitor với thể tích lớn cũng gặp nhiều khó khăn. Giải pháp khác được đưa ra là dùng nước và reformat, tuy nhiên kết quả quá trình phân tích trong phòng thí nghiệm, một số thành phần lắng đọng không hòa tan hết với reformat.

Trước tiên các mẫu asphalten lấy từ giếng được đưa về phòng thí nghiệm của GBRS để làm các thí nghiệm mức độ hòa tan với các chất như wax inhibitor, reformat, xylene theo tỷ lệ tương ứng. Kết quả cho thấy wax inhibitor và xylene hòa tan hoàn toàn asphalten, còn reformat có hòa tan asphalten nhưng vẫn còn phần nhất định chưa được hòa tan hoàn toàn.



Hình 8. Kết quả độ hòa tan giữa xylene 10% và 100% và reformat giếng BRS-17 [6].

Bảng 2. Kết quả phân tích độ hòa tan của mẫu asphalten với reformat và xylene của giếng BRS-8 [6]

Ngày	Giếng	Nước	Nước/Wax inhibitor	Nước/Wax inhibitor	Reformat	Xylene
			(95/5)%	(90/10)%		
15-10-2017	BRS-8	Hòa tan thấp	Hòa tan thấp	Hòa tan tốt	Hòa tan thấp	Hòa tan tốt

Sau khi có kết quả phân tích trong phòng thí nghiệm, GBRS nhận thấy giải pháp tối ưu được lựa chọn là dùng xylene để hòa tan asphalten. GBRS đã tiến hành dùng coil tubing để bơm rửa muối và asphalten trong lòng giếng và ép vào vỉa xung quanh giếng. Quá trình bơm rửa và ép xylene vào vỉa để làm sạch muối và asphalten được thực hiện theo các bước như sau:

- *Nước xử lý (Treated Water)*

Nước xử lý là nước được làm sạch với 2% tới 5% Clayfix, thêm một số chất hoạt tính bề mặt. Mục đích chính của nước xử lý là chống sét trương nở bằng liên kết với thành hệ sét.

- *Foam*

Foam là chất lỏng ổn định với hơn 55% pha khí và nhỏ hơn 94% pha khí. Pha khí thông thường là N₂. Foam được thêm gel xúc tác (Foamed gel) từ 20 - 50 lbs WG-11 làm cho ổn định hơn. Formed gel có tác dụng làm sạch đoạn giếng thân trần.

- *Xylene*

Xylene là chất lỏng làm dung môi hòa tan asphalten. Bơm ép xylene vào vỉa nhằm hòa tan asphaltene bằng hệ thống Coiled Tubing (CT). Nước và dung dịch xylene được vận chuyển bằng xe bồn và nối vào hệ thống bơm cao áp (HP Pump). Lắp đặt hệ thống N₂ để gọi dòng chảy cho giếng khi giếng không thể tự phun.

- *Điều kiện kỹ thuật triển khai*

Cuộn coiled Tubing (CT) và đường ống bề mặt được điền đầy nước xử lý và thử áp tới 5000 psi. Cuộn CT được thả vào trong lòng ống khai thác 3,5 in đồng thời với việc bơm nước đã xử lý cho đến đáy ống lủng 4,5 in. Tại đây bơm Formed gel để làm sạch đoạn giếng thân trần. Đóng giếng và bơm ép vào đáy giếng rồi để ngâm qua đêm dung dịch xylene với công thức sau: 8 m³ xylene + 1% hyflo surfactant, 4 m³ nước xử lý (Losurf-300+5% NH₄CL). 8 m³ xylene + 1% hyflo surfactant. Khi bơm ép xylene luôn giữ áp suất đầu giếng không vượt quá 4000 psi. Kéo cuộn CT lên bề mặt trong khi giếng vẫn đóng. Ngày tiếp theo: gọi dòng chảy cho giếng với hệ thống N₂ lắp sẵn.



Hình 9: Thiết bị coil tubing bơm rửa và ép xylene [7].

Tùy thuộc vào cấu trúc của giếng cũng như tính chất rỗng, thấm của vỉa. Thể tích xylene được tính toán để bơm ép vào vỉa cho phù hợp, thể tích này dao động từ 9 - 30 m³/giếng/lần ép vỉa. Ngoài ra, để tăng khả năng ép xylene vào vỉa, dùng thêm phụ gia làm tăng độ linh động giảm sức căng bề mặt của lỗ rỗng với tỷ lệ 5% NH₄Cl.

3. Kết quả và thảo luận

Giải pháp xử lý lắng đọng asphalten bằng bơm rửa xylene giúp ổn định và cải thiện áp suất đầu giếng, loại bỏ vấn đề cản trở dòng chảy, giúp cho giếng khai thác ổn định và không bị đóng giếng. Tăng lưu lượng khai thác do đã rửa sạch được lắng đọng muối asphalten trong lòng ống khai thác và xung quanh giếng khoan.

Giải pháp đang được áp dụng và phát huy hiệu quả cao cho mỏ Bir Seba, Công ty GBRs. Đầu tiên là giếng BRS-12 bắt đầu được bơm từ tháng 12 năm 2015. Sau kết quả khả quan của giải pháp được áp dụng tại giếng BRS-15. Tới thời điểm hiện tại, hầu hết các giếng có hiện tượng lắng đọng asphalten đã được áp dụng như BRS-16, BRS-9, BRS-18, BRS-20, BRS-17...

Tần xuất các lần bơm rửa xylene tùy thuộc vào từng giếng, trung bình 3 tháng. Tuy nhiên, trong tương lai gần, khi áp suất vỉa suy giảm cộng với nước vỉa dâng cao, sự lắng đọng muối và asphalten sẽ ngày càng nhiều, vì vậy GBRs cần phải tính tới giải pháp lắp đặt hệ thống bơm rửa muối kết hợp với chông lắng đọng asphalten trong lòng giếng khai thác và xử lý lắng đọng asphalten ở khu vực xung quanh giếng.

Bảng 3: Tổng hợp kết quả trước và sau khi bơm rửa bằng Xylene [8]

Giếng	Hình thức can thiệp giếng	Ngày	Trước khi rửa muối			Trước khi rửa muối			Lưu lượng gia tăng
			Cỡ Choke	Áp suất miệng (WHP)	Lưu lượng dầu	Cỡ Choke	Áp suất miệng (WHP)	Lưu lượng dầu	
			/64"	Bars	Thùng/ngày	/64"	(Bars)	Thùng/ngày	
BRS-09	Rửa muối bằng coil tubing + bơm ép xylene vào vỉa	11/10/2017	34	87	1791	34	98	2407	616
BRS-18	Rửa muối bằng coil tubing + bơm ép xylene vào vỉa	13/10/2017	40	91	1216	42	85	1680	464
BRS-08	Rửa muối bằng coil tubing + bơm ép xylene vào vỉa	20/10/2017	32	68	307	23	88	1123	816
BRS-16	Rửa muối bằng coil tubing + bơm ép xylene vào vỉa	14/10/2017	2	75	435	2	164	2391	1956
BRS-20	Rửa muối bằng coil tubing + bơm ép xylene vào vỉa	18/10/2017	50	24	0	4	24	450	450
BRS-12	Rửa muối bằng coil tubing + bơm ép xylene vào vỉa	22/04/2017	12	30	960	16	60	1260	300
BRS-15	Rửa muối bằng coil tubing + bơm ép xylene vào vỉa	17/07/2017	15	20	200	35	20	500	300



Hình 10. Biểu đồ sản lượng khai thác giếng BRS-16 trước và sau khi áp dụng giải pháp [8].

4. Kết luận

Asphalten lắng đọng làm hẹp đường kính ống khai thác, tăng độ nhiễm bẩn vỉa xung quanh giếng, độ thấm tương đối của dầu giảm, độ thấm tương đối của nước tăng dẫn đến lưu lượng dầu của giếng giảm rõ rệt ảnh hưởng tới sản lượng khai thác mỏ. Kết quả phân tích SARA test, dầu tại mỏ BRS không ổn định, asphalten tại lắp đọng ở điều kiện áp suất 2392 psi và 120 °C. Biểu đồ lắng đọng asphalten cho thấy hầu hết các giếng đều bị lắng đọng asphalten trong lòng giếng (trừ giếng BRS-14) hoặc ở khu vực lân cận các giếng có áp suất đáy thấp. Kết quả phân tích hòa tan giữa asphalten và các chất: nước, wax inhibitor, reformat và xylene trong phòng thí nghiệm cho thấy xylene và wax inhibitor có độ hòa tan tốt nhất với asphalten. Giải pháp xử lý lắng đọng asphalten bằng bơm rửa xylene giúp ổn định và cải thiện áp suất đầu giếng, loại bỏ vấn đề cản trở dòng chảy, giúp cho giếng khai thác ổn định và không bị đóng giếng. Tăng lưu lượng khai thác từ 300 - 2000 thùng/ngày/giếng do đã rửa sạch được lắng đọng muối asphalten trong lòng ống khai thác và xung quanh giếng khoan. Tần xuất các lần bơm rửa xylene tùy thuộc vào từng giếng, trung bình 3 tháng. Trong tương lai, khi áp suất vỉa suy giảm cộng với nước vỉa dâng cao, sự lắng đọng muối và asphalten sẽ ngày càng nhiều, vì vậy, GBRS cần phải tính tới giải pháp lắp đặt hệ thống bơm rửa muối kết hợp với chống lắng đọng asphalten trong lòng giếng khai thác và xử lý lắng đọng asphalten ở khu vực xung quanh giếng.

Tài liệu tham khảo

- Takaaki Uetani. Wettability Alteration by Asphaltene Deposition: A Field Example. Abu Dhabi International Petroleum Exhibition and Conference. 10-13 November 2014. SPE-171788-MS.
- Chevron, Manfred Eigner, oilfieldwiki.com. Asphaltenes. 2012.
- GBRS, Báo cáo kết quả phân tích mẫu chất lưu SARA test, mỏ BRS.2017.
- GBRS, Báo cáo kết quả phân tích AOP mẫu chất lưu mỏ BRS. 2017.
- GBRS, Kết quả lấy mẫu chất lưu mỏ BRS, 2017.
- GBRS, Kết quả phân tích độ hòa tan của mẫu asphalten với reformat và xylene của giếng BRS-8, mỏ BRS. 2016.
- GBRS, Báo cáo chương trình can thiệp giếng bằng coil tubing giếng BRS-16, mỏ BRS. 2016
- GBRS, Tài liệu hội thảo xử lý muối và asphalten mỏ, BRS. 2016
- GBRS, Tài liệu hội thảo tối ưu thiết kế giếng giai đoạn 2 mỏ BRS. 2016

Research on treatment solutions for asphaltene precipitation at birseba field, algeria

Do Duy Khoan^{1,*}, Nguyen Van Thinh²

¹*PetroVietnam Exploration Production Coporation*

²*Hanoi University of Mining and Geoolgy*

**Corresponding author: khoandd@pvep.com.vn*

Abstract

BirSeba field was first oil production on 12th Aug 2015. During the production process, the asphaltene precipitation is caused by a number of factors including changes in pressure, temperature and composition. The most prevalent causes of asphaltene precipitation are decreasing reservoir pressure combining with the decreasing pressure and temperature through the production wells that cause to reduce the tubing size and oil relative permeability. Asphaltene precipitation increases also the contamination of the reservoir where the vicinity of wells is existed and water relative permeability leading to a decrease of oil production. The oil fields having both salt deposition and asphaltene precipitation will lead to more complicated in cleaning the salt deposition. Normally, to clean salt deposition using only the pump with cold water, but when pumping the cold water asphaltene precipitation occur more complicated due to decreasing temperature. Therefore, it is necessary to find solutions to treat salt deposition and asphaltene precipitation to improve oil production. The sample of oil in BRS field had been taken and send to the lab for analysis. The lab result show the asphatlene on set pressure is 2392 psi at 120 °C. Solid asphaltene sample are also sent to the lab for solusibility analysis. The lab solubility test rusult shows, the asphaltene are 100% soluble with xylene and wax inhibitor. The results of reasearch shows that the coil tubing and xylene have been conducted to clean up the xylene at borehole well and squeeze xylene to near well bore reservoir. The xylene voulme is around 9-30 m3/well. After clean up, the well have been cleaned, production is stable and producion rate is increased from 300-2000 stb/d/well. The frequency of xylene clean up is denpended on well condition. The clean up frequency is around 3 months per campaign. However, in the future, since the reservoir pressure is lower, the frequency of xylene clean up will be less than 3 months.

Keywords: *Asphaltene, Xylene, Salt deposits, Coiled tubing.*

NGHIÊN CỨU NÂNG CAO HIỆU QUẢ KHOAN THẨM DÒ Ở KHU VỰC CẨM PHẢ, QUẢNG NINH

Nguyễn Trần Tuấn^{1,*}, Nguyễn Xuân Thảo², Lê Văn Nam¹, Nguyễn Văn Thành¹, Doãn Thị Trâm¹

¹ Trường Đại học Mỏ - Địa chất

² Hội Công nghệ khoan - Khai thác Việt Nam

*Tác giả chịu trách nhiệm: nguyentrantuan1102@gmail.com

Tóm tắt

Trong công tác khoan thăm dò khoáng sản rắn, công nghệ khoan ống mẫu luôn luôn thể hiện được nhiều ưu điểm như gia tăng năng suất khoan, nâng cao tỷ lệ và chất lượng mẫu lõi. Tuy nhiên, bên cạnh những ưu điểm đó thì luôn tồn tại những khó khăn khi áp dụng công nghệ dẫn tới cần khoan hay bị kẹt nút vào thành hệ. Một trong những nguyên nhân chính gây ra hiện tượng này là bởi hệ dung dịch được lựa chọn để khoan qua các địa tầng sét và sét than vẫn chưa hợp lý khiến thành lỗ khoan có thể bị trương nở hay chảy sệ.

Trong phạm vi bài báo, tác giả trình bày một số kết quả nghiên cứu về đặc điểm và khó khăn khi khoan thăm dò ở khu vực Cẩm Phả có sử dụng bộ ống mẫu luôn; đồng thời cũng đề xuất công thức và đơn pha chế hệ dung dịch Bentonit - Gypsum có khả năng ức chế tốt sự trương nở của sét, nâng cao khả năng vận chuyển các hạt mùn khoan lên mặt đất, giảm thiểu đáng kể các sự cố kẹt cần không mong muốn mang lại.

Từ khóa: Dung dịch khoan; công nghệ khoan; ống mẫu luôn; tỷ lệ mẫu lõi.

1. Mở đầu

Hiện tại công tác khoan thăm dò xuống sâu ở Việt Nam nói chung và ở vùng than Quảng Ninh nói riêng đang phải đối mặt với nhiều thách thức bởi nhiều yếu tố từ khách quan đến chủ quan mang lại như: điều kiện địa tầng địa chất phức tạp (sét trương nở, phong hóa bờ rời...), thiết bị không đồng bộ, lạc hậu... Phương pháp khoan ống mẫu luôn được áp dụng trong lĩnh vực thăm dò khoáng sản rắn ở Việt Nam từ cuối thập niên 90, bước đầu đã thể hiện được tính ưu việt và cho kết quả vượt trội so với phương pháp khoan kéo thả truyền thống (năng suất khoan > 600 m/tháng-máy, tỷ lệ mẫu > 97%). Tuy nhiên, phương pháp này được áp dụng vẫn còn nhiều hạn chế do trình độ kỹ thuật chưa đáp ứng, công nghệ khoan chưa phù hợp dẫn đến các công trình khoan liên tiếp gặp nhiều sự cố, có công trình phải hủy bỏ khi chưa kết thúc chiều sâu.

Cấu trúc bộ dụng cụ khoan ống mẫu luôn hoàn toàn khác biệt so với bộ dụng cụ khoan kéo thả truyền thống. Cần khoan là loại cần phẳng, ta có thể coi đó chính là ống ngoài (trong cấu trúc ống mẫu nòng đôi), do đó khoảng không vành xuyên giữa cột cần khoan và thành lỗ khoan là hạn chế khiến việc tuần hoàn nước rửa gặp nhiều khó khăn và sự cố kẹt cần cũng gia tăng trong quá trình khoan nếu không có biện pháp kỹ thuật, công nghệ phù hợp (Heinz W. F, 2000).

2. Những khó khăn trong thi công khoan thăm dò than ở khu vực Cẩm Phả

2.1. Khó khăn về địa chất

Địa chất khu vực Cẩm Phả rất phức tạp, trong quá trình thi công khoan luôn tiềm ẩn gặp phải những địa tầng khiến thành lỗ khoan mất ổn định điển hình như: lò khai thác cũ, phay phá đứt gãy, phong hóa bờ rời và đặc biệt là địa tầng sét khiến thành lỗ khoan dễ bị bó hẹp hoặc chảy sệ, gây khó khăn cho quá trình khoan.

Mỗi nhịp trầm tích đầy đủ bao gồm cuội kết, cát kết, bột kết, sét kết và sét than, than, tầng cuội kết, cát kết, bột kết thường cứng, ổn định (độ cứng theo độ khoan từ cấp VI-XII), tầng sét kết và sét than thường mềm yếu (độ cứng theo độ khoan từ cấp III -V).

Sét kết và sét than màu xám đến xám đen chiếm tỷ lệ thấp trong cột địa tầng. Thành phần sét và xêrít chiếm từ 60 ÷ 70%, còn lại là silic, than và vật chất than. Ngoài ra, còn có muscovit,

này là cần có một hệ dung dịch khoan có khả năng vận chuyển tốt các hạt mùn khoan lên mặt đất, đồng thời ức chế sự trương nở của sét, đặc biệt ở chiều sâu lớn.

Bên cạnh công nghệ khoan ống mẫu luôn phức tạp, việc đòi hỏi trình độ kỹ thuật và kinh nghiệm của người thợ khoan cũng rất quan trọng. Mỗi hiệp khoan, đòi hỏi người thợ khoan phải có những quyết định hết sức hợp lý và đúng quy trình như: xác định chính xác chiều sâu, dự đoán địa tầng, lựa chọn loại dung dịch khoan, điều chỉnh khe hở giữa ống trong và ống ngoài...

2.3. Khó khăn về hiện trạng dung dịch khoan đang sử dụng

Hiện nay, công tác khoan thăm dò than ở khu vực Cẩm Phả đang sử dụng loại dung dịch khoan phổ biến được điều chế từ sét tươi hoặc sét bột bentonit. Những loại dung dịch khoan này thường được điều chế dựa theo kinh nghiệm của người thợ khoan nên chất lượng dung dịch chưa đáp ứng được như mong muốn. Qua đánh giá chất lượng hệ dung dịch sét đang sử dụng trong khoan ống mẫu luôn tại vùng than Quảng Ninh nhận thấy: các thông số hệ dung dịch sét hầu hết chưa phù hợp, tính chất lưu biến không đáp ứng được yêu cầu của công nghệ khoan ống mẫu luôn (không gian vành xuyên hẹp). Mặt khác, do độ thải nước lớn gây trương nở mạnh làm mất ổn định thành lỗ khoan, độ dày vỏ sét lớn gây “bí, tắc” trong quá trình tuần hoàn và thường làm bó mút, gây kẹt cổ nghiêm trọng.

3. Nghiên cứu nâng cao hiệu quả khoan thăm dò sâu ở khu vực Cẩm Phả, Quảng Ninh bằng biện pháp điều chế hệ dung dịch khoan Bentonit - Gypsum

Hiện nay, tại vùng than Quảng Ninh hầu hết dùng các hệ dung dịch đều không phù hợp, các tính chất dung dịch không đạt yêu cầu của công nghệ khoan ống mẫu luôn và địa tầng than vùng Quảng Ninh. Qua tổng kết, đánh giá các hệ dung dịch đã nghiên cứu áp dụng, từ tình hình thực tế khoan ống mẫu luôn tại khu vực Cẩm Phả, Quảng Ninh nhận thấy: để ổn định thành lỗ khoan cần nghiên cứu, điều chế một hệ dung dịch tương thích hơn. Mục tiêu của hệ dung dịch này về cơ bản phải đạt được một số chỉ tiêu như sau: có trọng lượng riêng đủ lớn để tạo áp suất thủy tĩnh trong lỗ khoan cân bằng áp suất vỉa, có độ thải nước tối thiểu nhằm ức chế sét trương nở, vỏ sét mỏng và bền chắc để gia cố thành lỗ khoan, khống chế sự xâm nhập của nước vào thành lỗ khoan, độ nhớt dễ điều chỉnh để phù hợp với đặc tính công nghệ khoan ống mẫu luôn (khe hở hẹp)...

Từ mục tiêu cụ thể đặt ra cho hệ dung dịch, trên cơ sở lý thuyết và kinh nghiệm thực tế, kết hợp các chỉ tiêu khi thiết kế chế độ khoan ống mẫu luôn cho các lỗ khoan vùng than Quảng Ninh (Phạm Văn Nhâm và nnk, 2015), (Nguyễn Xuân Thảo và nnk, 2020), tác giả lựa chọn đề xuất điều chế hệ dung dịch ức chế sét Bentonit - Gypsum với các thông số kỹ thuật như bảng 1.

Bảng 1. Yêu cầu cho hệ dung dịch cho khoan ống mẫu luôn khu vực Cẩm Phả, Quảng Ninh

TT	Các thông số kỹ thuật	Đơn vị	Yêu cầu
1	Khối lượng riêng	g/cm ³	1,1 ÷ 1,15
2	Độ nhớt phễu Marsh (phễu Nga)	Giây	35-45 (21-26)
3	pH		9 ÷ 10,5
4	Nồng độ Ca ²⁺⁺	mg/l	600 ÷ 1200
5	Ứng lực cắt tĩnh	mG/cm ²	40÷50
6	Độ thải nước	cm ³ /30'	≤ 10
7	Độ dày vỏ sét (K)	mm	< 2
8	Hàm lượng cát	%	< 2%

Căn cứ vào những yêu cầu trên, dung dịch khoan trước khi đưa vào sử dụng thực tế cần thiết phải được điều chế trong phòng thí nghiệm. Công việc này phải theo trình tự như sau: Lựa chọn các nguyên liệu (Sét bentonite, CaSO₄.2H₂O, Lignosunphonat, Polyanionic Xenlulô, NaOH, Lignite biến tính, Barit, Na₂CO₃) đạt tiêu chuẩn (Phạm Văn Nhâm và nnk, 2015), (Nguyễn Xuân

Thảo và nnk, 2020); tiến hành điều chế hệ dung dịch cơ sở (dung dịch nền); phân tích, đo các thông số dung dịch của hệ dung dịch nền; khảo sát sự thay đổi của các thông số dung dịch theo nồng độ các phụ gia (hóa phẩm) để lựa chọn ra nồng độ thích hợp.

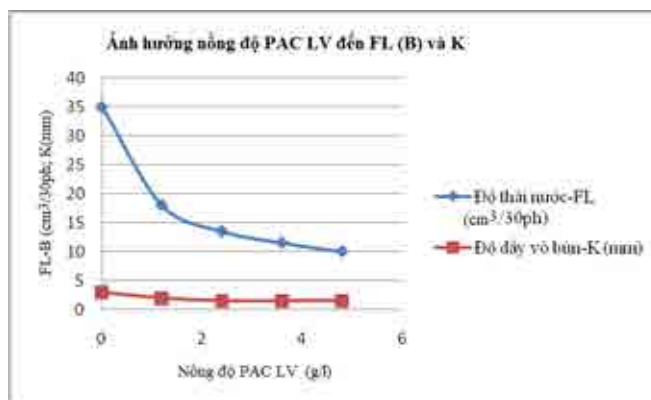
Trong phạm vi bài báo, tác giả phân tích 2 yếu tố quan trọng ảnh hưởng đến độ thải nước và độ dày vỏ sét đã được thí nghiệm (Phạm Văn Nhâm và nnk, 2015) và cho kết quả như yêu cầu là nồng độ polyanion Xenlulo (PAC-LV) và nồng độ TANATHIN trong dung dịch.

Khảo sát ảnh hưởng của nồng độ PAC- LV theo công thức sau:

1. Bentonit: 50g/l
2. NaOH: 0,2 g/l;
3. Barit: 120 g/l
4. Gyp: 6 g/l
5. RFL: 10 g/l
6. PAC: 0; 1,2; 2,4; 3,6; 4,8 g/l
7. TANATHIN: 6 g/l

Bảng 2. Ảnh hưởng nồng độ PAC đến độ thải nước và độ dày vỏ sét

TT	Thông số đo	Đơn vị	Kết quả				
1	Nồng độ PAC	g/l	0	1,2	2,4	3,6	4,8
2	Độ thải nước, FL(B)	cm ³ /30ph	35	18	13,5	11,5	10
3	Độ dày vỏ sét, K	mm	3	2	1,5	1,5	1,5



Hình 3. Ảnh hưởng nồng độ PAC LV đến độ thải nước và độ dày vỏ sét.

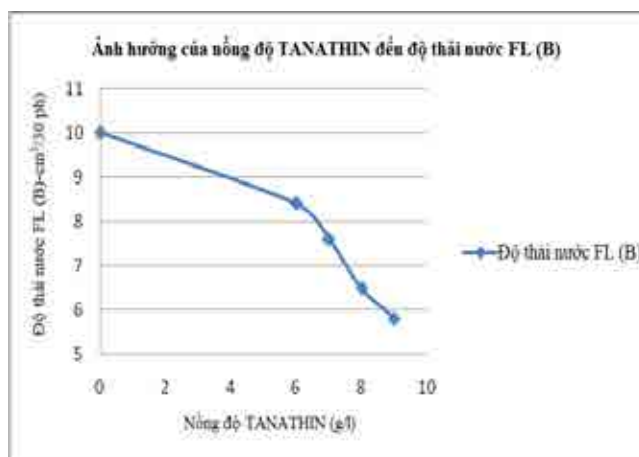
Kết quả trên cho thấy: Ở nồng độ PAC là 0 g/l, độ thải nước của dung dịch 45 cm³/30 phút, độ dày vỏ sét dày (3 mm). Khi tăng nồng độ PAC LV thì độ thải nước và chiều dày vỏ sét cùng giảm, đến nồng độ 4.8 g/l: độ thải nước của dung dịch là 10 cm³/30 phút, độ dày vỏ sét là 1,5 mm. Đây là mức gần đạt yêu cầu, chọn nồng độ PAC LV là 4.8 g/l cho nghiên cứu tiếp theo.

Khảo sát ảnh hưởng của TANATHIN đến độ thải nước theo công thức:

1. Bentonit: 50 g/l
2. NaOH: 0,2 g/l;
3. Barit: 120 g/l
4. Gyp: 6 g/l
5. RFL: 10 g/l
6. PAC: 4,8 g/l
7. TANATHIN: 6; 7; 8; 9 g/l

Bảng 3. Ảnh hưởng nồng độ TANATHIN đến độ thải nước của dung dịch

TT	Thông số đo	Đơn vị	Kết quả			
1	Nồng độ TANATHIN	g/l	6	7	8	9
2	Độ thải nước FL	cm ³ /30'	8,4	7,6	6,5	5,8



Hình 4. Ảnh hưởng nồng độ TANATHIN đến độ thải nước của dung dịch.

Sau khi đã lựa chọn được nồng độ hóa phẩm theo phương pháp lựa chọn độc lập, tiến hành điều chế, cân chỉnh hệ dung dịch một cách tổng hợp để cho ra đơn pha chế một hệ dung dịch với các tính chất đáp ứng tốt nhất theo yêu cầu. Công thức hệ dung dịch Bentonit-gypsum ở mức $\rho = 1,1 \text{ g/cm}^3$ được thể hiện trong bảng 4 và tính chất được thể hiện trong bảng 5.

Bảng 4. Công thức hệ dung dịch Bentonit-gypsum khi $\rho = 1,1 \text{ g/cm}^3$:

1. Bentonit: 50g/l	5. RFL: 10 g/l
2. NaOH: 0,2 g/l	6. PAC: 4,8 g/l
3. Barit: 120 g/l	7. TANATHIN: 9 g/l
4. Gyp: 6 g/l	

Bảng 5. Kết quả đánh giá hệ dung dịch Bentonit-gypsum

TT	Các tính chất	Kết quả	Kết quả
1	Khối lượng riêng	g/cm^3	1,1
2	Độ nhớt phễu (Nga)	Giây	21,05
3	Số đọc V600/V300		26/18
4	Độ nhớt dẻo PV	cP	8
5	YP	lb/100ft ²	10
6	Gel 10 giây	lb/100ft ²	1
7	Gel 10 phút	lb/100ft ²	10
8	pH	9	9
9	P _m	số ml H ₂ SO ₄ 0,02N	0,4
10	P _f	số ml H ₂ SO ₄ 0,02N	-
11	Nồng độ Ca ²⁺	mg/l	600
12	Độ thải nước (B)	cm ³ /30'	5,8
13	Độ dày vỏ sét (K)	mm	1,5
14	Hàm lượng cát	%	0,25

Căn cứ vào kết quả đánh giá hệ dung dịch ở bảng 5, đối chiếu với các chỉ tiêu yêu cầu cho hệ dung dịch nghiên cứu ở bảng 1, nhận thấy: các tính chất dung dịch đều đạt trong giới hạn yêu cầu của hệ dung dịch cho khoan ống mẫu luôn tại khu vực Cẩm Phả, Quảng Ninh. Do đó có thể chọn đơn pha chế cho hệ dung Bentonit-Gypsum như trên để áp dụng sản xuất thử nghiệm.

Khi khoan qua các địa tầng khác nhau, một trong những yêu cầu quan trọng của hệ dung dịch nghiên cứu đó là có khối lượng riêng đủ lớn để cân bằng áp suất vỉa. Vì vậy, từ hệ dung dịch theo công thức trên, thay đổi khối lượng riêng của dung dịch bằng cách thay đổi nồng độ Barit để phù hợp với từng điều kiện địa tầng.

4. Kết luận

Từ các kết quả nghiên cứu, ta có thể rút ra một số kết luận sau:

- Khoan thăm dò sâu ở khu vực Cẩm Phả, Quảng Ninh luôn đối mặt với nhiều thách thức như: địa chất phức tạp, kỹ thuật - công nghệ không đồng bộ, dung dịch khoan chưa hợp lý...

- Để giảm thiểu sự cố trong quá trình thi công khoan thăm dò sâu bằng phương pháp khoan ống mẫu luôn thì cần thiết phải cải thiện chất lượng dung dịch khoan so với các hệ dung dịch khoan truyền thống đang được sử dụng.

- Hệ dung dịch khoan Bentonit - Gypsum đã cho các thông số kỹ thuật dựa vào kết quả thí nghiệm đạt yêu cầu sử dụng cho khoan thăm dò sâu bằng phương pháp khoan ống mẫu luôn. Khi sử dụng hệ dung dịch này sẽ giảm thiểu sự cố do kẹt cần, đặc biệt là khi khoan qua các địa tầng sét phức tạp.

Lời cảm ơn

Thông qua bài báo, tác giả xin gửi lời cảm ơn sâu sắc tới PGS.TS Nguyễn Xuân Thảo đã có những góp ý quý báu. Tác giả cũng xin chân thành cảm ơn bộ môn Khoan Khai thác khoa Dầu khí, trường Đại học Mỏ - Địa chất, Công ty Địa chất Mỏ Quảng Ninh - TKV, Viện Công nghệ Khoan đã giúp đỡ tác giả trong quá trình nghiên cứu.

Tài liệu tham khảo

- Phạm Văn Nhâm và nnk, 2015. Nghiên cứu tính phức tạp của tầng sét kết và sét than vùng Quảng Ninh khi áp dụng công nghệ khoan bằng bộ ống mẫu luôn. Tạp chí KHKT Mỏ - Địa chất.
- Nguyễn Xuân Thảo và nnk, 2012. Công nghệ khoan ống mẫu luôn. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.
- Nguyễn Xuân Thảo và nnk, 2020. Công nghệ khoan thăm dò. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.
- Heinz W. F., 2000. Diamond Drilling handbook. SADA.

Research on improving the efficiency of drilling exploration in the Cam Pha, Quang Ninh

Nguyen Tran Tuan^{1,*}, Nguyen Xuan Thao², Le Van Nam¹, Nguyen Van Thanh¹, Doan Thi Tram¹

¹ Hanoi University of Mining and Geology

² The Drilling and Production technology Viet Nam

*Corresponding author: nguyentrantuan1102@gmail.com

Abstract

In solid mineral drilling exploration, wireline coring technology has always demonstrated numerous advantages such as increased drilling productivity and improved core sample quantity and quality. However, alongside these advantages, difficulties arise when applying the technology, leading to stuck or collapsed drill strings. One of the main causes of this phenomenon is the inappropriate selection of drilling fluids for drilling through clay and coal seams, resulting in swelling or slumping of the borehole walls.

In this paper, the author presents research findings on the characteristics and difficulties encountered during drilling exploration in the Cam Pha area using wireline coring systems. Additionally, a formula and single-phase composition of Bentonite-Gypsum drilling fluid are proposed, which effectively inhibit clay swelling, enhance the transport of drilling cuttings to the surface, and significantly reduce unwanted drill string sticking incidents.

Keywords: *Drilling fluid, drilling technology, wireline coring, core sample ratio.*

NGHIÊN CỨU VÀ ÁP DỤNG NHỮNG GIẢI PHÁP PHÙ HỢP NHẪM NÂNG CAO CHẤT LƯỢNG VÀ HIỆU QUẢ THI CÔNG DUNG DỊCH CHO HỆ KGAC PLUS M1

Hoàng Hồng Lĩnh, Bùi Văn Thơm, Mai Duy Khánh*, Phạm Đình Lơ

Xi nghiệp Khoan và Sửa giếng - Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro

**Tác giả chịu trách nhiệm: khanhmd.rd@vietsov.com.vn*

Tóm tắt

Trên cơ sở đã nghiên cứu, thí nghiệm và áp dụng thành công hệ dung dịch ức chế sét mới KGAC, KGAC PLUS cho hơn 100 giếng khoan, tập thể tác giả dung dịch Vietsovpetro tiếp tục tìm tòi, nghiên cứu, sáng tạo để cải tiến hệ dung dịch KGAC PLUS thành hệ dung dịch KGAC PLUS M1. Hệ dung dịch KGAC PLUS M1 về thành phần có những thay đổi so với hệ dung dịch KGAC PLUS. Cụ thể là: không sử dụng KOH và AKK trong hệ dung dịch mà thay vào đó là Polyhib để vừa tăng pH, vừa ức chế sét. Hệ KGAC PLUS M1 đang được áp dụng rất thành công cho khoảng 100 giếng khoan của Vietsovpetro. Năm 2020, hệ KGAC PLUS M1 đã đoạt Giải nhất tại Hội thi Sáng tạo kỹ thuật toàn quốc (VIFOTEC).

Để nâng cao chất lượng và hiệu quả thi công dung dịch, tập thể dung dịch Vietsovpetro tiếp tục nghiên cứu, thí nghiệm và áp dụng những giải pháp phù hợp trong hệ dung dịch mới KGAC Plus M1* nhằm tăng cường khả năng ức chế, tăng khả năng chống bó chèo, tăng khả năng bền nhiệt đến 150 °C, gia cố và tăng cường độ ổn định của thành giếng khoan.

Từ khóa: hệ dung dịch gốc nước; tăng khả năng ức chế; chống bó chèo; gia cố và tăng cường ổn định thành giếng.

Từ viết tắt

FCL: Ferrochrome Lignosulfonate; CFL: Chromefree Lignosulfonate; API: American Petroleum Institute; NKT: Nước kỹ thuật; DDN: Dung dịch nền; PV: Plastic Viscosity; YP: Yield Point; MBT: Methylene Blue Test; FL: Fluid Loss; DDK: Dung dịch khoan.

1. Đặt vấn đề

Hệ dung dịch KGAC PLUS M1 là hệ dung dịch ức chế sét tốt nhất của Vietsovpetro hiện nay, đang được áp dụng rộng rãi tại các mỏ của Vietsovpetro. Hệ KGAC PLUS M1 dựa trên 4 tác nhân chính ức chế sét, đó là: KCl ức chế sét theo cơ chế liên kết của ion K^+ ; Glycol (Polyalkylene Glycol MC, hoặc Polyethylene Glycol 4000) ức chế sét theo cơ chế tạo màng bao quanh các cấu tử sét; FCL (hoặc CFL) ức chế sét theo cơ chế phân tán sét (ức chế phân ly); Polyhib ức chế sét theo cơ chế liên kết của ion NH_2^+ . Bốn tác nhân ức chế này tương hợp với nhau và tương thích với các thành phần khác trong hệ dung dịch KGAC PLUS M1 như Xanthangum, PAC-LV, bôi trơn... Hệ dung dịch này có ưu điểm là ức chế sét tốt và thông số dung dịch ổn định hơn so với các hệ dung dịch khác của Vietsovpetro. Tuy nhiên, qua quá trình áp dụng, hệ này cũng còn bộc lộ một vài hạn chế như: khả năng chống bó chèo và độ bền nhiệt của hệ còn bị hạn chế. Ngoài ra, khả năng ức chế sét của hệ cũng còn có thể được cải thiện.

2. Kết quả nghiên cứu, thí nghiệm nhằm nâng cao hiệu quả của hệ dung dịch KGAC PLUS M1

Hệ dung dịch KGAC Plus M1 đang được áp dụng tại Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro có các thành phần như trong bảng 1.

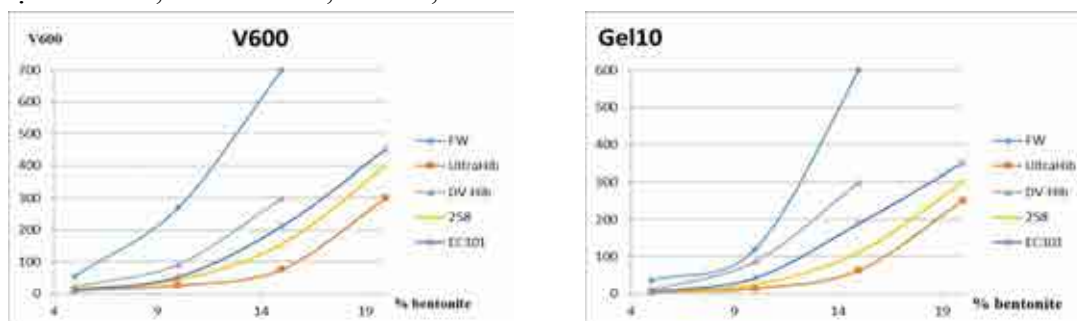
Bảng 1. Các thành phần hệ dung dịch KGAC Plus M1

STT	Hóa phẩm	Hàm lượng, kg/m ³
1	NKT - Môi trường phân tán	-
2	Na ₂ CO ₃ - Giảm độ cứng của nước, kết tủa ion Ca ²⁺ , Mg ²⁺	0,5
3	Chất khử bọt	2
4	Chất giảm độ nhớt, ứng lực cắt tĩnh	15
5	Chất giảm độ thải nước	12
6	Chất ổn định thành giếng, giảm độ thải nước ở nhiệt độ cao	12
7	Chất giảm độ thải nước ở nhiệt độ cao	5
8	Chất ức chế sét, ổn định nhiệt và độ pH	15
9	Chất ức chế bao bọc	5
10	KCl - Ức chế trương nở và phân tán sét	100
11	Chất tạo cấu trúc	3
12	Chất ức chế sét, bôi trơn, giảm bó chòng	20
13	Chất diệt khuẩn	2
14	CaCO ₃ F, M - Bít nhét, ổn định thành GK.	30
15	Barite - Tăng tỷ trọng dung dịch	Theo tỷ trọng
16	Chất bôi trơn, giảm bó chòng	20-25

2.1. Nghiên cứu, thí nghiệm nhằm tăng khả năng ức chế sét

2.1.1. Kết quả thí nghiệm ức chế sét trên máy Fann 35SA

Kết quả thí nghiệm cho thấy (hình 1), khả năng ức chế sét API của các hóa phẩm giảm theo thứ tự: Ultrahib, Viethib-258, EC301, DV-Hib.



Hình 1. Kết quả thí nghiệm ức chế bentonite API.

2.1.2. Thí nghiệm trương nở sét trên Swellmeter

Thí nghiệm này được thiết lập để đánh giá mức độ làm giảm sự trương nở của sét, đối với các chất ức chế gốc polyamine khác nhau. Thí nghiệm được thực hiện trong 3 loại dung dịch nền: nước kỹ thuật, dung dịch KCl 3% và dung dịch KCl 7%. Hàm lượng của các polyamine được sử dụng là 3%.

Thí nghiệm được thực hiện trên thiết bị Dynamic Linear Swell Meter - OFITE.



Hình 2. Phần trăm trương nở trong NKT.



Hình 3. Phần trăm trương nở trong KCl 3%.

Nhận xét:

- Trong NKT: phần trăm trương nở của lõi sét trong các mẫu Ultrahib, DV-Hib, Viethib-258 tương đương nhau. Các mẫu EC 301 và EC 302 có kết quả kém hơn.

- Trong dung dịch KCl 3%: dung dịch có chứa chất ức chế Polyamine cho kết quả tốt hơn hẳn so với dung dịch KCl 3% nền. Trong đó, các mẫu Ultrahib, DV-hib, Viethib-258 có mức độ ức chế sét là tương đương nhau, còn 2 mẫu EC 301 và EC 302 cho kết quả không tốt bằng.

- Điều này chứng tỏ, các mẫu Polyamine có thể sử dụng trong dung dịch chứa muối KCl, cải thiện khả năng ức chế của dung dịch.

2.1.3. Thí nghiệm bảo tồn mùn khoan

Sau khi bị tách rời khỏi thành hệ, mùn khoan sẽ hấp thụ nước trong dung dịch, có xu hướng phân tán thành những hạt nhỏ hơn. Các chất ức chế có chức năng làm giảm sự phân tán của mùn khoan, sao cho kích thước của mùn khoan đủ lớn để loại bỏ ra khỏi sàng rung.

Trong thí nghiệm này, mùn khoan nhân tạo được làm từ bentonite API với kích thước 2 - 5 mm. 30 g mùn khoan nhân tạo được ngâm trong 450 ml dung dịch thử nghiệm, nung quay ở 120 °C trong vòng 4 giờ. Sau đó, dung dịch và mùn khoan được lọc qua sàng 150 μ m trong 2 phút bằng máy rung chuyên dụng. Mùn khoan còn lại trên sàng được sấy khô đến khối lượng không đổi. Dung dịch thử nghiệm được chuẩn bị trên nền KCl 7%, hóa phẩm polyamine sử dụng với hàm lượng 3%. Kết quả thí nghiệm được trình bày trong bảng 2.

Bảng 2. Kết quả thí nghiệm bảo tồn mùn khoan

	KCl 7%	Poly-Hib	EC301	VH-258	Ultrahib
Khối lượng mùn khoan, g	30	30	30	30	30
Khối lượng mùn khoan sau khi lọc qua sàng 150 μ m	9,8	23,7	25,2	27,55	24,35
% bảo tồn	32,67	79	84	91,83	81,17

Nhận xét: Kết quả thí nghiệm bảo tồn mùn khoan cho thấy, hóa phẩm ức chế polyamine có hiệu quả tốt, trong đó mẫu chứa Viethib-258 có phần vượt trội so với mẫu chứa Ultrahib. Đồng thời, cũng cho thấy có thể sử dụng các hóa phẩm polyamine kết hợp với KCl một cách hiệu quả.

2.2. Nghiên cứu, thí nghiệm nhằm tăng khả năng chống bó chèo

2.2.1. Kết quả thí nghiệm hóa phẩm trong nước kỹ thuật (hình 4 và bảng 3)



Hình 4. Dung dịch 3% Ultrafree, VietFree, KlaFree trong NKT

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm trong nước kỹ thuật

	NKT	Dung dịch 3% Ultrafree	Dung dịch 3% Vietfree	Dung dịch 3% Klafree
Khối lượng sét bám dính (g)	25	1,5	2,7	5,2
Khả năng chống bám dính (%)	-	94	89,2	79,2

2.2.2. Kết quả thí nghiệm hóa phẩm chống bó chèo trong hệ dung dịch KGAC Plus M1 được thể hiện trong hình 5 và bảng 4

Bảng 4. Kết quả thí nghiệm trong dung dịch KGAC Plus M1

	Dung dịch nền	3% Ultrafree	3% Vietfree
Khối lượng sét bám dính (g)	18	0.5	5
Khả năng chống bám dính (%)	-	97,2	72

Nhận xét: Các mẫu hóa phẩm thí nghiệm (Ultrafree, Vietfree, Klafree) khi sử dụng trong hệ dung dịch KGAC Plus M1 làm giảm khả năng sét bám dính trên bề mặt các thiết bị bằng kim loại.



Hình 5. Thí nghiệm Ultrafree, Vietfree, Klafree 3% trong dung dịch KGAC Plus M1.

2.3. Nghiên cứu, thí nghiệm nhằm tăng độ ổn định thành giếng

Nâng cao khả năng ức chế sét của hệ dung dịch KGAC PLUS M1 sẽ tăng độ ổn định của thành giếng. Qua quá trình nghiên cứu thí nghiệm và thử nghiệm tại giếng khoan, hệ dung dịch KGAC PLUS M1* được tăng cường khả năng ức chế sét bằng hóa phẩm gốc polyamine. Bên cạnh đó, sử dụng thêm các vật liệu như CaCO_3 F, CaCO_3 M và Celba F, Celba M, giúp tăng cường độ bền vỏ bùn và giảm moment bám dính nhằm đảm bảo tính ổn định thành giếng khoan phù hợp với từng điều kiện địa chất cụ thể của từng mỏ.

Kết quả thí nghiệm cho thấy, khi mẫu dung dịch được xử lý thêm 15 - 20 g/l CaCO_3 F/M cùng 3 ÷ 5g/l CelbaF/M, độ bền vỏ bùn tăng từ 30 giây lên khoảng 60 giây và moment bám dính giảm từ 140 - 150 xuống 90 - 100. VSP đã áp dụng kết quả này để xử lý dung dịch cho nhiều giếng khoan, đạt hiệu quả cao và chống ống thành công.

Bảng 5. Kết quả so sánh chất lượng mẫu dung dịch khi được xử lý thêm các vật liệu CaCO_3 F/M và Celba F/M

Mẫu dung dịch tại giàn	Giàn Tam Đảo 01	Giàn Tam Đảo 03	Giàn Cửu Long
Trước khi xử lý			
Độ bền vỏ bùn (giây)	26	31	28
Momen bám dính (Lb.in)	130	145	125
Sau khi xử lý thêm CaCO_3 F/M và Celba F/M			
Độ bền vỏ bùn (giây)	56	62	61
Momen bám dính (Lb.in)	95-100	90-100	80-85

2.4. Kết quả thí nghiệm tăng độ bền nhiệt cho hệ dung dịch

Hệ dung dịch KGAC PLUS M1 đang được áp dụng tại Vietsovpetro có thể chịu được nhiệt độ đáy giếng đến 130 °C. Để khoan được những giếng khoan có điều kiện nhiệt độ đáy giếng lên đến 150 °C, nhóm tác giả đã tìm thêm những hóa phẩm mới tương đương: Oxoscav 5000, PTS 200, Resinex II, Driscall D,... được sử dụng tăng cường và hoặc thay thế một số thành phần trong hệ KGAC PLUS M1 để tạo thành hệ dung dịch, có thể chịu được nhiệt độ đáy giếng đến 150 °C.

Bảng 6. Kết quả thí nghiệm hệ dung dịch KGAC PLUS M1

1	Thông số dung dịch	Đơn vị	Kết quả thí nghiệm		Yêu cầu kỹ thuật
			Trước khi nung	Sau khi nung 150°C/16h	
1	Tỷ trọng	g / cm ³	1.63	1.63	1.60-1.70
2	Độ nhớt phễu	giây	76	68	60-70
3	Độ thải nước API	ml/30 phút	2.8	3.2	≤3.5
4	Độ dày vỏ bùn	mm	1	1	≤1.5
5	V600/V300	-	164/106	121/80	
6	PV	Cp	58	41	ALAP
7	YP	Lb /100 ft ²	48	39	40-50
8	V6		12	11	10-14
9	Gel 1/10'	Lb /100 ft ²	11/24	10/15	10÷16/12-25
10	pH	-	10	9.5	9.5 ±0.5
11	Moment	N.m	15	14	≤20
12	Hàm lượng K ⁺	g/l	96	93	80-100
13	Hàm lượng Cl ⁻	g/l	70	70	≤80
14	Hàm lượng pha keo MBT	Nm	20	22	≤35
15	HTHP FL 150 °C@500psi	ml/30 phút × 2	12.2	13.4	≤14

Nhận xét:

- Các thông số dung dịch trước và sau nung ở nhiệt độ 150 °C/16 giờ đảm bảo yêu cầu kỹ thuật đề ra, để khoan các giếng khoan có nhiệt độ cao đến 150 °C.
- Thông số dung dịch được giữ tương đối ổn định sau khi nung 150 °C/16 giờ, độ nhớt và thông số lưu biến thay đổi không đáng kể và vẫn nằm trong dải thiết kế.
- Dung dịch không bị mất cấu trúc, do polymer không bị phá hủy bởi nhiệt độ đến 150 °C.
- Không có hiện tượng dính bết do chất bôi trơn bị phá hủy nhiệt, thông số moment quay không thay đổi.
- Độ thải nước của dung dịch tăng nhẹ sau khi nung, nhưng vẫn nằm trong dải thiết kế.

2.5. Kết quả nghiên cứu, thí nghiệm hệ KGAC PLUS M1*

Hệ dung dịch KGAC PLUS M1* được cải tiến từ hệ KGAC Plus M1 nhờ bổ sung hoặc thay thế các hóa phẩm, vật tư thích hợp. Cụ thể như sau:

- Thay thế hóa phẩm Polyhib bằng hóa phẩm mới (polyamine) để tăng khả năng ức chế sét.
- Bổ sung hóa phẩm chống bó choòng (TubeKleen), sử dụng kết hợp với chất bôi trơn.
- Giảm hàm lượng chất làm loãng do hệ dung dịch đã đủ khả năng ức chế và loại bỏ mùn khoan.

Các thí nghiệm đã tiến hành để đánh giá hiệu quả của các hóa phẩm mới, khi được sử dụng trong hệ dung dịch KGAC Plus M1* và tính tương thích với các hóa phẩm khác trong hệ, với các kết quả thí nghiệm được trình bày dưới đây:

a) Thông số dung dịch của hệ KGAC Plus M1*

Bảng 7. Thông số hệ dung dịch KGAC Plus M1*

	Polyhib	EC301	VH-258	UltradriII
Trước khi nung				
Tỷ trọng	1,42	1,42	1,42	1,42
FL	3,1	2,9	2,8	3,2
Độ bền vỏ bùn	18	20	21	20
V600/300	144/97	140/95	143/96	128/87
PV/YP	47/50	45/50	47/49	41/46
V6/3	12/9	12/9	12/9	12/9
Gel _{1/10}	11/13	11/13	11/13	11/13
pH	9,5	9,5	9,5	9,5
Moment	4	7	6	8
Sau khi nung 130°C/24h				
FL	2,5	2,5	2,6	4,2
Độ bền vỏ bùn	38	42	43	39
V600/300	170/114	156/103	156/103	107/74
PV/YP	56/58	53/50	53/50	33/41
V6/3	14/11	13/10	13/11	13/11
Gel _{1/10}	13/15	11/13,5	11/13,5	13/16
pH	9,1	9	9	9,3
Moment	7	12	11	7
HTHP FL	10	9,2	8,0	14,8

Các dung dịch sau khi đo các thông số sau khi nung được lưu trong 2 tuần ở nhiệt độ phòng. Sau đó, các dung dịch được nung lại ở nhiệt độ 130 °C/24 giờ. Các thông số dung dịch đo lại lần 2 như trong bảng 8.

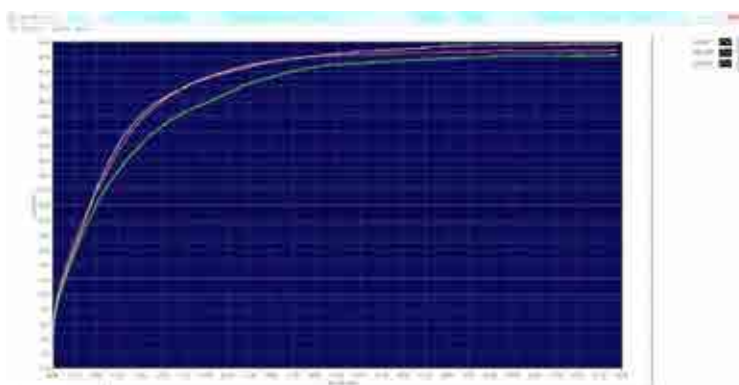
Bảng 8. Thông số dung dịch sau khi lưu 2 tuần

	Polyhib	EC301	VH258	UltradriII
Tỷ trọng, g/cm ³ /	1,42	1,42	1,42	1,42
Độ thải nước, ml /	2,0	2,0	2,1	3,6
Độ bền vỏ bùn	34	36	39	37
V600/300	196/132	186/128	155/103	113/77
PV/YP	64/68	58/70	52/51	36/41
V6/3	18/13	16/13	14/11	14/11
Gel _{1/10}	16/18	14/16	13/15	14/16
pH	8,5	8,5	8,5	8,5
Moment	14	14	14	8
Góc trượt (độ)	3,7	4,0	3,9	5,5
Moment bám dính	70-75	75-80	70-80	110-120

Nhận xét: Thông số lưu biến, độ thải nước, pH của dung dịch được giữ ổn định trước và sau khi nung và kể cả sau khi lưu mẫu 2 tuần.

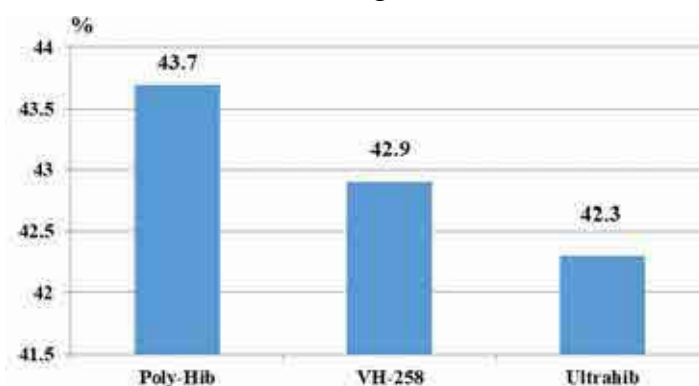
b) Khả năng ức chế của dung dịch KGAC Plus M1*

Khả năng ức chế của dung dịch KGAC Plus M1* khi sử dụng các hóa phẩm ức chế gốc polyamine được so sánh khi đo trên thiết bị Swellmeter trong 65 giờ. Kết quả thí nghiệm thể hiện trong hình 6 và 7.



Hình 6. Kết quả đo khả năng ức chế trên thiết bị Swellmeter.

Nhận xét: Khả năng ức chế của hệ dung dịch KGAC Plus M1* được cải thiện khi sử dụng chất ức chế gốc polyamine khi so sánh với hệ dung dịch KGAC PLUS M1 sử dụng Poly-Hib.



Hình 7. Phần trăm trương nở của mẫu sét trong các dung dịch khác nhau.

3. Kết quả áp dụng thử nghiệm hệ dung dịch KGAC PLUS M1* tại 1 giếng khoan

3.1. Thông số dung dịch khoan được mô tả trong bảng 9

Bảng 9. Thông số dung dịch đoạn khoan 2846 m - 4627 m

Đoạn khoan, m		Thông số DDK								
		γ , g/cm ³	FV, cek	FL, cm ³ /30	K, mm	Gels _{1/10} , lb/100ft ²	PV, cPs	YP, lb/100ft ²	V6, град.	pH
2846-3033 KGAC + M1*	Thông số TK	1,12-1,14 ± 0,02	50-65	< 3,5	1	8-14/9-15	ALAP	25-40	8-12	9±0,5
	Thực tế	1,14	58-61	3-3,5	1	8/9	28-31	35-38	8-9	9,5
3033-4011 KGAC + M1*	Thông số TK	1,16 ± 0,02	50-65	< 3,5	1	9-14/9-16	ALAP	25-40	9-13	9±0,5
	Thực tế	1,15-1,18	57-60	2,6-3,0	1	9/12	33-35	38-42	9-11	9,3
4011-4445 KGAC + M1*	Thông số TK	1,18 ± 0,02	50-65	< 3,5	1	9-15/10-18	ALAP	25-40	9-13	9±0,5
	Thực tế	1,19-1,23	56-59	2,6-2,8	1	10/13	33-36	40-44	10-11	9,1
4445-4627 KGAC + M1*	Thông số TK	1,20-1,26±0,02	55-70	< 3,5	1	9-15/10-22	ALAP	25-40	9-14	9±0,5
	Thực tế	1,24-1,28	57-64	2,6-2,7	1	10/15	37-41	40-46	10-12	9,0
	Khi khoan doa với BKC 2 định tâm	1.27	60-64	2,8-3,0	1	9/12	33-35	38-39	9-10	9.0

Nhận xét: Các thông số dung dịch thực tế thi công hầu hết đều nằm trong dải thiết kế.

Các chỉ số khoan đoạn 2846 - 4627 m, cho thấy:

- Tốc độ khoan cơ học trung bình là: $1781/71,6 = 24,9$ (m/h).
- Tốc độ khoan trung bình ngày đêm: $1781/7 = 254,4$ m/ngày.
- Sau khi khoan đến chiều sâu thiết kế 4627 m, bơm rửa, kéo thông giếng không vướng; đo địa vật lý bình thường không vướng.
- Thông số dung dịch nằm trong giới thiết kế và được giữ ổn định, đặc biệt độ pH và hàm lượng K^+ trong dung dịch vẫn giữ nguyên không bị giảm sau thời gian dài phải dùng đo địa vật lý ở điều kiện đáy giếng.
- Trong khi khoan, rót chất Tube Kleen và chất bôi trơn vào dung dịch KGAC Plus M1* không làm tăng độ nhớt, không gây tràn sàng rung và bít nhét lưới sàng rung.
- Không phát hiện có sự bám dính sét (bó chòng) trên chông khoan và bộ khoan cụ.
- Không có sự cố khi khoan.

3.2. Đánh giá kết quả thử nghiệm

- Hệ dung dịch «KGAC Plus M1*» sử dụng chất ức chế Polyamine (VietHib-258) tăng khả năng ức chế sét của hệ dung dịch, duy trì độ pH, ổn định các thông số dung dịch, đáp ứng yêu cầu kỹ thuật khoan các giếng khoan ở các mỏ của Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro.
- Sử dụng hóa phẩm Tube Kleen trong hệ dung dịch có tác dụng chống bám, bó chòng khoan, định tâm và cải thiện tốc độ khoan cơ học khi khoan qua tầng sét dày Miocene hạ.
- Thông số dung dịch được giữ ổn định, thành giếng khoan không bị trương nở, thả bộ khoan cụ 2 định tâm không phải khoan doa sau thời gian 60 giờ ở điều kiện nhiệt độ đáy giếng 112 °C, chứng tỏ chất ức chế polyamine (Viethib-258) ức chế sự trương nở sét tốt và giúp ổn định hoạt động của các polymer dưới tác động của điều kiện đáy giếng. Qua đó, giảm thể tích dung dịch mới phải bổ sung để xử lý thông số và giảm tiêu hao hóa phẩm so với hệ dung dịch KGAC Plus M1.

4. Kết luận và đề xuất

4.1. Kết luận

Việc bổ sung hợp lý các hóa phẩm mới như trên vào hệ KGAC Plus M1 đã cho ra đời một hệ dung dịch mới, là hệ KGAC Plus M1*. Qua kết quả thí nghiệm trong phòng và kết quả thử nghiệm hệ KGAC PLUS M1* tại giếng khoan vừa qua, với việc áp dụng các hóa phẩm và vật tư bằng những giải pháp cải tiến như trình bày ở trên, đã khẳng định được tính ưu việt và hiệu quả của hệ dung dịch mới này. Cụ thể là:

- Cải thiện khả năng ức chế sét.
- Tăng cường khả năng chống bó chòng.
- Tăng cường khả năng ổn định thành giếng.
- Cải thiện độ bền nhiệt.

Tóm lại, hệ dung dịch KGAC PLUS M1* có chất lượng cao hơn, so với hệ KGAC PLUS M1.

4.2. Đề xuất

Tập thể tác giả dung dịch Vietsovpetro đang tiếp tục nghiên cứu, thí nghiệm và thử nghiệm các hóa phẩm mới thích hợp, để áp dụng hệ KGAC PLUS M1* cho các giếng khoan tiếp theo, nhằm đạt hiệu quả cao hơn nữa, về:

- Nâng cao độ ổn định thành giếng.
- Nâng cao độ bền nhiệt cho hệ dung dịch.
- Hoàn thiện đơn pha chế dung dịch.

Tiếp tục thử nghiệm tại một số giếng khoan phức tạp, nhằm đánh giá chính xác về:

- Khả năng áp dụng của hệ dung dịch KGAC PLUS M1*
- Hiệu quả kinh tế - kỹ thuật của việc áp dụng hệ dung dịch KGAC PLUS M1*

Trên cơ sở đó, hoàn thiện đơn pha chế hệ dung dịch KGAC PLUS M1* và áp dụng rộng rãi hệ dung dịch này, nhằm nâng cao hơn nữa hiệu quả thi công dung dịch khoan.

Tài liệu tham khảo

- Tập thể Phòng Dung dịch - XN Khoan & SG, 2016. *Quy trình điều chế và xử lý hệ dung dịch KGAC*.
- Liên doanh Việt-Nga Vietsovpetro, 2014-2016. Báo cáo tổng hợp kết quả áp dụng hệ dung dịch KGAC, KGAC-Plus tại các giếng khoan của Vietsovpetro.
- MI SWACO, 2008 - Drilling fluids solutions
- Tập thể tác giả dung dịch Vietsovpetro, 2018-2019. Nghiên cứu, áp dụng hệ dung dịch KGAC PLUS M1 tại các giếng khoan của Vietsovpetro. Đề tài đoạt giải nhất tại hội thi sáng tạo kỹ thuật toàn quốc lần thứ 15, năm 2018-20191.
- Phạm Viết Đại, 2015. ULTRADRIL - High Performance Water-Base Mud.
- Hoàng Hồng Lĩnh, nnk, 2014. Nghiên cứu áp dụng hệ dung dịch KGAC cho những giếng khoan dầu khí tại Vietsovpetro. Đề tài đoạt giải nhì hội thi sáng tạo kỹ thuật toàn quốc lần thứ 13 năm 2014.
- Hoàng Hồng Lĩnh, nnk, 2016. Nghiên cứu thí nghiệm và đề xuất áp dụng hệ dung dịch KGAC-Plus cho những thành hệ sét hoạt tính mạnh. Đề tài đoạt giải nhì Giải thưởng sáng tạo khoa học công nghệ Việt Nam (VIFOTEC) năm 2016.
- Ryen Caenn H. C. H. Darley George R. Gray, 2011. Composition and Properties of Drilling and Completion Fluids. Sixth Edition.
- Ngô Văn Tự, Hoàng Hồng Lĩnh, nnk, 1998. Experiences of using non-clay polymer drilling fluids for highly deviated drilling in Vietsovpetro. Conference on Vietnam Petroleum Institute 20-year development and prospects. Hanoi, page 367-374.
- Ngô Văn Tự, Hoàng Hồng Lĩnh, Nguyễn Xuân Ngọ. *Các vấn đề nhằm làm ổn định thành giếng khi thi công các giếng khoan có độ xiên lớn tại mỏ Bạch Hổ - XNLD Vietsovpetro* - Hội nghị cơ hóa học toàn quốc lần thứ III, Hà Nội trang 192-206.
- Tạ Đình Vinh, 1995. Dung dịch khoan cho các giếng khoan ngang. Tạp chí Dầu khí.

Research and application of suitable solutions to improve the quality and efficiency of drilling fluid system kgac plus M1

Hoang Hong Linh, Bui Van Thom, Mai Duy Khanh*, Pham Dinh Lo

Drilling & Workover Division - Vietsovpetro J/V

* Corresponding author: khanhmd.rd@vietsov.com.vn

Abstract

Based on the research, experiment, and successful application of the new inhibitor drilling fluid (DF) systems KGAC, KGAC PLUS for more than 100 wells in the past time, Vietsovpetro DF team continues to research to improve KGAC PLUS system into KGAC PLUS M1. There were changes in terms of composition, specifically, Polyhib is used as an alternative to NaOH and AKK to maintain pH value and inhibit clay swelling. However, the inhibitory ability of Polyhib is still poor compared to ULTRAHIB - MI SWACO's proprietary chemical, despite having the same inhibition mechanism. KGAC PLUS M1 system is being applied successfully to drill more than 100 wells of Vietsovpetro. In 2020 this system won the first prize at the National Technical Innovation Contest (VIFOTEC).

Not satisfied with the results already obtained, Vietsovpetro DF team keeps researching and experimenting to apply the best solutions to enhance effectiveness of this drilling fluid system in inhibition ability, anti-accretion, thermal stability up to 150°C, wellbore strengthening and wellbore stability.

Keywords: *water-based drilling fluid, Inhibitory Control, Drill bit stuck Control, Wellbore Stability.*

CÔNG TÁC XI MĂNG GIẾNG KHOAN DẦU KHÍ: TỔNG QUAN VỀ KỸ THUẬT VÀ CÁC SỰ SỐ LIÊN QUAN

Hoàng Trọng Quang^{1,*}, Trần Nguyễn Thiện Tâm¹, Lê Nguyễn Hải Nam¹,

Kiều Phúc¹, Đỗ Quang Khánh²

¹Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh

²Trường Đại học Dầu khí Việt Nam (PVU)

*Tác giả chịu trách nhiệm: htquang@hcmut.edu.vn

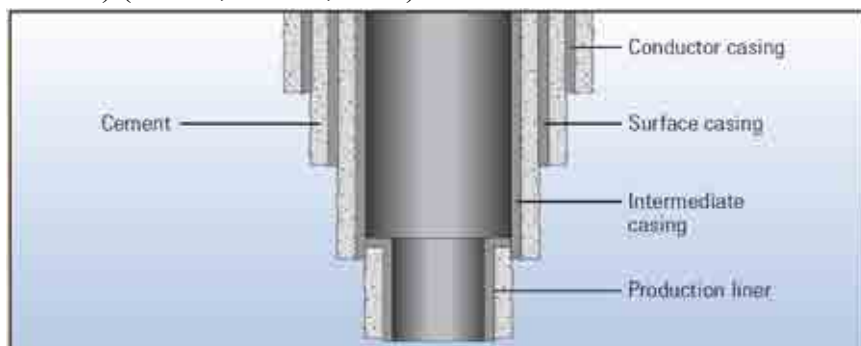
Tóm tắt

Thi công giếng khoan là một công tác rất phức tạp, đòi hỏi sự phối hợp nhịp nhàng của nhiều quy trình kỹ thuật để đạt hiệu quả và an toàn trong quá trình thực hiện. Về cơ bản, quy trình kỹ thuật khoan giếng bao gồm tạo một lỗ khoan hình trụ vào vỏ Trái đất, chống ống và trám xi măng. Trong đó, công tác trám xi măng đóng một vai trò rất quan trọng trong quá trình khoan và đảm bảo sự toàn vẹn, bền vững của giếng theo thời gian. Theo tiến trình phát triển của ngành khoan, nảy sinh rất nhiều vấn đề liên quan đến công tác xi măng từ việc pha chế vữa xi măng phù hợp với đặc điểm của các loại thành hệ cũng như việc rút ngắn thời gian đông kết xi măng nhưng vẫn đảm bảo độ bền nén, tính cách ly trong các điều kiện khắc nghiệt như áp suất cao, nhiệt độ cao,... Với động lực này, đã phát triển rất nhiều nghiên cứu về các kỹ thuật bơm trám xi măng tối ưu và nhiều vật liệu đặc biệt để pha chế vữa xi măng như vật liệu polymer, vật liệu nano... Trong nghiên cứu tổng quan này, tập thể tác giả sẽ tổng hợp tài liệu để trình bày những vấn đề cơ bản cũng như các sự cố kỹ thuật và vật liệu pha chế vữa xi măng tiên tiến nhất liên quan đến công tác xi măng giếng khoan.

Từ khóa: Công tác xi măng giếng khoan; công tác xi măng sơ cấp; công tác xi măng thứ cấp; vữa xi măng; geopolymers; nano silica.

1. Tổng quan

Quy trình thi công giếng khoan về cơ bản bao gồm tạo một lỗ khoan hình trụ vào vỏ Trái đất, chống ống và trám xi măng. Các hoạt động xi măng được thực hiện để làm kín khoảng không vành xuyên sau khi thả cột ống chống đồng thời làm kín đới tuần hoàn tồn thất. Trước khi bắt đầu công tác trám xi măng, các kỹ sư xác định thể tích xi măng (thường là với sự trợ giúp của thiết bị đo đường kính caliper log) được đặt trong giếng khoan hoặc thông qua công tác dung dịch khoan và các tính chất vật lý của vữa và xi măng đông kết cần thiết, bao gồm khối lượng riêng và độ nhớt... Đội xi măng sử dụng máy trộn và máy bơm đặc biệt để đẩy dung dịch khoan ra khỏi giếng khoan và đổ xi măng vào giếng khoan (Schlumberger, n.d.-a). Công tác trám xi măng được thực hiện cho các ống chống định hướng (conductor casing), ống chống bề mặt (surface casing), ống chống trung gian (intermediate casing) và ống chống lừng khai thác (production liner) (Hình 1, Nelson, 1990).



Hình 1. Trám xi măng cho các cột ống chống (E. B. Nelson, 1990).

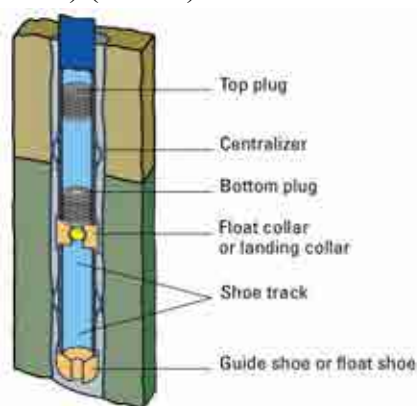
Công tác bơm trám xi măng giếng khoan thông thường có hai loại là trám xi măng sơ cấp (primary cementing) và bơm trám xi măng thứ cấp (secondary cementing) hay sửa chữa (remedial cementing). Mục đích của công tác xi măng sơ cấp là cách ly các đới thành hệ (zonal isolation), hạn chế chuyển động của chất lưu giữa các đới thành hệ đồng thời gắn kết, hỗ trợ cho cột ống chống. Trong khi đó, công tác xi măng thứ cấp thường được thực hiện để khắc phục các sự cố liên quan đến công tác xi măng sơ cấp (Petrowiki, 2018).

2. Công tác xi măng giếng khoan dầu và khí

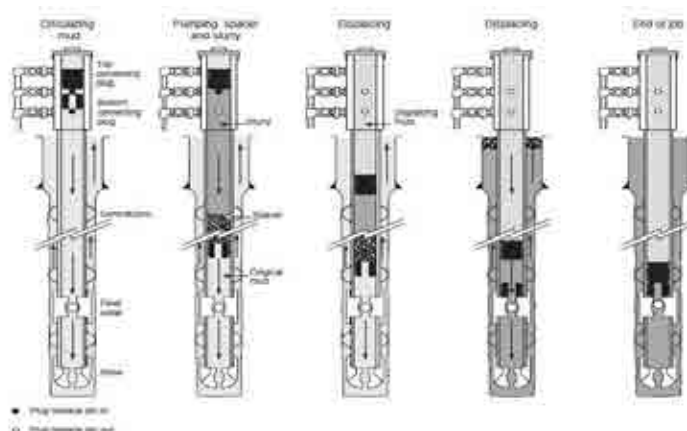
2.1. Công tác xi măng sơ cấp

Công tác xi măng sơ cấp là quá trình đặt một lớp vỏ xi măng xung quanh cột ống chống hoặc ống lừng trong giếng. Mục tiêu chính của các hoạt động xi măng chính bao gồm cách ly các đới của thành hệ để ngăn chặn sự di chuyển của chất lưu trong khoảng không vành xuyên, hỗ trợ cho cột ống chống hoặc ống lừng và bảo vệ cột ống chống khỏi bị ăn mòn bởi chất lưu thành hệ (Schlumberger, n.d.-c).

Trong quy trình trám xi măng sơ cấp, vữa xi măng được bơm vào giếng, chảy qua đế dẫn hướng (guide shoe) và sau đó bắt đầu chảy lên qua khoảng không vành xuyên (annulus). Ống nổi (float collar) đóng vai trò như điểm tựa cho nút trám trên (top plug) và nút trám dưới (bottom plug) (Hình 2, Schlumberger, n.d.-b). Khi nút trám trên được giải phóng khỏi đầu trám xi măng (cement head), chất lỏng đẩy (displacing fluid) được bơm vào phía trên nút trám trên và đẩy cả nút trám trên và vữa xi măng ở phía bên dưới đi xuống. Khi nút trám trên đè lên nút trám dưới, hầu hết vữa xi măng đã đi ra ngoài cột ống chống và lấp vào khoảng không vành xuyên đồng thời đồng hồ đo áp suất bơm tăng lên đột ngột. Đây là chỉ dấu cho biết có thể kết thúc quá trình bơm trám xi măng sơ cấp (Hảo, 2011) (Hình 3).



Hình 2. Ống nổi và đế dẫn hướng trám xi măng (Schlumberger, n.d.-b).



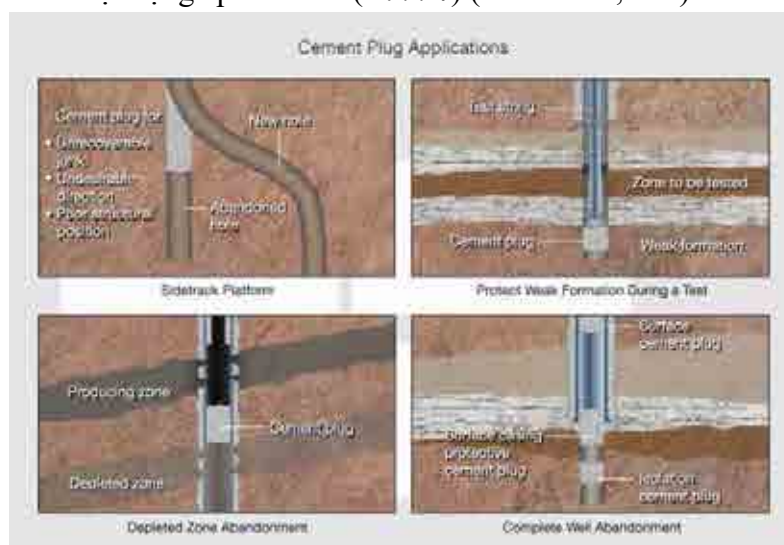
Hình 3. Quy trình trám xi măng sơ cấp (Burdylo & Birch, 1990).

2.2. Công tác xi măng thứ cấp

Công tác xi măng thứ cấp là các hoạt động trám xi măng được thực hiện để sửa chữa các vấn đề của công tác xi măng sơ cấp hoặc để xử lý các tình trạng phát sinh sau khi giếng được thi công xong. Hai loại trám xi măng sơ cấp chính bao gồm ép vữa xi măng (squeeze cementing) và đặt các cầu xi măng (cement plug placement) (Schlumberger, n.d.-d).

Ép vữa xi măng là quá trình đẩy vữa xi măng qua các lỗ hoặc vết nứt trên cột ống chống hoặc ống lồng. Khi vữa gặp phải thành hệ thấm, pha lỏng trong vữa xi măng bị ép vào khối thành hệ ở dạng thấm lọc. Hoạt động ép xi măng được thiết kế phù hợp sẽ lấp đầy các lỗ và khoảng trống có liên quan bằng lớp vỏ bùn xi măng (cement filter cake) sẽ đông cứng để tạo thành một rào cản không thể xuyên thủng (Schlumberger, n.d.-e). Lớp vỏ bùn xi măng này đóng vai trò quan trọng và thiết yếu trong việc ổn định các thành hệ thấm. Một lớp vỏ bùn xi măng đông cứng được coi là lý tưởng khi có các tính chất mỏng, bền, không thấm nước và có thể cách ly chất lưu trong giếng với chất lưu lỗ rỗng ở thành giếng. Điều này rất quan trọng đối với sự ổn định của giếng khoan và ngăn chặn kẹt do chênh áp (Aird, 2019).

Đặt các cầu xi măng tạo ra một lớp chắn vững chắc để ngăn chặn chuyển động của chất lưu hoặc cung cấp một điểm bắt đầu làm lệch (kick-off point) cho các hoạt động khoan định hướng. Cụ thể hơn, việc đặt các cầu xi măng giúp hủy giếng, cách ly đới sản phẩm cạn kiệt, bảo vệ thành hệ yếu khỏi các hoạt động áp suất cao (Hình 4) (Petroshine, n.d.).



Hình 4. Các ứng dụng của cầu xi măng (Petroshine, n.d.).

3. Các vấn đề kỹ thuật của công tác xi măng giếng khoan

3.1. Các sự cố kỹ thuật của công tác xi măng giếng khoan - Nguyên nhân và giải pháp khắc phục

Hoạt động trám xi măng không chỉ quyết định đến thành công của việc hoàn thiện giếng dầu khí mà còn ảnh hưởng đến chất lượng, tuổi thọ của giếng và sản lượng của giếng dầu và khí sau khi đưa vào khai thác. Hơn nữa, giá thành của nó và ống chống chiếm tỷ trọng lớn (20 - 30%) trong toàn bộ hoạt động kỹ thuật khoan. Mục tiêu của sự phát triển công nghệ xi măng xoay quanh việc làm thế nào để cải thiện hơn nữa chất lượng trám xi măng và giảm thiểu các rủi ro liên quan (Saigao, n.d.).

Nhìn chung, công tác trám xi măng rất phức tạp lại thi công trong thời gian tương đối ngắn nên yêu cầu phải được thiết kế, chuẩn bị và thi công cẩn thận, đồng thời phải có sơ đồ xử lý trước hoàn chỉnh để ngăn ngừa và khắc phục các sự cố kỹ thuật nhằm đảm bảo hoàn thành hoạt động trám xi măng với chất lượng và hiệu quả cao (Saigao, n.d.).

Bảng 1 dưới đây tổng kết các sự cố kỹ thuật của công tác xi măng giếng khoan đồng thời nêu lên nguyên nhân và giải pháp khắc phục cho từng sự cố (DeBruijn, 2021).

Bảng 1. Các sự cố kỹ thuật của công tác xi măng giếng khoan - Nguyên nhân và giải pháp khắc phục

STT	Sự cố kỹ thuật	Mô tả sự cố	Nguyên nhân	Giải pháp khắc phục
1	Dòng khí	Khí sủi bọt trên bề mặt. Áp suất khoảng không vành xuyên bất thường. Dấu hiệu khí trên nhật ký đánh giá xi măng.	Đường dẫn khí được tạo ra trong quá trình trám xi măng hoặc sau khi đông kết xi măng. Xi măng co ngót hoặc mất nước.	Cải thiện việc tháo bùn khoan Sử dụng dịch ít tổn thất, hợp chất hóa học giãn nở.
2	Sự liên thông đối	Sự liên thông giữa các đối do nứt nẻ xi măng	Việc tháo bùn khoan kém Xi măng bị hồng Thấm thấu qua xi măng Ăn mòn ống chống	Cải thiện việc tháo bùn khoan.
3	Hiệu suất dịch chuyển kém	Biểu đồ gắn kết xi măng không đạt yêu cầu. Dòng khí	Định tâm ống chống kém Thực hiện công tác bơm trám kém Tính chất chất lưu kém (tính lưu biến, khả năng tương thích, v.v.)	Ống xoay hoặc tịnh tiến Hạn chế nhiễm bẩn.
4	Xi măng bị hồng	Có đường dẫn rò rỉ.	Nhiệt độ và áp suất đáy giếng quá cao. Chất lưu thành hệ ăn mòn.	Xem xét các loại xi măng dẻo và tự phục hồi. Hạn chế nhiễm bẩn.
5	Sự xâm nhập chất lưu (trong quá trình bơm)	Tăng dòng chảy từ thành hệ ra trở lại lòng giếng.	Áp suất khoảng không vành xuyên không cân bằng Tổn thất tuần hoàn	Thiết kế kiểm soát giếng. Thiết kế chất đệm/vữa xi măng phù hợp. Quan trắc dòng chảy từ thành hệ ra trở lại lòng giếng.
6	Tổn thất tuần hoàn	Tải trọng treo tăng quá mức Tổn thất tuần hoàn trở lại	Các thành hệ bị nứt nẻ hoặc có độ thấm cao. Nứt nẻ do xung động	Thiết kế lưu lượng bơm để giảm thiểu tổn thất. Bao gồm vật liệu chống tổn thất LCM (lost-circulation material) trong chất đệm/xi măng.
7	Khả năng bơm kém	Áp suất bơm rất cao	Tắc nghẽn đường dẫn dòng chảy. Ống chống bị kéo căng quá mức. Đông kết xi măng sớm.	Đảm bảo lòng giếng lưu thông sạch sẽ. Xi măng được thử nghiệm trong phòng thí nghiệm ở nhiệt độ và áp suất giếng khoan.

3.2. Công tác xi măng giếng khoan áp suất cao, nhiệt độ cao (High-Pressure High-Temperature - HPHT)

Một giếng khoan được xem là áp suất cao, nhiệt độ cao khi nhiệt độ đáy giếng ở chiều sâu vỉa dự kiến lớn hơn 300 °F hoặc 150 °C và gradient áp suất lỗ rỗng dự kiến tối đa ở thành hệ lỗ rỗng được khoan vượt quá 0.8 psi/ft hay giếng đòi hỏi thiết bị kiểm soát áp suất có áp suất làm việc định mức vượt quá 10000 psi (Petrowiki, n.d.).

Có nhiều thách thức của giếng khoan áp suất cao, nhiệt độ cao HPHT đối với công tác bơm trám xi măng giếng khoan. Đầu tiên, môi trường HPHT ảnh hưởng rất lớn đến công tác thi công giếng khoan nói chung vì tiềm ẩn nhiều nguy cơ đến sự ổn định thành hệ do gradient áp suất lỗ rỗng cao và sự vận hành an toàn của thiết bị liên quan đến môi trường nhiệt độ cao (Smithson, 2016). Đối với công tác bơm trám xi măng, đầu tiên, nhiệt độ làm tăng tốc quá trình hydrat hóa của xi măng, do đó hạn chế thời gian xi măng tồn tại dưới dạng bùn di chuyển trong giếng. Ngoài ra, nhiệt độ cao làm cho khối xi măng đông kết trong khoảng không vành xuyên tồn tại nhiều hệ thống khe hở có thể dẫn đến dòng khí, sự xâm nhập chất lưu thành hệ, sự liên thông đối. Với áp suất lỗ rỗng thành hệ cao, đòi hỏi dung dịch khoan có khối lượng riêng lớn (high density) để kiểm soát giếng an toàn. Khi đó, cũng cần vừa xi măng có khối lượng riêng lớn và lưu lượng bơm thấp hơn mong muốn. Điều này dẫn đến tính lưu biến và việc loại bỏ dung dịch khoan (mud removal) trở nên khó khăn hơn. Thêm vào đó, lưu lượng bơm thấp, cũng yêu cầu

nồng độ hóa chất cao hơn, đặc biệt là chất làm chậm (retarders), để thời gian đông kết lâu hơn (Diaz, 2017).

Trám xi măng trong điều kiện HPHT đòi hỏi phải có thiết bị chuyên dụng và người thực hiện phải được đào tạo. Trong khi những sai lầm mắc phải trong các giếng thông thường đa phần mất thời gian để khắc phục, thì việc ngăn ngừa những hậu quả tai hại đối với thiết bị và con người từ các hoạt động trong điều kiện HPHT đòi hỏi sự cẩn trọng đặc biệt. Do đó, việc lập kế hoạch nâng cao đồng thời sửa đổi các quy trình vận hành thông thường để giải quyết các mối lo ngại về HPHT là một khía cạnh quan trọng để công tác thi công giếng khoan nói chung và bơm trám xi măng nói riêng diễn ra thành công (Smithson, 2016).

4. Vật liệu pha chế vữa xi măng

4.1. Phân loại xi măng

Xi măng sử dụng cho công tác bơm trám giếng khoan thường có 4 thành phần chính là: Tricalcium Aluminate ($C_3A - CaO \cdot Al_2O_3$), Tricalcium Silicate ($C_3S - 3CaO \cdot SiO_2$), Dicalcium Silicate ($C_2S - 2CaO \cdot SiO_2$) và tetra-calcium aluminoferrite ($C_4AF - 4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$). Các thành phần này ảnh hưởng đến thời gian đông cứng và độ bền của xi măng. Ngoài ra, còn có một số thành phần khác trong xi măng có tác dụng đến quá trình thủy hóa, kháng các chất gây hại nhưng không ảnh hưởng đến sự đông cứng của xi măng. Theo Viện Dầu khí Hoa Kỳ (American Petroleum Institute - API), xi măng được phân thành các loại A, B, C, D, E, F, G và H tùy thuộc vào hàm lượng của 4 thành phần chính đã nêu ở trên. Việc sử dụng loại xi măng nào phụ thuộc vào điều kiện giếng như nhiệt độ, áp suất, ăn mòn, thủy hóa,... (Hảo, 2011).

Theo tiêu chuẩn API Spec 10, xi măng sử dụng trong ngành dầu khí được cho trong bảng 2 dưới đây (Nguyen, 1996) (Hảo, 2011).

Bảng 2. Phân loại và điều kiện sử dụng xi măng theo tiêu chuẩn API Spec 10

STT	Loại	Độ sâu	Điều kiện sử dụng
1	A	0 - 1830 m (6000 ft)	Loại thường, giếng không đòi hỏi tiêu chuẩn đặc biệt.
2	B	0 - 1830 m (6000 ft)	Đòi hỏi xi măng có độ bền từ trung bình đến cao đối với sulfate.
3	C	0 - 1830 m (6000 ft)	Độ bền chịu nén ban đầu cao, độ bền với sulfate từ kém, trung bình đến cao.
4	D	1830 m (6000 ft) - 3050 m (10,000 ft)	Nhiệt độ và áp suất tương đối cao, độ bền với sulfate từ trung bình đến cao.
5	E	3050 m (10,000 ft) - 4270 m (14,000 ft)	Giếng có nhiệt độ và áp suất cao, độ bền với sulfate từ trung bình đến cao.
6	F	3050 m (10,000 ft) - 4880 m (16,000 ft)	Giếng có nhiệt độ và áp suất cao, độ bền với sulfate từ trung bình đến cao.
7	G	0 - 2440 m (8000 ft)	Xi măng cơ bản, có thể sử dụng với các chất phụ gia đông nhanh hoặc đông chậm để trám trong các giếng có chiều sâu và nhiệt độ khác nhau, có độ bền với sulfate từ trung bình đến cao.
8	H	0 - 2440 m (8000 ft)	Xi măng cơ bản, có thể được sử dụng trong cùng điều kiện như loại G, chỉ có độ bền trung bình với sulfate.

Vữa xi măng (cement slurry) là một hỗn hợp pha trộn bao gồm xi măng (thường là xi măng Portland), nước và các chất phụ gia hóa học khác nhau (Renpu, 2011). Đặc tính vữa xi măng được tối ưu hóa ở điều kiện nhiệt độ và áp suất với các chất phụ gia được lựa chọn phù hợp yêu cầu thực hiện. Sau khi đông kết, hệ thống xi măng Portland ổn định nhiệt ở nhiệt độ lên tới 110 °C (230 °F). Tuy nhiên, trên nhiệt độ này, xi măng bị giảm cường độ, dẫn đến sự gia tăng đáng kể tính thấm và giảm cường độ nén (Erik B. Nelson, 1990). Vì vậy, theo tiến trình phát triển của ngành dầu khí khi khoan ở những nơi có điều kiện đặc thù, đôi khi rất khắc nghiệt chẳng hạn như khoan nước sâu (deepwater drilling), nhiệt độ cao, áp suất cao (High Pressure, High Temperature - HPHT) đòi hỏi phải pha chế các vữa xi măng đặc biệt. Ngoài việc tìm kiếm

vật liệu xi măng mới, cần sử dụng các chất phụ gia xi măng (cement additives) phù hợp với điều kiện cụ thể của giếng như chất trì hoãn đông kết (retarders), chất tăng tốc đông kết (accelerators), chất kiểm soát tổn thất chất lưu (fluid loss control), chất kiểm soát dịch chuyển khí (gas migration control) (Arnaud Cadix, 2022). Trong bài báo tổng quan này, các vật liệu xi măng và chất phụ gia theo hai nhóm vật liệu phổ biến hiện nay là geopolymers và nano silica sẽ được trình bày dưới đây (Adjei et al., 2022) (Thakkar et al., 2020).

4.2. Vật liệu geopolymer

Geopolymer là một chất kết dính polyme vô cơ được phát triển thông qua phản ứng giữa vật liệu aluminosilicate (vật liệu gốc) với hydroxit kiềm và/hoặc silicat hòa tan (Davidovits, 1991) (Adjei et al., 2022). Trong khi quá trình sản xuất xi măng Portland góp phần phát thải CO₂ đáng kể, quy trình sản xuất geopolymer sạch hơn nhiều. Các nguồn nguyên liệu thường được sử dụng cho quá trình geopolymer hóa bao gồm các chất thải công nghiệp và nông nghiệp như tro bay, xỉ, khói silic, tro dừa và tro trấu. Đất sét cũng có thể là vật liệu gốc, nhưng chúng cần được nung nóng để chuyển thành các dạng phản ứng cao. Cao lanh nung, được gọi là metakaolin, là vật liệu đất sét được sử dụng nhiều nhất (Adjei et al., 2022).

Các ưu điểm của geopolymer so với xi măng Portland truyền thống là có độ bền cơ học rất tốt, kháng nhiệt và độ bền hóa học tốt, phù hợp với môi trường giếng khắc nghiệt (Živica et al., 2015) (Adjei et al., 2022). Tuy nhiên, theo Adjei và cộng sự, geopolymer có một số nhược điểm như: nhạy cảm hơn dung dịch khoan gốc nước, độ bền của geopolymer thấp khi nhiệt độ dưới 86 °F do tốc độ quá trình geopolymer hóa (geopolymerization) thấp, hệ thống geopolymer thông thường thể hiện độ giòn cao, xảy ra sự đông lại (gel hóa) nhanh chóng ở nhiệt độ cao (Adjei et al., 2022):

4.3. Vật liệu nano silica

Nano silica là một vật liệu pozolan hiệu quả cao bao gồm silica cực mịn được thêm vào vữa xi măng cho các ứng dụng xây dựng, công trình dân dụng và dầu khí. Nano silica bao gồm các hạt thủy tinh có kích thước nhỏ hơn khoảng 1000 lần so với kích thước hạt xi măng trung bình giúp cải thiện cường độ và độ bền của xi măng. Nó có thể làm tăng cường độ nén của xi măng, giảm tổn thất chất lưu, độ rỗng và độ thấm bên trong xi măng, đồng thời có thể giảm thời gian đông kết của xi măng bằng cách tăng nhiệt của phản ứng hydrat hóa. (Thakkar et al., 2020).

Dù có nhiều ưu điểm nhưng nano silica có những hạn chế là giá thành cao và ô nhiễm. Đồng thời đòi hỏi yêu cầu công nghệ cao khi chế tạo nano silica và tuân thủ theo những nguyên tắc an toàn nghiêm ngặt. Do đó, khi ứng dụng vật liệu nano silica quy mô công nghiệp cần đánh giá tiềm năng của dự án bao gồm tính kinh tế, kỹ thuật cũng như an toàn, sức khỏe và môi trường (Civil Engineering Portal, n.d.).

5. Kết luận

Công tác trám xi măng giếng khoan là một hoạt động kỹ thuật có ý nghĩa rất quan trọng cho sự thành công của các dự án thăm dò và khai thác dầu khí. Nó ảnh hưởng đến sự kéo dài của vòng đời khai thác mỏ, đồng thời khi xảy ra các sự cố mất nhiều thời gian và chi phí để xử lý. Trong nhiều trường hợp có thể dẫn đến phải hủy giếng. Chính vì vậy, cần nghiên cứu và đánh giá cẩn thận mọi vấn đề kỹ thuật liên quan đến công tác bơm trám xi măng giếng khoan bao gồm điều kiện thành hệ như nhiệt độ, áp suất, độ rỗng, độ thấm cũng như vật liệu pha chế xi măng phù hợp. Với những thành hệ có điều kiện khắc nghiệt có thể sử dụng các vật liệu mới tiên tiến như geopolymer hay nano silica để đảm bảo sự thành công và an toàn cho công tác bơm trám xi măng giếng khoan.

Lời cảm ơn

Chúng tôi xin chân thành cảm ơn Trường Đại học Bách Khoa (HCMUT), Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh (VNUHCM) đã hỗ trợ về thời gian và cơ sở vật chất cho nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- Adjei, S., Elkatatny, S., Aggrey, W. N., & Abdelraouf, Y., 2022. Geopolymer as the future oil-well cement: A review. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 208(PB), 109485. <https://doi.org/10.1016/j.petrol.2021.109485>
- Aird, P., 2019. Deepwater Geology & Geoscience. In *Deepwater Drilling*. <https://doi.org/10.1016/b978-0-08-102282-5.00002-8>
- Arnaud Cadix, S. J. , 2022. *Cementing additives*. Gulf Professional Publishing. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/B9780128227213000083>
- Burdylo, L., & Birch, G. , 1990. Primary Cementing Techniques. In *Developments in Petroleum Science* (Vol. 28, Issue C). [https://doi.org/10.1016/S0376-7361\(09\)70310-3](https://doi.org/10.1016/S0376-7361(09)70310-3)
- Civil Engineering Portal. (n.d.). *Cuore concrete - nano silica*. <https://www.engineeringcivil.com/cuore-concrete-nano-silica.html>
- Davidovits, J. , 1991. Geopolymers: inorganic polymeric new materials. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*. <https://akjournals.com/view/journals/10973/37/8/article-p1633.xml>
- DeBruijn, G. , 2021. Common Well Cementing Problems. *Infographics*, 42. https://www.pvisoftware.com/infographics/Common_Well_Cementing_Problems.PDF
- Diaz, L, 2017. *HPHT Well Cementing Challenges*. <https://drillers.com/hpht-well-cementing-challenges/>
- Hào, L. P. , 2011. *Cơ sở khoan và khai thác dầu khí*. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh.
- Nelson, E. B. , 1990. Well cementing. *Well Cementing*.
- Nelson, Erik B. , 1990. 9 Thermal Cements. In *Developments in Petroleum Science* (Vol. 28, Issue C). [https://doi.org/10.1016/S0376-7361\(09\)70307-3](https://doi.org/10.1016/S0376-7361(09)70307-3)
- Nguyen, J. , 1996. Oil and Gas Field Development Techniques. *Institut Francais Du Petrole Editions. Techno Paris Francis*, 187-192.
- Petroshine. (n.d.). *plug cementing*. <https://petroshine.com/plug-cementing/>
- Petrowiki. (n.d.). *Glossary:HPHT*. <https://petrowiki.spe.org/Glossary:HPHT>
- Petrowiki. , 2018. Cementing Operations. *Society of Petroleum Engineers*, 1.
- Renpu, W. , 2011. Production Casing and Cementing. *Advanced Well Completion Engineering*, 221-294. <https://doi.org/10.1016/b978-0-12-385868-9.00009-9>
- Saigao. (n.d.). *Cementing complex problems*. <https://www.saigaogroup.com/news/cementing-complex-problems.html>
- Schlumberger. (n.d.-a). *cementing*. <https://glossary.slb.com/en/terms/c/cementing>
- Schlumberger. (n.d.-b). *landing collar*. https://glossary.slb.com/en/terms/l/landing_collar
- Schlumberger. (n.d.-c). *primary cementing*. https://glossary.slb.com/en/terms/p/primary_cementing
- Schlumberger. (n.d.-d). *secondary cementing*. https://glossary.slb.com/en/terms/s/secondary_cementing
- Schlumberger. (n.d.-e). *squeeze cementing*. https://glossary.slb.com/en/terms/s/squeeze_cementing
- Smithson, T., 2016. HPHT Wells. *Oilfield Review*, 1-2.
- Thakkar, A., Raval, A., Chandra, S., Shah, M., & Sircar, A. (2020). A comprehensive review of the application of nano-silica in oil well cementing. *Petroleum*, 6(2), 123-129. <https://doi.org/10.1016/j.petlm.2019.06.005>
- Živica, V., Palou, M. T., & Križma, M., 2015. Geopolymer Cements and Their Properties: A Review. *Building Research Journal*, 61(2), 85-100. <https://doi.org/10.2478/brj-2014-0007>

Cementing for oil and gas wells: a review of operation techniques and related problems

Hoang Trong Quang^{1*}, Tran Nguyen Thien Tam¹, Le Nguyen Hai Nam¹,
Kieu Phuc¹, Do Quang Khanh²

¹*Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT)*

²*Vietnam Petroleum University (PVU)*

*Corresponding author: htquang@hcmut.edu.vn

Abstract

Drilling well construction is a highly complex job, requiring the smooth coordination of many processes to achieve efficiency and safety in the implementation process. Basically, the well drilling process consists of creating a cylindrical structure in the Earth's crust, well casing, and cementing. In particular, cementing plays a crucial role in ensuring the integrity and safety of the well over time. According to the development of the well drilling industry, many problems related to cementing arise from the preparation of cement slurries in accordance with the characteristics of the formations, which also shorten the setting time but still ensure compressive strength and isolation in extreme conditions such as high pressure and high temperature. With this motivation, a lot of research has been done on optimal cementing techniques and many special materials for preparing cement slurries, such as polymer materials and nanomaterials. In this review, the authors will present the basic issues as well as technical problems and the most advanced cement materials related to well cementing.

Keywords: *well cementing, primary cementing, secondary cementing, cement slurry, geopolymer, nano silica.*

NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN HỆ DUNG DỊCH KHOAN ĐỂ THI CÔNG CÁC GIẾNG CÓ ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT PHỨC TẠP TẠI MỎ BẠCH HỔ

Trương Văn Từ*, Nguyễn Khắc Long

Trường Đại học Mở - Địa chất

*Tác giả chịu trách nhiệm: truongvantuktd50@gmail.com

Tóm tắt

Lựa chọn hệ dung dịch khoan và các thông số của nó căn cứ vào điều kiện địa chất và khả năng phức tạp có thể gặp phải khi khoan. Các phức tạp liên quan tới dung dịch đặc trưng thường gặp phải trong quá trình thi công giếng khoan ở mỏ Bạch Hổ là sự thay đổi lượng dung dịch khoan khi khoan qua tầng Mioxen trên và Mioxen giữa, sự mất ổn định thành giếng khoan (sự trương nở, sự tạo nút và co thắt thân giếng) khi khoan qua các lớp sét tầng Mioxen dưới, sự mất ổn định thành giếng ở Oligoxen (sự sập lở của sét kết, nguy cơ kẹt dính do chênh áp cao khi khoan ở những vùng áp suất vỉa không tương thích) và mất dung dịch khi khoan trong móng (từ mất từng phần cho đến mất trầm trọng với mực dung dịch hạ thấp đến 1500 m so với miệng giếng). Các dạng phức tạp này, ngoài chi phí trực tiếp, còn dẫn đến những hậu quả về vấn đề công nghệ nặng nề. Trong bài báo này, nhóm tác giả đề xuất hệ dung dịch khoan phù hợp nhằm khắc phục các phức tạp thường gặp phải khi khoan các địa tầng tại mỏ Bạch Hổ.

Từ khóa: hệ dung dịch khoan; phức tạp khoan; Mioxen; Oligoxen; móng.

1. Điều kiện địa chất - kỹ thuật khi thi công giếng khoan mỏ Bạch Hổ

1.1. Đặc điểm thi công giếng khoan trong điều kiện có những vùng có dị thường áp suất cao (DTASC) và dị thường áp suất thấp (DTAST)

Một trong những đặc tính địa chất chính của vòm bắc mỏ được xác định bởi DTASC trong Oligoxen trên với gradient đương lượng là 1,59 - 1,70 Ptt. Sự hiện diện của yếu tố này quyết định sự tách biệt của Mioxen và Oligoxen (hình 1). Tuy nhiên, để giải quyết các vấn đề hiện tại và nhiệm vụ chiến lược sản xuất, cần thiết khoan chập các khoảng này, gia tăng một cách đáng kể nguy cơ xuất hiện phức tạp và sự cố trong quá trình khoan.

Trong tầng trầm tích Oligoxen loại phức tạp thường gặp nhất là mất dung dịch khoan, mất ổn định thành giếng khoan, tự thay đổi quỹ đạo giếng khoan, dẫn đến việc tạo máng, lầy, kẹt bộ khoan cụ và việc doa lại thân giếng.

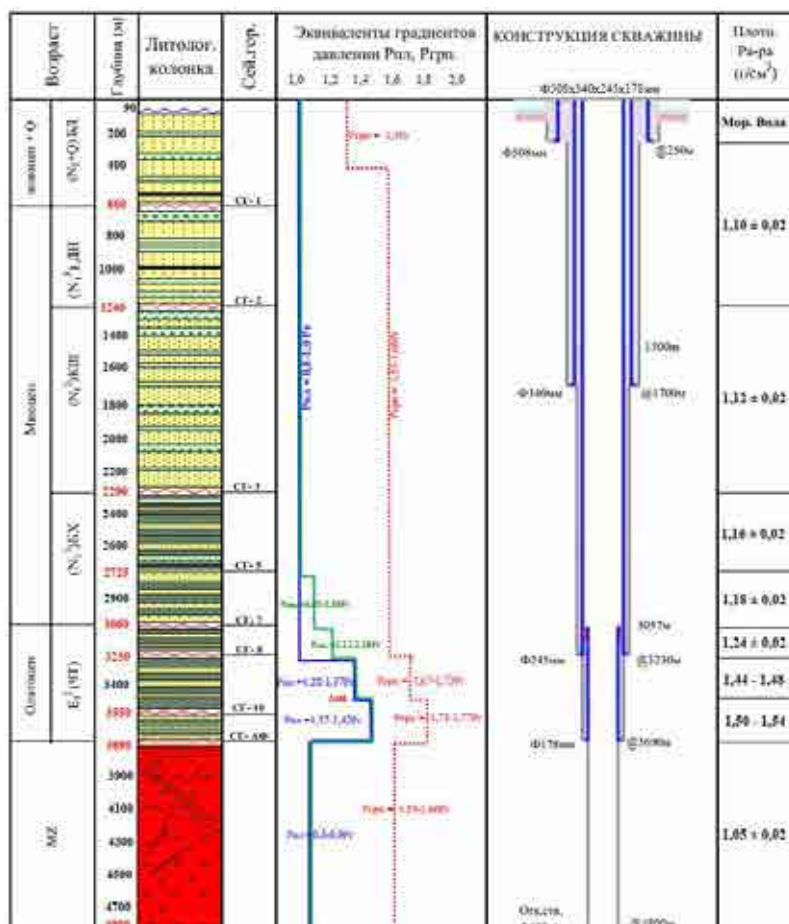
Kinh nghiệm khoan giếng tại mỏ Bạch Hổ cho thấy sập lở thành giếng là một trong những dạng phức tạp chính trong trầm tích Oligoxen. Việc doa lại thân giếng, vướng cần, bó giếng v.v... là dấu hiệu thấy rõ của khoảng khoan này, và thường dẫn đến mất thân giếng và phải khoan lại giếng.

Sự tương tác kéo dài thẩm thấu của dung dịch khoan với các hạt sét, dễ bị trương nở và sập lở sau đó, mặc dù thành phần các chất ức chế cao trên nền kali hoặc nhôm kali trong dung dịch khoan, dẫn đến vướng/kẹt trong quá trình khoan và kẹt bộ khoan cụ (Van Tu Truong, 2022).

Được cho rằng dưới áp lực thủy tĩnh, vùng thẩm thấu nằm vuông góc với trục của thân giếng khoan. Thời gian tương tác của dung dịch khoan với đất đá trong thân trần càng lâu thì vùng xuất hiện thẩm thấu càng lớn. Sự xuất hiện thẩm thấu xảy ra dần dần, ngấm ướt đất đá trong vùng gần thân giếng và kết quả là thậm chí với một chênh áp không đáng kể hoặc một sự thay đổi áp lực đột ngột có thể gây ra sập lở thành giếng khoan.

Ngoài ra, trong những năm gần đây, có ý kiến cho rằng một trong những yếu tố chính ảnh hưởng đến sự ổn định của thân giếng khoan trong quá trình khoan là kiến tạo của đất đá, cụ thể là, thể nằm của đất đá so với hướng của thân giếng. Sự ảnh hưởng của yếu tố này khi khoan trong tầng Oligoxen trên có thể xem xét theo 2 phương án. Phương án xấu nhất - gặp vỉa theo hướng đổ của vỉa. Trong trường hợp này, góc nghiêng của thân giếng và góc đổ của đất đá được

cộng thêm, và nếu giá trị nhận được lớn hơn 300 (góc tới hạn đối với Oligoxen), xảy ra mất sự ổn định của thân giếng khoan, như thể hiện ở việc sập lở với cường độ khác nhau. Giá trị của góc này càng lớn thì thời gian doa và bơm rửa càng lớn và khả năng xuất hiện sự cố càng lớn.



Hình 1. Biểu đồ áp suất tổng hợp và cấu trúc mẫu của các giếng khoan mỏ Bạch Hổ.

Ngoài ra, có những trường hợp mất ổn định của thân giếng khoan trong tầng Oligoxen không phụ thuộc vào góc đổ của vỉa. Thực tế này, thường xảy ra trong trường hợp tầng móng được khoan chập với Oligoxen dưới.

Trong thời gian gần đây, một số phức tạp nhất định thường xảy ra khi thi công thân giếng khoan qua các tầng Mioxen dưới, mà các tầng này là xen kẽ các tầng với áp suất vỉa thủy tĩnh và áp suất vỉa sản phẩm, áp suất vỉa sản phẩm sau thời gian khai thác đã giảm thấp hơn áp suất thủy tĩnh. Trong khi đó áp suất lỗ rỗng thì cao hơn khoảng 10 - 20%. Điều kiện này trước hết thường xảy ra khi khoan thân hai ở các khu vực của mỏ đã ở giai đoạn cuối của quá trình khai thác mà không có hệ thống giữ áp suất vỉa. Trong những trường hợp này, xuất hiện những vùng cục bộ với độ dày mỏng DTAST, mà khi khoan qua thường xảy ra những phức tạp như vừa mất dung dịch khoan vừa phun trào và mất ổn định thành giếng khoan. Trong trường hợp này cần phải dự báo chính xác các khoảng DTAST, lựa chọn tỷ trọng dung dịch khoan tối ưu, chế độ khoan và bơm rửa sao cho giảm thiểu tối đa áp lực thủy tĩnh lên thành hệ (Báo cáo sản xuất năm 2022 của Liên doanh dầu khí Việt - Nga).

Thêm một yếu tố quan trọng không kém trong bức tranh tổng thể khoan, là việc cắt hay đi qua của thân giếng gần đứt gãy kiến tạo trong vùng. Khi có tình trạng này xảy ra sập lở nặng thân giếng, với việc tăng mô-men xoắn sau đó và tăng áp suất máy bơm và hệ quả là sự cố với việc kẹt bộ khoan cụ, không thả được thiết bị đo địa vật lý v.v... Hơn nữa, dựa trên địa chấn không phải lúc nào cũng có thể xác định các đứt gãy kiến tạo khu vực, và họ phải đối mặt

trực tiếp trong quá trình khoan, dẫn đến kéo dài thời gian thi công giếng và tăng trong chi phí của giếng.

Như đã biết, mất dung dịch xảy ra là do vượt tổng áp suất (thủy tĩnh và thủy động lực học) trên áp suất vỉa. Xác định áp suất trong thân giếng, dẫn đến mất dung dịch qua các nứt nẻ của đất đá là rất khó khăn, do đó, trong thực tế dựa trên kinh nghiệm, đặc trưng đối với mặt cắt địa chất cụ thể.

Trong quá trình khoan, mất dung dịch có thể dẫn đến một loạt phức tạp khác. Bao gồm: sập lở thành giếng khoan, phun trào dầu khí, kẹt cần khoan, bơm trám xi măng không thành công, móp ống chống v.v...

Tại mỏ Bạch Hổ, mất dung dịch khoan xảy ra chủ yếu ở trong Mioxen dưới, Oligoxen và móng.

Cần thiết phân biệt mất dung dịch khoan xảy ra ở trong Mioxen dưới, Oligoxen với mất dung dịch trong móng.

Nếu dạng thứ nhất liên quan đến lỗ rỗng của cát kết và bột kết thì dạng thứ 2 là đất đá nứt nẻ với các khe nứt nhỏ mức độ khác nhau.

Trong các lỗ rỗng của cát kết và bột kết, cường độ mất dung dịch từ từng phần 1 - 30 m³/giờ đến mất hoàn toàn với việc mất và không mất tuần hoàn.

Biện pháp chống mất dung dịch hiệu quả nhất là làm tĩnh kỹ thuật, giảm lưu lượng, giảm ít tỷ trọng và bơm chất bít nhét với nồng độ khác nhau 10-50 kg/m³.

Thậm chí, cường độ mất dung dịch còn bị ảnh hưởng bởi việc cắt giếng với đứt gãy kiến tạo vùng và khu vực. Đứt gãy kiến tạo phá vỡ vỉa đất đá thành các khối được dịch chuyển tương đối với nhau. Trong các khu vực trên đất đá bị phá vỡ và làm tăng cường độ mất dung dịch không có tuần hoàn.

Mất dung dịch trong tầng sản phẩm móng nứt nẻ xảy ra khá thường xuyên. Việc bơm chất bít nhét trong khoảng này làm bít các nứt nẻ chứa sản phẩm. Vì thế, chống mất dung dịch được tiến hành với việc bơm tập LCM (Lostcirculation material) với các chất hòa tan trong axit hoặc các chất bít nhét thực vật (vỏ trấu) hoặc khoan không tuần hoàn bằng nước biển (Trần Xuân Đào, 2008; Trần Xuân Đào, 2019; Báo cáo sơ đồ công nghệ hiệu chỉnh khai thác và xây dựng mỏ Bạch Hổ 2013).

1.2. Điều kiện địa chất - kỹ thuật khi thi công giếng khoan theo các khu vực (Kế hoạch phát triển mỏ Bạch Hổ điều chỉnh năm 2022)

1.2.1. Khu vực phía Bắc

Ở khu vực phía Bắc mỏ Bạch Hổ, mặt cắt địa chất chỉ ra thành phần là đất đá lục nguyên. Phần trên cấu tạo từ sét mềm, cát, cát kết. Còn ở phần dưới cấu tạo gồm cát kết và sét kết cũng như đá móng kết tinh. Áp suất vỉa và áp suất lỗ rỗng ở phần vỉa trên đến tầng Mioxen dưới bình thường. Từ Mioxen dưới đến SH-7-gradien áp suất 1,05-1,15, tiếp tục xuống dưới gặp vùng dị thường áp suất cao với gradient áp suất 1,2-1,7. Tầng đá móng có áp suất bằng áp suất thủy tĩnh.

Áp suất địa nhiệt ở mặt cắt địa chất đất đá lục nguyên nằm trong khoảng 2,7 - 2,8 °C/100 m, còn nhiệt độ địa nhiệt ở đáy giếng khoan đạt gần 120 °C, ở tầng đá móng nhiệt độ ở đáy giếng khoan đo được gần 160 °C.

1.2.2. Khu vực trung tâm

Khoan ở khu vực Trung tâm mỏ Bạch Hổ tầng đất đá lục nguyên ở các giếng khai thác ở tầng Mioxen dưới bao gồm sét mềm, cát và cát kết. Tầng Oligoxen bao gồm sét và sét kết chủ yếu độ cứng trung bình, còn trong tầng móng nứt nẻ - đá granit cứng nứt gãy tạo thành các hang hốc.

Áp suất vỉa và áp suất lỗ rỗng theo mặt cắt đến tầng Mioxen dưới là bình thường, từ Mioxen dưới đến SH-8- Gradient áp suất tương đương 1,05-1,15. Dưới SH-8 - Gradient áp suất vỉa đạt

1,20 - 1,28 (Ngoại trừ BK-04, $K_a = 1,35 - 1,45$ ở Oligoxen trên và dưới), ở tầng đá móng gradient áp suất tương đương từ 0,9 - 1,0.

Gradient địa nhiệt nằm trong khoảng 2,5 - 2,7 °C/100 m, còn nhiệt độ ở đáy giếng khoan khoảng 100 - 120 °C- đối với giếng khoan đến Mioxen và Oligoxen, 125 - 135 °C đối với giếng khoan đến móng.

1.2.3. Khu vực phía Nam

Khu vực phía Nam mỏ Bạch Hổ tiến hành khoan chủ yếu tầng đất đá lục nguyên ở các giếng khai thác ở tầng Mioxen dưới bao gồm sét mềm, cát và cát kết.

Tầng Oligoxen bao gồm sét và sét kết chủ yếu độ cứng trung bình, còn trong tầng móng nứt nẻ - đá granit cứng nứt gãy tạo thành các hang hốc.

Áp suất vỉa và áp suất lỗ rỗng theo mặt cắt đến tầng Mioxen dưới là bình thường, từ Mioxen dưới - Gradient áp suất tương đương 1,05 - 1,15. Oligoxen trên - Gradient áp suất vỉa đạt 1,22 - 1,40, ở tầng đá móng gradient áp suất tương đương từ 0,9 - 1,0.

Gradient địa nhiệt nằm trong khoảng 2,4 - 2,8 °C/100 m, còn nhiệt độ ở đáy giếng khoan khoảng 142 - 152 °C đối với giếng khoan đến móng, khoảng 135 °C - đối với giếng khoan đến Oligoxen và khoảng 90 - 120 °C đối với Mioxen.

2. Công nghệ thi công giếng khoan thiết kế mỏ Bạch Hổ

Khoan giếng ở mỏ Bạch Hổ được tiến hành bằng giàn khoan tự nâng. Các giếng được thiết kế khoan trên giàn BK (Блок Кондукторов) hoặc MSP (Морская Стационарная Платформа) sẵn có cũng như các BK mới. Cần nghiên cứu kỹ lưỡng các vấn đề về khả năng cập giàn tự nâng đồng thời khả năng cantilever tháp khoan vươn đến những lỗ khoan bổ sung. Đối với những giếng mới, trong mỗi địa tầng sử dụng bộ khoan cụ đáy riêng, cụ thể như sau:

Trong địa tầng Plioxen và Mioxen

- Khoan đoạn thẳng đứng được thực hiện bằng chوòng 3 chớp xoay 660,4 mm, bộ khoan cụ rotor dạng con lắc với 1 định tâm;

- Đoạn lấy góc và thay đổi góc phương vị của giếng - bằng chوòng 3 chớp xoay Ø 444,5 mm hoặc Ø 406,4 mm (Ø 311,1 mm đối với cấu trúc nhẹ) động cơ đáy với 1 định tâm (có thể sử dụng chوòng kim cương đa tinh thể PDC (Polycrystalline Diamond Compact) và PDM (động cơ Positive Displacement Mud motor) để đảm bảo công suất.

- Đoạn ổn định góc - bằng chوòng kim cương đa tinh thể PDC Ø 311,2 mm (Ø 215,9 mm đối với cấu trúc nhẹ) và giảm góc về 0° bằng hệ thống khoan xoay định hướng RSS (Rotary Steerable Systems).

Trong địa tầng Oligoxen

- Khoan đoạn thẳng đứng được thực hiện bằng chوòng PDC Ø 215,9 mm (Ø 152,4 mm) và bộ khoan cụ rotor với 2 định tâm;

- Để chỉnh lái xiên - động cơ đáy với 1 định tâm.

Ở giếng sửa chữa đặc biệt, để khoan ở địa tầng Mioxen và Oligoxen dự kiến ứng dụng bộ khoan cụ sau:

Cấu trúc một ống chống

- Sau khi cắt cửa sổ, khoan một phần thân mới có lái chỉnh góc nghiêng và góc phương vị của giếng bằng chوòng 3 chớp xoay Ø 215,9 mm và bộ khoan cụ với động cơ đáy;

- Khoan tiếp đoạn ổn định góc bằng chوòng PDC Ø 215,9 mm và bộ khoan cụ với hệ thống chỉnh xiên RSS.

Cấu trúc hai ống chống

- Sau khi cắt cửa sổ, khoan một phần thân mới có lái chỉnh góc nghiêng và Góc phương vị

của giếng bằng choòng 3 chớp xoay Ø 215,9 mm và bộ khoan cụ với động cơ đáy;

- Khoan tiếp đoạn ổn định góc bằng choòng PDC Ø 215,9 mm và bộ khoan cụ với hệ thống khoan xoay định hướng RSS;

- Khoan đoạn ổn định góc tiếp theo bằng choòng PDC Ø152,4 mm (155,6 mm) và bộ khoan cụ với hệ thống khoan xoay định hướng RSS.

Để khoan giếng, đề xuất sử dụng động cơ đáy của nhiều hãng khác nhau (Baker Hughes INTEQ, Schlumberger, v.v...), hệ thống kiểm soát quỹ đạo giếng khoan (MWD), top driver (TD), hệ thống khoan xoay định hướng RSS của hãng Baker Hughes INTEQ, Schlumberger.

Hệ thống khoan xoay định hướng «Rotary Steerable Systems»(RSS) cho phép chỉnh lái xiên khi đang quay cần khoan. Hệ thống «PowerDrive X6» của hãng Schlumberger và «Autotrak G3» của hãng Baker Hughes INTEQ đã áp dụng ở Liên doanh Việt - Nga Vietsovpetro - đây là thiết bị khoan thế hệ mới với tính ổn định và hiệu quả cao, gia tăng số mét khoan trong một hiệp khoan, tối ưu hóa quỹ đạo giếng khoan đồng thời rút ngắn thời gian khoan và kéo thả (Kế hoạch phát triển mỏ Bạch Hổ điều chỉnh năm 2022).

Cần lưu ý rằng hiệu quả của việc sử dụng các hệ thống khoan rotor định hướng khi khoan bằng giàn tự nâng phụ thuộc chủ yếu vào tổ hợp thiết bị công nghệ được sử dụng và có liên hệ lẫn nhau, chẳng hạn như máy bơm công suất và hiệu suất cao, loại và chất lượng dung dịch khoan, hệ thống làm sạch đa cấp và hiệu suất cao, choòng kim cương đa tinh thể loại PDC, top driver, hệ thống đo độ lệch và đo carôta trong khi khoan (MWD và LWD).

Chỉ khi có sự hoạt động đồng bộ giữa các thiết bị với nhau mới có thể đảm bảo hiệu quả tối đa của các hệ thống khoan xoay định hướng. Việc thiếu bất kỳ loại thiết bị công nghệ nào hoặc sử dụng các thiết bị kém hiệu quả từ tổ hợp trên làm giảm đáng kể hiệu quả của toàn bộ hệ thống.

Trong thành phần cột cần khoan, người ta thường sử dụng cần khoan có đường kính Ø 140 mm, Ø 127 mm ($\delta = 9,19$ mm), Ø 101,6 mm ($\delta = 8,38$ mm) và Ø 89 mm ($\delta = 9,35$ mm), có mác thép G-105 và S-135. Sử dụng cần khoan nặng (DC) kích thước tiêu chuẩn Ø229; 203,2; 165,1; 120,65; 95,25 mm. Định tâm được sử dụng đường kính bằng với đường kính choòng hoặc nhỏ hơn một chút, tùy thuộc vào quỹ đạo giếng khoan (tăng góc, giảm góc hoặc ổn định góc).

Ngoài ra, sẽ triển khai nghiên cứu, áp dụng các công nghệ mới, phương hướng mới nhằm hoàn thiện thiết kế giếng khoan, giảm chi phí xây dựng giếng như công nghệ khoan và hoàn thiện giếng khoan đa đáy, công nghệ khoan “Batch Drilling”, sử dụng công nghệ khoan đường kính nhỏ “Slim Hole” (Nguyễn Văn Khương, 2015).

3. Lựa chọn hệ dung dịch để khoan thành công các giếng có điều kiện địa chất phức tạp mỏ Bạch Hổ

Kinh nghiệm khoan ở các mỏ của Vietsovpetro, trong đó có mỏ Bạch Hổ, cho thấy các địa tầng Plioxen, Mioxen trên có thể khoan hiệu quả bằng dung dịch polymer sét gốc nước biển, địa tầng Mioxen giữa - sử dụng dung dịch lignosulfonate hoặc hệ dung dịch polymer và KCl. Tầng Mioxen dưới và Oligoxen phần lớn chứa sét hoạt tính và đá agrilite giòn, rất dễ bị thủy phân khi thấm ướt dẫn đến sập lở, cần được khoan bằng các hệ dung dịch ức chế (Van Tu Truong, 2022; Кошечев Г.В., 1993; ПД VSP-000-PK-650; VSP-000-PK-637).

Khoảng khoan thả chống ống Ø 508mm được đề xuất khoan bằng nước biển và bơm những tập dung dịch sét có độ nhớt cao. Theo kinh nghiệm khoan những giếng trước đây, kết quả tốt nhất đạt được khi bơm 8 m³ tập dung dịch sét độ nhớt cao cứ mỗi 12 m khoan (nửa cần dựng) và trước khi tiếp cần. Khi đến chiều sâu thiết kế, bơm 15 m³ dung dịch sét độ nhớt cao và thay nước biển trong giếng bằng dung dịch sét độ nhớt cao, tỷ trọng 1,05 g/cm³. Sau khi kéo thả thông giếng và trước khi thả ống chống, lắp lại công tác bơm tập độ nhớt cao và thay dung dịch khoan.

Đề xuất khoan đoạn chống ống Ø 340 mm bằng hệ dung dịch sét - polymer với nước biển. Tỷ trọng dung dịch cần giữ trong khoảng 1,05 - 1,10 g/cm³ và không vượt quá 1,12 g/cm³. Để

tạo lớp vỏ mùn khoan mỏng độ thấm thấp, giá trị độ thải nước cần giữ không lớn hơn $8 \text{ cm}^3/30$ phút bằng CMC HV.

Đề xuất khoan đoạn chống ống Ø 340; 245 mm bằng hệ dung dịch ức chế lignosulfonate hoặc dung dịch polymer KCl. Tỷ trọng dung dịch cần giữ trong khoảng 1,10-1,12 g/cm^3 . Đề tạo lớp vỏ mùn khoan mỏng độ thấm thấp, giá trị độ thải nước cần giữ không lớn hơn $5 \text{ cm}^3/30$ phút bằng PAC-LV.

Đề xuất khoan đoạn chống ống Ø 245 mm bằng những hệ dung dịch hoàn thiện hơn như KGAC Plus hoặc Protrol. Tỷ trọng dung dịch cần giữ theo thiết kế. Để ngăn ngừa tình trạng hydrat hóa sét trong dung dịch KGAC Plus, sử dụng kết hợp KCl, phen nhôm kali (AKK), chất ức chế HyPR-Cap và polyalkylene glycol (PAG). Xanthan biopolymer được sử dụng làm chất tạo cấu trúc ban đầu, chất giảm độ nhớt - ferrochrome lignosulfonate hoặc ferrolignosulfonate (FLS), chất giảm độ thải nước - Pac UL. Để duy trì sự ổn định của các khoáng sét, cũng như để giảm độ thải nước ở nhiệt độ đáy giếng cao, cần xử lý bằng hóa phẩm Soltex với lượng 10 - 20 kg/m^3 .

Để ngăn ngừa tình trạng hydrat hóa sét trong dung dịch Protrol, sử dụng kết hợp KCl và hóa phẩm DV-Hib, xanthan biopolymer được sử dụng làm chất tạo cấu trúc ban đầu, chất giảm độ thải nước - DV-Res, DV-Polystab HT, Driscal D.

Để ngăn ngừa kẹt chênh áp, đề xuất giữ nồng độ CaCO_3 dạng hạt mịn và trung bình khoảng 25 - 30 kg/m^3 .

Loại dung dịch đề xuất cho từng địa tầng mỏ Bạch Hổ được thể hiện trong bảng 1, còn thông số cơ bản đề xuất - trong bảng 2 và 3.

Bảng 1. Đề xuất các hệ dung dịch khoan để sử dụng khoan các địa tầng mỏ Bạch Hổ

Địa tầng	Đường kính ống chống, mm	Loại dung dịch khoan
Pleistocen- Pliocen	508	Nước biển
Pliocen, Mioxen thượng	340	Dung dịch Polymer sét (KCl/Polymer)
Mioxen trung	340, 245	Dung dịch ức chế Lignosulfonate (KCl - FCL/CFL)
Miocene hạ, Oligocen thượng và Oligocen hạ	245, 178, 127	Dung dịch ức chế (KGAC Plus, Protrol)
Móng	Thân trần	Polymer ít sét pha rắn thấp có hoạt tính bề mặt cao hoặc polymer sét (Gel/Polymer)

Bảng 2. Thông số thiết kế các hệ dung dịch của VSP tại mỏ Bạch Hổ

STT	Thông số dung dịch khoan	Đường kính ống chống, mm		
		340, 245	340, 245	245, 178, 127
1	Loại dung dịch khoan	Polymer sét	Lignosulfonate	KGAC Plus
2	Trọng lượng riêng, G/cm^3	1100	1200	1200-1700
3	Độ nhớt phễu, s	40-60	50-60	50-70
4	Độ thải nước, $\text{cm}^3/30$ phút	<8	4-5	<4
5	Gel $1/10^{10}$, $\text{lb}/100\text{ft}^2$	3-8/6-12	8-15/10-20	7-15/10-25
6	Độ nhớt dẻo (PV), cP	ALAP	ALAP	ALAP
7	Ứng lực trượt động (YP), $\text{lb}/100\text{ft}^2$	18-30	10-25	20-45
8	KCl, %	-	6-7	8-10
9	pH	8,5-9,5	8,5-9,5	8,5-9,5
10	MBT, kg/m^3	<52	<42	<40
11	Ca^{++} , mg/l	<800	<400	<400

Bảng 3. Thông số thiết kế các hệ dung dịch từ nhà thầu khoan tại mỏ Bạch Hổ

N ₀	Thông số dung dịch khoan	Đường kính ống chống, mm	
		340, 245	245, 178, 127
1	Loại dung dịch khoan	KCl/Polymer	Protol
2	Trọng lượng riêng, G/cm ³	1200	1200-1700
3	Độ nhớt phễu, s	45-65	50-70
4	Độ thải nước, cm ³ /30 phút	4-5	<4
5	Gel _{1' /10''} , lb/100ft ²	8-15/10-25	6-12/10-25
6	Độ nhớt dẻo (PV), cP	ALAP	ALAP
7	Ứng lực trượt động (YP), lb/100ft ²	20-35	25-40
8	KCl, %	8	8-10
9	pH	8,5-9,5	8,5-9,5
10	MBT, kg/m ³	<42	<35
11	Ca ⁺⁺ , mg/l	<400	<400

Tampon polymer sét độ nhớt cao chứa hỗn hợp các chất bít nhét (vỏ trấu và bột đá nghiền theo kích thước định sẵn) theo quy định của Vietsovpetro được sử dụng để chống mất dung dịch.

Nếu cường độ mất dung dịch khi khoan trong móng trên 60 m³/giờ, cho phép khoan bằng nước biển và bơm tập độ nhớt cao. Đồng thời để khắc phục tình trạng mất dung dịch, đề nghị sử dụng các vật liệu bít nhét tan trong axit (Safe carb 250, calcium carbonate M). Các khoảng khoan không chứa vỉa sản phẩm cho phép sử dụng các vật liệu bít nhét không hòa tan trong axit như vỏ trấu, Kwikseal F/M/C, Mix II M.

4. Kết luận và kiến nghị

Các hệ dung dịch ức chế cao giảm đáng kể xác suất và mức độ nghiêm trọng của các phức tạp khoan. Tính chất của chúng ít bị ảnh hưởng do tác động của các chất gây nhiễm bẩn (xi măng, muối của các kim loại đa hóa trị v.v...). Tính ức chế của dung dịch cần được đánh giá bằng thí nghiệm.

Để khoan thành công các giếng có điều kiện địa chất phức tạp, cần sử dụng các hệ dung dịch khoan có hệ số an toàn cao về khả năng ức chế và điều chỉnh các thông số. Nhiệm vụ chính ở đây là giảm thiểu ảnh hưởng xấu của dung dịch lên vỉa và tăng độ bền theo thời gian sau khi mở vỉa.

Cần lưu ý rằng, có thể tránh được một số phức tạp bằng cách áp dụng các công nghệ dung dịch khác như bơm các nút làm sạch giếng, nút bít nhét hoặc bôi trơn, điều chỉnh tốt hơn các tính chất của dung dịch. Ngoài ra, để tận dụng hết các ưu điểm của hệ dung dịch công nghệ cao, cần đánh giá lại, cải tiến hệ thống làm sạch và pha chế dung dịch trên tất cả các giàn khoan hiện nay.

Tài liệu tham khảo

- Báo cáo sơ đồ công nghệ hiệu chỉnh khai thác và xây dựng mỏ Bạch Hổ (2013), tập I, III, LD Vietsovpetro, 2013.
- Báo cáo sản xuất năm 2022 của Liên doanh dầu khí Việt - Nga (Vietsovpetro).
- Kế hoạch phát triển mỏ Bạch Hổ điều chỉnh năm 2022, tập I và IV.
- Trần Xuân Đào, Nguyễn Thành Trường, Nguyễn Quốc Phong, Vũ Văn Hưng (2008), Báo cáo tổng kết công tác khoan trong đá móng nứt nẻ mỏ Bạch Hổ - Vietsovpetro, Vũng Tàu.
- Trần Xuân Đào, 2019. Công nghệ khoan đá móng nứt nẻ mỏ Bạch Hổ, Liên doanh dầu khí Việt - Nga (Vietsovptro).
- Nguyễn Văn Khương, Trần Xuân Đào, Nguyễn Thành Trường, Nguyễn Thế Vinh (2015). Một số giải pháp công nghệ nâng cao hiệu quả thi công khoan đường kính nhỏ trong thân dầu đá móng nứt nẻ mỏ Bạch Hổ. Tạp chí dầu khí, số 1.

Van Tu Truong, Tien Hung Nguyen, Khac Long Nguyen, 2022. Research on improving the efficiency of shale inhibition of non-clay polymer type drilling fluid applied in Russia-Vietnam Joint Venture-Vietsovpetro. X Международная научная конференция молодых ученых "Молодые- Наукам о Земле", Москва.

VSP-000-PK-637 «Регламент буровых растворов при проводке скважин на месторождениях СП «Вьетсовпетро».

Конесев Г.В., Мавлютов М.Р., Спивак А.И., Мулюков Р.А. Смазочное действие сред в буровой технологии. - М.: Недра, 1993. - 272 с.

РД VSP-000-PK-650 «Технические требования к качеству и основные методики проведения лабораторных испытаний химических реагентов и материалов для бурения, капитального ремонта и кислотной ОПЗ скважин в СП «Вьетсовпетро» от 01.12.2015.

Study on selection of drilling fluid system for drilling process through the complex geological conditions at the Bach Ho oil field

Truong Van Tu*, Nguyen Khac Long

Hanoi University of Mining and Geology

*Corresponding author: truongvantuktd50@gmail.com

Abstract

Selection of the drilling fluid type and parameter properties is based on geological conditions and possible complications encountered during the drilling process. The typical fluid-related drilling problems often encountered during operating the well construction in the Bach Ho field are the natural variability in drilling fluid volume when drilling through the upper and middle Miocene strata, borehole instability (swelling, caving in and sticking) when drilling through the clay layers in the lower Miocene strata, instability of the well bore in Oligocene strata (collapsing, pipe sticking due to differential pressures) and loss circulation when drilling in the Basement strata (from partial loss to severe loss with fluid level lowered to 1500m above the well surface). These drilling problems, in addition to direct costs, also lead to heavy technological consequences. In this paper, the authors propose to choose a properly fluid system for the drilling process through the complexity strata often encountered when well construction at the Bach Ho oil field.

Keywords: *Drilling fluid system, drilling problem, Miocene, Oligocene, Basement.*

NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN KỸ THUẬT PHÁT TRIỂN VÙNG CẬN BIÊN MỎ ĐẠI HÙNG

Lê Quang Duyệt^{1,*}, Lê Văn Nam¹, Tăng Văn Đồng²

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

²Công ty Thăm dò Khai thác Dầu khí trong nước (PVEP POC)

*Tác giả chịu trách nhiệm: lequang.duyen@humg.edu.vn

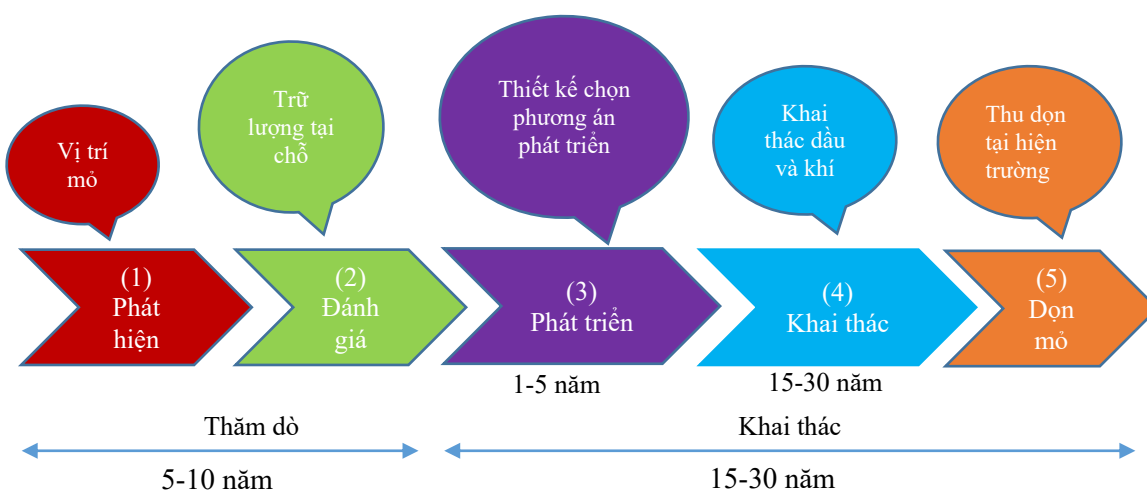
Tóm tắt

Sản lượng mỏ Đại Hùng đang trong giai đoạn suy giảm, nên yêu cầu cấp bách cho nhà điều hành là nhanh chóng tìm kiếm phát triển đối tượng mới nhằm tăng sản lượng, nâng cao hiệu quả thu hồi dầu cho toàn mỏ. Thành công bước đầu từ các giếng khoan phát triển mỏ Pha II giàn đầu giếng DH2 đã khẳng định tiềm năng dầu khí tại những khối chưa có giếng khoan mỏ Đại Hùng là rất khả quan. Do đó, việc đánh giá các phương án phát triển mỏ để đưa ra phương án hợp lý là rất cần thiết. Về mặt ý tưởng có rất nhiều phương án thiết bị được xem xét tùy thuộc vào phương án khai thác nhau. Ngoài phương án tận dụng công suất dư của hệ thống xử lý trên giàn FPU-DH1 còn các phương án thay giàn FPU-DH1 bằng phương tiện khác. Trong nghiên cứu này, với mục tiêu giảm thiểu chi phí đầu tư thiết bị, nhóm nghiên cứu tập trung đưa ra phương án nhằm tận dụng công suất dư của hệ thống công nghệ hiện có tại giàn FPU-DH1 để kết nối phát triển mỏ Đại Hùng Nam. Sau khi nghiên cứu, so sánh các tiêu chí tương ứng có tính tới trọng số thì phương án lắp thêm giàn cố định ở khu vực mỏ Đại Hùng Nam và hoàn thiện giếng khai thác với đầu giếng trên giàn là phương án hiệu quả nhất.

Từ khóa: Đại Hùng Nam; phương án; phát triển mỏ.

1. Giới thiệu

Phát triển mỏ bao gồm nhiều hoạt động từ khi phát hiện ra cấu tạo chứa dầu khí có giá trị công nghiệp và quyết định đưa vào khai thác cho tới khi đóng mỏ, kết thúc quá trình khai thác. Cơ bản vòng đời của mỏ dầu/khí gồm các giai đoạn sau (Lê Xuân Lân và nnk, 2017):



Hình 1. Vòng đời của mỏ khai thác dầu khí.

Từ thành công các giếng khoan phát triển mỏ Pha II (WHP-DH2) đã khẳng định tiềm năng dầu khí trong khu vực mỏ Đại Hùng ở những khối chưa có giếng khoan là rất khả quan. Phát hiện cấu tạo Đại Hùng Nam (DHN) là phần mở rộng về phía Nam của cấu trúc mỏ Đại Hùng hiện đã có 03 giếng khoan thăm dò và thăm lượng, trong đó DHN-1N và DHN-2N cho lưu lượng dầu công nghiệp từ các tầng chứa cát vôi/đá vôi Mioxen trung (tầng Đá vôi) và cát kết Mioxen hạ

(tầng Trầm tích lục nguyên) tương tự như ở mỏ Đại Hùng. Kết quả trữ lượng dầu khí tại chỗ mức 2P của phát hiện DHN ước lượng khoảng 61,8 triệu thùng dầu, 2 triệu thùng condensat và 114 tỷ bộ khối khí. Với khoảng cách đến giàn đầu giếng WHP-DH-02 khoảng 3 km (Tăng Văn Đồng và nnk., 2017).

Với tình trạng các giếng ngầm tại khu vực phát triển sớm FPU-DH1 đang dừng khai thác hoặc treo tạm thời do thiết bị đầu giếng đã quá hạn hoạt động, phát hiện DHN được xem xét để phát triển đưa vào khai thác cùng với khu vực đang khai thác mỏ Đại Hùng để gia sản lượng khai thác chung cho khu vực mỏ.

2. Các phương án kỹ thuật phát triển mỏ Đại Hùng Nam

Về mặt ý tưởng có rất nhiều phương án thiết bị được xem xét nghiên cứu tùy thuộc vào phương án khai thác. Ngoài phương án tận dụng công suất dư của hệ thống xử lý trên giàn FPU-DH1 còn các phương án thay giàn FPU-DH1 bằng phương tiện khác như: đóng mới CPP, FPSO, hoán cải từ giàn khoan khác có tính năng tương tự như giàn FPU-DH1 (PVEP POC, 2020).

Với mục tiêu giảm thiểu chi phí đầu tư thiết bị, nên trong nghiên cứu này chỉ đưa ra các phương án nhằm tận dụng công suất dư của hệ thống công nghệ hiện có tại giàn FPU-DH1 để kết nối phát triển mỏ Đại Hùng Nam, các phương án được tóm tắt như bảng 1.

Bảng 1. Thiết bị sử dụng cho các phương án phát triển mỏ

Phương án			Mô tả	Giếng
PA1	Phát triển Đại Hùng Nam chỉ với hệ thống thiết bị chính hiện có	- FPU-DH1 - WHP-DH2 - FSO	Khoan thêm các giếng tại cấu tạo Đại Hùng Nam và kết nối về giàn DH-01 bằng đường ống mềm.	Hoàn thiện ngầm
PA2	Lắp thêm giàn cố định ở khu vực phía Nam. Hoàn thiện giếng khai thác ngầm	- FPU-DH1 - WHP-DH2 - WHP-DHN - FSO	Lắp thêm giàn cố định (không người ở) tại khu vực mỏ Đại Hùng Nam. Giàn cố định bao gồm: hệ thống xử lý 2 pha, hệ thống panel điều khiển ngầm...	Hoàn thiện ngầm
PA3	Lắp thêm giàn cố định ở khu vực mỏ Đại Hùng Nam. Hoàn thiện giếng khai thác với đầu giếng trên giàn	- FPU-DH1 - WHP-DH2 - WHP-DHN - FSO	Lắp thêm giàn cố định loại WHP 12 Slot tại khu vực mỏ Đại Hùng Nam. Giếng được khoan và hoàn thiện bằng giàn JackUp. Giàn cố định gồm: bình tách 2 pha (khí và lỏng), hệ thống điều khiển...	Hoàn thiện đầu giếng trên giàn

Các phương án phát triển mỏ được xây dựng trên cơ sở hệ thống thiết bị hiện hữu, từ đó lựa chọn phương án phù hợp nhất.

2.1. Mô tả phương án phát triển mỏ DHN theo PA1

Các giếng mỏ Đại Hùng Nam là giếng ngầm và được kết nối trực tiếp về giàn FPU-DH1 bằng ống mềm 3” theo mô hình vòng 2 giếng như hình 2.

2.1.1. Ưu nhược điểm phương án 1

* Ưu điểm phương án PA1

- Khối lượng dự án nhỏ, nên có thể đẩy nhanh tiến độ khai thác khu vực mỏ Đại Hùng Nam. Có thể hoàn thiện từng giếng và đưa vào khai thác ngay trong khi vẫn tiếp tục khoan các giếng khác.

- Công nghệ lắp vòng 2 giếng chung cặp ống ngầm và dùng hệ thống điều khiển điện thủy lực chung cho các giếng sẽ giảm được chi phí vật tư lắp đặt.

- Tận dụng lại bộ treo ống (Riser Balcony) từ các giếng cũ không còn hoạt động.

- Tận dụng lại hệ thống ống/thu gom/hệ thống phóng pig rửa đường ống từ các giếng cũ.

* *Nhược điểm phương án PA1*

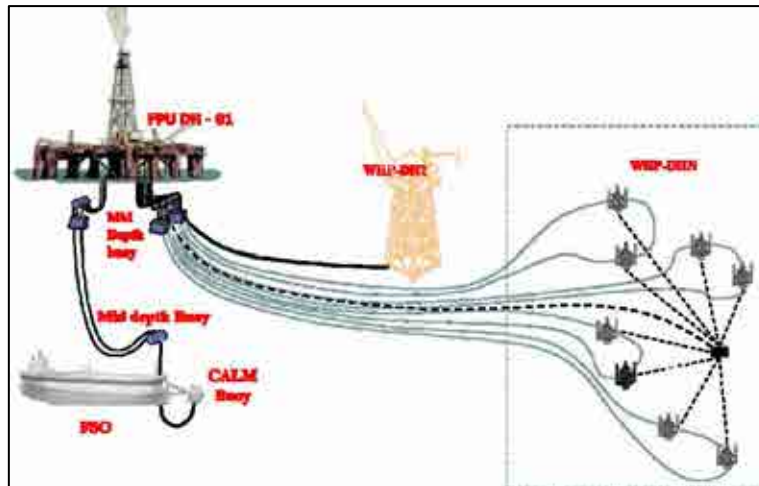
- Cần phải tính toán lại tính cân bằng của giàn lắp đặt thêm hệ thống treo ống cho các giếng mỏ Đại Hùng.

- Công nghệ lắp vòng 2 giếng chung cặp ống ngầm và dùng hệ thống điều khiển điện thủy lực chung cho các giếng sẽ hạn chế hoạt động của các giếng, khi hệ thống điều khiển điện thủy lực bị hỏng phải dừng hết các giếng, hoặc khi rửa ống 01 giếng bất kỳ bắt buộc phải đóng giếng còn lại.

- Khoảng cách từ các giếng ngầm từ Đại Hùng Nam về giàn FPU-DH tương đối xa (trên 8 km), ngoài ra áp suất đầu giếng có khuynh hướng suy giảm nhanh, cùng với đặc tính dầu mỏ Đại Hùng thường có wax và nhiệt độ thấp, do đó quá trình khai thác tiềm ẩn nhiều khó khăn và rủi ro.

- Hệ thống điều khiển ngầm phức tạp và khả năng sửa chữa bảo dưỡng khó khăn, chi phí đầu tư sửa chữa và vận hành giếng khai thác ngầm cao.

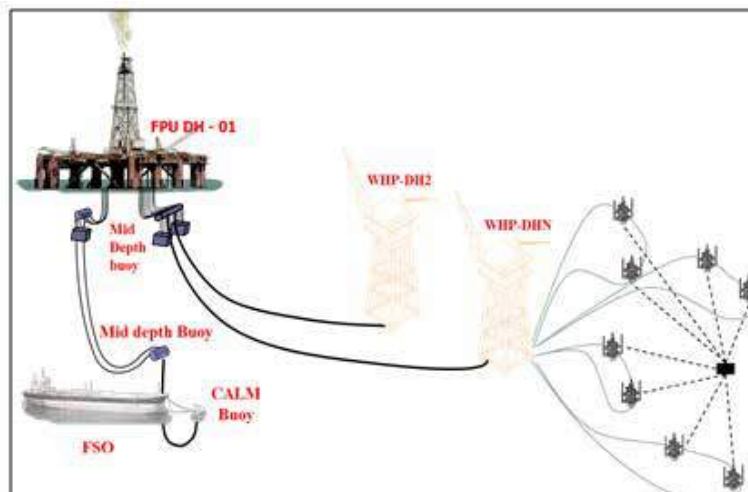
- Công tác sửa chữa, can thiệp giếng khó thực hiện, chi phí cao.



Hình 2 Phương án thiết bị PA2.

2.2. Mô tả phương án phát triển mỏ theo PA2

Phương án 2 này sẽ lắp đặt một giàn đầu giếng WHP-DHN tại khu vực mỏ Đại Hùng Nam, loại giàn không có người ở. Các giếng tại mỏ Đại Hùng Nam là giếng ngầm và được kết nối về giàn cố định WHP-DHN bằng ống mềm 3” như hình 3.



Hình 3. Phương án thiết bị PA2.

2.2.2. Ưu, nhược điểm của phương án PA2

*** Ưu điểm:**

- Chi phí đầu tư loại giàn cố định không người ở thấp hơn nhiều so với loại giàn có người ở;
- Vì khoảng cách từ các giếng ngầm về giàn cố định ngắn, nên việc vận chuyển dòng sản phẩm từ các đầu giếng ngầm về giàn cố định ít rủi ro, chi phí lắp đặt vật tư cũng sẽ giảm;
- Trên giàn cố định có chỗ dự phòng để lắp bơm tăng cường hỗ trợ năng lực vận chuyển chất lưu về giàn DH1 và có thể giảm áp suất vận hành bình tách xuống đến mức tối thiểu, giúp tăng cường sản lượng thu hồi các giếng Đại Hùng Nam;
- Công nghệ khoan, hoàn thiện, kết nối và vận hành khai thác giếng ngầm đã quen thuộc đối với mỏ Đại Hùng;
- Có khả năng lắp hệ thống gaslift trên giàn cố định để khai thác gaslift.

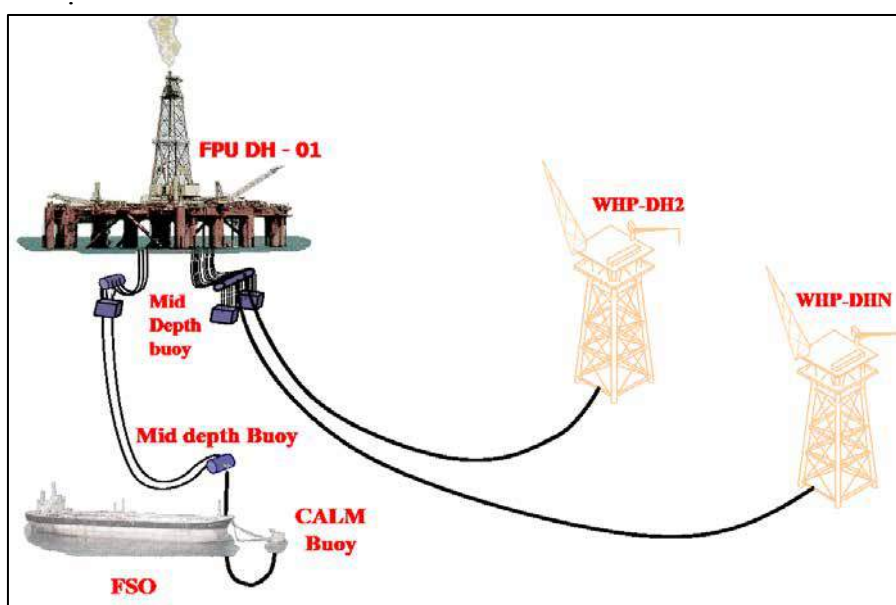
*** Nhược điểm:**

- Chưa quen thuộc với việc điều khiển các giếng ngầm thông qua giàn vệ tinh;
- Chi phí đầu tư, sửa chữa và vận hành giếng khai thác ngầm cao;
- Thông thường khoan hoàn thiện giếng ngầm đặc biệt vùng nước sâu như Đại Hùng hay sử dụng giàn Semi-summersible, loại giàn này phụ thuộc nhiều vào thời tiết;
- Công nghệ lắp vòng 2 giếng chung cặp ống ngầm và dùng hệ thống điều khiển điện thủy lực chung cho các giếng sẽ hạn chế hoạt động của các giếng, khi hệ thống điều khiển điện thủy lực bị hỏng phải dừng hết các giếng, hoặc khi rửa ống một giếng bất kỳ bắt buộc phải đóng giếng còn lại;
- Hệ thống điều khiển ngầm phức tạp và khả năng sửa chữa bảo dưỡng khó.

2.3. Mô tả phương án thiết bị PA3

Phương án 3 này dự kiến sẽ lắp đặt một giàn đầu giếng cố định không người ở tại mỏ Đại Hùng Nam như hình 4, loại giàn hỗ trợ khoan hoàn thiện giếng bằng giàn khoan tự nâng (Jackup) với độ sâu 110 m nước.

Một số giếng tại mỏ Đại Hùng Nam sẽ được khoan trước từ giếng tạm ngầm ở vị trí sẽ lắp đặt giàn, sau khi giàn đầu giếng được lắp đặt, các giếng này sẽ được kết nối lên giàn và hoàn thiện (tie-back and completion) bằng loại giàn khoan tự nâng (Jackup). Các giếng còn lại sẽ được khoan và hoàn thiện sau.



Hình 4. Phương án thiết bị cho PA3.

2.2.3. Ưu, nhược điểm của phương án PA3

*** Ưu điểm:**

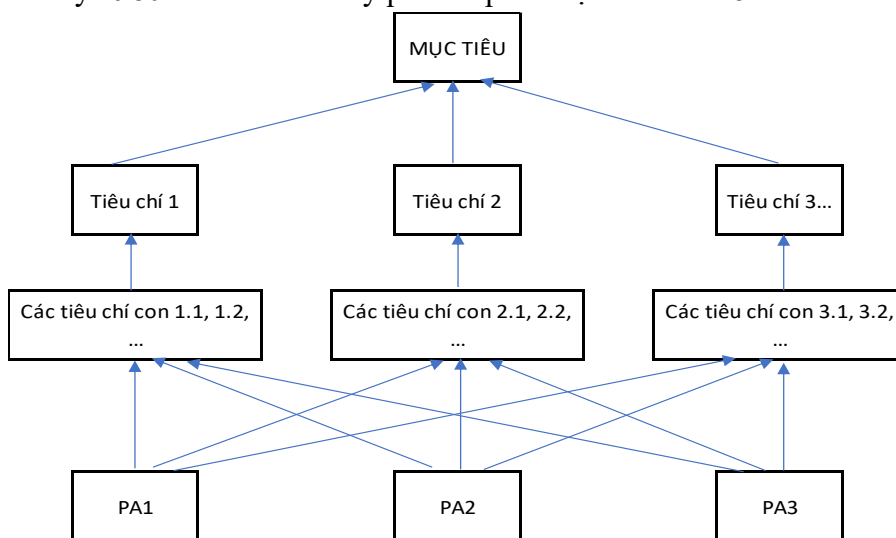
- Tiết kiệm rất nhiều chi phí thiết bị đầu tư sửa chữa và vận hành cho giếng ngầm sau này;
- Giếng khai thác từ giàn thuận lợi hơn trong việc thu thập số liệu quản lý mỏ so với giếng ngầm;
- Trên giàn WHP có lắp bơm tăng cường hỗ trợ năng lực vận chuyển chất lưu về giàn FPU-DH1 và có thể giảm áp suất vận hành giàn xuống đến mức tối thiểu, giúp tăng cường sản lượng thu hồi các giếng mỏ Đại Hùng Nam;
- Có khả năng lắp hệ thống gaslift trên giàn WHP để khai thác gaslift;
- Loại giàn WHP không người ở được điều khiển từ xa, đã được áp dụng tại mỏ Đại Hùng là giàn WHP-DH2, đã được áp dụng thành công ở các mỏ khai thác dầu ở Việt Nam như Rạng Đông, Sư Tử Đen và Ruby;
- Chi phí khoan hoàn thiện đầu giếng khô thấp.

*** Nhược điểm:**

- Khả năng tìm được loại giàn Jackup để khoan giếng từ giàn WHP ở độ sâu 110 m nước trong khu vực Đông Nam Á tương đối khó;
- Hầu hết các giếng đều được khoan xiên, chi phí khoan và kỹ thuật khoan có thể gặp khó khăn nếu giếng có độ nghiêng lớn.

3. Nghiên cứu lựa chọn phương án kỹ thuật phát triển vùng cận biên Đại Hùng Nam

Việc chọn lựa phương án được ứng dụng phương pháp Analytical Hierarchy Process (AHP) của Saaty (Saaty, 1980) là phương pháp phân tích thứ bậc được nghiên cứu và phát triển bởi giáo sư Thomas L. Saaty 1980 với mô hình cây phân cấp thứ bậc như hình 5.



Hình 5. Mô hình cây phân cấp thứ bậc.

Phương pháp AHP này bao gồm 4 bước chính như sau:

➤ **Bước 1 - Xác định các tiêu chí liên quan và thiết lập thứ bậc quan trọng**

- Xác định các tiêu chí phát triển mỏ: Có 4 tiêu chí chính được xét như sau:

- ✓ Tiêu chí 1: Vận hành
- ✓ Tiêu chí 2: Bảo dưỡng/Độ tin cậy
- ✓ Tiêu chí 3: Chế tạo và lắp đặt
- ✓ Tiêu chí 4: Các tiêu chí khác

- Mỗi tiêu chí chính sẽ gồm các tiêu chí con như bảng 2 dưới đây:

Bảng 2. Các tiêu chí đánh giá phương án phát triển mỏ

Tiêu chí	Tiêu chí con
Vận hành	Dễ vận hành (Khởi động/dừng)
	Theo dõi và thu thập các thông số đáy giếng
	Kỹ thuật công nghệ đã áp dụng thành công ở các mỏ khai thác dầu khí Việt Nam
	Mô hình thiết bị quen thuộc với Đại Hùng
Bảo dưỡng/ Độ tin cậy	Đảm bảo năng lực vận chuyển chất lưu
	Khảo sát giếng/Can thiệp sửa chữa giếng
	Khả năng áp dụng khai thác gaslift
	Phóng pig rửa đường ống
Chế tạo và lắp đặt	Cải thiện quỹ thời gian khai thác trong năm so với hiện nay
	Ưu thế về mặt tiến độ thi công (dễ chế tạo, lắp đặt)
	Tìm được giàn khoan đáp ứng tiến độ khoan và hoàn thiện giếng phát triển
	Tận dụng hệ thống thiết bị hiện có DH01
	Có cơ hội cho các nhà thầu xây dựng và chế tạo công trình biển của trong nước
Các tiêu chí khác	Tổng chi phí
	Thời gian đưa vào khai thác
	Đáp ứng điều kiện an toàn
	Đáp ứng điều kiện về y tế

➤ **Bước 2 - So sánh mức độ quan trọng tương đối giữa các tiêu chí**

Việc so sánh được thực hiện giữa các cặp tiêu chí với nhau và tổng hợp lại thành một ma trận theo biểu thức sau:

$$A = (a_{ij})_{n \times n} = \begin{bmatrix} 1 & a_{12} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & 1 & \dots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & a_{n2} & \dots & 1 \end{bmatrix} \quad (1)$$

Trong đó:

n là số tiêu chí

a_{ij} : Phần tử thể hiện mức độ quan trọng của chỉ tiêu hàng i so với chỉ tiêu cột j

➤ **Bước 3 - Tính toán trọng số các tiêu chí**

Xác định trọng số các tiêu chí bằng cách chia mỗi giá trị cho tổng từng cột tương ứng. Sau đó, tính giá trị trung bình của mỗi hàng và giá trị này chính là trọng số của các tiêu chí (bảng 3).

Bảng 3. Tính toán trọng số các tiêu chí

Tiêu chí	(a)	(b)	(c)	(n)	Trọng số
(a)	$1/A_1$	a_{12}/A_2	a_{13}/A_3	a_{1n}/A_n	K_1/n
(b)	a_{21}/A_1	$1/A_2$	a_{23}/A_3	a_{2n}/A_n	K_2/n
(c)	a_{31}/A_1	a_{32}/A_2	$1/A_3$	a_{3n}/A_n	K_3/n
(n)	a_{n1}/A_1	a_{n2}/A_2	a_{n3}/A_3	$1/A_n$	K_n/n
	1	1	1	1	1

Trong đó: $A_1 = 1 + a_{21} + a_{31} + \dots + a_{n1}$; $A_2 = a_{12} + 1 + a_{32} + \dots + a_{n2}$; ...

$A_n = a_{1n} + a_{2n} + a_{3n} + \dots + 1$

$$K_1 = 1/A_1 + a_{12}/A_2 + a_{13}/A_3 + a_{1N}/A_N; \dots$$

$$K_n = a_{n1}/A_1 + a_{n2}/A_2 + a_{n3}/A_3 + \dots + 1/A_n$$

n: số tiêu chí

Áp dụng công thức trên, ta có kết quả như sau:

Bảng 4. Kết quả tính trọng số các tiêu chí chính

Tiêu chí chính	Vận hành	Chế tạo và lắp đặt	FO/chi phí/y tế và an toàn	Bảo dưỡng	Mức độ ưu tiên
Vận hành	0.506	0.438	0.541	0.474	0.489
Chế tạo lắp đặt	0.072	0.063	0.054	0.053	0.060
FO/ Chi phí/ Y tế và an toàn	0.253	0.313	0.270	0.316	0.288
Bảo dưỡng	0.169	0.188	0.135	0.158	0.162
	1	1	1	1	1

Tương tự với các tiêu chí con ta có bảng tổng hợp kết quả như bảng 5.

Bảng 5. Tổng hợp kết quả tính trọng số các tiêu chí

Tiêu chí chính	Trọng số	Tiêu chí con	Trọng số
Vận hành	0.489	Dễ vận hành (Khởi động/dừng)	0.555
		Theo dõi và thu thập các thông số giếng	0.252
		Kỹ thuật công nghệ đã áp dụng thành công ở các mỏ khai thác dầu khí Việt Nam	0.097
		Mô hình thiết bị quen thuộc với Đại Hùng	0.097
Bảo dưỡng/ Độ tin cậy	0.061	Đảm bảo năng lực vận chuyển chất lưu	0.389
		Khảo sát giếng/Can thiệp sửa chữa giếng	0.153
		Khả năng áp dụng khai thác gaslift	0.069
		Phóng pig rửa đường ống	0.389
Chế tạo và lắp đặt	0.288	Cải thiện quỹ thời gian khai thác trong năm so với hiện nay.	0.070
		Ưu thế về mặt tiến độ thi công (dễ chế tạo, lắp đặt)	0.116
		Tìm được giàn khoan đáp ứng tiến độ khoan và hoàn thiện giếng phát triển	0.540
		Tận dụng hệ thống thiết bị hiện có DH01	0.224
		Có cơ hội cho các nhà thầu xây dựng và chế tạo công trình biển của trong nước	0.050
Các tiêu chí khác	0.162	Tổng chi phí	0.673
		Thời gian đưa vào khai thác	0.212
		Đáp ứng điều kiện an toàn	0.058
		Đáp ứng điều kiện về y tế	0.058

➤ **Bước 4 - Kiểm tra chỉ số tính nhất quán của phép so sánh các cặp tiêu chí**

Theo Saaty, ta có thể sử dụng tỷ số nhất quán của dữ liệu (Consistency Ratio - CR). Tỷ số này đánh giá mức độ nhất quán của phép so sánh với tính khách quan (ngẫu nhiên) của dữ liệu:

$$CR = \frac{CI}{RI} \quad (2)$$

Với: $CI = \frac{\lambda_{max} - n}{n - 1}$

Trong đó: CI: chỉ số nhất quán (Consistency Index)

RI: chỉ số ngẫu nhiên (Random Index)

n : số chỉ tiêu

Đối với mỗi một ma trận so sánh cấp n , Saaty đã thử nghiệm tạo ra các ma trận ngẫu nhiên và tính ra chỉ số RI (chỉ số ngẫu nhiên) tương ứng với các cấp ma trận như bảng 6 bên dưới:

Bảng 6. Chỉ số ngẫu nhiên RI

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RI	0	0	0.52	0.90	1.12	1.24	1.32	1.41	1.45	1.49

Để tính λ_{max} là giá trị trung bình của tổng vector trọng số được theo biểu thức sau:

$$A.C = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1m} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{m1} & a_{m2} & \dots & a_{mm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \\ \dots \\ c_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \dots \\ x_m \end{bmatrix} \quad (3)$$

Nếu giá trị tỷ số nhất quán $CR < 0.1$ là chấp nhận được vì sự đánh giá của các chuyên gia tương đối nhất quán, nếu lớn hơn thì sự đánh giá này không nhất quán đòi hỏi người ra quyết định thu giảm sự không đồng nhất bằng cách thay đổi giá trị mức độ quan trọng giữa các cặp chỉ tiêu.

4. Lựa chọn phương án kỹ thuật

Để chọn được phương án trong bước này sẽ so sánh các tiêu chí tương ứng với các trọng số đã tính toán ở (bảng 7) với từng phương án phát triển theo thang điểm sau: 1 là Kém; 2 là Trung bình; 3 là Tốt; 4 là Rất tốt.

Bảng 7. Tổng hợp kết quả so sánh các phương án phát triển mở

Tiêu chí				So sánh các tiêu chí			Trọng số		
Tiêu chí chính	Trọng số	Tiêu chí con	Trọng số	PA1	PA2	PA3	PA1	PA2	PA3
Vận hành	0.489	Đễ vận hành (Khởi động/dừng)	0.555	4	3	4	1.085	0.814	1.085
		Theo dõi và thu thập các thông số đáy giếng	0.252	1	1	4	0.123	0.123	0.492
		Kỹ thuật công nghệ đã áp dụng thành công ở các mỏ khai thác dầu khí Việt Nam	0.097	2	2	4	0.095	0.095	0.189
		Mô hình thiết bị quen thuộc với Đại Hùng	0.097	4	2	4	0.189	0.095	0.189
Bảo dưỡng/ Độ tin cậy	0.061	Đảm bảo năng lực vận chuyển chất lưu	0.389	2	3	3	0.047	0.071	0.071
		Khảo sát giếng/Can thiệp sửa chữa giếng	0.153	1	1	4	0.009	0.009	0.037

Tiêu chí				So sánh các tiêu chí			Trọng số		
		Khả năng áp dụng khai thác gaslift	0.069	2	2	4	0.008	0.008	0.017
		Phóng pig rửa đường ống	0.389	3	2	3	0.071	0.047	0.071
Chế tạo và lắp đặt	0.288	Cải thiện quỹ thời gian khai thác trong năm so với hiện nay	0.070	1	2	4	0.020	0.040	0.080
		Ưu thế về mặt tiến độ thi công (dễ chế tạo, lắp đặt)	0.116	4	2	3	0.133	0.067	0.100
		Tìm được giàn khoan đáp ứng tiến độ khoan và hoàn thiện giếng phát triển	0.540	3	3	3	0.467	0.467	0.467
		Tận dụng hệ thống thiết bị hiện có DH01	0.224	4	3	3	0.258	0.194	0.194
		Có cơ hội cho các nhà thầu xây dựng và chế tạo công trình biển của trong nước	0.050	1	3	4	0.015	0.044	0.058
Các tiêu chí khác	0.162	Tổng chi phí (*)	0.673	2	1	2	0.218	0.109	0.218
		Thời gian đưa vào khai thác	0.212	4	2	2	0.137	0.069	0.069
		Đáp ứng điều kiện an toàn	0.058	2	3	3	0.019	0.028	0.028
		Đáp ứng điều kiện về y tế	0.058	3	2	2	0.028	0.019	0.019
							2.923	2.298	3.384

(*) Tổng chi phí phát triển và hủy bỏ tham khảo cho các phương án phát triển như bảng 8 bên dưới (Phạm Kiều Quang và nnk, 2015):

Bảng 8. Tổng hợp chi phí các phương án phát triển mỏ

Hạng mục	Chi phí (Triệu USD)		
	PA1	PA2	PA3
Đầu tư	591	667	497
Vận hành	489	523	495
Dọn mỏ	108	108	18
Tổng	1.189	1.299	1.010

Với kết quả nghiên cứu cho thấy ở các bảng 7 và 8, phương án 3 vượt trội hơn so với 2 phương án 1 và phương án 3 và được chọn làm cơ sở thiết kế cho phát triển khu vực cận biên mỏ Đại Hùng với trữ lượng dầu còn lại trên khu vực này được đánh giá khá lớn, ở thời điểm hiện tại khó có thể tìm được cấu trúc nào có triển vọng hơn, cần thiết phải khoan đơn dày để nâng cao hệ số thu hồi và tận thu dầu khu vực này.

Tài liệu tham khảo

Tăng Văn Đồng, Nguyễn Thúc Kháng, Nguyễn Văn Minh, Nguyễn Hoài Vũ, Lê Việt Dũng, 2017. Khai thác khí thiên nhiên và thu gom khí đồng hành từ các mỏ nhỏ/ mỏ cận biên.

PVEP POC, 2020. Dai Hung Project Development - Outline Plan

Saaty, Thomas, 1980. The Analytic Hierarchy Process., McGraw-Hill, New York.

Lê Xuân Lâm, Ngô Hữu Hải, Nguyễn Hải An, Nguyễn Thế Vinh, Lê Huy Hoàng, 2017. Công nghệ mỏ Dầu Khí.

Nguyễn Vũ Trường Sơn, Từ Thành Nghĩa, Cao Tùng Sơn, Phạm Xuân Sơn, Lê Thị Kim Thoa, Lê Việt Dũng, Nguyễn Hoài Vũ, Ngô Hữu Hải, Nguyễn Thúc Kháng, Nguyễn Quang Vinh, 2015. Giải pháp khai thác dầu khí cho các mỏ nhỏ, cận biên. Tạp Chí Dầu Khí 5/2015.

Phạm Kiều Quang, Trần Quốc Việt, Phạm Thu Trang, 2015. Cơ chế khuyến khích các dự án thu gom khí đồng hành tại các mỏ dầu nhỏ/cận biên ở Việt Nam, trang 46 - 51.. Tạp Chí Dầu Khí 5/2015.

Study on the selection of field development technical options for the marginal zone of the Dai Hung oil field

Le Quang Duyen^{1,*}, Le Van Nam¹, Tang Van Dong²

¹ Hanoi university of Mining and Geology

² PVEP POC

*Corresponding author: lequang.duyen@hung.edu.vn

Abstract

The product yield of the Dai Hung oil field is in a period of decline, so the requirement for developing a new object to increase output and improve the efficiency of oil recovery for the whole field is very essential. The initial success results from using the well head platform of DH2 in the second well development phase has confirmed the oil and gas potential in the marginal areas of the Dai Hung oil field. Therefore, it is necessary to evaluate the field development options to come up with a reasonable plan. Conceptually, there are many equipment options to be considered depending on the selected production option. In addition to the option of taking advantage of the residual capacity of the processing system on the FPU-DH1 rig, there are also other options to replace the FPU-DH1 rig with other means. In this study, with the goal of minimizing investment costs in equipment, the authors focused on giving a plan to take advantage of the residual capacity of the existing technology system at the FPU-DH1 rig to connect and develop the Dai Hung Nam field. After studying and comparing the corresponding criteria taking into account the weights, the option of installing more fixed rigs in the Dai Hung Nam field area and completing the production well with the wellhead on the rig is the most effective option.

Keywords: Dai Hung Nam field, plans, field development.

KỶ YẾU HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC
VIETGEO 2023

THỪA THIÊN HUẾ, VIỆT NAM
NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023

CÁC ĐƠN VỊ TÀI TRỢ



BỘ MÔN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Địa chỉ: Phòng 403, nhà C12 tầng, Trường Đại học Mỏ - Địa chất,
Số 18 Phố viên, phường Đức Thắng, quận Bắc Từ Liêm, Thành phố Hà Nội
Điện thoại (+84 24) 38383100 E-mail: diachatcongtrinh@humg.edu.vn Web: <https://diakythuat.edu.vn/>

GIỚI THIỆU NGÀNH ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG

Ngày 15 tháng 8 năm 2018, Bộ Giáo dục và Đào tạo đã ban hành quyết định số 2955/QĐ-BGDĐT cho phép Trường Đại học Mỏ - Địa chất được đào tạo trình độ đại học ngành **Địa kỹ thuật xây dựng, mã số: 7580211**. Sinh viên tốt nghiệp ngành Địa kỹ thuật xây dựng được cấp bằng kỹ sư thuộc lĩnh vực xây dựng. Có thể nói, Trường Đại học Mỏ - Địa chất hiện là **Trường đại học đầu tiên ở Việt Nam** được cấp mã ngành Địa kỹ thuật xây dựng. Hiện nay, một số trường đại học kỹ thuật ở nước ta đào tạo một số chuyên ngành về Địa kỹ thuật, trong đó, Trường đại học Mỏ - Địa chất đào tạo chuyên ngành Địa chất công trình - Địa kỹ thuật thuộc mã ngành Kỹ thuật địa chất.

Chương trình đào tạo ngành Địa kỹ thuật xây dựng được thiết kế với thời gian 4.5 năm. Nội dung chương trình đào tạo cung cấp đầy đủ những kiến thức cơ bản, cơ sở và kiến thức chuyên môn toàn diện về ngành Địa kỹ thuật xây dựng như: toán, kiến thức về cơ học và các kiến thức nền tảng về xây dựng; địa chất; địa chất công trình - địa kỹ thuật. Kỹ sư Địa kỹ thuật xây dựng có thể thực hiện được các công việc như: **thiết kế và thi công nền móng** của các loại công trình xây dựng; thiết kế và thi công các giải pháp Địa kỹ thuật; thiết kế và thi công các giải pháp **cải tạo và xử lý nền đất yếu**; thiết kế và tổ chức thực hiện công tác **quan trắc địa kỹ thuật**; giải quyết các bài toán liên quan đến các hoạt động **tai biến địa chất và môi trường**; thực hiện các công tác **khảo sát địa kỹ thuật** cho các đối tượng công trình xây dựng dân dụng - công nghiệp, công trình giao thông, thủy lợi, sân bay, bến cảng, các công trình ngầm, công trình khai thác mỏ và các công trình quân sự...



Thiết kế xử lý mái dốc



Thiết kế xử lý nền đất yếu



Thiết kế các giải pháp ổn định hố móng sâu



Khảo sát, đánh giá ổn định bờ sông, bờ biển



Khảo sát địa kỹ thuật phục vụ thi công công trình dân dụng và công nghiệp



Khảo sát địa kỹ thuật phục vụ thi công công trình ngầm



Quan trắc địa kỹ thuật hố đào sâu



Quan trắc cảnh báo sớm trượt lở mái dốc

Sau khi tốt nghiệp, kỹ sư ngành Địa kỹ thuật xây dựng có thể làm việc tại các cơ quan, đơn vị sau:

- Các **doanh nghiệp về tư vấn thiết kế và thi công** thuộc các lĩnh vực xây dựng khác nhau như: xây dựng dân dụng - công nghiệp, xây dựng công trình giao thông, thủy lợi, sân bay, bến cảng, công trình ngầm, công trình mỏ, các công trình quân sự...
- Các **đơn vị quản lý về công tác xây dựng** nói chung thuộc các bộ ngành, các sở, các phòng ban quản lý dự án về xây dựng;
- Các **viện nghiên cứu** và các **trường đào tạo liên quan đến ngành xây dựng**;
- Các **đơn vị tư vấn khảo sát xây dựng** thuộc các lĩnh vực xây dựng dân dụng - công nghiệp, xây dựng công trình giao thông, thủy lợi, sân bay, bến cảng, công trình ngầm, công trình mỏ, các công trình quân sự...
- **Tự mở các doanh nghiệp** hành nghề trong lĩnh vực khảo sát Địa kỹ thuật, thiết kế, thi công các giải pháp địa kỹ thuật; thiết kế và thi công các giải pháp cải tạo và xử lý nền đất yếu; thiết kế và tổ chức thực hiện công tác quan trắc địa kỹ thuật; thiết kế thi công nền móng công trình xây dựng...

Một số đơn vị nổi bật đang và sẽ là nơi công tác của các kỹ sư ngành Địa kỹ thuật xây dựng:



Công ty Cổ phần FECON



Công ty CP Tập đoàn Xây dựng Hòa Bình



Công ty CP Đầu tư và Tư vấn Xây dựng ADCOM



Công ty cổ phần Đầu tư Phan Vũ



Tổng công ty Tư vấn Thiết kế Giao thông Vận tải - CTCP (TEDI)



Tổng công ty Sông Đà-CTCP



Công ty cổ phần Khảo sát và Xây dựng-USCO



Công ty TNHH Thế giới kỹ thuật



Tổng công ty Tư vấn Xây dựng Việt Nam
- CTCP (VNCC)



Xây dựng bằng lương tâm và tri thức
Công ty TNHH Tập đoàn xây dựng Delta

Ngành Địa kỹ thuật xây dựng do Bộ môn Địa chất công trình, Trường Đại học Mỏ - Địa chất quản lý và tổ chức đào tạo. Bộ môn Địa chất công trình được thành lập và đào tạo từ năm 1961 tại Đại học Bách khoa Hà Nội. Sau khi trường Đại học Mỏ - Địa chất được thành lập trên cơ sở tách ra từ Đại học Bách khoa Hà Nội, Bộ môn Địa chất công trình thuộc Trường Đại học Mỏ - Địa chất và đào tạo ngành Địa chất công trình - Địa chất thủy văn, từ năm 2000 đào tạo ngành Địa chất công trình - Địa kỹ thuật và sau này là chuyên ngành thuộc mã ngành Kỹ thuật địa chất.

Hiện tại, tất cả cán bộ giảng dạy của Bộ môn đều có trình độ sau đại học. Nhiều cán bộ có trình độ tiến sỹ được đào tạo tại các nước: Anh, Pháp, Bỉ, Đức, Nhật và Canada về lĩnh vực Địa kỹ thuật xây dựng. Hiện nay, Nhà trường có đầy đủ các phòng thí nghiệm phục vụ giảng dạy khối kiến thức cơ bản và cơ sở; các **phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình, phòng thí nghiệm Xây dựng** với các trang thiết bị hiện đại của Châu Âu phục vụ tốt cho công tác đào tạo ngành Địa kỹ thuật xây dựng. Với hệ thống phòng thí nghiệm và các điều kiện cơ sở vật chất khác, sinh viên sẽ được học đầy đủ **kiến thức lý thuyết** và đủ **điều kiện thực hành** để nâng cao kỹ năng nghề nghiệp. Một số hình ảnh về phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình hiện nay:



Đất nước ta đang bước vào giai đoạn phát triển để trở thành nước công nghiệp nên có nhu cầu rất lớn về xây dựng các công trình hạ tầng như đường xá, cầu cống, sân bay bến cảng, các công trình thủy lợi, thủy điện; các tòa nhà cao tầng, các nhà máy, công xưởng, đường tàu điện ngầm và các công trình ngầm đô thị, các công trình phục vụ quốc phòng và dân sinh khác.... Điều kiện tự nhiên nói chung và điều kiện về địa kỹ thuật nói riêng của nước ta rất phức tạp. Miền núi và trung du có địa hình phân cắt, trong đất đá thường phát triển các hệ thống đứt gãy và khe nứt cũng như xuất hiện nhiều tai biến địa chất như trượt lở, lũ bùn đá, hiện tượng carst, gây bất lợi cho công tác xây dựng. Miền đồng bằng có địa hình thuận lợi hơn nhưng phát triển nhiều thành tạo đất yếu, đòi hỏi phải chọn các giải pháp nền móng thích hợp cũng như áp dụng các giải pháp cải tạo, xử lý nền đất yếu trước khi xây dựng công trình, ngoài ra, còn gặp các hiện tượng địa chất như xói lở bờ sông, bờ biển...Thực tế công tác xây dựng ngày càng đa dạng, quy mô xây dựng ngày càng lớn trong điều kiện tự nhiên phức tạp luôn đặt ra những nhiệm vụ phức tạp và cấp thiết để các kỹ sư và các nhà nghiên cứu về lĩnh vực Địa kỹ thuật xây dựng giải quyết.

Để đáp ứng nguồn nhân lực về Địa kỹ thuật xây dựng hiện nay, Bộ môn Địa chất công trình, Trường Đại học Mở - Địa chất xác định, đồng thời với việc đào tạo kỹ sư Địa kỹ thuật xây dựng hệ đại học chính quy tuyển sinh từ năm 2019, dự kiến sẽ tổ chức đào tạo chuyển đổi bằng theo hình thức đào tạo bằng hai Địa kỹ thuật xây dựng đối với kỹ sư đã tốt nghiệp các ngành và chuyên ngành Địa chất công trình - Địa chất thủy văn, Địa chất công trình - Địa kỹ thuật và kỹ sư ngành xây dựng, giao thông. Với những kinh nghiệm thực tiễn trong lĩnh vực xây dựng đã được tích lũy nhiều năm, những kỹ sư này sẽ đáp ứng tốt yêu cầu của công tác xây dựng ở nước ta trong thời gian tới.

**BỘ MÔN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH
TRƯỜNG ĐẠI HỌC MỞ - ĐỊA CHẤT**

GIỚI THIỆU

Trường Đại học Khoa học, Đại học Huế (gọi tắt là trường ĐHKH), tiền thân là trường Đại học Tổng hợp Huế, được thành lập theo Quyết định số 426/TTg ngày 27-10-1976 của Thủ tướng chính phủ trên cơ sở sát nhập Đại học Khoa học và Đại học Văn khoa của Viện Đại học Huế trước đây (Viện ĐH Huế thành lập năm 1957). Năm 1994, theo Nghị định số 30/CP của Chính phủ về việc thành lập Đại học Huế, trường Đại học Tổng hợp trở thành trường thành viên của Đại học Huế và được đổi tên thành trường Đại học Khoa học.

SỨ MẠNG

Trường Đại học Khoa học, Đại học Huế có sứ mạng đào tạo nguồn nhân lực chất lượng cao, nghiên cứu cơ bản và ứng dụng, chuyển giao công nghệ về khoa học tự nhiên, khoa học xã hội - nhân văn và kỹ thuật - công nghệ đáp ứng yêu cầu phát triển đất nước.



ĐÀO TẠO ĐẠI HỌC VÀ SAU ĐẠI HỌC

Trường Đại học Khoa học hiện đang đào tạo 16 chuyên ngành tiến sĩ, 24 chuyên ngành thạc sĩ và 23 chuyên ngành cử nhân, kỹ sư và kiến trúc sư.

	Đào tạo đại học - Sau đại học		
	Cử nhân (23)	Thạc sĩ (23)	Tiến sĩ (16)
Toán học	<div><div>- Toán ứng dụng</div><div>- Quản trị và phân tích dữ liệu</div></div>	<div><div>- Toán học</div><div>- Toán ứng dụng</div></div>	
Công nghệ thông tin	<div><div>- Công nghệ thông tin</div><div>- Kỹ thuật phần mềm</div></div>	<div><div>- Quản lý công nghệ thông tin</div><div>- Khoa học máy tính</div></div>	<div><div>- Khoa học máy tính</div></div>
Điện, Điện tử và Công nghệ vật liệu	<div><div>- Công nghệ kỹ thuật điện tử, viễn thông (*)</div></div>	<div><div>- Vật lý chất rắn</div><div>- Kỹ thuật điện tử</div></div>	<div><div>- Vật lý chất rắn</div></div>
Hóa học	<div><div>- Hóa học</div><div>- Công nghệ kỹ thuật hóa học (*)</div></div>	<div><div>- Hóa học</div></div>	<div><div>- Hóa phân tích</div><div>- Hóa hữu cơ</div><div>- Hóa lý thuyết và hóa lý</div></div>
Sinh học	<div><div>- Công nghệ sinh học (*)</div><div>- Kỹ thuật sinh học (*)</div></div>	<div><div>- Sinh học</div><div>- Công nghệ sinh học</div><div>- Sinh học thực nghiệm</div></div>	<div><div>- Công nghệ sinh học</div><div>- Sinh lý học thực vật</div><div>- Sinh lý người và động vật</div></div>
Địa lý – Địa chất	<div><div>- Kỹ thuật trắc địa – Bản đồ (*)</div><div>- Địa kỹ thuật xây dựng (*)</div><div>- Quản lý tài nguyên và môi trường</div></div>	<div><div>- Địa lý tài nguyên và môi trường</div><div>- Kỹ thuật địa chất</div><div>- Quản lý tài nguyên và môi trường</div></div>	<div><div>- Địa chất học</div><div>- Quản lý tài nguyên và môi trường</div></div>
Môi trường	<div><div>- Khoa học môi trường</div><div>- Kỹ thuật môi trường (*)</div></div>	<div><div>- Khoa học môi trường</div></div>	<div><div>- Khoa học môi trường</div></div>
Lý luận chính trị	<div><div>- Triết học</div><div>- Quản lí nhà nước</div></div>	<div><div>- Triết học</div></div>	
Ngữ văn	<div><div>- Văn học</div><div>- Hán Nôm</div></div>	<div><div>- Văn học</div><div>- Ngôn ngữ học</div></div>	<div><div>- Văn học Việt Nam</div><div>- Ngôn ngữ học</div></div>
Báo chí - Truyền thông	<div><div>- Báo chí</div></div>		
Lịch sử	<div><div>- Lịch sử</div><div>- Đông phương học</div></div>	<div><div>- Lịch sử Việt Nam</div><div>- Lịch sử thế giới</div><div>- Dân tộc học</div><div>- Quản lý văn hóa</div></div>	<div><div>- Lịch sử Việt Nam</div><div>- Lịch sử thế giới</div><div>- Dân tộc học</div></div>
Xã hội học và Công tác xã hội	<div><div>- Xã hội học</div><div>- Công tác xã hội</div></div>	<div><div>- Công tác xã hội</div></div>	
Kiến trúc	<div><div>- Kiến trúc (**)</div></div>	<div><div>- Kiến trúc</div></div>	

(*) Đào tạo kỹ sư.
(**) Đào tạo kiến trúc sư.



GIỚI THIỆU TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA - ĐẠI HỌC QUỐC GIA TP HỒ CHÍ MINH

Với hơn 65 năm hình thành và phát triển kể từ cột mốc thành lập Trung tâm Quốc gia Kỹ thuật vào năm 1957, Trường Đại học Bách khoa – ĐHQG TP.HCM là cơ sở đào tạo, nghiên cứu và chuyển giao công nghệ đáng tin cậy về lĩnh vực kỹ thuật, công nghệ đa ngành tại các tỉnh phía Nam và cả nước.

Nhà trường tự hào là một trong bốn trường đại học tại Việt Nam được công nhận đạt chất lượng kiểm định cơ sở giáo dục theo tiêu chuẩn HCERES, Châu Âu và là trường đại học đầu tiên tại Việt Nam được công nhận đạt chất lượng kiểm định cơ sở giáo dục theo tiêu chuẩn AUN-QA. Đồng thời, trường là đơn vị có nhiều chương trình đào tạo nhất (58 chương trình) được công nhận đạt chuẩn bởi các tổ chức kiểm định chất lượng có uy tín trên thế giới (ABET, AUN-QA, CTI, AQAS, ASIIN,...)

Hiện trường đang quản lý 12 Khoa - Trung tâm đào tạo, đào tạo 35 ngành bậc Đại học, 34 ngành bậc Thạc sĩ, 27 ngành bậc Tiến sĩ. Với đội ngũ 10 GS, 126 PGS và gần 287 Tiến sĩ cùng tập thể các nghiên cứu viên, kỹ sư lành nghề, trường Đại học Bách khoa đã thực hiện hiệu quả nhiều đề tài nghiên cứu khoa học trọng điểm cấp nhà nước, cấp tỉnh và nhiều dự án phối hợp với các doanh nghiệp và các đối tác quốc tế. Cán bộ nhà trường không chỉ đạt thành tích học thuật với hơn 860 công bố quốc tế trên các tạp chí uy tín mỗi năm mà còn hoàn thành nhiều dự án chuyển giao công nghệ với các địa phương và các doanh nghiệp với doanh thu khoảng 150 tỷ/năm. Nhà trường cũng là đối tác có uy tín không chỉ trong khu vực Châu Á mà cả Châu Âu, Châu Mỹ, là một thành viên tích cực của các dự án quốc tế nổi bật như AUN/SEED-Net, ERAMUS, JICA, BUILD-IT,...

Thêm vào đó, nhà trường cũng đã xây dựng và phát triển 57 nhóm nghiên cứu liên ngành, xuyên ngành ở nhiều lĩnh vực, kết nối chặt chẽ được nhiều chuyên gia trong và ngoài trường, tạo tiền đề để nhà trường triển khai chiến lược phát triển R&D hướng tới đại học khởi nghiệp thông qua mô hình 3M trong Khoa học công nghệ và Đổi mới sáng tạo (ST&I), mô hình 3P hướng đến trường Đại học Khởi nghiệp, tạo bước đột phá trong thúc đẩy chuyển giao công nghệ và thương mại hóa kết quả nghiên cứu. Hàng năm nhà Trường công bố hơn 800 bài báo quốc tế thuộc danh mục scopus hoặc tương đương và chuyển giao công nghệ khoảng 150 tỷ đồng.

Bên cạnh đó, cơ sở vật chất phục vụ đào tạo và nghiên cứu của nhà trường ngày một hoàn thiện với 2 Phòng thí nghiệm trọng điểm Quốc gia, 5 PTN trọng điểm ĐHQG HCM, 11 trung tâm và viện nghiên cứu chuyển giao công nghệ. Nhà trường cũng lần đầu tiên có Công ty Cổ phần Khoa học Công nghệ Bách khoa TP.HCM, là công ty được chuyển đổi từ tổ chức khoa học công nghệ của nhà trường, nhằm đẩy mạnh hơn nữa các hoạt động chuyển giao công nghệ, dịch vụ khoa học công nghệ và các hoạt động sản xuất kinh doanh khác.

Trường Đại học Bách khoa cũng là đơn vị đi đầu trong hệ thống các trường đại học Việt Nam trong việc hình thành Trung tâm Ươm tạo Doanh nghiệp công nghệ và xây dựng hệ sinh thái khởi nghiệp thành công với hơn 60 doanh nghiệp ươm tạo, góp phần thúc đẩy tạo môi trường sáng tạo, hỗ trợ các hoạt động Khởi nghiệp - Đổi mới sáng tạo không những trong cộng đồng sinh viên và cán bộ của nhà trường mà cho cả sinh viên và thanh niên của TP. Hồ Chí Minh cũng như trên cả nước.



Công ty được thành lập theo Quyết định số 2673/QĐ-TCCB, ngày 03 tháng 12 năm 1993 của Bộ trưởng Bộ Giáo dục và Đào tạo. Căn cứ giấy chứng nhận đăng ký doanh nghiệp Công ty Cổ phần được chuyển đổi từ tổ chức khoa học công nghệ: Trung tâm Nghiên cứu Công nghệ và Thiết bị Công nghiệp, mã số thuế: 0301417005 thành Công ty Cổ phần Khoa học Công nghệ Bách Khoa Thành phố Hồ Chí Minh, MSDN: 0301417005 do Phòng Đăng Ký Kinh Doanh - Sở Kế hoạch Đầu tư Thành phố Hồ Chí Minh cấp ngày 05/12/2018.

Chứng chỉ năng lực hoạt động xây dựng số BXD-00000105 do Cục Quản lý hoạt động xây dựng - Bộ Xây dựng cấp ngày 07/01/2019.

Giấy chứng nhận số 211/GCN-BXD công nhận đủ điều kiện hoạt động thí nghiệm chuyên ngành xây dựng của Phòng thí nghiệm tổng hợp LAS-XD238 do Bộ Xây dựng cấp ngày 20/03/2019.

Là mô hình Công ty Cổ phần điển hình đầu tiên trong Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh nói chung và Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh nói riêng. Cùng với chiến lược đầu tư và phát triển bền vững, Công ty Cổ phần Khoa học Công nghệ Bách Khoa Thành phố Hồ Chí Minh (BKTECHS) phấn đấu trở thành một trong các đơn vị tiêu biểu dẫn đầu của cả nước trong công tác nghiên cứu khoa học và chuyển giao công nghệ trong nhiều lĩnh vực, tạo cầu nối để đưa các đề tài nghiên cứu khoa học, hợp đồng chuyển giao công nghệ của các cán bộ Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh vào thực tiễn cuộc sống nhằm phục vụ xã hội, phục vụ sự nghiệp công nghiệp hóa, hiện đại hóa đất nước.

BKTECHS hiện nay có 8 phòng trực thuộc có đầy đủ các chức năng hoạt động mạnh mẽ và uy tín gồm:

- | | |
|--|-------------------------------|
| 1. Phòng thí nghiệm tổng hợp - LAS-XD238 | 5. Phòng Kỹ thuật Thiết kế; |
| 2. Phòng thí nghiệm Dịch vụ Phân tích và Kiểm nghiệm chất lượng - VILAS-1025 - VIMCERTS 187; | 6. Phòng Công trình; |
| 3. Phòng Địa kỹ thuật; | 7. Phòng Kế hoạch Hành chính; |
| 4. Phòng Kiểm định - Thí nghiệm vật liệu xây dựng | 8. Phòng Kế toán. |

Kết quả hoạt động KHCN:

BKTECHS là đơn vị hoạt động khoa học công nghệ trong nhiều lĩnh vực: Cơ khí, điện, thủy điện, thủy lợi, giao thông, công trình biển, cấp thoát nước, hóa học, địa chất, xây dựng dân dụng và công nghiệp, công nghệ thông tin..., tạo điều kiện làm cầu nối đưa các đề tài nghiên cứu khoa học, hợp đồng chuyển giao công nghệ của các thầy cô giáo, các cán bộ của Trường Đại học Bách Khoa - ĐHQG Thành phố Hồ Chí Minh tiếp cận với thực tiễn, phục vụ sản xuất và đời sống. Nhằm đưa công tác nghiên cứu khoa học của nhà trường vào thực tiễn phục vụ cuộc sống xã hội, phát huy năng lực của cán bộ giảng dạy, cán bộ nghiên cứu, sinh viên của nhà trường, góp phần đưa những tiến bộ mới vào áp dụng trong thực tế, nâng cao khả năng nghiên cứu khoa học trong sinh viên. Đồng thời thông qua hoạt động thực tiễn mà nâng cao trình độ của cán bộ giảng dạy và cán bộ nghiên cứu phục vụ cho công tác giảng dạy tốt hơn. Tạo thêm nguồn nhân lực từ hoạt động khoa học công nghệ để hỗ trợ thêm cho công tác nghiên cứu khoa học và cải thiện đời sống cán bộ giảng dạy và cán bộ nghiên cứu của Trường. Hàng năm, Công ty thực hiện nhiều đề tài nghiên cứu khoa học các cấp và đăng nhiều bài báo khoa học đăng trên tạp chí, kỷ yếu hội nghị trong nước và quốc tế.

Doanh thu chuyển giao công nghệ trong 3 năm:

Năm	Tổng số hợp đồng	Doanh thu QT (VND)	Nộp NSNN (VND)
2016	693	126.547.292.469	10.803.228.976
2017	787	139.144.593.934	12.686.446.720
2018	721	147.861.898.696	12.514.257.080

Khen thưởng: Luôn luôn là tập thể lao động xuất sắc nhiều năm liền và được tặng nhiều Bằng khen các cấp.



CÔNG TY TNHH NAM MIỀN TRUNG

TRUNG TÂM THÍ NGHIỆM & KIỂM ĐỊNH VLXD NAM MIỀN TRUNG

NAM MIEN TRUNG TESTING AND CONTRALLING CENTER

Địa chỉ: 147 Trần Phú - TP. Phan Rang - Tháp Chàm, T Ninh Thuận

Điện thoại: 0259.3210993 - Fax: 0259.3920216 - DĐ: 0918428273

Email: nammientrungltd@gmail.com

★LAS-XD.371★

Ngày 11 tháng 7 năm 2005, Công ty TNHH Nam Miền Trung thành lập theo Quyết định số: 4500243576/QĐ-SKH&ĐT do Sở Kế hoạch và Đầu tư tỉnh Ninh Thuận cấp.

Công ty TNHH Nam Miền Trung thành lập Trung tâm thí nghiệm & kiểm định VLXD Nam Miền Trung mang ký hiệu số: LAS - XD 371. Đây là phòng thí nghiệm chuyên ngành xây dựng, giao thông và thủy lợi được Bộ Xây dựng công nhận theo quyết định số 1550/QĐ-BXD ngày 08/8/2005 và công nhận lại theo quyết định số 1042/QĐ - BXD ngày 25/8/2008. Tiếp đó, Phòng thí nghiệm công ty được công nhận bổ sung theo quyết định số 412/QĐ-BXD ngày 19/9/2011, quyết định công nhận năng lực thực hiện các phép thử của phòng thí nghiệm chuyên ngành xây dựng theo quyết định số 445/QĐ - BXD ngày 30/7/2015 và giấy chứng nhận đủ điều kiện hoạt động thí nghiệm chuyên ngành xây dựng theo quyết định số 87/GCN-BXD ngày 31/01/2019.

Các lĩnh vực hoạt động chủ yếu của Công ty:

- Khảo sát địa chất công trình, khảo sát địa hình, xử lý nền;
- Kiểm định - thí nghiệm vật liệu xây dựng công trình;
- Thiết kế, thẩm tra thiết kế xây dựng công trình dân dụng;
- Giám sát thi công xây dựng công trình dân dụng, giao thông, thủy lợi;
- Thi công xây dựng công trình dân dụng, giao thông, thủy lợi.



Năng lực nhân sự: Với đội ngũ kỹ sư chuyên ngành về khảo sát xây dựng hoạt động nhiều năm trong lĩnh vực tư vấn khảo sát và thí nghiệm các công trình xây dựng trong và ngoài tỉnh, Công ty chúng tôi luôn hướng đến mục tiêu hoàn thiện sản phẩm của mình một cách tốt nhất, tạo niềm tin cho các đối tác trong toàn tỉnh và các tỉnh lân cận, cũng như các cơ quan chủ quản, quản lý chất lượng nhà nước. Công ty chúng tôi luôn mong muốn được hợp tác với tất cả các đơn vị có liên quan để cùng nhau phát triển.

Máy móc thiết bị: Trong lĩnh vực hoạt động của mình, Công ty TNHH Nam Miền Trung có đầy đủ năng lực thiết bị về khoan thăm dò địa chất, khảo sát địa hình, có đầy đủ máy móc thiết bị phục vụ cho công tác kiểm định thí nghiệm vật liệu xây dựng.



CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN ĐỊA CHẤT CT ĐÀ NẴNG

Địa chỉ: 87 Đặng Dung, Ph. Hòa Khánh Bắc,
Q. Liên Chiểu, thành phố Đà Nẵng

Điện thoại: 0934731115

Email: lasxd1115@gmail.com

Website: <http://www.diachatdanang.vn>



Công ty Cổ phần tư vấn địa chất CT Đà Nẵng được Cục Quản lý hoạt động xây dựng - Bộ Xây dựng cấp Chứng chỉ năng lực hoạt động khảo sát địa chất, địa hình công trình Hạng 1 tại số **BXD-00007989**; Vụ Khoa học và Công nghệ - Bộ Xây dựng cấp mã số **LAS-XD 1115** về thí nghiệm đất xây dựng. Cùng với đội ngũ chuyên gia, kỹ sư có trình độ chuyên môn và kinh nghiệm làm việc trong nhiều dự án xây dựng quy mô cấp 1 trên địa bàn thành phố Đà Nẵng và một số tỉnh miền trung và được các Chủ đầu tư tín nhiệm.

Công ty cổ phần tư vấn địa chất CT Đà Nẵng hoạt động trong lĩnh vực khảo sát địa chất công trình trên cạn và dưới nước (gần bờ), địa chất thủy văn, địa vật lý; quan trắc tai biến địa chất...

Công ty cổ phần tư vấn Địa Chất CT Đà Nẵng không cung cấp cho khách hàng dịch vụ khảo sát địa chất với giá rẻ nhất nhưng công ty cam kết mang đến cho khách hàng một dịch vụ khảo sát địa chất trọn gói với chi phí hợp lý nhất và mức độ trung thực cao nhất.

Bên cạnh đó, Cổ phần tư vấn Địa chất CT Đà Nẵng còn thực hiện trách nhiệm xã hội thông qua việc hỗ trợ thực tập thí nghiệm cho các sinh viên, học viên cao học và cán bộ nghiên cứu của các Viện, Trường đại học ở thành phố Đà Nẵng.

Công ty CP tư vấn địa chất CT Đà Nẵng luôn sẵn sàng hợp tác, liên kết với các cá nhân và các công ty khảo sát địa chất khác để góp phần nâng cao chất lượng dịch vụ khảo sát địa chất ở Việt Nam.

CÔNG TY CỔ PHẦN ĐẦU TƯ VÀ PHÁT TRIỂN GMC



Tên viết tắt: G.M.C

Địa chỉ: Bãi Cháy, Hạ Long, Quảng Ninh

Điện thoại: 0333.844.711; **Fax:** 0333.844.711

Email: cpptgmc@gmail.com

Đại diện: Chủ tịch: Hoàng Văn Ba; Giám đốc: Đỗ Văn Dũng

Công ty CP Đầu tư phát triển GMC kế thừa truyền thống về ngành Tư vấn khảo sát, thiết kế từ năm 1958, là một trong các Công ty Tư vấn và Phát triển Đầu tư **Chuyên nghiệp - Độc lập - Lâu đời** ở Việt Nam. Với hơn **65 năm** kinh nghiệm trong lĩnh vực khảo sát, thiết kế, quản lý và giám sát các dự án xây dựng, đặc biệt là lĩnh vực khảo sát xây dựng, kiểm định chất lượng công trình xây dựng, thi công xây lắp các dự án hạ tầng giao thông.

Một số dự án lớn mà GMC đã tham gia là:

Khảo sát (địa hình, địa chất): Dự án Đường ô tô cao tốc Hà Nội - Hải Phòng; Dự án đường nối thành phố Hạ Long với cầu Bạch Đằng; Khảo sát bổ sung Cầu Bạch Đằng; Dự án đường cao tốc Hạ Long - Vân Đồn; Dự án đường cao tốc Vân Đồn - Móng Cái; Dự án cầu Thái Hà - Hà Nam; Dự án hỗ trợ kỹ thuật Hạ tầng & Đường cao tốc Nội Bài - Lào Cai; Đường Vành đai IV Hà Nội; Đường sắt trên cao tuyến số 1 Hà Nội; Đường 18A đoạn Mông Dương - Móng Cái; Dự án ĐTXD đường ven sông kết nối từ đường cao tốc Hạ Long - Hải Phòng đến thị xã Đông Triều...

Thi công xây lắp: Đường ô tô từ thị trấn Đông Triều đi các Lăng Mộ vua Trần; Đường Lục Nam - Đông Triều; Đường Vành đai phía Bắc thành phố Hạ Long; Trung tâm thể thao vùng Đông Bắc; Trường chính trị Nguyễn Văn Cừ; Đường ô tô Đồng Vông - Tân Dân...

Quan hệ hợp tác và chính sách kinh doanh: Chúng tôi đã và đang hợp tác với các nhà đầu tư, các hãng Tư vấn trong nước và quốc tế để xúc tiến và triển khai hỗ trợ kỹ thuật, các dự án đầu tư hạ tầng, các dự án đầu tư trực tiếp trong nước và quốc tế về các lĩnh vực Xây dựng, cầu đường, cảng biển, khu đô thị, khu công nghiệp, hạ tầng, thủy điện. Liên danh, liên kết với các hãng Tư vấn lớn của Quốc tế như Nippon Koie, PCI (Nhật); SMEC, KBR, MWH (Úc), MINWAY (Thái Lan) và các Cty Tư vấn trong nước như Viện KHCN Bộ GTVT, TEDI, Viện Quy hoạch Bộ XD, trường Đại học Mỏ Địa Chất...

Triết lý kinh doanh: Gia tăng lợi ích - Kết nối thành công, quyết tâm xây dựng một tổ chức GMC kiểu mới. Để có những đội ngũ chuyên nghiệp trong Tư vấn, xây lắp, tinh thông trong Phát triển đầu tư và là đối tác Hoàn hảo đối với các nhà Đầu tư.

Chúng tôi cam kết và tin tưởng rằng: GMC sẽ làm tốt nhất vai trò và trách nhiệm của mình, huy động và sử dụng nguồn nhân lực có trình độ cao, cung cấp nguồn lực cũng như quản lý tốt nhất cho những dự án mà chúng tôi sẽ thực hiện trong tương lai.

Năng lực nhân sự của nhà thầu: Tổng số nhân viên G.M.C hiện tại là 89 người, trong đó có các chuyên gia cao cấp, kỹ sư địa chất công trình, kỹ sư địa hình, thủy văn, cầu đường, xây dựng, kiến trúc sư, nhà kinh tế, chuyên gia công nghệ, IT, đội ngũ cán bộ chuyên môn có hơn 10 năm kinh nghiệm chiếm gần một nửa tổng số cán bộ nhân viên. Số lượng kỹ sư và chuyên gia trong từng lĩnh vực chuyên môn thuộc các bộ phận tư vấn cùng các kỹ sư tư vấn và các kiến trúc sư có trình độ cao đã được đăng ký hành nghề với cơ quan nhà nước.

Thiết bị máy móc: Trong lĩnh vực hoạt động của mình, G.M.C có đầy đủ năng lực thiết bị về khoan thăm dò địa chất, khảo sát địa hình, khảo sát nền mặt đường, đo sâu, máy siêu âm, máy kéo nén thép, phòng LAS về thí nghiệm, các công nghệ tính toán cầu, đường, công trình xây dựng, nền đất yếu,... để phục vụ cho công tác khảo sát địa hình, địa chất, khảo sát nền đất yếu phục vụ công tác thiết kế xử lý, các thiết bị phục vụ khảo sát điều tra thủy văn và phòng thí nghiệm, phòng kiểm định chất lượng, các máy móc thiết bị phục vụ thi công xây lắp. Nguồn gốc xuất xứ chủ yếu của thiết bị từ các quốc gia Nga, Trung Quốc, Đức, Thụy sĩ, Hà Lan, Nhật, Anh Quốc và Mỹ.



TRƯỜNG ĐẠI HỌC MỎ - ĐỊA CHẤT

TRUNG TÂM NGHIÊN CỨU ĐỊA KỸ THUẬT (GTC)

Văn phòng 1: Phòng 201 nhà C5 - Đại học Bách Khoa Hà Nội, phường Bách Khoa, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội - Điện thoại: 024.3868 3342
Văn phòng 2: Phòng 806/C12 - Trường Đại học Mỏ - Địa chất, phường Đức Thắng, quận Bắc Từ Liêm, Hà Nội - Điện thoại: 0242 2181323
Email: diakytuathumg@gmail.com

Lãnh đạo Trung tâm

Giám đốc: **PGS. TS Nguyễn Thế Vinh**

Phó Giám đốc: **GVC.TS Nguyễn Khắc Long**

Thông tin chi tiết

- Quyết định thành lập của Bộ Đại học và Trung học chuyên nghiệp, nay là Bộ Giáo dục và Đào tạo số 503/QĐ, ngày 16/05/1986;
- Quyết định chuyển đổi sang Tổ chức khoa học và công nghệ tự trang trải kinh phí theo Nghị định 115/2005/NĐ-CP số 1890/QĐ-BGD&ĐT ngày 30/5/2014 của Bộ Giáo dục và Đào tạo;
- Giấy chứng nhận đăng ký hoạt động Khoa học và công nghệ do Bộ Khoa học và Công nghệ cấp: Lần đầu, số: 002, ngày cấp: 15/3/1993; lần thứ 2, số: A-624, ngày 19/4/2007; lần thứ ba cấp ngày 28/9/2007; lần thứ tư cấp ngày 26/8/2014; lần thứ năm cấp ngày 16/7/2015; lần thứ sáu cấp ngày 07/7/2020; và lần thứ bảy cấp ngày 08/9/2023;
- Giấy phép hành nghề khoan nước quy mô lớn do Bộ Tài nguyên và Môi trường cấp số 101/GP-BTNMT, ngày 16/6/2021;
- Giấy chứng nhận đủ điều kiện hoạt động thí nghiệm chuyên ngành xây dựng số 346/GCN-BXD do Bộ Xây dựng cấp ngày 17/4/2019; Giấy phép hoạt động khảo sát xây dựng Hạng I do Cục Quản lý hoạt động xây dựng gia hạn số BXD-00003297 ngày 09/8/2022 ;
- Thực hiện quy chế đấu thầu trên mạng theo quy định của Bộ Kế hoạch và Đầu tư: <muasamcong.mpi.gov.vn>;
- Mã số thuế: 01005303339.

Lĩnh vực hoạt động

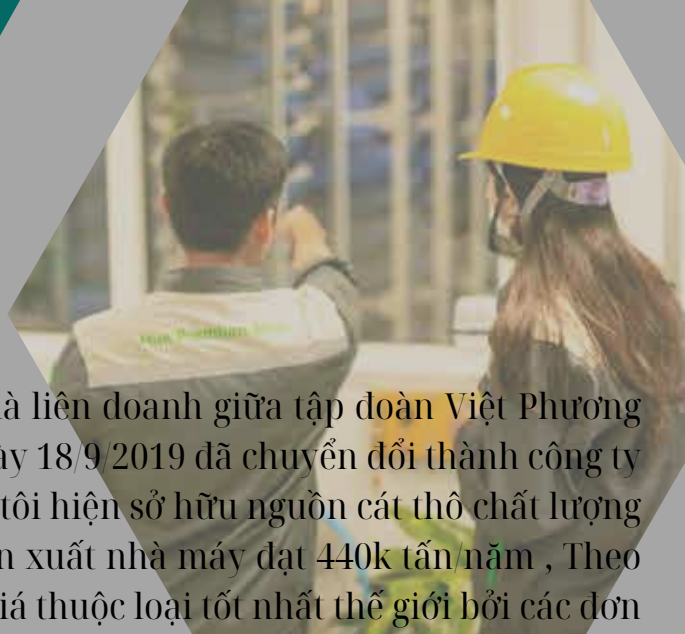
- Nghiên cứu, triển khai ứng dụng công nghệ mới trong lĩnh vực địa kỹ thuật, địa chất, địa chất thủy văn, địa chất công trình, địa vật lý, trắc địa, mỏ, dầu khí, khoáng sản và môi trường;
- Sản xuất thử nghiệm các thiết bị địa kỹ thuật;
- Dịch vụ KH&CN: Khảo sát, thăm tra, kiểm tra, tư vấn, giám sát trong các lĩnh vực địa chất, trắc địa, mỏ, môi trường, vật liệu xây dựng phục vụ xây dựng công trình dân dụng, công nghiệp, giao thông, thủy lợi, hạ tầng kỹ thuật, quốc phòng, khoáng sản; Khảo sát và thực hiện các dịch vụ KH&CN khác liên quan đến lĩnh vực nghiên cứu nêu trên;
- Thiết kế - thi công nền móng, xử lý dầu-khí-nước;
- Lập và thi công đề án thăm dò khoáng sản; Điều tra, khảo sát, khoan thăm dò, khoan khai thác nước dưới đất; Quan trắc, xử lý môi trường; Thiết kế-chế tạo, nâng cấp thiết bị, dụng cụ khảo sát, thi công, thiết bị thí nghiệm;
- Đào tạo cán bộ thí nghiệm cơ học đất đá, vật liệu xây dựng, phân tích môi trường và đào tạo nâng cao trình độ chuyên môn, nghiệp vụ trong các lĩnh vực nghiên cứu nêu trên.



Một số thiết bị trong Phòng Thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình và Môi trường của Trung tâm – LAS-XD 80



Khoan khảo sát ĐCCT trên biển



Giới thiệu

HPS được thành lập vào ngày 25/9/2018, tiền thân là liên doanh giữa tập đoàn Việt Phương (VPG) và tập đoàn Quarzwerke (CHLB Đức); đến ngày 18/9/2019 đã chuyển đổi thành công ty TNHH MTV với chủ sở hữu duy nhất là VPG. Chúng tôi hiện sở hữu nguồn cát thô chất lượng cao và hàng đầu tại Đông Nam Á. Với công suất sản xuất nhà máy đạt 440k tấn/năm, Theo đó Chất lượng sản phẩm của Chúng tôi được đánh giá thuộc loại tốt nhất thế giới bởi các đơn vị giám định uy tín hàng đầu trên toàn cầu. HPS luôn Tuân thủ chặt chẽ các hệ thống quản lý chất lượng ISO 9001: 2015; 14001: 2015; 45001: 2015 và 17025: 2017

Tầm nhìn: Đến năm 2025 trở thành nhà cung cấp sản phẩm cát, bột thạch anh ít sắt chất lượng cao hàng đầu đáp ứng thị trường trong nước và cả xuất khẩu ra nước ngoài

Sứ mệnh: Không ngừng đổi mới, sáng tạo trở thành đối tác lớn, hàng đầu của khách hàng trong các ngành công nghiệp, xây dựng, thủy tinh, phụ gia công nghiệp, sơn, xử lý nước vệ sinh,...

GIA TRỊ CỐT LÕI

HẠNH PHÚC

Đồng hành
Thân thiện
Làm chủ

CON NGƯỜI

Chính trực
Khát khao
Trung thành

TIÊU CHUẨN

Phát triển bền vững
Kiến tạo
Cam kết

Sản phẩm

- Cát có hàm lượng Sắt thấp:
 - S80: <80ppm
 - S60: <60ppm
 - S40: <40ppm
- Bột Silica 99,99% (Đang thử nghiệm)



Liên hệ:



Địa chỉ: Thôn Bắc Triều Vịnh, Xã
phong Hiền, Huyện Phong Điền, Tỉnh
Thừa Thiên Huế

Website : <http://hpsilica.vn>

Email : info@hpsilica.vn

Fanpage : Hue Premium Silica

Phone : +84 234 3787 889



PHÚ THÀNH PHÁT

PHÚ THÀNH PHÁT là công ty sản xuất và cung cấp các giải pháp ứng dụng vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp trong xây dựng, phát triển hạ tầng kỹ thuật tại Việt Nam.


Chúng tôi luôn cố gắng, hướng nỗ lực vào nghiên cứu, phát triển và hành động để xây dựng các giải pháp - công nghệ góp phần vào mục tiêu phát triển bền vững của đất nước: Sử dụng tối ưu, hiệu quả vật liệu - chi phí, các giải pháp thi công hiệu quả - an toàn, giảm thiểu phát thải carbon thân thiện môi trường, tái chế và sử dụng hiệu quả các tài nguyên đất nước để trở thành vật liệu hữu ích.

CÁC GIẢI PHÁP ỨNG DỤNG CHỦ YẾU

- Giải pháp đất có cốt geosynthetic soil reinforcement;
- Giải pháp kiểm soát xói mòn và phủ xanh mái dốc;
- Các giải pháp ổn định - lưới bảo vệ mái dốc đá, mái dốc đất có gia cố;
- Đê ống địa kỹ thuật;
- Các giải pháp kè và chỉnh trị dòng chảy; chống xói trụ điện gió; đường và bãi cầu công trình điện gió;
- Tường và đê phòng hộ đá lăn;
- Công trình xử lý môi trường và hồ chứa;
- Kỹ thuật trộn đất và tái chế vật liệu bùn thải.

THÔNG TIN LIÊN HỆ

 <http://vaidiakythuat.com>

 Mr Phú - 0937830083

 +84-28-3914-7018

 info@vaidiakythuat.com

15 Đường số 5, KDC Vĩnh Lộc
P.Bình Hưng Hòa B, Q.Bình Tân, TP.HCM

Tầng 4, Tòa nhà AC, Ngõ 78 Duy Tân
Q.Cầu Giấy, Hà Nội.

KỶ YẾU HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC VIETGEO 2023
ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH - ĐỊA KỸ THUẬT VÀ MÔI TRƯỜNG
PHỤC VỤ PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG

Chịu trách nhiệm xuất bản
GIÁM ĐỐC - TỔNG BIÊN TẬP
BÙI MINH CƯỜNG
Chịu trách nhiệm bản thảo
TS. NGUYỄN HUY TIẾN

Biên tập và sửa bản in: NGUYỄN THỊ LƯƠNG
Dàn trang chế bản: TRẦN HÀ ANH
Họa sĩ bìa: ĐẶNG NGUYỄN VŨ

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 Trần Hưng Đạo - Hoàn Kiếm - Hà Nội
ĐT: 024 3942 4543 ; Fax: 024 3822 0658
Email: nxbkhkt@hn.vnn.vn
Website: <http://www.nxbkhkt.com.vn>

CHI NHÁNH NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
28 Đồng Khởi - Quận 1 - TP Hồ Chí Minh
ĐT: 028 3822 5062

In 60 bản, khổ 20.5×29 cm, tại Công ty TNHH In và Quảng cáo Tân Thành Phát
Địa chỉ: Số 4b, ngõ 486 đường Ngô Gia Tự, ph. Đức Giang, Q. Long Biên, TP Hà Nội
Số xác nhận đăng ký xuất bản: 3109-2023/CXBIPH/03-172/KHKT
Quyết định xuất bản số: 152/QĐ-NXBKHKT, ngày 22 tháng 9 năm 2023
In xong và nộp lưu chiểu năm 2023.
Mã ISBN: 978-604-67-2752-1



KỶ YẾU HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC VIETGEO 2023

THỪA THIÊN HUẾ, NGÀY 28 & 29 THÁNG 9 NĂM 2023

ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH - ĐỊA KỸ THUẬT VÀ MÔI TRƯỜNG PHỤC VỤ PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

Số 70 Trần Hưng Đạo, Hoàn Kiếm, Hà Nội
SĐT: 024 3822 0686 | Hotline: 0989 275 999

Email: nxbkhkt@hn.vnn.vn

Website: <https://nxbkhkt.com.vn>

