

Số: 73/QDXB-NXBKHKT

Hà Nội, ngày 06 tháng 5 năm 2022

QUYẾT ĐỊNH

**Xuất bản xuất bản phẩm
GIÁM ĐỐC NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT**

- Căn cứ Luật Xuất bản ngày 20 tháng 11 năm 2012;
- Căn cứ Nghị định số 195/2013/NĐ-CP ngày 21 tháng 11 năm 2013 của Chính phủ quy định chi tiết một số điều và biện pháp thi hành Luật Xuất bản;
- Căn cứ Thông tư số 01/TT-BTTTT ngày 07 tháng 02 năm 2020 của Bộ trưởng Bộ Thông tin và Truyền thông quy định chi tiết và hướng dẫn thi hành một số điều của Luật Xuất bản và Nghị định số 195/2013/NĐ-CP ngày 21 tháng 11 năm 2013 của Chính phủ quy định chi tiết một số điều và biện pháp thi hành Luật Xuất bản;
- Căn cứ Giấy xác nhận đăng ký xuất bản số 2268/CXBIPH-QLXB ngày 06 tháng 5 năm 2022 của Cục Xuất bản, In và Phát hành;
- Theo đề nghị của Trưởng Ban biên tập,

QUYẾT ĐỊNH:

- Điều 1.** Xuất bản phẩm có tên: **Đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ và công nghệ xử lý**
- Tác giả: PGS.TS. Tạ Đức Thịnh (Chủ biên) TS. Nguyễn Văn Phóng, TS. Phạm Văn Hùng, TS. Bùi Trường Sơn, TS. Nguyễn Thành Dương, TS. Phạm Đức Thọ, TS. Vũ Minh Ngạn, TS. Nguyễn Trọng Dũng, TS. Hoàng Đình Phúc, TS. Nguyễn Thị Dịu
 - Ngữ xuất bản: Tiếng Việt
 - Khuôn khổ: 16x24 cm
 - Số trang của xuất bản phẩm in: 332 trang (Ba trăm ba mươi trang)
 - Số lượng in (bản): 200 (Hai trăm bản)
 - Đối tác liên kết xuất bản:
 - Tên biên tập viên: Nguyễn Thị Lương
 - Mã số sách tiêu chuẩn quốc tế - ISBN: 978-604-67-2297-7
- Điều 2.** Số xác nhận đăng ký xuất bản ghi trên xuất bản phẩm:
1448-2022/CXBIPH/8-64/ KHKT

Điều 3. Xuất bản phẩm được in tại: Công ty phát triển dịch vụ Minh Vương.
Địa chỉ: C13, khu 2,5ha, tổ 28, P. Dịch Vọng Hậu, Q. Cầu Giấy, Tp. Hà Nội.

Điều 4. Quyết định này được lập thành 02 (hai) bản, 01 (một) bản lưu tại Nhà xuất bản, 01 (một) bản lưu tại: Công ty phát triển dịch vụ Minh Vương.

Quyết định này có giá trị thực hiện 01 (một) lần đến ngày 31 tháng 12 năm 2022 trường hợp bị tẩy xóa, sửa chữa, photocopy không có giá trị thực hiện. /.

Nơi nhận:

- Như Điều 4.



Mã NXB: 222116B00; (Lương)

Bùi Minh Cường



REDMI NOTE 8 PRO
AI QUAD CAMERA

Tạ Đức Thịnh (Chủ biên)
Nguyễn Văn Phóng, Phạm Văn Hùng, Bùi Trường Sơn,
Nguyễn Thành Dương, Phạm Đức Thọ, Vũ Minh Ngạn,
Nguyễn Trọng Dũng, Hoàng Đình Phúc, Nguyễn Thị Diệu

ĐẤT YẾU VÙNG VEN BIỂN BẮC BỘ VÀ CÔNG NGHỆ XỬ LÝ

(SÁCH CHUYÊN KHẢO)



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU.....	8
------------------	---

Chương 1

TỔNG QUAN VỀ ĐẤT YẾU..... 10

1.1. Khái niệm đất yếu.....	10
1.2. Phân loại đất yếu.....	11
1.2.1. Phân loại đất yếu trên thế giới.....	11
1.2.2. Phân loại đất yếu ở Việt Nam.....	13
1.3. Nguồn gốc đất yếu.....	16
1.3.1. Đất yếu nguồn gốc đầm lầy.....	16
1.3.2. Đất yếu nguồn gốc sông, biển và hồ.....	17
1.4. Tính chất cơ lý của đất yếu.....	17
1.4.1. Tính chất cơ lý của đất loại sét trạng thái dẻo chảy.....	17
1.4.2. Tính chất cơ lý của bùn khoáng.....	18
1.4.3. Tính chất cơ lý của bùn hữu cơ.....	18
1.4.4. Tính chất cơ lý của than bùn.....	19
1.5. Cấu trúc nền đất yếu.....	19
1.5.1. Khái niệm.....	19
1.5.2. Nguyên tắc phân chia cấu trúc nền đất yếu.....	21
1.6. Ảnh hưởng của đất yếu đến ổn định công trình.....	22
1.6.1. Khái niệm chung.....	22
1.6.2. Vấn đề địa chất công trình đối với công trình dân dụng, công nghiệp.....	23
1.6.3. Vấn đề địa chất công trình đối với công trình giao thông.....	24
1.6.4. Vấn đề địa chất công trình đối với công trình thủy lợi, thủy điện.....	25

Chương 2

ĐẶC ĐIỂM TỰ NHIÊN VÙNG VEN BIỂN BẮC BỘ..... 26

2.1. Đặc điểm địa lý tự nhiên.....	26
2.1.1. Vị trí địa lý.....	26
2.1.2. Đặc điểm khí hậu.....	26
2.1.3. Đặc điểm hải văn.....	28
2.1.4. Đặc điểm thủy văn.....	29
2.1.5. Đặc điểm địa hình, địa mạo.....	30
2.2. Đặc điểm trầm tích Đệ tứ.....	30

2.2.1. Lịch sử hình thành trầm tích Đệ tứ.....	30
2.2.2. Khu vực ven biển Quảng Ninh.....	35
2.2.3. Khu vực ven biển từ Hải Phòng đến Ninh Bình.....	30
2.3. Đặc điểm địa chất thủy văn.....	50
2.3.1. Tầng chứa nước lỗ hổng trong trầm tích Holocen (qh).....	50
2.3.2. Tầng chứa nước lỗ hổng trong trầm tích Pleistocen (qp).....	51
2.4. Đặc điểm địa chất động lực công trình.....	53
2.4.1. Hiện tượng xói lở và bồi tụ bờ biển.....	53
2.4.2. Hiện tượng karst.....	53
2.4.3. Hiện tượng phong hóa.....	54
2.4.4. Hiện tượng trượt.....	54

Chương 3

ĐẶC ĐIỂM ĐẤT YẾU VÙNG VEN BIỂN BẮC BỘ.....	55
3.1. Phân loại đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ.....	55
3.1.1. Cơ sở phân loại.....	55
3.1.2. Phân loại theo tuổi và nguồn gốc.....	56
3.1.3. Phân loại theo thành phần hạt.....	58
3.1.4. Phân loại theo hàm lượng hữu cơ và hàm lượng muối.....	60
3.1.5. Phân loại theo tính chất xây dựng.....	61
3.2. Đặc điểm phân bố đất yếu.....	66
3.2.1. Đặc điểm phân bố các phức hệ địa tầng đất yếu.....	66
3.2.2. Đặc điểm phân bố các kiểu thạch học đất yếu ở các khu vực trọng điểm phát triển kinh tế.....	71
3.3. Thành phần vật chất của đất yếu.....	78
3.3.1. Thành phần khoáng vật và hóa học.....	78
3.3.2. Thành phần hạt.....	79
3.3.3. Thành phần hữu cơ.....	80
3.3.4. Hàm lượng muối và độ pH.....	81
3.4. Tính chất cơ lý của đất yếu.....	81
3.4.1. Các đặc trưng cơ lý cơ bản.....	81
3.4.2. Các đặc trưng nén cố kết và sức kháng cắt.....	86
3.4.3. Đặc trưng biến dạng động.....	87
3.4.4. Đặc trưng độ bền động.....	91
3.5. Đặc điểm cấu trúc nền đất yếu.....	96
3.5.1. Phân chia cấu trúc nền đất yếu.....	96
3.5.2. Phạm vi phân bố các dạng cấu trúc nền đất yếu.....	96

3.5.3. Đặc điểm phân bố cấu trúc nền đất yếu ở các khu vực trọng điểm phát triển kinh tế	99
---	----

Chương 4

CÁC CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU	102
4.1. Khái quát chung.....	102
4.1.1. Khái niệm xử lý nền đất yếu.....	102
4.1.2. Các nhóm công nghệ xử lý nền đất yếu.....	102
4.2. Cơ sở khoa học nâng cao sức chịu tải và giảm độ lún nền đất yếu	103
4.2.1. Đặc điểm chung nền đất yếu.....	103
4.2.2. Cơ sở khoa học nâng cao sức chịu tải nền đất yếu.....	105
4.2.3. Cơ sở khoa học giảm độ lún nền đất yếu.....	105
4.3. Các công nghệ xử lý nông.....	107
4.3.1. Tổng quan tình hình nghiên cứu.....	107
4.3.2. Công nghệ cọc tre, cọc tràm.....	111
4.3.3. Công nghệ thay đất yếu bằng đất tốt.....	111
4.3.4. Công nghệ gia tải trước	112
4.3.5. Công nghệ cố kết hút chân không.....	113
4.3.6. Công nghệ trộn xi măng.....	115
4.3.7. Công nghệ trộn vôi.....	117
4.3.8. Công nghệ đầm nén động	119
4.3.9. Công nghệ dùng vải địa kỹ thuật	120
4.3.10. Công nghệ dùng vật liệu nổ.....	122
4.4. Các công nghệ xử lý sâu.....	123
4.4.1. Tổng quan tình hình nghiên cứu.....	123
4.4.2. Công nghệ bác thấm.....	130
4.4.3. Công nghệ giếng cát.....	134
4.4.4. Công nghệ cọc cát.....	136
4.4.5. Công nghệ cọc đất - xi măng	138
4.4.6. Công nghệ đầm rung sâu	142
4.4.7. Công nghệ cọc cứng.....	145
4.4.8. Công nghệ cọc cứng.....	145

Chương 5

CÔNG NGHỆ CỌC CÁT BIẾN - XI MĂNG XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU	147
5.1. Khái quát chung.....	147

5.1.1.	<i>Bản chất công nghệ cọc cát biển - xi măng</i>	147
5.1.2.	<i>Sự cần thiết đề xuất công nghệ cọc cát biển - xi măng</i>	147
5.2.	<i>Cơ sở lý thuyết công nghệ cọc cát biển - xi măng</i>	149
5.2.1.	<i>Quá trình nén chặt cơ học đất nền</i>	149
5.2.2.	<i>Quá trình gia tăng cường độ cọc</i>	151
5.2.3.	<i>Quá trình gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc</i>	153
5.2.4.	<i>Quá trình cố kết thoát nước đất nền</i>	154
5.3.	<i>Cơ sở thực nghiệm công nghệ cọc cát biển - xi măng</i>	156
5.3.1.	<i>Xác định cường độ cọc cát biển - xi măng</i>	156
5.3.2.	<i>Xác định tác dụng nén chặt đất nền và gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc cát biển - xi măng</i>	166
5.3.3.	<i>Xác định tác dụng cố kết thoát nước nền đất yếu của cọc cát biển - xi măng</i>	176
5.3.4.	<i>Thực nghiệm mô hình vật lý thu nhỏ cọc cát biển - xi măng</i> ...	183
5.4.	<i>Mô hình số mô phỏng cọc cát biển - xi măng</i>	187
5.4.1.	<i>Xây dựng mô hình số</i>	187
5.4.2.	<i>Kết quả mô hình hóa</i>	189
5.5.	<i>Tính toán nền đất yếu xử lý bằng cọc cát biển - xi măng</i>	192
5.5.1.	<i>Cơ sở khoa học đề xuất phương pháp tính toán</i>	192
5.5.2.	<i>Phương pháp tính lún</i>	193
5.5.3.	<i>Phương pháp tính sức chịu tải</i>	197
5.6.	<i>Xây dựng quy trình công nghệ cọc cát biển - xi măng</i>	202
5.6.1.	<i>Thiết kế cọc cát biển - xi măng</i>	202
5.6.2.	<i>Thi công cọc cát biển - xi măng</i>	210
5.6.3.	<i>Nghiệm thu cọc cát biển - xi măng</i>	214
5.7.	<i>Xây dựng mô hình số phân tích hiệu quả cọc cát biển - xi măng xử lý nền đất yếu</i>	215
5.7.1.	<i>Lựa chọn thông số kỹ thuật để xây dựng mô hình số</i>	215
5.7.2.	<i>Các thông số thiết kế cọc cát biển - xi măng</i>	215
5.7.3.	<i>Xây dựng mô hình số 3D</i>	216
5.7.4.	<i>Xây dựng mô hình ứng xử của vật liệu và các thông số của mô hình</i>	218
5.7.5.	<i>Tải trọng tác dụng</i>	219
5.7.6.	<i>Phân tích hiệu quả xử lý nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng</i>	220
5.8.	<i>Khả năng sử dụng cát biển làm vật liệu cọc cát biển - xi măng</i>	234

5.8.1. <i>Thực trạng sử dụng cát biển làm vật liệu xây dựng</i>	234
5.8.2. <i>Khả năng sử dụng cát biển làm vật liệu xây dựng và cọc cát biển - xi măng</i>	235

Chương 6

CÔNG NGHỆ GIA CỐ NỀN ĐẤT YẾU BẰNG CỌC ĐÁ DẪM BỌC VẢI ĐỊA KỸ THUẬT 242

6.1. Khái quát chung.....	242
6.2. Ứng xử cơ học của cọc đá dăm không và có bọc vải ĐKT.....	245
6.2.1. <i>Cơ chế truyền tải trọng và các dạng phá hủy của cọc đá dăm không bọc vải ĐKT</i>	245
6.2.2. <i>Cơ chế truyền tải trọng và các dạng phá hủy của cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật</i>	246
6.3. Ưu điểm của công nghệ cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật.....	248
6.4. Thi công cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật.....	248
6.5. Các thông số yêu cầu của cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật.....	250
6.5.1. <i>Nền đất yếu</i>	250
6.5.2. <i>Vật liệu đá dăm</i>	251
6.5.3. <i>Vải địa kỹ thuật</i>	251
6.6. Tính toán cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật.....	252
6.6.1. <i>Phương pháp Raithel và Kempfert - EBGE 2010</i>	253
6.6.2. <i>Phương pháp Pulko</i>	260
6.6.3. <i>Phương pháp Zhang và Zhao</i>	261
6.7. Xây dựng mô hình số mô phỏng sự làm việc của nền đường đắp trên đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật.....	269
6.7.1. <i>Đặt vấn đề</i>	269
6.7.2. <i>Thông số hình học</i>	269
6.7.3. <i>Xây dựng mô hình số 3D</i>	270
6.7.4. <i>Kết quả tính toán</i>	271
6.8. Ảnh hưởng của một số thông số đến sự làm việc của cọc đá dăm bọc vải ĐKT.....	279
6.8.1. <i>Ảnh hưởng của cường độ vải ĐKT</i>	279
6.8.2. <i>Ảnh hưởng của mật độ gia cố cọc đá dăm bọc vải ĐKT</i>	283
6.8.3. <i>Ảnh hưởng của chiều dài bọc vải ĐKT</i>	284
6.8.4. <i>Ảnh hưởng của góc ma sát trong của vật liệu cọc đá dăm</i>	287
TÀI LIỆU THAM KHẢO	290

LỜI NÓI ĐẦU

Đất yếu là loại đất có thành phần, trạng thái và tính chất đặc biệt; có độ ẩm cao, sức kháng cắt nhỏ, tính biến dạng lớn, gây mất ổn định cho các loại công trình. Vì vậy, trước khi xây dựng công trình trên nền đất yếu, dù công trình có quy mô, tải trọng nhỏ thì nhất thiết phải tiến hành gia cố, xử lý đất yếu. Hiệu quả xử lý đất yếu phụ thuộc vào bản chất đất yếu, cấu trúc nền đất yếu và công nghệ xử lý. Hiểu rõ bản chất đất yếu, cấu trúc nền đất yếu mới có thể đề xuất công nghệ xử lý thích hợp, mang lại hiệu quả cao về kỹ thuật và kinh tế.

*Cuốn sách chuyên khảo "**Đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ và công nghệ xử lý**" trình bày kết quả nghiên cứu của nhóm tác giả trong quá trình thực hiện các đề tài khoa học và công nghệ do Bộ Giáo dục và Đào tạo, Trường Đại học Mỏ - Địa chất tài trợ, bao gồm:*

1) Đề tài “Nghiên cứu phát triển công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng phục vụ xây dựng công trình hạ tầng vùng ven biển Bắc Trung Bộ”, mã số CT2020.04. MĐA.03.

2) Đề tài “Nghiên cứu phương pháp gia cố nền đất yếu bằng cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật cho các dự án giao thông ở Việt Nam, mã số T19-12.

3) Đề tài “Nghiên cứu các đặc tính xây dựng của đất yếu và đặc điểm cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ, đề xuất các giải pháp gia cố, xử lý nền đất yếu thích hợp phục vụ xây dựng các công trình ven biển trong điều kiện biến đổi khí hậu và nước biển dâng”, mã số CTB-2012-02-06.

4) Đề tài “Nghiên cứu xây dựng hệ thống chuẩn các phương pháp thí nghiệm xác định đặc trưng cơ học của đất yếu khu vực đồng bằng Bắc Bộ phục vụ tính toán nền móng công trình trên mặt và công trình ngầm”, mã số B2007-02-43-TĐ.

Ngoài ra, các tác giả cũng sử dụng các tài liệu đã được công bố về đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ và các công nghệ xử lý nền đất yếu.

Nội dung cuốn sách cung cấp cho người đọc những vấn đề cơ bản về đất yếu, thành phần, tính chất cơ lý và cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ; các công nghệ xử lý đất yếu, đặc biệt là công nghệ cọc cát biển - xi măng và công nghệ cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật do các tác giả nghiên cứu đề xuất. Hy vọng cuốn sách sẽ có ích cho độc giả muốn tìm hiểu về đặc điểm đất yếu và công nghệ xử lý nền đất yếu phục vụ xây dựng công trình hạ tầng vùng ven biển Bắc Bộ, cũng như các vùng ven biển khác của Việt Nam.

Mặc dù đã hết sức cố gắng nhưng vì kiến thức và thời gian có hạn nên chắc chắn cuốn sách không tránh khỏi thiếu sót. Các tác giả mong nhận được các ý kiến đóng góp của độc giả để hoàn thiện trong lần xuất bản sau.

Xin trân trọng cảm ơn.

Các tác giả

Chương 1

TỔNG QUAN VỀ ĐẤT YẾU

1.1. KHÁI NIỆM ĐẤT YẾU

Đất yếu cũng như các loại đất xây dựng khác có thể dùng làm nền, làm môi trường để bố trí công trình hoặc làm vật liệu xây dựng công trình. Hiện nay, trên thế giới và ở Việt Nam tồn tại các ý kiến và cách hiểu khác nhau về đất yếu nhưng chủ yếu có hai quan điểm chính: quan điểm địa chất công trình và quan điểm xây dựng.

Theo quan điểm địa chất công trình, đất yếu là loại đất có độ ẩm cao, hệ số rỗng lớn, độ bền thấp, tính biến dạng lớn, không có khả năng ổn định khi chịu tác dụng của tải trọng công trình. Nói một cách tổng quát nhất, đất yếu là loại đất phải xử lý trước khi xây dựng công trình.

Theo quan điểm xây dựng, đất yếu cần được xem xét trong mối quan hệ tương tác giữa đất nền và loại công trình xây dựng cụ thể, bởi vì, một loại đất có thể là “yếu” đối với cấp, loại công trình này nhưng lại là không “yếu” đối với cấp, loại công trình khác. Nghĩa là, đất yếu cần được xem xét đánh giá trên cơ sở so sánh sức chịu tải của nền với tải trọng công trình truyền xuống nền. Nếu sức chịu tải của đất nhỏ hơn tải trọng công trình truyền xuống nền thì đất nền được xem là đất yếu, ngược lại, nếu sức chịu tải của đất lớn hơn tải trọng công trình truyền xuống nền thì đất nền được xem là đất tốt.

Tổng hợp những ý kiến và quan điểm khác nhau về đất yếu, có thể đưa ra định nghĩa về đất yếu như sau:

Đất yếu là loại đất có thành phần, trạng thái và tính chất đặc biệt so với các loại đất xây dựng khác, rất nhạy cảm với tác dụng của tải trọng ngoài và sự biến đổi môi trường địa chất. Đất thường là bão hòa, ở trạng thái chảy, dẻo chảy (đất loại sét) hoặc trạng thái xốp (đất loại cát), có độ ẩm cao, độ lỗ rỗng lớn, sức kháng cắt nhỏ, tính biến dạng lớn, có sức chịu tải nhỏ hơn tải trọng công trình tác dụng xuống nền. Nếu không xử lý, đất yếu không thể sử dụng làm nền, làm nơi đặt

móng công trình, làm môi trường để bố trí công trình hoặc làm vật liệu xây dựng công trình cho dù công trình có quy mô, tải trọng nhỏ.

1.2 PHÂN LOẠI ĐẤT YẾU

1.2.1. Phân loại đất yếu trên thế giới

Trên thế giới, đất yếu được phân loại theo các tiêu chí khác nhau tùy theo mục đích nghiên cứu và sử dụng. Tuy nhiên, trong các bảng phân loại đất yếu của hầu hết các nước đều có tiêu chí phân loại chung là dựa vào các chỉ tiêu đặc trưng về thành phần, trạng thái và tính chất cơ lý của đất yếu, bao gồm: thành phần hạt, hàm lượng hữu cơ, chỉ số dẻo, giới hạn chảy, hệ số rỗng, sức kháng cắt và tính biến dạng của đất.

1.2.1.1. Phân loại đất yếu của Anh

Trong hệ thống phân loại đất của Anh (BS 5930:1981, 1999), đất yếu được phân chia dựa vào các chỉ tiêu cơ học xác định trực tiếp ngoài hiện trường, bao gồm:

- *Các loại đất sét (clay), bùn (silt)*: thường ở trạng thái chảy (very soft), dẻo chảy (soft), có sức kháng cắt trong điều kiện không thoát nước $S_u < 40\text{kPa}$, cường độ kháng nén một trục $q_u < 50\text{kPa}$ và trị số sức kháng xuyên tiêu chuẩn $N_{30} < 4$.

- *Các loại đất chứa hữu cơ, đất than bùn hoặc than bùn*: thường có màu xám đen, nâu đen, mùi mốc, khối lượng thể tích nhỏ, độ bền, ổn định thấp, độ biến dạng lớn.

Đất chứa hữu cơ được chia thành 3 loại phụ thuộc vào hàm lượng hữu cơ chứa trong đất, bao gồm: đất chứa ít hữu cơ, đất chứa hữu cơ và đất chứa nhiều hữu cơ.

+ Đất chứa ít hữu cơ là các loại đất sét, bùn, có hàm lượng hữu cơ từ 2 - 5%, các loại đất cát có hàm lượng hữu cơ từ 1 - 3%.

+ Đất chứa hữu cơ là các loại đất sét, bùn, có hàm lượng hữu cơ từ 5 - 10%, các loại đất cát có hàm lượng hữu cơ từ 3 - 5%.

+ Đất chứa nhiều hữu cơ là các loại đất sét, bùn, có hàm lượng hữu cơ $> 10\%$, các loại đất cát có hàm lượng hữu cơ $> 5\%$.

Đất than bùn hoặc than bùn là những loại đất có hàm lượng hữu cơ cao, chiếm tới 30 - 50% hoặc cao hơn. Than bùn thường xốp, chứa hữu cơ bị phân hủy với mức độ khác nhau, độ rỗng lớn, hệ số rỗng tới vài đơn vị; độ ẩm cao, có thể tới 200 - 500%, thậm chí tới 3.000%; lượng co ngót lớn, thay đổi từ 10 - 75% so với thể tích ban đầu; khối lượng riêng nhỏ, biến đổi từ 1,10g/cm³ đến 1,80g/cm³; tính nén lún lớn, môđun tổng biến dạng nhỏ, từ 3.000kPa đến 5.000kPa; sức kháng cắt thấp, biến đổi từ 5kPa đến 15kPa và thay đổi phụ thuộc vào mức độ phân hủy hữu cơ.

1.2.1.2. Phân loại đất yếu của Mỹ

Theo tiêu chuẩn phân loại đất của Mỹ (ASTM D 2487-2000), các loại đất yếu là các loại đất chứa hữu cơ hoặc than bùn.

- *Các loại đất chứa hữu cơ*: là đất sét hoặc bùn, có giá trị giới hạn chảy sau khi sấy khô nhỏ hơn 75% so với trước khi sấy khô (khi sử dụng đất tự nhiên làm thí nghiệm).

- *Than bùn*: là loại đất chứa các vật chất hữu cơ phân hủy ở mức độ khác nhau, màu nâu đen, đen, trạng thái xốp.

1.2.1.3. Phân loại đất yếu của Nga

Đất yếu ở Nga không có phân loại riêng mà nằm trong hệ thống phân loại đất đá chung, kế thừa cách phân loại đất đá của Liên Xô cũ, chủ yếu theo hai trường phái: phân chia theo nguyên tắc thành hệ và phân chia theo nguyên tắc địa chất công trình.

Trường phái phân chia đất đá theo nguyên tắc thành hệ dựa vào sự phân tích thành hệ, phức hệ địa chất nguồn gốc, thành phần đất đá và các chỉ tiêu cơ lý của chúng để xác lập các mức độ đồng nhất khác nhau và các đơn vị phân chia đất đá tương ứng. Cách phân loại này không phân chia đất yếu riêng, đất yếu chỉ được xem xét trong tổng thể phân loại chung.

Trường phái phân chia đất đá theo nguyên tắc địa chất công trình dựa vào phân tích đặc tính địa chất công trình của đất đá, kết hợp với đánh giá khả năng sử dụng chúng cho xây dựng. Theo cách phân loại

này, nhóm đất đá có thành phần, trạng thái và tính chất đặc biệt được xếp vào loại đất yếu, bao gồm: đất loại sét ở trạng thái chảy, dẻo chảy; bùn khoáng, bùn hữu cơ, than bùn, đất nhiễm mặn, đất san lấp, đất trương nở, đất co ngót...

1.2.2. Phân loại đất yếu ở Việt Nam

Ở Việt Nam, cũng giống như các nước trên thế giới, không có bảng phân loại riêng cho đất yếu mà đất yếu chỉ được phân biệt trong bảng phân loại chung. Trong các tiêu chuẩn xây dựng, đất yếu được phân loại ở mức độ chi tiết khác nhau.

1.2.2.1. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5747-1993

Theo Tiêu chuẩn TCVN 5747-1993: Đất xây dựng - Phân loại, đất xây dựng được phân loại chung thành đất hạt thô và đất hạt mịn. Đất hạt mịn là các loại đất mà hơn 50% khối lượng là các hạt có kích thước $< 0,08\text{mm}$. Đây là hệ thống phân loại được điều chỉnh để phù hợp với tiêu chuẩn của một số nước trên thế giới. Đất yếu thuộc các loại đất nằm trong nhóm hạt mịn, có chứa hàm lượng hữu cơ khác nhau, chủ yếu là đất hữu cơ (OL, OH) và than bùn (Pt).

1.2.2.2. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9355:2012

Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9355:2012 phân chia đất yếu thành các loại bùn, đất loại sét (sét, sét pha, cát pha) ở trạng thái chảy, dẻo chảy. Đây là loại đất mà ở trạng thái tự nhiên có độ ẩm gần bằng hoặc lớn hơn độ ẩm giới hạn chảy ($W \geq W_L$), hệ số rỗng lớn và rất lớn ($e_0 \geq 1$), góc ma sát trong nhỏ ($\varphi < 6^\circ - 10^\circ$), lực dính theo kết quả cắt nhanh không thoát nước trong phòng $c < 15\text{kPa}$, lực dính theo kết quả cắt cánh hiện trường $c_u < 35\text{kPa}$, sức kháng xuyên đầu mũi từ thí nghiệm xuyên tĩnh $q_c < 100\text{kPa}$, chỉ số xuyên tiêu chuẩn $N_{30} < 5$.

1.2.2.3. Tiêu chuẩn 22TCN 262-2000

Tiêu chuẩn 22TCN 262-2000 là Tiêu chuẩn ngành của Bộ Giao thông Vận tải. Theo Tiêu chuẩn này, đất yếu có thể có thành phần khoáng vật hoặc thành phần hữu cơ tùy theo điều kiện hình thành của chúng.

Đất yếu có thành phần khoáng vật gồm sét hoặc sét pha là trầm tích trong nước ở ven biển, vũng, vịnh, đầm, hồ, đồng bằng tam giác châu, có thể lẫn hữu cơ trong quá trình trầm tích (hàm lượng hữu cơ có thể tới 10 - 12%), có màu nâu đen, xám đen và có mùi tanh. Các loại đất này được xác định là đất yếu nếu ở trạng thái tự nhiên có độ ẩm gần bằng hoặc cao hơn độ ẩm giới hạn chảy, hệ số rỗng tự nhiên lớn ($e_0 \geq 1,5$ đối với đất sét, $e_0 \geq 1$ đối với đất sét pha), trị số lực dính theo kết quả cắt nhanh không thoát nước trong phòng $c < 15\text{kPa}$, góc ma sát trong $\varphi = 0^\circ - 10^\circ$ hoặc có sức kháng cắt theo kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường $S_u \leq 35\text{kPa}$.

Đất yếu có thành phần hữu cơ thường hình thành từ đầm lầy, nơi tích đọng nước thường xuyên, có mực nước ngầm cao. Tại đây, các loài thực vật phát triển, thối rữa và phân hủy, tạo ra các vật chất hữu cơ lẫn các trầm tích khoáng vật. Đất loại này thường được gọi là đất đầm lầy, than bùn, có hàm lượng hữu cơ tới 20% - 80%, thường có màu đen hay nâu sẫm, cấu trúc không mịn (vì lẫn các tàn dư thực vật).

Theo hàm lượng hữu cơ (q), đất có nguồn gốc đầm lầy được phân chia thành:

- Đất nhiễm than bùn: $q = 20 - 30\%$
- Đất than bùn: $q = 30 - 60\%$
- Than bùn: $q > 60\%$

Đối với những loại đất này, hệ số rỗng và các đặc trưng kháng cắt có các trị số tương tự như đất yếu có thành phần khoáng vật nêu trên.

1.2.2.4. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 8217-2009

Trong Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 8217-2009, nhóm Đ, đất yếu được phân chia thành đất vô cơ, đất nhiễm hữu cơ và đất chứa hữu cơ.

Đất vô cơ là khi hàm lượng hữu cơ ít hơn 3% khối lượng đất khô đối với đất hạt thô hoặc ít hơn 5% đối với đất hạt mịn.

Đất nhiễm hữu cơ là đất hạt thô có hàm lượng hữu cơ từ 3% đến dưới 10% và đất hạt mịn có hàm lượng hữu cơ từ 5% đến dưới 10%.

Đất chứa hữu cơ khi hàm lượng hữu cơ bằng hoặc lớn hơn 10% khối lượng đất khô. Dựa vào hàm lượng hữu cơ, đất chứa hữu cơ được phân chia thành hai loại chính:

1) *Nhóm đất hữu cơ (còn gọi là đất bị than bùn hóa hoặc đất than bùn)*: gồm các loại đất có hàm lượng hữu cơ chiếm từ 10% đến dưới 50% (tính theo khối lượng đất khô), bao gồm:

- Đất có hàm lượng hữu cơ thấp: $q = 10 - 25\%$
- Đất có hàm lượng hữu cơ trung bình: $q = 25 - 40\%$
- Đất có hàm lượng hữu cơ cao: $q = 40 - 50\%$

2) *Nhóm than bùn*: gồm các loại đất có hàm lượng hữu cơ bằng hoặc lớn hơn 50% khối lượng đất khô. Dựa vào mức độ phân hủy vật chất hữu cơ (D_{hc}), than bùn được chia nhỏ thành các loại:

- Than bùn có vật chất hữu cơ phân hủy thấp: $D_{hc} < 20\%$
- Than bùn có vật chất hữu cơ phân hủy trung bình: $20\% < D_{hc} \leq 45\%$
- Than bùn có vật chất hữu cơ phân hủy cao: $D_{hc} > 45\%$

Ngoài ra, tiêu chuẩn này còn phân chia các loại đất yếu là bùn, bao gồm:

- Bùn cát: đất có độ sệt $I_1 > 1$ và hệ số rỗng $e_o > 0,9$
- Bùn bụi: đất có độ sệt $I_1 > 1$ và hệ số rỗng $e_o > 1,0$
- Bùn sét: đất có độ sệt $I_1 > 1$ và hệ số rỗng $e_o > 1,5$

1.2.2.5. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9362-2012

Đây là Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình, theo đó, đất được chia ra đất vụn thô, đất loại cát, đất loại sét và đất bùn.

Đất vụn thô, đất loại cát (đất rời) có thành phần và trạng thái khác nhau được phân chia theo thành phần hạt và độ chặt.

Đất loại sét (đất dính) được phân chia theo chỉ số dẻo và độ sệt.

Đất bùn được tách thành nhóm đất đặc biệt vì không thích hợp cho xây dựng công trình. Đất bùn là các loại đất ở trạng thái chảy, có độ sệt $I_1 > 1$ và hệ số rỗng (e_o) vượt quá giá trị tối thiểu, bao gồm:

- Bùn cát pha: $e_o \geq 0,9$
- Bùn sét pha: $e_o \geq 1,0$
- Bùn sét: $e_o \geq 1,5$

Đất bùn có chứa hàm lượng hữu cơ đủ lớn được gọi là đất than bùn hóa với tên gọi tương ứng như sau:

- Đất than bùn hóa yếu: $10\% < q \leq 25\%$
- Đất than bùn hóa vừa: $25\% < q \leq 40\%$
- Đất than bùn hóa mạnh: $40\% < q \leq 60\%$
- Than bùn: $q > 60\%$

Như vậy, trong các tiêu chuẩn phân loại đất trên thế giới cũng như ở Việt Nam không có phân loại riêng cho đất yếu mà đất yếu được phân loại, đánh giá trong hệ thống phân loại chung của đất xây dựng. Chúng thường là những loại đất dính không chứa hoặc có chứa hữu cơ (với hàm lượng hữu cơ khác nhau), ở trạng thái chảy, dẻo chảy, khối lượng thể tích nhỏ, độ ẩm và độ rỗng cao tới rất cao, độ bền kháng cắt thấp, mức độ biến dạng lớn, không thuận lợi cho xây dựng công trình.

1.3. NGUỒN GỐC ĐẤT YẾU

Trong tự nhiên, đất yếu ở Việt Nam thường được hình thành trong kỷ Đệ tứ, có tuổi từ Pleistocen đến Holocen. Chúng phân bố ở độ sâu không lớn, nhiều khi lộ ngay trên mặt đất. Kết quả nghiên cứu cho thấy, đất yếu thường có nguồn gốc phổ biến là đầm lầy, ngoài ra còn có nguồn gốc sông, biển và hồ.

1.3.1. Đất yếu nguồn gốc đầm lầy

Đầm lầy thường được hình thành ở những vùng đất mà ở trên mặt luôn có hơi ẩm thừa đọng. Đó là những nơi trũng, thấp của địa hình, có mực nước ngầm nằm gần sát mặt đất hoặc có nước mưa, nước mặt thường xuyên cung cấp với lượng nước cấp lớn hơn lượng nước thoát (theo đường thấm và bay hơi) làm cho đất trên mặt luôn luôn bão hòa nước. Trong điều kiện như vậy, thực vật ưa nước phát triển. Khi chết đi, xác sinh vật dần tích tụ trong môi trường ngập nước, thiếu không khí và phân hủy thành chất hữu cơ cùng với hạt khoáng vô cơ tạo nên lớp trầm tích đầm lầy. Sự tích đọng của trầm tích đầm lầy tạo nên các loại đất như bùn hữu cơ, đất than bùn và than bùn. Tùy từng điều kiện cụ thể mà

chiều dày trầm tích, mức độ than bùn hóa và mức độ phân hủy hữu cơ trong đầm lầy cũng khác nhau. Thông thường, hàm lượng hữu cơ trong đất yếu nguồn gốc đầm lầy từ vài phần trăm tới 50 - 80%.

1.3.2. Đất yếu nguồn gốc sông, biển và hồ

Đất yếu nguồn gốc sông, biển và hồ thường không chứa hoặc chứa rất ít hữu cơ. Chúng là loại trầm tích mới hoặc đang được thành tạo, tồn tại ở đáy các bồn chứa nước mặt như sông, biển, hồ và hào như chưa được nén chặt hoặc được nén chặt ở mức độ rất thấp. Thành phần hạt của đất chủ yếu là hạt nhỏ, hạt mịn, có thể có hạt thô tùy theo điều kiện trầm tích (hoạt động của nước mặt).

1.4. TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT YẾU

Trong các tiêu chuẩn phân loại đất của Việt Nam, theo thành phần hạt và chỉ số dẻo, đất yếu được chia thành: đất loại sét (gồm sét, sét pha, cát pha) trạng thái dẻo chảy, bùn khoáng (gồm sét, sét pha, cát pha) trạng thái chảy, bùn hữu cơ và than bùn. Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra, tính chất cơ lý của các loại đất yếu ở Việt Nam có những đặc điểm chung.

1.4.1. Tính chất cơ lý của đất loại sét trạng thái dẻo chảy

Đây là những loại đất thường có nguồn gốc bồi tích gồm: sét, sét pha, cát pha. Thành phần hạt chủ yếu là sét, bụi, cát, trong đó hàm lượng hạt sét thường lớn hơn 20%. Theo chỉ số dẻo I_p , đất loại sét được chia thành:

- Đất sét: $I_p \geq 17$
- Đất sét pha: $7 \leq I_p < 17$
- Cát pha: $I_p < 7$

Ở điều kiện tự nhiên, những loại đất này có độ ẩm (W) khá cao, thường trong khoảng 60 - 80%; hệ số rỗng (e_0) lớn, trung bình 0,8 - 0,95; khối lượng thể tích khô nhỏ, $\gamma_c = 1,1 - 1,3\text{g/cm}^3$; các đặc trưng kháng cắt, kháng nén thấp, lực dính kết đơn vị (c) từ 5kPa đến xấp xỉ 10kPa, góc ma sát trong $\varphi = 4^\circ - 7^\circ$, môđun tổng biến dạng (E_0) thường từ 3.000 - 5.000kPa; hệ số nén lún lớn, có giá trị phổ biến trong khoảng 0,05 - 0,15 cm^2/kG .

1.4.2. Tính chất cơ lý của bùn khoáng

Bùn khoáng hay đất loại sét (sét, sét pha, cát pha) ở trạng thái chảy là những loại trầm tích hiện đại, được thành tạo chủ yếu do kết quả tích tụ vật liệu phân tán mịn và nhỏ theo phương thức cơ học hoặc hóa học ở đáy biển, vũng vịnh, hồ, đầm lầy hay ở các bãi sông. Thành phần của bùn gồm các hạt khoáng như sét, bụi và hạt keo, ngoài ra có thể lẫn rất ít hữu cơ. Tùy theo chỉ số dẻo, bùn khoáng được phân biệt thành các loại: bùn sét, bùn sét pha, bùn cát pha. Chúng có thể được hình thành ở đáy các bồn nước mặt hiện đại hoặc những lớp mỏng nằm lót phía dưới, trên hoặc xen kẽ với than bùn dưới dạng thấu kính trong trầm tích đầm lầy.

Đặc điểm tính chất cơ lý nổi bật của bùn là: độ ẩm rất cao, $W = 70 - 90\%$, đôi khi lớn hơn 100% ; hệ số rỗng rất lớn, $e_0 \geq 1$, có khi $e_0 \geq 2, 3$; khối lượng thể tích khô rất nhỏ, $\gamma_c = 0,9 - 1,2\text{g/cm}^3$, sức kháng cắt của bùn khoáng rất nhỏ, thường có giá trị trong khoảng $2 - 6\text{kPa}$, $\varphi = 2 - 5^\circ$; hệ số nén lún lớn và rất lớn, $a = 0,10 - 0,30\text{cm}^2/\text{kG}$, đôi khi lớn hơn; môđun tổng biến dạng rất nhỏ, $E_0 < 2.000 - 3.000\text{kPa}$.

Bùn khoáng có khả năng phục hồi liên kết kiến trúc, tức là có tính chất xúc biến. Dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng, bùn khoáng bị nén chặt và kèm theo sự thoát nước lỗ rỗng làm cho tính chất xây dựng của bùn tốt lên.

1.4.3. Tính chất cơ lý của bùn hữu cơ

Bùn hữu cơ là loại đất bùn có chứa vật chất hữu cơ. Đây là loại trầm tích được thành tạo ở giai đoạn đầu của quá trình than bùn hóa. Nó được hình thành từ xác các sinh vật phù du, rong tảo, thực vật,... sống ở trong bồn nước và một phần vật chất hữu cơ được mang từ nơi khác đến như mùn rác cùng với các vật liệu vô cơ hạt nhỏ và mịn.

Trong điều kiện tự nhiên, bùn hữu cơ có màu nâu, phớt xanh hoặc đen, trạng thái chảy lỏng hoặc chảy nhớt, độ ẩm cao, sờ tay thấy trơn, mịn. Thành phần vô cơ chủ yếu là hạt sét, bụi và rất ít cát. Bùn hữu cơ khác than bùn ở hình dạng bên ngoài, trạng thái vật lý và hàm lượng hữu cơ. Cũng như bùn khoáng, tính chất cơ lý của bùn hữu cơ rất

không thuận lợi cho xây dựng, cụ thể: độ ẩm tự nhiên W cao, có thể tới vài đơn vị, khối lượng riêng γ_s biến đổi từ $1,4\text{g/cm}^3$ đến $2,6\text{g/cm}^3$ tùy theo lượng chứa hữu cơ, hệ số rỗng e_0 tới vài đơn vị, độ bền rất thấp, độ biến dạng lớn, sức chịu tải nhỏ và rất nhỏ.

1.4.4. Tính chất cơ lý của than bùn

Than bùn là loại trầm tích được thành tạo do sự tích tụ và phân hủy xác sinh vật (chủ yếu là thực vật) trong điều kiện thiếu oxy cùng với một phần hạt khoáng vô cơ ở các đầm lầy và những nơi đất bị lầy hóa. Theo phân loại đất yếu thì đất chứa trên 60% thành phần hữu cơ được gọi là than bùn.

Tùy theo mức độ phân hủy của di tích thực vật mà bề ngoài than bùn trông giống như đất mà trong đó ít nhiều có những mảnh dạng sợi hay là một khối vật chất nhớt dẻo màu nâu với những sắc thái từ nâu nhạt đến nâu đen. Tính chất cơ lý của than bùn cũng thay đổi khác nhau.

Trong điều kiện tự nhiên, độ ẩm của than bùn (W) thường rất cao, biến đổi từ gần 100% cho tới hàng trăm, hàng nghìn %; khối lượng riêng nhỏ, $\gamma_s = 1,4 - 1,8\text{g/cm}^3$; độ lỗ rỗng lớn, $n = 75 - 95\%$; hệ số rỗng tự nhiên tới vài đơn vị; độ sệt cao và không ổn định, độ thấm nước phụ thuộc nhiều vào mức độ phân hủy hữu cơ. Mức độ nén lún của than bùn khi chịu tác dụng của lực ngoài rất lớn, không đều và lâu dài, hệ số nén lún $a = 0,10 - 0,50\text{cm}^2/\text{kG}$, đôi khi đến $0,80\text{cm}^2/\text{kG}$; môđun tổng biến dạng biến đổi từ 100kPa đến 2000kPa. Cường độ kháng cắt nhỏ, hệ số ma sát trong từ 0,18 đến 0,45, lực dính kết đơn vị từ 1kPa đến 5kPa.

1.5. CẤU TRÚC NỀN ĐẤT YẾU

1.5.1. Khái niệm

Có hai khái niệm thường được sử dụng trong xây dựng là nền đất yếu và cấu trúc nền đất yếu, theo đó:

Nền đất yếu là tập hợp các lớp đất nền dưới đáy móng công trình (bao gồm cả đất yếu), giới hạn trong phạm vi ảnh hưởng của tải trọng công trình, trong đó có các lớp đất yếu không đảm bảo điều kiện ổn định theo các trạng thái giới hạn khi xây dựng công trình.

Cấu trúc nền đất yếu là sự sắp xếp trong không gian của các lớp đất nền (bao gồm cả đất yếu) với các đặc trưng về nguồn gốc, tuổi, thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý... của chúng.

Trên thế giới, khái niệm cấu trúc nền đất yếu ít được quan tâm. Các nước phát triển như Mỹ, Anh, Pháp, Đức, Nhật Bản... không phân biệt rõ ràng cấu trúc nền đất yếu và nền đất yếu. Với mục đích nghiên cứu đất yếu phục vụ xây dựng công trình, hầu hết các nước này cho rằng, đất yếu là loại đất gây mất ổn định và biến dạng lớn cho công trình. Họ tập trung nghiên cứu và đánh giá đất yếu tại những vị trí phân bố cụ thể của chúng trong không gian, cho từng đối tượng công trình cụ thể mà ít quan tâm đến khái niệm cấu trúc nền đất yếu chung chung.

Ở Việt Nam, khái niệm cấu trúc nền đất yếu và nội hàm của khái niệm này đã được nhiều nhà khoa học quan tâm nghiên cứu. Một số nhà khoa học định nghĩa: cấu trúc nền đất yếu hay cấu trúc nền công trình là tầng đất được sử dụng làm nền cho công trình xây dựng, đặc trưng bằng những quy luật phân bố theo chiều sâu của các thành tạo đất đá có liên kết kiến trúc, nguồn gốc, tuổi, thành phần, cấu trúc, chiều dày, trạng thái và tính chất địa chất công trình không giống nhau. Theo định nghĩa này, cấu trúc nền công trình là tầng đất sử dụng làm nền công trình, nghĩa là tập hợp các lớp đất đá trong phạm vi ảnh hưởng của công trình. Như vậy, khái niệm cấu trúc nền công trình tương đồng với khái niệm nền công trình. Một số nhà khoa học khác quan niệm: cấu trúc nền đất yếu được hiểu là quan hệ sắp xếp không gian của các thể địa chất (lớp đất) cấu tạo nền đất, số lượng, đặc điểm, hình dạng, kích thước, thành phần, trạng thái và tính chất của các yếu tố cấu thành này và cho rằng, phân chia các kiểu cấu trúc nền phải dựa trên cơ sở kết quả nghiên cứu đầy đủ và tỷ mỉ cấu trúc địa chất và địa chất thủy văn, đặc biệt là cấu trúc phân nông, thành phần, trạng thái và tính chất cơ lý của các lớp đất. Chỉ như vậy mới có thể làm rõ và phân chia ra được các kiểu sắp xếp không gian của các thể địa chất trong nền đất, số lượng, vị trí, chiều dày và đặc điểm biến đổi chiều dày của các lớp đất, nhất là các lớp có thành phần, trạng thái và tính chất đặc biệt. Sự có mặt hoặc vắng mặt các lớp này và những đặc điểm về chiều sâu phân bố, chiều dày, đặc tính địa chất công trình... của chúng

có ý nghĩa quan trọng khi xem xét để phân chia ra các kiểu, phụ kiểu và dạng cấu trúc nền. Quan điểm này phản ánh rõ hơn bản chất của khái niệm cấu trúc nền khác với khái niệm nền ở chỗ chỉ ra quan hệ sắp xếp trong không gian của các thể địa chất (lớp đất) cấu tạo nên đất. Tuy nhiên, quan điểm này chỉ nêu trạng thái tĩnh của các lớp đất nền, nghĩa là chỉ nêu sự tồn tại khách quan của các lớp đất nền, phân bố theo quy luật không gian mà chưa phản ánh trạng thái động của chúng, nghĩa là sự tương tác giữa các lớp đất nền với nhau, giữa các lớp đất yếu với quy mô, tải trọng công trình xây dựng trên chúng cũng như với các yếu tố của môi trường xung quanh.

Từ những phân tích trên, có thể đưa ra định nghĩa khái niệm cấu trúc nền đất yếu như sau:

Cấu trúc nền đất yếu là hệ thống sắp xếp trong không gian của các lớp đất nền (trong đó có đất yếu) trong phạm vi chiều sâu tương tác của đất nền và công trình, được phân chia theo quan điểm địa chất công trình, phản ánh các trường vật chất được đặc trưng bởi tuổi, nguồn gốc, chiều dày, thành phần, kiến trúc, cấu tạo, trạng thái và tính chất cơ lý của chúng cũng như quyết định các quá trình cơ học, vật lý, hóa học diễn ra trong nó khi chịu tác động của các yếu tố tự nhiên và kỹ thuật.

Với cách định nghĩa này, khi xem xét phân chia cấu trúc nền đất yếu phục vụ quy hoạch, xây dựng các loại công trình thì không chỉ đơn thuần xem xét các yếu tố của cấu trúc nền đất yếu vốn tồn tại khách quan trong tự nhiên mà phải xem xét mối quan hệ tương tác giữa các yếu tố của cấu trúc nền đất yếu với đặc điểm công trình xây dựng, giữa các lớp đất yếu với các lớp đất tốt trong cấu trúc nền, giữa các lớp đất yếu với đặc điểm làm việc, cường độ, tính chất tác dụng của tải trọng công trình và môi trường xung quanh.

1.5.2. Nguyên tắc phân chia cấu trúc nền đất yếu

Cho đến nay, việc phân chia cấu trúc nền đất yếu chưa có một nguyên tắc chung nào được đề xuất nhưng về cơ bản, các nhà khoa học đều thống nhất là phải dựa vào các yếu tố của cấu trúc nền đất yếu, bao gồm: chiều sâu giới hạn để phân chia cấu trúc nền; tuổi,

nguồn gốc các lớp đất nền; đặc điểm địa chất thủy văn; đặc điểm địa tầng (sự sắp xếp trong không gian, chiều dày, thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý của các lớp đất nền); đặc điểm công trình xây dựng (quy mô, cường độ, tính chất tác dụng của tải trọng); tác động tương hỗ giữa các lớp đất nền và công trình cũng như môi trường xung quanh. Tùy theo mục đích phân chia và theo quan điểm riêng, mỗi người sẽ lựa chọn cho mình một nguyên tắc phân chia cấu trúc nền đất yếu riêng, miễn là phù hợp với thực tiễn, thuận tiện trong sử dụng và đáp ứng được yêu cầu đặt ra.

Các yếu tố chung nhất cần dựa vào để phân chia cấu trúc nền đất yếu bao gồm:

- Độ sâu phân chia cấu trúc nền đất yếu cần đạt đến: (1) Ranh giới vùng hoạt động nén ép của công trình; (2) Chiều sâu phân bố các lớp đất đá có sức chịu tải nhỏ hơn tải trọng công trình truyền xuống nền; (3) Chiều sâu mà giải pháp móng và giải pháp xử lý có thể sử dụng; (4) Chiều sâu mà ảnh hưởng của biến đổi môi trường ít khi vượt quá.

- Phạm vi phân vùng cấu trúc nền đất yếu chỉ giới hạn ở phạm vi có đất yếu.

- Chiều dày đất yếu và các loại đất đá phân bố dưới đất yếu.

Các đơn vị phân chia cấu trúc nền đất yếu thường được sử dụng là Kiểu, Phụ kiểu và Dạng. Các Kiểu, Phụ kiểu và Dạng có tiêu chí phân chia riêng tùy theo quan điểm và mục đích phân chia cấu trúc nền đất yếu.

1.6. ẢNH HƯỞNG CỦA ĐẤT YẾU ĐẾN ỔN ĐỊNH CÔNG TRÌNH

1.6.1. Khái niệm chung

Do đất yếu có độ ẩm cao, hệ số rỗng lớn, hệ số nén lún lớn, sức kháng cắt (độ bền) nhỏ nên khi xây dựng công trình trên chúng sẽ xuất hiện các vấn đề gây mất ổn định công trình, thường được gọi là vấn đề địa chất công trình. Đây là vấn đề bất lợi phát sinh khi xây dựng và sử dụng công trình, do điều kiện địa chất công trình không đáp ứng được yêu cầu làm việc bình thường của công trình.

Vấn đề địa chất công trình phụ thuộc vào điều kiện địa chất công trình và loại công trình cụ thể. Khi xây dựng và khai thác công trình, các loại công trình khác nhau sẽ phát sinh các vấn đề địa chất công trình khác nhau. Kể cả đối với một loại công trình, nếu xây dựng trên cùng một vị trí nhưng có quy mô, tải trọng khác nhau thì cũng có thể phát sinh các vấn đề địa chất công trình khác nhau. Vì vậy, trước khi xây dựng công trình trên đất yếu, điều quan trọng nhất là phải dự báo được những vấn đề địa chất công trình sẽ phát sinh, để từ đó đề xuất các giải pháp phòng tránh, khắc phục, đảm bảo ổn định cho công trình.

Sự có mặt của đất yếu trong cấu trúc nền là nguyên nhân chính gây ra các vấn đề địa chất công trình, làm hư hỏng, thậm chí phá hủy công trình.

1.6.2. Vấn đề địa chất công trình đối với công trình dân dụng, công nghiệp

Khi xây dựng và sử dụng công trình dân dụng - công nghiệp trên nền đất yếu thường phát sinh các vấn đề địa chất công trình như: vấn đề ổn định về cường độ (sức chịu tải), vấn đề ổn định về độ lún, lún không đều, vấn đề ổn định vách hố móng, vấn đề ăn mòn vật liệu xây dựng và vấn đề nước chảy vào hố móng khi thi công. Vấn đề mất ổn định về cường độ xảy ra khi độ bền kháng cắt của đất yếu thấp, tải trọng công trình vượt quá khả năng chịu tải của nền đất. Vấn đề mất ổn định về biến dạng xảy ra khi đất nền có tính biến dạng lớn, được phản ánh qua các chỉ tiêu như hệ số nén lún (a), chỉ số nén, chỉ số nở (c_s, c_r), mô đun tổng biến dạng (E_0), hệ số cố kết (c_v). Các biểu hiện của mất ổn định về biến dạng thường là độ lún vượt quá giới hạn cho phép, độ lún lệch lớn, lún diễn ra lâu dài theo thời gian.

Khi xây dựng bất kỳ công trình dân dụng, công nghiệp nào, cần phải đánh giá vấn đề ổn định về cường độ và biến dạng của nền công trình.

- *Vấn đề ổn định về cường độ:*

Vấn đề ổn định về cường độ được đánh giá theo công thức sau:

$$F_s = R/P \geq [F_s]$$

Trong đó:

F_s - hệ số ổn định,

R - sức chịu tải của nền đất, phụ thuộc kích thước móng và các chỉ tiêu sức chống cắt của đất,

P - áp lực công trình truyền dưới đáy móng,

$[F_s]$ - hệ số ổn định yêu cầu.

- *Vấn đề ổn định về biến dạng:*

Để đảm bảo công trình ổn định về biến dạng, khi tính toán nền theo trạng thái giới hạn thứ hai phải thỏa mãn các điều kiện sau:

$$S \leq S_{gh} \quad \Delta S \leq \Delta S_{gh} \quad \theta \leq \theta_{gh}$$

$$u \leq u_{gh} \quad C_o \leq C_{gh}$$

Trong đó:

S , ΔS , θ và u - độ lún, độ lún lệch, góc nghiêng và chuyển vị ngang của móng,

S_{gh} , ΔS_{gh} , θ_{gh} và u_{gh} - độ lún giới hạn, độ lún lệch giới hạn, góc nghiêng giới hạn và chuyển vị ngang giới hạn của móng,

C_o và C_{gh} - độ lệch tâm tương đối và độ lệch tâm tương đối giới hạn.

Các trị số S , ΔS và θ xác định theo các công thức trong giáo trình *Cơ học đất*. Thông thường, chỉ tính toán chuyển vị ngang của công trình đối với các công trình có độ cao lớn như trụ cầu, tháp nước, ống khói, tháp vô tuyến,...

Các trị số giới hạn: S_{gh} , ΔS_{gh} , θ_{gh} và u_{gh} phụ thuộc vào loại công trình, ý nghĩa công trình và các yếu tố khác.

1.6.3. Vấn đề địa chất công trình đối với công trình giao thông

Ngoài các vấn đề ổn định về cường độ và biến dạng, khi xây dựng và sử dụng các công trình đường giao thông trên nền đất yếu thường gặp các vấn đề địa chất công trình như: vấn đề ổn định nền đường đất yếu, vấn đề ổn định các mái dốc đường đào và đường đắp, vấn đề ổn định các sườn dốc tự nhiên, vấn đề trượt cục bộ, lún trôi, lún quá giới hạn, lún theo thời gian, vấn đề áp lực lên tường chắn... Đối với công

trình cầu vượt sông thì có thể phát sinh các vấn đề xâm thực bờ sông, xâm thực đáy sông, vấn đề lật và vấn đề áp lực đất lên mố, trụ cầu...

1.6.4. Vấn đề địa chất công trình đối với công trình thủy lợi, thủy điện

Đối với các công trình đập chắn nước (đập thủy lợi, đập thủy điện) có thể phát sinh các vấn đề ổn định lún và trượt của đập, vấn đề ổn định biến dạng thấm, vấn đề ổn định vai đập và các sườn dốc tự nhiên, vấn đề thấm mất nước qua nền và vai đập, vấn đề ổn định lật và ổn định mái taluy thân đập, vấn đề nước chảy vào hố móng khi thi công,... Đối với các hồ chứa nước, có thể phát sinh các vấn đề thấm mất nước qua đáy hồ và đường bờ sang các thung lũng sông bên cạnh, vấn đề tái tạo bờ hồ, vấn đề ngập và bán ngập, vấn đề tích tụ và vật liệu đáy hồ,...

Như vậy, những vấn đề địa chất công trình liên quan đến đất yếu đối với mỗi loại công trình là khác nhau, phụ thuộc vào loại, quy mô, kết cấu và đặc điểm công trình. Khi khảo sát địa chất công trình khu vực xây dựng nhất thiết phải xác định được có hay không tồn tại đất yếu trong cấu trúc nền, dự báo các vấn đề địa chất công trình liên quan đến đất yếu gây mất ổn định công trình, từ đó đề ra các giải pháp xử lý đất yếu phù hợp, bảo đảm cho công trình ổn định và bền vững theo thời gian.

Chương 2

ĐẶC ĐIỂM TỰ NHIÊN VÙNG VEN BIỂN BẮC BỘ

2.1. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA LÝ TỰ NHIÊN

2.1.1. Vị trí địa lý

Vùng ven biển Bắc Bộ có diện phân bố kéo dài theo đới ven biển từ Móng Cái - Quảng Ninh đến Nga Sơn - Thanh Hóa, được chia thành khu vực phía Bắc và khu vực phía Nam.

Khu vực phía Bắc là dải ven biển tỉnh Quảng Ninh. Đây là vùng đồng bằng hẹp ven biển, có độ cao dưới 20m. Các sông ở đây ngắn, dốc; phù sa do các sông đưa về không lớn, ở dạng thô. Ngoài biển có khoảng 2.000 đảo lớn nhỏ che chắn nên bão xảy ra thường có cường độ không lớn. Gió mùa Đông Bắc ở đây đến sớm hơn các khu vực khác và kéo dài hơn 15 ngày, nền nhiệt cũng thấp hơn so với các vùng phía Tây. Khu vực ven biển có độ dốc nhỏ, khoảng dưới 3%, bờ biển thuộc loại mài mòn, phù sa đưa ra biển thường thô. Khu vực có các đảo lớn là Cái Bầu, Cát Bà, Vĩnh Thực, Bái Tử Long.

Khu vực phía Nam là dải ven biển Đồng bằng Bắc Bộ thuộc vùng tam giác châu thổ sông Hồng, được hình thành trong kỷ Đệ tứ. Độ cao trên đất liền thường nhỏ hơn 2m, độ dốc bãi biển thường đạt tới 2%. Khu vực chịu ảnh hưởng mạnh của bão vào đầu mùa hè, tuy tần suất ít hơn so với các khu vực phía Bắc nhưng mức độ khốc liệt không kém. Mùa khô và mùa mưa ở đây không phân biệt rõ như ở phía Bắc, nhưng mùa nhiệt phân bố rất rõ nét. Khu vực có chế độ nhật triều không đều với biên độ lớn nhất đạt 2,0 - 2,5m, trung bình là 1,4m. Trong tháng có 2 kỳ nước lớn kéo dài tới 8 - 9 ngày với biên độ dao động 1,5 - 2,2m và giữa chúng là thời kỳ nước kém, độ dốc bãi triều nhỏ (0,001 - 0,005).

2.1.2. Đặc điểm khí hậu

Vùng ven biển Bắc Bộ có khí hậu đặc trưng nhiệt đới gió mùa, chịu ảnh hưởng chủ yếu của gió mùa Đông Bắc, Tây Nam và Đông

Nam. Đặc điểm khí hậu vùng được thể hiện ở các yếu tố sau:

- *Chế độ bức xạ*: Năng tập trung vào khoảng từ tháng 5 đến tháng 11, số giờ nắng cao nhất vào tháng 7, lên tới 230,4 giờ.

- *Nhiệt độ không khí*: Nhiệt độ không khí biến đổi theo thời gian, nền nhiệt độ có xu thế tăng nhưng tốc độ tăng không cao, trung bình mỗi năm tăng khoảng 0,013 °C.

- *Chế độ mưa*: Mưa trong vùng có liên quan mật thiết với khối không khí lạnh, bão và gió mùa. Lượng mưa trung bình năm vào khoảng 1.077mm, lớn nhất vào tháng 8 và nhỏ nhất vào tháng 2. Tổng lượng bốc hơi chiếm từ 50 - 70% tổng lượng mưa. Lượng mưa lớn nhất trong các tháng 8, 9 hằng năm, dao động từ 819 - 1.660mm; lượng mưa nhỏ nhất trong các tháng 12, tháng 1, có khi chỉ vài milimet. Lượng mưa trung bình một tháng dao động từ 92,3 - 189,3mm. Lượng mưa tăng dần từ tháng 1, tháng 2, đạt cực trị vào các tháng 8, tháng 9, sau đó lại giảm dần.

Mùa mưa bắt đầu sớm, thường từ tháng 7 và kết thúc vào tháng 9, tháng 10. Tuy mùa mưa chỉ kéo dài 3 đến 4 tháng nhưng lượng mưa chiếm quá nửa tổng lượng mưa cả năm, trung bình tới 57%. Mùa mưa bao giờ cũng liên quan đến mùa bão và lũ lụt trong đất liền.

- *Độ ẩm không khí*: Độ ẩm không khí biến đổi theo thời gian, theo mùa và theo không gian, nhìn chung, tăng dần từ tháng 1, đạt giá trị lớn nhất vào tháng 3 và tháng 4, sau đó giảm dần cho đến giá trị thấp nhất vào tháng 11, tháng 12. Biên độ dao động trung bình lớn nhất giữa các tháng khoảng từ 75 - 90%.

- *Bão và áp thấp nhiệt đới*: Tại vùng nghiên cứu, hoạt động của bão và áp thấp nhiệt đới rất phức tạp và đa dạng. Ngoài các cơn bão từ biển Đông đi vào đất liền còn có các cơn bão đi từ phía Nam lên, men theo bờ biển và ngoài khơi Trung Bộ (vĩ tuyến 16). Mùa bão khu vực nghiên cứu phù hợp với mùa bão trên toàn lãnh thổ Việt Nam, bắt đầu vào tháng 6 và kết thúc vào tháng 11. Thời gian xuất hiện nhiều bão nhất là tháng 8, tháng 9. Bão đổ bộ vào các khu vực từ Hải Phòng đến Nam Định thường rất mạnh và gây nguy hiểm.

2.1.3. Đặc điểm hải văn

Đặc điểm hải văn vùng ven biển Bắc Bộ rất đa dạng và phức tạp theo cả không gian và thời gian, thể hiện ở các thông số sau:

- *Độ muối*: Độ muối tầng mặt ở ngoài khơi biển Đông có giá trị cao và biến động không nhiều. Tại vùng ven bờ, độ muối có giá trị thấp hơn và biến đổi khá phức tạp, phụ thuộc rất rõ vào lượng nước ngọt từ lục địa mang ra. Vào mùa mưa, giá trị độ muối của vùng biển ven bờ hạ xuống rất thấp, đặc biệt ở các vùng gần cửa sông. Ví dụ, ở khu vực Đồ Sơn, vào mùa khô độ muối đạt trên 2,8% nhưng vào mùa mưa chỉ còn khoảng 1,1% (bảng 2.1).

Bảng 2.1. Độ muối trung bình tháng (%) ở vùng ven bờ biển và đảo Bắc Bộ

<i>Địa điểm</i>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Hòn Gai	31,5	31,8	31,7	30,8	28,7	24,8	21,0	20,8	22,0	26,0	28,9	30,8
Hòn Dấu	28,1	28,1	28,4	26,8	22,7	17,1	11,9	10,9	12,9	18,6	22,4	26,3
Văn Lý	28,3	27,5	26,7	27,2	27,4	25,4	22,1	19,0	19,0	21,5	22,8	25,9
Cô Tô	31,5	31,6	31,8	31,5	31,3	31,2	30,8	29,3	28,9	30,3	31,0	31,3
Bạch Long Vĩ	33,3	33,6	33,6	33,7	33,8	33,5	32,6	32,0	32,5	32,5	32,7	32,7

- *Sóng biển*: Các đặc trưng của sóng ở vùng ven biển Bắc Bộ phụ thuộc chủ yếu vào chế độ gió mùa Đông, mùa Hè và đặc điểm địa hình (bảng 2.2).

Bảng 2.2. Các đặc trưng của sóng vùng ven biển Bắc Bộ

<i>Đặc trưng sóng</i>	<i>Mùa Đông</i>	<i>Mùa Hè</i>
Hướng thịnh hành	Đông - Bắc, Đông	Nam, Đông - Nam
Độ cao trung bình (m)	0,5 - 0,75	0,50 - 0,75
Độ cao cực đại (m)	2,5 - 3,0	3,0 - 3,5

- *Đặc điểm thủy triều*: Thủy triều vùng biển ven bờ phức tạp cả về chế độ lẫn biên độ, chế độ nhật triều thuần nhất, độ lớn triều đạt khoảng 2,6m đến 3,6m vào kỳ nước cường.

2.1.4. Đặc điểm thủy văn

Vùng ven biển Bắc Bộ có mạng lưới sông, ngòi, hồ, ao, đầm, vịnh rất phong phú và đa dạng. Mạng lưới sông của hệ thống sông Hồng và sông Thái Bình đạt 2 - 4km/km² và phù sa của chúng đã tạo nên vùng đồng bằng châu thổ Bắc Bộ màu mỡ phì nhiêu ở ven biển thành phố Hải Phòng và các tỉnh Thái Bình, Nam Định và Ninh Bình.

Tại khu vực Móng Cái - Đồ Sơn, hầu hết các sông ngắn, nhỏ và dốc; vùng cửa sông bị thủy triều tác động mạnh tạo ra tốc độ dòng chảy lớn, cửa sông loe dạng phễu. Trung bình 4km đường bờ có 1 sông, suối lớn. Các sông chính gồm: Ka Long, Vai Lai, Than Mai, Tai Ky, Hà Cối, Dương Hoa, Đầm Hà, Tiên Yên, Ba Chẽ, Diễn Vọng, Yên Lập và các sông nhánh của hệ thống sông Thái Bình gồm: sông Cẩm, sông Bạch Đằng, sông Lạch Tray. Các sông trong khu vực này có lưu lượng nhỏ và lưu tốc rất khác biệt giữa mùa khô và mùa mưa. Về mùa khô, lưu lượng nước khoảng 1,45m³/s, vào mùa mưa lên đến 1.500m³/s. Lượng phù sa lắng đọng của các sông nhỏ, tiêu biểu như sông Tiên Yên có tải lượng nước 0,66.10⁹ m³/năm, phù sa 0,0347.10⁶ tấn/năm, tương ứng sông Cẩm là 10.10⁹ m³/năm và 4.10⁶ tấn/năm.

Tại khu vực Đồ Sơn - Kim Sơn, trung bình cứ 10km bờ biển có một cửa sông. Các sông chính chảy trong khu vực thuộc hệ thống sông Hồng và sông Thái Bình gồm: sông Đáy, sông Ninh Cơ, sông Ba Lạt, sông Trà Lý, sông Thái Bình và sông Văn Úc. Tổng lượng nước của sông Hồng vào khoảng 114 km³/năm. Lưu lượng nước thay đổi rất lớn theo mùa, về mùa khô triều xâm nhập sâu vào các sông. Ranh giới độ mặn là 4‰ có thể ở cách cửa Lạch Giang (sông Ninh Cơ) tới 30km, cửa sông Văn Úc là 20km, cửa sông Đáy khoảng 10km. Xét về ảnh hưởng, hệ thống sông Hồng, sông Thái Bình, sông Đáy là những sông lớn, hằng năm cung cấp một lượng lớn phù sa màu mỡ bồi đắp nên các đồng bằng châu thổ rộng lớn cũng như tạo thành các avandelta ngoài cửa sông, cung cấp vật liệu cho các đồng bằng biển (khu vực Cồn Nổi, Cồn Mờ ở Nam Định, Ninh Bình).

Các sông thuộc hệ thống sông Hồng và sông Thái Bình bao gồm: Bạch Đằng, Cẩm, Lạch Tray, Văn Úc, Hóa, Diêm Hộ, Luộc, Trà Lý,

Nam Định, Ninh Cơ và Đáy đã tạo nên một mạng lưới giao thông đường thủy thuận lợi cho sự phát triển kinh tế - xã hội trong khu vực và là nguồn cung cấp nước quan trọng cho hoạt động sản xuất của con người.

2.1.5. Đặc điểm địa hình, địa mạo

Tại vùng ven biển Bắc Bộ có các dạng địa hình chủ yếu như sau:

- *Đồng bằng trong đất liền*: Chiếm diện tích chủ yếu của cả vùng. Độ cao tuyệt đối dao động từ 0,8m đến 3m, thường xuyên nằm cao hơn mực nước biển, không chịu ảnh hưởng của thủy triều vì phần lớn được bảo vệ bởi hệ thống đê biển.

- *Các dải cát, bãi triều và các cồn bồi tích cửa sông ven biển*: Đây là các dải đất thấp nằm sát bờ, phía ngoài đê biển, chịu tác động mạnh mẽ của thủy triều. Trong các khu vực cửa sông, vùng đất ngập nước mở rộng, xuất hiện các cồn cát có độ cao tuyệt đối 1m đến 2m luôn luôn nổi trên mặt nước biển. Các bãi triều, vùng đất ngập nước và các cồn cát lớn tập trung ở khu vực cửa Ba Lạt (sông Hồng), cửa sông Thái Bình, sông Đáy. Vùng đất ngập nước bãi triều ven biển chủ yếu là vùng rừng ngập mặn xen kẽ với các vùng nuôi trồng thủy, hải sản.

- *Địa hình đồi núi ven biển*: Các khối núi sót trong vùng đồng bằng tiêu biểu như núi Gôi (Vụ Bản, Nam Định) có độ cao tuyệt đối từ 30m đến 70 - 80m; núi Xuân Sơn, núi Cột Cờ, Đồ Sơn (Kiến An, Hải Phòng) có độ cao tuyệt đối 60 - 140m. Các khối núi sót ven biển khu vực phía Bắc có mật độ lớn và nằm sát biển hơn nhiều so với khu vực phía Nam.

- *Các đảo, các khối núi sót ven biển*: Tập trung chủ yếu ở khu vực ven biển Quảng Ninh gồm: đảo Cái Bầu, đảo Cái Chiên, đảo Vĩnh Thực, đảo Cát Bà có diện tích lớn, độ cao tuyệt đối 100 - 300m.

2.2. ĐẶC ĐIỂM TRẦM TÍCH ĐỆ TỨ

2.2.1. Lịch sử hình thành trầm tích Đệ tứ

Quy luật biến đổi tính chất địa chất công trình của các loại đất trong vùng được quyết định bởi lịch sử hình thành trầm tích trong vùng.

Điều kiện hình thành trầm tích thể hiện qua tướng trầm tích quyết định đến đặc điểm thành phần và điều kiện tồn tại của trầm tích. Tuổi của trầm tích quyết định đến mức độ thành đá của trầm tích và ảnh hưởng lớn đến tính chất của đất.

Như vậy, quy luật biến đổi tính chất địa chất công trình của các loại đất trong vùng sẽ được làm sáng tỏ trên cơ sở nghiên cứu lịch sử hình thành của chúng.

Dựa trên kết quả nghiên cứu các tài liệu địa chất, địa chất công trình trong vùng, có thể phác họa lịch sử hình thành trầm tích Đệ tứ như sau:

Giai đoạn Pleistocen sớm (Q_1^1)

Giai đoạn đầu Pleistocen sớm, do các hoạt động kiến tạo, vùng được nâng mạnh, đường bờ biển lùi ra xa phía ngoài khơi vịnh Bắc Bộ.

Khu vực phía Tây Nam (Hải Phòng, Thái Bình, Nam Định và Ninh Bình) có biên độ nâng không đồng đều. Phía Đông Bắc nâng mạnh hơn, biên độ nâng giảm dần xuống Tây Nam, tích tụ trầm tích hệ tầng Lê Chi nguồn gốc sông và cửa sông ven biển. Vùng xâm thực và cung cấp vật liệu cho quá trình tích tụ là các dải núi cao vây quanh đồng bằng.

Trong giai đoạn này, toàn bộ khu vực nghiên cứu trở thành thung lũng trước núi. Các trầm tích Pleistocen sớm hệ tầng Lê Chi (Q_1^1) hầu như không lộ trên bề mặt, chỉ bắt gặp trong hầu hết các lỗ khoan.

Đến cuối Pleistocen sớm, biển tiến toàn cầu đã để lại một thực thể trầm tích kiểu châu thổ và vũng vịnh ở khắp vùng cùng với các dấu ấn thềm biển cao 55 - 70m ở vùng Quảng Ninh. Lúc này, đường bờ biển tiến sâu vào vùng đồng bằng. Các trầm tích hạt mịn phân bố rộng rãi trong nhiều lỗ khoan. Khu vực phía Đông Bắc (ven biển Quảng Ninh) thống trị chế độ lục địa, các trầm tích aluvi phân bố hạn hẹp dọc theo các dòng sông.

Giai đoạn Pleistocen giữa - muộn, phần sớm (Q_1^{2-3a})

Sau khi được hình thành trong điều kiện môi trường biển nông ven bờ, các trầm tích Pliocen và Pleistocen sớm phân bố ở ven rìa phía Nam đồng bằng sông Hồng được nâng lên chịu quá trình phong hóa,

bào mòn. Thời gian gián đoạn trầm tích có thể kéo dài đến đầu Pleistocen sớm hoặc đầu Pleistocen giữa, vì thế có nơi gặp trầm tích tuổi Pleistocen sớm (thuộc hệ tầng Lệ Chi phân bố trong các hố sụt cục bộ), có nơi lại gặp trầm tích Pleistocen giữa - muộn (thuộc hệ tầng Hà Nội) nằm phủ không chính hợp trên trầm tích Pliocen.

Cuối giai đoạn, biển tiến mạnh mẽ, tạo nên trầm tích hệ tầng Hà Nội. Đặc điểm của trầm tích hệ tầng Hà Nội là có độ hạt giảm dần từ dưới lên trên, phản ánh quá trình biển tiến. Sự có mặt của thực vật vùng ven biển như *Sonneratia*, *Acrostichum* trong trầm tích hạt mịn và các giá trị địa hóa môi trường cho thấy, trầm tích được thành tạo trong điều kiện môi trường cửa sông ven biển có tính oxy hóa yếu - trung bình.

Sau khi được hình thành, trầm tích tuổi Pleistocen giữa - muộn, phần sớm thuộc hệ tầng Hà Nội lại được nâng lên chịu quá trình phong hóa, các lớp trầm tích có màu sắc loang lổ với kết vón oxit sắt ở phần trên của hệ tầng là minh chứng cho thời kỳ gián đoạn trầm tích này.

Trong giai đoạn này, khu vực ven biển Quảng Ninh tiếp tục tồn tại chế độ lục địa, các tích tụ trầm tích mỏng nguồn gốc sông - lũ được mô tả ở vùng Đông Triều, Uông Bí. Thành phần chủ yếu là cuội, tảng, cát, sét; kích thước cuội, tảng từ vài centimet đến vài chục centimet.

Giai đoạn Pleistocen muộn, phần muộn (Q_1^{3b})

Vào đầu Pleistocen muộn, vùng ven biển Bắc Bộ là môi trường trầm tích lục địa sau đó chuyển sang môi trường ven biển và biển. Sự có mặt các hạt đá cát kết, mảnh vụn đá sắc cạnh là dấu tích chế độ lục địa cùng các trầm tích gần nguồn cung cấp vật liệu trong chế độ lục địa.

Đặc điểm trầm tích hệ tầng Vĩnh Phúc được chia làm 3 phần rõ rệt, dưới cùng là trầm tích hạt thô lẫn dăm, sạn thạch anh hoặc sét, có màu xám xanh, tương ứng với tướng sông, sông biển; phần giữa trầm tích hạt mịn có màu xám, xám tro lẫn di tích thực vật tương ứng với trầm tích sông - biển; phần trên thường có màu xám xanh, xám vàng loang lổ tương ứng với trầm tích biển bị phong hóa. Cuối thời kỳ này, mực nước biển lùi xa, các trầm tích biển được hình thành trước đó bị lộ trên mặt địa hình, chịu tác động phong hóa nên có màu sắc loang lổ rất đặc trưng.

Trong giai đoạn này, tại khu vực ven biển Quảng Ninh diễn ra quá trình biển tiến, tích tụ các trầm tích biển (mQ_1^3). Đường bờ biển có xu thế ăn sâu vào đất liền dọc theo các nhánh sông hoặc vùng thấp ven biển. Các trầm tích phân bố thành dải nhỏ không liên tục ở ven rìa đồng bằng từ Đông Triều đến Uông Bí, lộ rải rác ở phía Nam Đồng Rui, huyện Tiên Yên, ven phía Nam đảo Cái Bàu, phía Tây Bắc thành phố Móng Cái. Phần dưới gồm cát, cuội, sỏi nhỏ đa khoáng, dày 3 - 4m; phần trên gồm bụi, cát, sét màu vàng, dày 6 - 10m. Ở vùng đáy biển, phân bố hạn chế ở phía Đông đảo Lò Chúc San và phía Đông, Đông Nam đảo Cô Tô, có thành phần phía dưới là cát mịn hạt trung chuyển lên là các lớp sét, bụi xen cát màu xám xanh và trên cùng là bụi, sét, bụi sét, sét bùn, ít cát; chiều dày 5 - 30m.

Phần trên cùng, các trầm tích biển (mQ_1^3) tương tự như hệ tầng Vĩnh Phúc ở đồng bằng Hà Nội cũng bị laterit hóa mạnh, tạo các đới sét màu sắc loang lổ.

Giai đoạn Holocen sớm - giữa (Q_2^{1-2})

Pha biển lùi lần thứ tư bắt đầu từ cuối Pleistocen muộn đến đầu Holocen sớm, các tầng trầm tích bị lộ trên bề mặt và chịu tác động mạnh mẽ của các quá trình ngoại sinh, phát triển quá trình bóc mòn và laterit hóa. Biển lùi xa làm cho đường bờ biển lúc đó dịch chuyển về phía Đông, các con sông đào lòng, vươn dần ra phía Đông, cắt xẻ bề mặt địa hình làm cho địa hình phân cắt. Hệ tầng Vĩnh Phúc được hình thành trước đó bị cắt xẻ dữ dội kèm theo quá trình laterit hóa. Sự có mặt tầng sét xám xanh, tương vũng vịnh phổ biến không chỉ ở vùng ven biển Bắc Bộ mà còn có mặt khắp nơi trên các bồn trầm tích Đệ tứ ở Việt Nam, các vỉa than bùn nằm dưới và trên nó lại thêm một bằng chứng nữa cho một giai đoạn khí hậu ẩm áp ôn hòa. Các dạng bào tử ưa ẩm nóng như *Polypodiaceae*, *Quercus*... cũng được phát hiện trong trầm tích tương đầm lầy.

Vào Holocen giữa, biển tiến hình thành các lớp trầm tích sông, sông - biển phân bố tương đối rộng khắp vùng nghiên cứu. Trầm tích Holocen sớm - giữa thuộc giai đoạn này được đặc trưng bởi hai phức hệ tương cộng sinh theo thời gian và theo không gian như sau:

- Phức hệ thứ nhất bao gồm cát, bụi tướng delta và sét, bụi giàu mùn bã hữu cơ và các vỉa than bùn.

- Phức hệ thứ hai phủ trực tiếp lên phức hệ thứ nhất bao gồm sét xám xanh tướng biển, vũng vịnh.

Các nghiên cứu chi tiết ở khu vực Cồn Nổi (Ninh Bình) cho thấy, bước vào đầu thời kỳ Holocen sớm - giữa, khi đường bờ biển còn nằm ở xa, ở khu vực Cồn Nổi là môi trường chuyển tiếp có tích tụ các trầm tích vùng cửa sông (am), đến Holocen giữa, khi biển tiến cực đại, tại vùng nghiên cứu đã có các thành tạo vùng biển nông ven bờ. Trầm tích hệ tầng Hải Hưng có hai phần rõ rệt, phần dưới là các trầm tích sông - biển, phần trên là trầm tích biển. Chúng tiêu biểu và phản ánh một thời kỳ biển tiến trong Holocen sớm - giữa. Trong khoảng đầu của Holocen sớm - giữa, vùng ven biển Bắc Bộ thuộc môi trường đồng bằng ven biển; vào khoảng cuối Holocen sớm - giữa, thuộc môi trường vũng vịnh, biển nông.

Trong giai đoạn này, ở khu vực ven biển Quảng Ninh đầu Holocen, chế độ lục địa chiếm ưu thế. Các trầm tích Q_1^3 được lắng đọng trong giai đoạn trước bị laterit hóa mạnh mẽ. Cuối giai đoạn là chế độ biển tiến, các thành tạo trầm tích biển (mQ_2^{1-2}) phân bố rộng rãi, tạo nên các thềm biển độ cao 4 - 5m, chiều dày trầm tích lớn nhất 9 - 10m. Biển ăn sâu vào đất liền dọc theo các sông Bạch Đằng, Ka Long - Bắc Luân.

Giai đoạn Holocen muộn (Q_2^3)

Sau biển tiến cực đại vào Holocen giữa, nước biển lại rút dần ra khỏi Đồng bằng sông Hồng.

Trong Holocen muộn, ở khu vực nghiên cứu chủ yếu là môi trường sông và cửa sông ven biển. Đây là thời kỳ lấn ra biển mạnh mẽ của đồng bằng ở vùng nghiên cứu do được cung cấp bởi nguồn phù sa dồi dào của hệ thống sông Hồng.

Lịch sử thành tạo các trầm tích trong giai đoạn này còn bị chi phối bởi các quá trình nhân sinh, trong đó có các quá trình quai đê lấn

biển. Việc đắp đê lấn biển đã làm cho quá trình lắng đọng trầm tích không theo quy luật tự nhiên.

Tại khu vực ven biển Quảng Ninh, trong giai đoạn này phát triển các trầm tích sông, sông - biển và biển - đầm lầy, phủ lên trên các trầm tích cổ hơn. Các trầm tích biển phân bố dọc theo đường bờ biển, tạo nên các cồn cát chạy song song với đường bờ, khi nước triều lên thì bị ngập và lộ ra khi nước triều xuống. Các trầm tích biển - đầm lầy phát triển trong các kênh rạch hoặc các vũng vịnh như đã mô tả ở khu vực Cái Giá (Cát Bà).

2.2.2. Khu vực ven biển Quảng Ninh

Tại khu vực ven biển Quảng Ninh, nằm trong giới hạn phía Đông Bắc sông Bạch Đằng, trầm tích Đệ tứ có đặc điểm khác biệt so với vùng ven biển Đồng bằng Bắc Bộ. Chúng có chiều dày nhỏ, quy mô phân bố hạn hẹp, phủ trực tiếp lên trên các thành tạo địa chất cổ trước Kainozoi. Chính vì vậy, các tài liệu nghiên cứu chuyên sâu về trầm tích Đệ tứ ở đây khá hạn chế.

Các kết quả nghiên cứu đã chỉ ra, trầm tích Đệ tứ khu vực ven biển Quảng Ninh được phân chia theo thứ tự từ dưới lên trên thành: thống Pleistocen, phụ thống trung - thượng (Q_1^{2-3}); thống Pleistocen, phụ thống thượng (Q_1^3); thống Holocen, phụ thống hạ - trung (Q_2^{1-2}) và thống Holocen, phụ thống thượng (Q_2^3).

Thống Pleistocen, phụ thống trung - thượng (Q_1^{2-3})

Trầm tích Pleistocen trung - thượng chủ yếu là *trầm tích sông - lũ* (apQ_1^{2-3}), phân bố hạn chế thành dải hẹp ở vùng Đông Triều, Uông Bí. Thành phần chủ yếu là cuội, tảng, cát, sét; kích thước cuội, tảng từ vài centimet đến vài chục centimet. Hệ tầng phủ không chỉnh hợp trên các đá gốc có tuổi khác nhau.

Trầm tích sông - lũ (apQ_1^{2-3}), theo mặt cắt tại Bãi Dài (phía Tây Bắc thành phố Uông Bí 4km) gồm:

- *Phần dưới*: Thành phần gồm cuội, sỏi, dăm thạch anh sắc cạnh; kích thước sỏi 0,2 - 2cm, phủ lên các trầm tích hệ tầng Hòn Gai, dày 2m.

- *Phần trên*: Thành phần gồm cát, bột màu vàng, chủ yếu là thạch anh, dày 1 - 1,5m.

Trên quy mô rộng hơn, tại khu vực thung lũng Bình Liêu, Hoàng Mô, trầm tích sông - lũ phân bố dưới dạng bậc thềm sông - lũ bậc II với độ cao 10m - 25m. Thành phần gồm cuội, sạn, cát, sét. Các tầng cuội có màu nâu vàng loang lổ, kích thước từ 5 - 10cm - 20 - 30cm, chủ yếu là đá ryolit bị phong hóa bóc vỏ, có tầng bờ vụn thành sét màu vàng, nâu, đỏ. Trên lớp cuội tầng là cát, sét. Chiều dày trầm tích khoảng 3 - 8m.

Thống Pleistocen, phụ thống thượng (Q_1^3)

Trầm tích Pleistocen thượng (Q_1^3) phân bố hạn chế ở một số vùng như Đông Triều, Uông Bí, Hoàng Bồ, Tiên Yên, vùng đáy biển phía Đông và Đông Nam đảo Cô Tô. Dựa vào đặc điểm thạch học, quy luật phân bố, trầm tích Pleistocen thượng (Q_1^3) khu vực Quảng Ninh bao gồm:

Trầm tích sông - lũ (apQ_1^3): Phân bố ở một số nơi các vùng Đông Triều, Uông Bí, Hoàng Bồ với diện tích nhỏ. Mặt cắt gồm hai phần: phần dưới chủ yếu gồm cát, sạn, sỏi; phần trên gồm bột, sét, ít cát, đôi nơi bị phong hóa có màu loang lổ. Tổng chiều dày trầm tích 2 - 4m.

Trầm tích biển (mQ_1^3):

- *Ở vùng đất liền*: Phân bố thành dải nhỏ không liên tục ở ven rìa đồng bằng Bắc Bộ từ Đông Triều đến Uông Bí và lộ ra rải rác ở phía Nam Đồng Rui, huyện Tiên Yên, phía Nam đảo Cái Bàu, phía Tây Bắc thành phố Móng Cái khoảng 5km. Chúng định vị trên bề mặt địa hình cao từ 5m đến 20m. Thành phần phía dưới gồm cát, cuội, sỏi nhỏ đa khoáng, dày 3 - 4m; phần trên gồm bột, cát, sét màu vàng loang lổ bị laterit hóa. Chiều dày trầm tích 6 - 10m. Ở khu vực Hà Cối, diện tích nhỏ trên các thềm có độ cao 10 - 15m, thành phần từ dưới lên gồm: cuội, sỏi, cát, sét, bột bị laterit hóa yếu, dày 3 - 8m.

- *Ở vùng đáy biển*: Phân bố ở độ sâu 25 - 30m so với mặt nước biển tại phía Đông đảo Lò Chúc San và Đông, Đông Nam đảo Cô Tô. Thành phần phía dưới là cát mịn, trung chuyên lên là sét, bột xen cát màu xám xanh và trên cùng là sét bột phong hóa màu vàng loang lổ,

đôi chỗ chứa vón kết laterit là bột, sét, bột - sét, sét - bùn, ít cát. Chiều dày trầm tích từ 5m đến 30m.

Thống Holocen, phụ thống hạ - trung (Q_2^{1-2})

Trầm tích Holocen hạ - trung (Q_2^{1-2}) phân bố khá rộng rãi ở thung lũng sông, khu vực đồng bằng hẹp giữa núi các vùng Đông Triều, Uông Bí, Hà Cối, Ka Long... và vùng đáy biển Hải Phòng ở độ sâu 20 - 25m so với mặt nước biển, là trầm tích chủ yếu ở vùng biển Quảng Ninh. Theo đặc điểm trầm tích, quy luật phân bố, tài liệu cổ sinh, trầm tích Holocen hạ - trung bao gồm:

Trầm tích sông (aQ_2^{1-2}): Phân bố dọc thung lũng các sông Tiên Yên, Hà Cối, Ka Long dưới dạng các bãi bồi tích tụ, quy mô hẹp. Thành phần gồm: cát, cuội, sạn thạch anh, cuội có độ mài tròn tốt; trên cùng là cát, sét màu xám. Chiều dày trầm tích 1 - 2m.

Trầm tích biển (mQ_2^{1-2}): Phân bố cả trên đất liền và ở đáy biển với quy mô tương đối rộng về mặt không gian nhưng chiều dày khá nhỏ.

- *Ở trên đất liền*, trầm tích biển (mQ_2^{1-2}) phân bố dọc bờ biển từ Tiên Yên đến Móng Cái dưới dạng thềm biển có độ cao 4 - 5m với những bề mặt khá bằng phẳng như ở đông bắc Hà Cối, Đoàn Linh, Văn Ninh, ở vịnh Cuộc Bê và diện nhỏ ở Đông Triều, khu bãi bằng ven biển Trà Cỏ. Mặt cắt địa chất tiêu biểu từ dưới lên gồm hai phần: phần dưới gồm cuội lẫn cát và sét, phần trên gồm cát, sạn, sét có vỏ sò, hến. Chiều dày trầm tích từ 1m đến 10m.

Theo tài liệu báo cáo khảo sát đô thị dọc biên giới sông Ka Long - sông Bắc Luân năm 2010, tầng trầm tích biển gồm hai phần: phần dưới dày 8m, màu nâu đỏ, phủ trực tiếp lên trên bề mặt bào mòn đá trầm tích phân lớp hệ tầng Hà Cối. Thành phần hạt gồm: cuội, sỏi chiếm 80%; cát, bột, sét chiếm 20%; phần trên gồm sét pha lẫn sạn sỏi dẻo mềm màu nâu, dày 3,5m. Nhiều nơi, dọc theo Quốc lộ 18, nhất là về phía ven biển khu vực Hải Tiến, Quảng Nghĩa, phần trên đã bị bào mòn, lộ trực tiếp phần dưới lên trên bề mặt địa hình hiện đại. Các hạt cuội định hướng song song với đường bờ biển.

- *Ở vùng ngập nước*, trầm tích biển (mQ_2^{1-2}) phân bố ven biển và các đảo, tạo nên các dải kéo dài từ đảo Lò Chúc San qua đảo Cô Tô

xuống khu vực biển Hải Phòng, ở độ sâu 20 - 25m nước. Thành phần gồm cát bùn, sạn cát màu xám đến xám xanh, giàu vụn sinh vật, vi cổ sinh; phía trên là bùn cát, cát, sạn, bùn, màu trắng xám, cát bùn sét màu xám xanh. Ở quanh khu vực đảo Cô Tô, cát có độ chọn lọc trung bình, dày từ 5 - 40m. Các trầm tích này phủ trên bề mặt bào mòn trầm tích sét, bột loang lỗ nguồn gốc biển thuộc Pleistocen muộn.

Trầm tích biển - đầm lầy (mbQ_2^{1-2}): Phân bố trên diện hẹp với 2 diện lộ nhỏ ở phía Nam đảo Cô Tô. Chúng nằm xen kẽ với các trầm tích nguồn gốc biển cùng tuổi trên bề mặt đáy biển, tạo nên dạng da báo, có thành phần bùn cát, bùn sét màu xám tối chứa mùn thực vật, bã hữu cơ màu nâu đen. Trong các ống phóng trọng lực gặp trầm tích có cấu tạo phân dải, giàu di tích thân mềm, trùng lỗ, tảo silic, dày 5 - 10m; chúng nằm xen kẽ trong mặt cát hoặc nằm trên bề mặt trầm tích cùng tuổi nguồn gốc biển.

Thống Holocen, phụ thống thượng (Q_2^3)

Trầm tích Holocen thượng (Q_2^3) phân bố khá rộng rãi ở ven biển gần sát mép nước biển, phần thấp nhất của các thung lũng sông, vùng cửa sông ven biển, có độ cao 0 - 2m và vùng biển ven bờ ở độ sâu 0 - 10m nước so với mặt nước biển. Trầm tích có các thành tạo sau đây:

Trầm tích sông (aQ_2^3): Phân bố ở các sông Cái Xương, Tiên Yên, Hà Cối, Ka Long dưới dạng các bãi bồi thấp ven bờ hoặc giữa lòng. Thành phần chủ yếu là cuội, sạn, cát, sét. Ở các bãi bồi, thành phần chủ yếu là sét, bột màu nâu, nâu gụ có thể dùng để sản xuất gạch, ngói chất lượng tốt, chiều dày 0,5 - 2m.

Trầm tích biển (mQ_2^3): Phân bố rộng rãi cả trên đất liền, ven rìa một số đảo và vùng đáy biển nông.

- Ở khu vực đất liền, chúng phân bố dọc bờ biển, thường là các bãi, cồn cát dọc theo bãi biển song song với đường bờ, khi nước triều lên thì bị ngập và lộ ra khi nước triều xuống, thực vật ngập mặn phát triển mạnh mẽ. Thành phần là cát hạt mịn - trung bình, màu xám, thạch anh chiếm 60 - 80%, fenspat và muscovit 10 - 20%, các khoáng vật khác 10 - 30%.

- Ở vùng ngập nước ven biển và các đảo, chúng phân bố ven rìa một số đảo và vùng biển nông có độ sâu 0 - 10m song song với đường bờ, có thành phần là bùn cát, bùn sét màu xám xanh; cát thông thường là đa khoáng, chứa vỏ sò thân mềm, trùng lỗ.

Trầm tích biển - đầm lầy (mbQ₂³): Phân bố tập trung chủ yếu ở các cửa sông, suối đổ ra biển từ Tiên Yên tới Móng Cái, tạo nên các bãi lầy ở độ cao địa hình 0 - 2m. Tại khu vực đảo Cát Bà, chúng phân bố trong vũng vịnh ăn sâu vào các khối núi đá vôi ven biển. Thành phần gồm cát, bột, sét màu xám, xám sẫm lẫn nhiều mùn thực vật (ở nơi ít bị ngập nước), hoặc bùn cát, cát bùn, bùn sét màu xám, xám tối, giàu thực vật và rễ cây, thân cây bị phân hủy kém.

Mặt cắt trầm tích biển - đầm lầy (mbQ₂³) khu vực vịnh Cái Giá nằm ở rìa phía Tây Bắc đảo Cát Bà được xác định trong quá trình khảo sát địa chất công trình khu đô thị Cái Giá. Thành phần gồm sét pha lẫn bụi màu xám đen, trạng thái chảy - dẻo lẫn nhiều xác động vật, dày từ 0m đến 9m. Chúng phủ trực tiếp lên lớp sét lẫn dăm sạn màu vàng, có thành phần gồm sét và các mảnh dăm đá trầm tích silic sắc cạnh, chiều dày từ 4 - 5m đến hơn 10m, đôi chỗ phủ trực tiếp lên trên mặt bào mòn của đá vôi. Theo các đặc điểm địa chất, lớp sét lẫn dăm, sạn màu vàng có thể có liên hệ với trầm tích proluvi-aluvi tuổi Holocen giữa (apQ₂²).

Các trầm tích Đệ tứ không phân chia

Trầm tích không phân chia nguồn gốc sông - lũ (apQ): Có diện tích rất ít, thường phân bố chủ yếu ở một số thung lũng giữa núi (phía Bắc vùng Đông Triều, Hoành Bồ, Mai Lộc, Nà Mùng...), ranh giới địa hình một số dải núi thấp (phần đá gốc và Đệ tứ) ở phía Bắc Đèo bằng Bắc Bộ. Thành phần trầm tích gồm cuội, cát, sỏi, bột, sét phụ thuộc từng nơi và nguồn cung cấp vật liệu; độ phân lớp kém, chiều dày từ 1m đến vài mét.

Trầm tích không phân chia nguồn gốc sườn - tàn tích (edQ): Có diện tích rất ít, phân bố ở một số nơi như sườn thung lũng sông Cẩm vùng Đông Triều và sườn địa hình các trầm tích sông - lũ có đặc điểm tương tự. Thành phần chủ yếu là sỏi, cát, ít cuội, bột..., có chiều dày thay đổi từ 1m đến 5m, độ phân lớp kém.

Khoáng sản liên quan: Tuy diện lộ không nhiều, song ở một số nơi có mặt lớp sét bột có chiều dày nhỏ, đạt yêu cầu làm sét gạch ngói, cát, sỏi xây dựng, đã được dân địa phương khai thác.

2.2.3. Khu vực ven biển từ Hải Phòng đến Ninh Bình

Trầm tích Đệ tứ vùng ven biển Bắc Bộ từ Hải Phòng đến Ninh Bình, theo thứ tự từ dưới lên trên gồm: hệ tầng Lê Chi, hệ tầng Hà Nội (thuộc thống Pleistocen), hệ tầng Vĩnh Phúc, hệ tầng Hải Hưng và hệ tầng Thái Bình (thuộc thống Holocen). Dưới đây là đặc điểm trầm tích của các hệ tầng.

Hệ tầng Lê Chi, thống Pleistocen, phụ thống hạ (Q_1^{1lc})

Trầm tích hệ tầng Lê Chi không lộ trên mặt địa hình hiện đại, chúng phân bố hạn chế ở độ sâu từ vài chục mét đến trên 100m, chiều dày trầm tích thay đổi từ 5 - 7m đến vài chục mét.

Theo mặt cắt các lỗ khoan, trầm tích hệ tầng Lê Chi có 2 lớp từ dưới lên:

- *Lớp 1 (60 - 53m):* nằm phủ trên hệ tầng Vĩnh Bảo, gồm sét, bụi lẫn ít cát màu xám vàng loang lổ và sét dẻo, chiều dày 7m. Thành phần hạt gồm: sét 59%, bụi 33,1%, cát 7,9%.

- *Lớp 2 (53 - 47m):* sét bột lẫn ít cát màu xám xanh, trắng, dẻo mịn; phần trên có những hạt kết vón laterit hình hạt đậu đường kính 2 - 4mm. Chiều dày trầm tích 6m. Thành phần hạt gồm: sét 58%, bụi 39%, cát 3%.

Các kết quả nghiên cứu đã chỉ ra một số đặc điểm chủ yếu của hệ tầng Lê Chi như sau:

- *Về đặc điểm phân bố:* có diện phân bố hẹp, chỉ gặp trong các hố sục cục bộ vào Pleistocen sớm.

- *Về đặc điểm trầm tích:* chủ yếu là hạt mịn gồm sét, bụi, trong trầm tích nghèo bào tử phấn hoa.

- *Về quan hệ địa tầng:* phủ không chỉnh hợp lên trên hệ tầng Vĩnh Bảo, hệ tầng Đồng Giao; ở phía trên, chúng bị các trầm tích hệ tầng Hà Nội phủ không chỉnh hợp.

Hệ tầng Hà Nội, thống Pleistocen, phụ thống trung - thượng ($Q_1^{2-3}hn$)

Các trầm tích hệ tầng Hà Nội về cơ bản không lộ trên mặt, có 2 kiểu nguồn gốc là sông và sông - biển.

Trầm tích sông ($aQ_1^{2-3}hn$): có diện phân bố rất hạn chế, độ sâu phân bố từ 38 - 169m; chiều dày từ 1 - 67,8m, trung bình 25,7m.

Tại một số lỗ khoan, thành phần hạt của trầm tích gồm: cát 73,4 - 84,4%; bụi 13,7 - 22,2%; sạn 1 - 3,5%. Thành phần khoáng vật vụn gồm: thạch anh 75 - 90%; felspat 5 - 20%; vụn đá 5 - 10%. Trầm tích sông phủ không chỉnh hợp lên trên sét, sét bột kết màu xám xanh xi măng của hệ tầng Vĩnh Bảo.

Trầm tích sông - biển ($amQ_1^{2-3}hn$): có diện phân bố phổ biến hơn nhiều so với trầm tích sông, ở độ sâu từ 15 - 151m, chiều dày thay đổi từ 2 - 55m, trung bình 17,4m.

Tại mặt cắt một số lỗ khoan, từ dưới lên trên trầm tích gồm 2 lớp:

- *Lớp 1 (81,5 - 68m):* bụi, sét màu xám trắng, xám vàng, xám xanh, có lẫn nhiều sạn, sỏi, cuội vôi. Thành phần hạt gồm: bụi 30 - 42%, sét 18 - 60%, sạn sỏi 8 - 44%, cát 1,5 - 7%. Chiều dày trầm tích 13,5m.

- *Lớp 2 (68 - 53m):* sét, sét bụi màu xám xanh, xám nâu, xám trắng, xám vàng, đôi chỗ có màu loang lổ nhẹ lẫn ít sạn, cuội nhỏ. Thành phần hạt là: sét 50 - 68%, bụi 23,6 - 49%, cát 1,4 - 4,1%. Chiều dày trầm tích 15m.

Đặc điểm chung của hệ tầng Hà Nội như sau:

- *Về đặc điểm phân bố:* không lộ trên mặt, bị phủ bởi các trầm tích trẻ hơn ở độ sâu khác nhau. Trong 2 kiểu nguồn gốc thì trầm tích sông - biển có diện phân bố rất phổ biến, hầu như các lỗ khoan sâu đều gặp chúng; trầm tích sông chỉ có mặt với khối lượng hạn chế.

- *Về đặc điểm thạch học:* thành phần hạt mịn (bột, sét) chiếm chủ yếu, trầm tích hạt thô (cát, sạn) chiếm một lượng nhỏ, rất hiếm gặp cuội, sỏi. Theo mặt cắt, từ dưới lên trên độ hạt trầm tích giảm dần, phản ánh xu thế biển tiến trong thời kỳ tích tụ trầm tích hệ tầng Hà Nội.

Hệ tầng Vĩnh Phúc, thống Pleistocen, phụ thống thượng (Q_1^3vp)

Tổng hợp tài liệu thạch học, cổ sinh, địa hóa môi trường cho thấy, trầm tích hệ tầng có 3 kiểu nguồn gốc là sông - biển, biển - đầm lầy và biển.

Trầm tích sông - biển (amQ_1^3vp): lộ một phần ven theo rìa đồng bằng ở các huyện Gia Viễn và Nho Quan (Ninh Bình) và các nơi khác, chúng tạo nên thềm bậc II có bề mặt khá bằng phẳng. Phần lớn khối lượng của chúng bị phủ dưới các trầm tích có tuổi trẻ hơn. Theo kết quả tổng hợp tài liệu từ các lỗ khoan, trầm tích sông - biển hệ tầng Vĩnh Phúc nằm ở độ sâu từ 2,8 - 109m; chiều dày từ 1,7 - 53m, trung bình 14,1m.

Tại một số lỗ khoan, trầm tích sông - biển từ dưới lên trên gồm 2 lớp:

- *Lớp 1 (28 - 20m):* sét bụi màu tím dẻo mịn, có xen ít cát và di tích thực vật xám đen, phủ không chính hợp lên trên hệ tầng Hà Nội. Thành phần hạt gồm: sét 69,7%, bụi 30%, cát 0,26%.

- *Lớp 2 (20 - 15m):* gồm bụi, sét màu tím có xen những lớp mỏng bụi chứa cát. Thành phần hạt là: bụi 56,2%, sét 4 %, cát 3,8%.

Trầm tích biển (mQ_1^3vp): lộ trên diện tích khá rộng ven theo rìa đồng bằng Ninh Bình ở các huyện Gia Viễn, Nho Quan, Hoa Lư, Yên Mô, thị xã Tam Điệp và một số nơi khác. Trong các mặt cắt, trầm tích biển thường nằm chuyển tiếp trên trầm tích sông - biển hoặc biển - đầm lầy cùng hệ tầng và bị phủ bởi các trầm tích Holocen. Nét đặc trưng của trầm tích này là bề mặt thường bị phong hóa có màu sắc loang lổ rất dễ phân biệt với các trầm tích Holocen ở ngoài thực địa.

**** Tại mặt cắt ở vùng lộ:***

Mặt cắt điển hình ở vùng lộ được mô tả theo hào đào ở khu vực Tiền Phong (Ninh Bình). Từ dưới lên, trầm tích có 3 lớp:

- *Lớp 1 (3,6 - 3m):* sét, bụi lẫn ít cát màu xám trắng, dẻo mịn, chiều dày > 0,6m. Thành phần hạt gồm: sét 75%, bụi 24,8%, cát 0,2%. Thành phần hóa học gồm (%): SiO_2 60,3, Fe_2O_3 3,03, Al_2O_3 22,07, CaO 0,28, MgO 1,11, TiO_2 0,9, MKN 6,65.

- *Lớp 2 (3 - 0,8m)*: sét, sét bột lẫn ít cát màu xám trắng, đỏ, loang lổ mạnh, dày 2,2m. Thành phần hạt gồm (%): sét 80,5, bụi 18,7, cát 0,8. Thành phần hóa học gồm (%): SiO₂ 57,5, Fe₂O₃ 6,7, Al₂O₃ 20,8, CaO 0,3, MgO 1,41, TiO₂: 1, MKN 6,99.

- *Lớp 3 (0,8 - 0m)*: sét, bụi lẫn cát, sạn màu xám vàng có nhiều đốm đỏ, loang lổ mạnh, dày 0,8m. Thành phần hạt gồm (%): sét 70, bụi 26,8, cát 2,25, sạn laterit 0,95. Thành phần hóa học (%): SiO₂ 55,4, Fe₂O₃ 14,26, Al₂O₃, 17,2, CaO 0,28, MgO 0,9, TiO₂ 1,2, MKN: 6,53.

*** Tại mặt cắt ở vùng phủ:**

Theo tài liệu tổng hợp các lỗ khoan, trầm tích biển (mQ₁³vp) nằm ở độ sâu từ 0 - 86,5m; chiều dày từ 1,8 - 31m, trung bình 9,5m. Theo mặt cắt điển hình, từ dưới lên trên trầm tích có 2 lớp:

- *Lớp 1 (45,3 - 25,8m)*: sét bụi, bụi sét pha ít cát hạt mịn màu xám, xám nâu, xám đen, lẫn vảy muscovit. Thành phần hạt (%): sét 31,4 - 63, bột 31,6 - 58,5, cát 1 - 9,7.

- *Lớp 2 (25,8 - 21m)*: sét, bụi, cát hạt mịn màu nâu, nâu sẫm, tím nâu. Thành phần hạt gồm (%): sét 27,5 - 55,9, bụi 31,1 - 35,5, cát 8,5 - 38,7.

Các đặc điểm chung của hệ tầng Vĩnh Phúc:

- *Về đặc điểm phân bố*: có diện phân bố rộng, lộ trên mặt dưới dạng các mảng sót, chỉ bắt gặp ở Thủy Nguyên (Hải Phòng), còn lại chủ yếu bắt gặp trong các lỗ khoan.

- *Về đặc điểm thạch học*: chủ yếu là hạt mịn và được chia làm 2 phần rõ rệt. Phần dưới chủ yếu có màu xám, xám tro lẫn di tích thực vật tương ứng với trầm tích sông - biển và biển - đầm lầy. Phần trên thường có màu xám xanh, xám vàng loang lổ tương ứng với trầm tích biển. Nếu xét về phương diện địa chất thủy văn, trầm tích hệ tầng Vĩnh Phúc chủ yếu là tầng cách nước. Phần dưới cùng của hệ tầng Vĩnh Phúc phủ bất chỉnh hợp lên trên hệ tầng Hà Nội.

- *Về đặc điểm phong hóa*: đặc trưng là phần trên bị phong hóa mạnh tạo màu loang lổ, có nơi tạo thành lớp laterit cứng chắc dày tới 1m. Do đó, trầm tích hệ tầng Vĩnh Phúc có khả năng chịu tải tốt, thuận lợi cho xây dựng công trình.

- Về đặc điểm cổ sinh, môi trường trầm tích: các tập hợp bào tử phấn hoa và vi cổ sinh gặp trong trầm tích cho phép xác định tuổi của trầm tích là Pleistocen muộn.

- Về quan hệ địa tầng: phủ không chỉnh hợp lên trên hệ tầng Hà Nội và các đá cổ hơn; ở phía trên chúng bị phủ bởi các trầm tích Holocen.

Hệ tầng Hải Hưng, thống Holocen, phụ thống hạ - trung ($Q_2^{1-2}hh$)

Trầm tích hệ tầng Hải Hưng được phân làm hai tập dưới và trên với các kiểu nguồn gốc: sông - biển, biển - đầm lầy và biển.

Hệ tầng Hải Hưng, tập dưới ($Q_2^{1-2}hh_1$)

Trầm tích sông - biển ($amQ_2^{1-2}hh_1$): Theo tài liệu tổng hợp một số lỗ khoan, chúng phân bố ở độ sâu 1,8 - 75m, chiều dày 3,4 - 31m, trung bình 18,5m.

Theo mặt cắt lỗ khoan, từ dưới lên trên trầm tích gồm 2 lớp:

- *Lớp 1 (15 - 10,2m):* phủ trên bề mặt loang lổ của hệ tầng Vĩnh Phúc, thành phần gồm bụi, sét lẫn ít cát màu tím nhạt, có lẫn ít vảy muscovit và mảnh vỏ ốc. Thành phần hạt gồm (%): bụi 50,6, sét 47, cát 2,3.

- *Lớp 2 (10,2 - 8m):* sét bụi lẫn ít cát sạn màu sắc không đồng nhất, xám đen, xám vàng, xanh nhạt, có xen ít di tích thực vật. Thành phần hạt (%): sét 57, 40,9, cát 0,8, sạn 1,25. Thành phần khoáng vật của sạn, cát là thạch anh, bột kết, phiến sét.

Trầm tích biển - đầm lầy ($mbQ_2^{1-2}hh_1$): Thuộc tập dưới của hệ tầng Hải Hưng. Tổng hợp các kết quả từ một số lỗ khoan cho thấy, chiều sâu phân bố từ 2 - 48m; chiều dày từ 4,5 - 24m, trung bình 15,0m.

Theo các mô tả tại một số điểm khảo sát phía Tây Bắc ga Ghènh (cách khoảng 800m) thuộc xã Yên Bình, thị xã Tam Điệp, tỉnh Ninh Bình, trầm tích có 2 lớp từ dưới lên như sau:

- *Lớp 1 (2,2 - 1,2m):* sét, bột lẫn ít cát màu đen chứa nhiều di tích thực vật dạng thân gỗ, thân cỏ; nhiều chỗ còn rõ hình dạng thân cây thẳng đứng, rễ chùm, có kích thước lớn. Thành phần hạt (%): sét 58, bột 41,4, cát 0,6.

- *Lớp 2 (1,2 - 0,7m)*: sét, bụi lẫn ít cát màu xám, xám đen. Thành phần hạt (%): sét 60,5, bụi 39,1, cát 0,4.

Trầm tích biển ($mQ_2^{1-2}hh_1$): Là tập dưới của hệ tầng Hải Hưng. Tổng hợp tài liệu trong các lỗ khoan cho thấy, chúng nằm ở độ sâu từ 0 - 52,2m; chiều dày từ 3,0 - 25,0m, trung bình 15,8m. Thành phần hạt gồm: cát từ 3 - 10%, bụi từ 55 - 80%, sét từ 20 - 50%.

Hệ tầng Hải Hưng, tập trên ($Q_2^{1-2}hh_2$)

Tập trên của hệ tầng Hải Hưng chủ yếu là trầm tích biển.

Trầm tích biển ($mQ_2^{1-2}hh_2$): Các trầm tích tập trên của hệ tầng Hải Hưng phân bố rộng rãi trên bề mặt địa hình hiện đại, trong đó tương biến có quy mô lớn nhất. Ở dưới sâu, chúng có mặt tại nhiều lỗ khoan địa chất.

* *Tại mặt cắt ở vùng lộ*: Trầm tích biển lộ rải rác ở ven rìa đồng bằng, tạo nên thềm biển bậc I. Ở những nơi bị phủ, chúng phân bố không liên tục dưới các trầm tích Holocen muộn (Q_2^3). Do hoạt động xâm thực của mạng lưới sông trong Holocen muộn, nhiều nơi trầm tích này bị bóc hết và được thay thế bằng các trầm tích trẻ hơn.

Theo mặt cắt một số hố đào tiêu biểu, trầm tích gồm bột sét lẫn cát sạn màu vàng, xám vàng; sét dẻo mịn lẫn nhiều rễ cây còn tươi, dày 2m. Thành phần hạt (%): sét 27, bụi 55,8, cát 14, sạn laterit 3,15. Thành phần hóa học (%): SiO_2 : 62,62, Fe_2O_3 10,21, Al_2O_3 , 14,3, CaO 0,42 MgO 1,11, TiO_2 1,4. Ở các mặt cắt này, trầm tích phủ trực tiếp trên bề mặt loang lổ của hệ tầng Vĩnh Phúc.

* *Tại mặt cắt ở vùng phủ*: Trầm tích nằm ở độ sâu từ 0 - 65m; chiều dày từ 1,8 - 45m, trung bình 16,8m. Thành phần trầm tích gồm bụi, sét lẫn cát màu xám, xám đen nhạt. Thành phần hạt (%): bụi 50,5; sét 32,3, cát 17,2.

Các đặc điểm chung của hệ tầng Hải Hưng là:

- *Về đặc điểm phân bố*: lộ trên mặt hoặc bị phủ bởi các trầm tích đa nguồn gốc hệ tầng Thái Bình. Ở phần bị phủ, bắt gặp trong hầu hết các lỗ khoan địa chất.

- *Về đặc điểm thạch học và mặt cắt trầm tích*: chủ yếu hạt mịn, gồm sét bột có lẫn cát hạt mịn. Trầm tích sông - biển ở một vài nơi có lớp cát

hạt thô lẫn sạn nằm lót đáy, đây là dấu chỉ thị của những lòng sông cổ hơi dốc vùng ven biển và cũng là lớp có khả năng chứa nước ngầm. Trầm tích biển - đầm lầy thường lẫn nhiều mùn thực vật nên có màu đen, xám đen. Trầm tích biển có màu xám, xám vàng, xám xanh khá đặc trưng.

- *Về đặc điểm tương đá*: có 2 phần rõ rệt, phần dưới là các trầm tích sông - biển và biển - đầm lầy, phần trên là trầm tích biển. Chúng tiêu biểu và phản ánh một thời kỳ biển tiến trong Holocen sớm - giữa. Trong khoảng đầu của Holocen sớm - giữa, vùng ven biển Bắc Bộ thuộc môi trường đồng bằng ven biển; vào khoảng cuối Holocen sớm - giữa thuộc môi trường vùng vịnh, biển nông. Trầm tích biển trong vùng ven biển Bắc Bộ có hàm lượng cát chiếm tỷ lệ khá cao so với trầm tích biển ở vùng Hà Nội, Hà Đông, cho thấy môi trường biển ở đây chịu ảnh hưởng nhiều của sóng.

- *Về đặc điểm cổ sinh và môi trường trầm tích*: trong trầm tích sông - biển thường nghèo di tích cổ sinh, còn trong trầm tích biển - đầm lầy và biển thường chứa phong phú vi cổ sinh, tảo và bào tử phấn hoa.

- *Về quan hệ địa tầng*: phủ không chỉnh hợp lên trên bề mặt bóc mòn loang lổ của hệ tầng Vĩnh Phúc; phía trên, chúng bị phủ bởi các trầm tích hệ tầng Thái Bình.

Hệ tầng Thái Bình, thống Holocen, phụ thống thượng (Q_2^3tb)

Trầm tích hệ tầng Thái Bình có diện phân bố rộng, chúng tạo nên các bề mặt có địa hình cao 0,5 - 3,5m. Độ sâu lớn nhất gặp trầm tích khoảng 18m. Chiều dày thay đổi từ 0,5 - 12,5m.

Tổng hợp các tài liệu về đặc điểm phân bố, thành phần vật chất, cổ sinh, địa hóa môi trường, hệ tầng Thái Bình được phân chia thành ba tập trầm tích với các nguồn gốc: biển (m), biển - đầm lầy (mb), sông - biển (am), sông - biển - đầm lầy (amb), sông - đầm lầy (ab) và sông (a).

Hệ tầng Thái Bình, tập dưới ($Q_2^3tb_1$)

Trầm tích biển ($mQ_2^3tb_1$): Phân bố hạn chế trên bề mặt địa hình hiện đại vùng đồng bằng, gặp trong các lỗ khoan ven biển Thái Bình.

Mặt cắt trầm tích biển có quy mô ổn định được xác định trong các lỗ khoan vùng ven biển Nam Định - Ninh Bình từ độ sâu 5 - 6m đến

độ sâu 15 - 18m. Thành phần tương đối ổn định gồm sét và sét pha cát màu xám, chứa nhiều di tích bào tử phấn hoa.

Cột địa tầng tổng hợp gồm bột sét chứa ít cát hạt mịn màu xám sẫm, nâu tím, lẫn vảy nhỏ muscovit. Phần trên có lớp mỏng chứa di tích thực vật màu đen. Thành phần hạt gồm: cát 2,5 - 7%, bụi 50,8 - 72,5%, sét: 29,8 - 48,4%.

Trầm tích sông - biển ($amQ_2^3tb_1$): Phân bố khá rộng trên bề mặt địa hình hiện đại trong khu vực Vĩnh Bảo, thành phố Hải Phòng. Cột địa tầng tổng hợp gồm bột sét lẫn ít cát hạt mịn, xuống dưới hạt mịn hơn, có màu xám, xám nâu, xám sẫm. Thành phần hạt là: cát 0,85 - 3,9%, bụi 59,3 - 74,1%, sét 25 - 40%.

Trầm tích biển đầm lầy ($mbQ_2^3tb_1$): Phân bố hẹp trên bề mặt địa hình cũng như trong các lỗ khoan. Diện phân bố tiêu biểu trong khu vực là xã Bối Cầu huyện Bình Lục (Hà Nam). Mặt cắt tiêu biểu trong lỗ khoan ở độ sâu 6 - 10m, gồm bột sét, cát hạt mịn màu xám nâu, xám nâu đen, lẫn tàn tích thực vật màu đen. Cột địa tầng tổng hợp gồm cát bột, bột sét màu xám, xám sẫm, xám đen chứa di tích động thực vật. Thành phần hạt là: cát 36,8 - 75,4%, bụi 22,9 - 50,9%, sét 1,4 - 18,6%.

Hệ tầng Thái Bình, tập giữa ($Q_2^3tb_2$)

Trầm tích biển ($mQ_2^3tb_2$): Phân bố rộng rãi trên bề mặt địa hình hiện đại tại khu vực Vũ Thư, Thái Thụy (Thái Bình). Cột địa tầng tổng hợp gồm cát hạt mịn, cát bột lẫn ít sét màu xám, xám vàng, có các kết vón oxyt sắt. Thành phần hạt: cát 35,8 - 67,3%, bụi 24,4 - 52%, sét 7,1 - 11%.

Trầm tích sông biển ($maQ_2^3tb_2$): Trầm tích gồm sét bột, bột sét lẫn ít hạt mịn màu xám - xám vàng nhạt, có vệt sẫm màu do nhiễm oxyt sắt. Thành phần hạt gồm: cát 1,5 - 3,2%, bụi 32,2 - 83,7%, sét 13,5 - 67,4%.

Hệ tầng Thái Bình, tập trên ($Q_2^3tb_3$)

Đây là các thành tạo trầm tích hiện đại trẻ nhất trong vùng, phân bố chủ yếu ở khu vực đồng bằng ven biển, trong đê và ngoài đê, dọc theo các tuyến sông dưới dạng các bãi bồi.

Trầm tích biển ($mQ_2^3tb_3$): Phân bố rộng rãi ở khu vực ven biển Ninh Bình, Nam Định, Thái Bình, Hải Phòng. Chúng tạo thành những dải cát cao 2,5 - 4m và dải bãi cát ven biển. Chiều dày trầm tích thay đổi từ 3,2 - 12,6m.

Trầm tích biển tạo dải cát cao: Thường có chiều dày từ 0,8 - 4m, thành phần gồm bột cát lẫn ít sét màu xám, xám đen nhạt, trầm tích lỏng hơi chảy. Thành phần hạt (%) gồm: bụi 62, cát 32,5, sét 7. Trong mặt cắt này trầm tích biển nằm chuyển tiếp trên trầm tích biển của hệ tầng Hải Hưng ($mQ_2^{1-2}hh$) và chuyển lên trầm tích sông cùng hệ tầng.

Trầm tích biển phân bố ở bãi triều hiện đại: Chúng tạo thành những bãi triều nằm ven biển ở khu vực cửa sông lớn. Trầm tích chủ yếu là cát hạt nhỏ đến hạt mịn lẫn bột màu xám. Thành phần hạt chủ yếu là cát (chiếm 78 - 82%), còn lại là bụi. Thành phần khoáng vật cát đa khoáng: thạch anh chiếm 80 - 82%, mảnh đá và vụn mica: 10 - 15%, feldspat ít, khoáng vật nặng gồm: ilmenit, limonit, silimanit, zircon. Chiều dày trầm tích này > 6m.

Trầm tích sông - biển ($amQ_2^3tb_3$): Có diện phân bố rộng ở huyện Kim Sơn, gặp rải rác tại các huyện Hoa Lư, Yên Khánh, Yên Mô và xung quanh thành phố Ninh Bình. Chúng tạo nên những diện hẹp bằng phẳng, độ cao 0,5 - 2,5m, nằm xen giữa các bề mặt địa hình cổ hơn. Thành phần trầm tích gồm sét bụi, bụi sét lẫn ít cát hạt mịn, màu xám nâu, nâu.

Trầm tích sông - biển - đầm lầy ($ambQ_2^3tb_3$): Phân bố ở khu vực Cửa Lạch, Cửa Đáy và tạo thành các bãi triều lầy. Thành phần gồm sét bột màu nâu gụ lẫn nhiều mảnh vỏ động vật nhỏ, chiều dày 2 - 4m. Trầm tích sông - biển - đầm lầy thường nằm chuyển tiếp trên trầm tích biển hoặc trầm tích sông - biển cùng hệ tầng.

Trầm tích sông - đầm lầy ($abQ_2^3tb_3$): Phân bố rải rác trên địa hình trũng thấp, chiều dày 1,2m. Mặt cắt tiêu biểu tại khu Yên Sơn (Ninh Bình) từ dưới lên có 3 lớp:

- *Lớp 1 (1,2 - 0,45m):* sét bụi lẫn ít cát hạt mịn chứa mùn thực vật màu xám đen, mùn thực vật đang bị phân hủy, đôi chỗ còn rễ lá và thân cây; dày 0,75m.

- *Lớp 2 (0,45 - 0,2m)*: sét, bụi màu xám sẫm, dày 0,25m. Thành phần hạt (%): sét 55, bụi 37, cát 8.

- *Lớp 3 (0,2 - 0m)*: đất trồng, dày 0,2m.

Trầm tích sông - đầm lầy hệ tầng Thái Bình phủ bất chỉnh hợp trên bề mặt loang lổ của trầm tích hệ tầng Vĩnh Phúc.

Trầm tích sông ($aQ_2^3tb_3$): Phân bố dọc theo hai bên sông Đáy, sông Hoàng Long, sông Vạc, sông Chanh, sông Hồng, sông Thái Bình và các sông khác. Chúng tạo nên địa hình hẹp, bề mặt khá bằng phẳng. Thành phần gồm sét bột, bột sét pha cát hạt mịn màu nâu. Theo đặc điểm phân bố và thời gian thành tạo có thể phân chia trầm tích sông thành trầm tích trong đê và trầm tích ngoài đê. Trầm tích trong đê bao gồm những tích tụ do sông nằm trong đê, hiện nay đã ngừng tích tụ; còn trầm tích ngoài đê là những bãi bồi hiện vẫn được tích tụ trầm tích.

Trầm tích trong đê phân bố dọc theo các dòng sông, tạo nên địa hình bằng phẳng, có độ cao thay đổi từ 0,5 - 2,2m, chiều dày từ 1,2 - 6,2m. Mặt cắt chung gồm hai lớp:

- *Lớp 1 (1,0 - 0,5m)*: nằm chuyển tiếp trên lớp trầm tích biển - đầm lầy cùng tuổi là bụi, sét lẫn cát màu xám đen nhạt, dày 0,8m.

- *Lớp 2 (0,5 - 0m)*: bụi, sét lẫn cát màu xám nâu, dày 0,4m. Thành phần hạt (%): bụi 54,1, sét 37,5, cát 10,2.

Trầm tích ngoài đê: tạo nên những bãi bồi hẹp, hiện nay vẫn đang được hình thành. Chúng phân bố không liên tục dọc theo sông Đáy, sông Hoàng Long, sông Vạc, sông Thắng Động và các dòng sông khác. Bề mặt bãi bồi cao 0,7 - 3,2m.

Trầm tích biển gió ($mvQ_2^3tb_3$): Đã ghi nhận có mặt trong các bãi cát ven biển cửa Trà Lý, cửa Lân, Diêm Điền khu vực Thái Bình. Chúng tạo nên các cồn cát nhỏ, kéo dài dọc bờ biển, chiều cao từ 0,5m đến 2m, kéo dài vài trăm mét đến trên 1km. Thành phần gồm cát hạt mịn, hạt nhỏ màu xám vàng, xám nâu.

Các đặc điểm chung của hệ tầng Thái Bình là:

- *Về đặc điểm phân bố*: có diện phân bố rộng, chiếm gần hết diện tích phần đồng bằng và địa hình trũng xen giữa các khối núi đá vôi.

Chúng tạo nên các bề mặt địa hình có độ cao thay đổi từ 0,5m đến 3,5m, trong đó, trầm tích biển tạo nên địa hình cao nhất, trầm tích sông - đầm lầy và sông tạo nên địa hình thấp nhất.

- *Về đặc điểm thạch học và mặt cắt trầm tích*: phụ thuộc vào nguồn gốc trầm tích. Trầm tích biển có thành phần thô nhất, chủ yếu là cát, cát - bột; trầm tích biển - đầm lầy, sông - đầm lầy và sông - biển - đầm lầy chứa nhiều vật chất hữu cơ màu xám đen, còn trầm tích sông chủ yếu là sét bột màu xám nâu. Mặt cắt trầm tích của hệ tầng từ dưới lên trên biến đổi theo xu hướng $m \rightarrow mb \rightarrow am (amb) \rightarrow a (ab)$. Mặt cắt này phản ánh quá trình biển lùi sau biển tiến Flandrian. Cùng với quá trình này, vai trò của biển trong Holocen muộn (Q_2^3) được thay thế dần bởi vai trò của sông.

- *Về đặc điểm cổ sinh và môi trường trầm tích*: trầm tích đều nghèo di tích cổ sinh, các trầm tích biển - đầm lầy và sông - đầm lầy được thành tạo trong điều kiện khử.

- *Về quan hệ địa tầng*: phủ không chỉnh hợp hoặc chuyển tiếp trên hệ tầng Hải Hưng.

2.3. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA CHẤT THỦY VĂN

Dựa vào đặc điểm thạch học, tính thấm, tính chứa nước, đặc điểm thủy động lực, nước dưới đất vùng ven biển Bắc Bộ được chia thành hai tầng chứa nước lỗ hổng, 08 tầng chứa nước khe nứt, khe nứt - karst và các tầng cách nước. Các tầng chứa nước lỗ hổng phân bố chủ yếu ở phía Nam, Tây Nam, còn các tầng chứa nước khe nứt, khe nứt - karst phân bố ở phía Đông Bắc (tỉnh Quảng Ninh), trong đó, tác động chính đến vùng ven biển chủ yếu là tầng chứa nước lỗ hổng.

2.3.1. Tầng chứa nước lỗ hổng trong trầm tích Holocen (qh)

Đây là tầng chứa nước thứ nhất kể từ mặt đất và có tuổi trẻ nhất, lộ ra với diện tích lớn nhất trong vùng. Ở khu vực phía Nam và Tây Nam vùng, tầng chứa nước này phân bố ở hầu khắp các vị trí, còn ở phần phía Đông Bắc chỉ phân bố thành một dải dọc bờ biển từ đảo Hà Loan đến Bình Ngọc.

Tầng chứa nước Holocen được cấu tạo từ các trầm tích thuộc hệ tầng Thái Bình và một phần của hệ tầng Hải Hưng. Thành phần thạch học chủ yếu là cát, ở đáy tầng có lẫn sạn, sỏi và ít cuội nhỏ. Chiều dày tầng biến đổi từ 3 - 45m, bị vát nhọn tại ven đồng bằng.

Nước trong tầng này thuộc loại nước không áp. Mực nước tĩnh biến đổi từ 0,5 - 32m, trung bình 9,66m, tỷ lưu lượng các lỗ khoan lớn nhất là 18l/s.m, dao động xung quanh giá trị 0,3l/s.m. Mức độ chứa nước của tầng xếp vào thang trung bình.

Tầng chứa nước này có chất lượng không đồng đều, các khoảng của tầng chứa nước nhạt được phân bố đan xen với các khoảng mặn rất phức tạp. Nước ngầm thuộc khoảng nhạt có độ tổng khoáng hóa thay đổi từ 0,3 g/l đến 0,8 g/l. Công thức Kurlov của nước ngầm trong tầng qh ở khoảng nhạt như sau:

$$M_{0.5} \frac{Cl_{60} HCO_{37}^3}{Mg_{39} (Na + K)_{35} Ca_{26}} pH_{8.5}$$

Loại hình hóa học của nước thuộc khoảng mặn thường là clorua - natri, với $M_{max} = 18,3g/l$, hàm lượng $Cl_{max}^- = 7.311,6 mg/l$. Nước ngầm ở khoảng mặn có công thức Kurlov như sau:

$$M_{11.15} \frac{Cl_{92}}{(Na + K)_{88} Mg_{10}} pH_{8.1}$$

Nước trong tầng qh được cung cấp bởi nhiều nguồn như nước mưa, nước tưới thấm trực tiếp ở những điểm xuất lộ. Một số nơi nước ngầm còn được cung cấp từ tầng chứa nước qp (khu vực xã Duyên Hải, huyện Hưng Hà, Thái Bình). Nước của tầng này thoát ra dòng mặt, bốc hơi nếu mực nước của tầng nằm gần mặt đất. Nước của tầng tại một số nơi là nước lợ và mặn, không đảm bảo tiêu chuẩn cung cấp cho ăn uống sinh hoạt nên ít được khai thác sử dụng trong vùng. Đối với những khu vực tầng không bị nhiễm mặn, nước được khai thác sử dụng cho sinh hoạt. Phương thức khai thác chủ yếu là giếng đào và gàu múc, giếng khoan UNICEF.

2.3.2. Tầng chứa nước lỗ hổng trong trầm tích Pleistocen (qp)

Tầng chứa nước lỗ hổng trong các trầm tích Pleistocen có diện phân bố rộng gần như trên toàn bộ phần phía Nam, Tây Nam vùng ven

biển Bắc Bộ. Tầng chứa nước qp được tạo thành bởi đất đá bờ rời thuộc phần dưới của hệ tầng Vĩnh Phúc ($Q_1^3vp_1$), hệ tầng Hà Nội ($Q_1^{2-3}hn$) và hệ tầng Lệ Chi (Q_1^1lc). Thành phần đất đá chứa nước của tầng này là cát hạt mịn, trung, thô; cuội, sỏi; cuội lẫn sét phân bố theo thứ tự từ trên xuống dưới. Các trầm tích của tầng chứa nước qp nằm trực tiếp phía trên các trầm tích Neogen và bị các trầm tích hạt mịn cách nước thuộc phần trên của hệ tầng Vĩnh Phúc ($Q_1^2vp_2$) phủ lên trên. Hầu hết các lỗ khoan trong vùng đều bắt gặp các trầm tích của hệ tầng này. Chiều dày hệ tầng biến đổi từ 10 - 78m.

Nước trong tầng chứa nước thuộc loại nước có áp, mực áp lực nhiều nơi cao gần bằng mặt đất hoặc cao hơn hẳn mặt đất nhưng hiện nay do khai thác nước trong tầng này nhiều nên mực áp lực bị hạ thấp.

Tài liệu hút nước tại các lỗ khoan trong vùng cho thấy, tầng chứa nước qp là tầng giàu nước, tỷ lưu lượng biến đổi từ 0,00 - 29,05l/s.m, trung bình 5,09l/s.m. Ở những khu vực nước không bị nhiễm mặn, đây là tầng chứa nước chính được khai thác sử dụng.

Do tầng chứa nước nằm ở sâu lại có lớp sét cách nước khá dày ở trên nên động thái nước trong tầng ít thay đổi theo các yếu tố khí tượng, biên độ dao động mực nước dưới đất theo năm chỉ khoảng 0,2 - 0,5m, độ tổng khoáng và thành phần hóa học cũng ít biến đổi. Mực áp lực chủ yếu chịu ảnh hưởng của thủy triều, biên độ dao động ngày có thể đạt đến 0,2m.

Nguồn cung cấp chủ yếu cho tầng chứa nước qp là nước mặt sông, hồ, thấm qua đới “cửa sổ địa chất thủy văn”, nước từ biển chảy vào và lượng nước thấm xuyên từ các tầng chứa nước Holocen bên trên. Nguồn thoát chủ yếu ra biển, thấm xuyên lên tầng chứa nước bên trên và cung cấp cho dân sinh. Do diện phân bố rất rộng, chiều dày tương đối lớn, độ chứa nước khá phong phú, có nguồn bổ sung thường xuyên và mức độ tự bảo vệ thiên nhiên tốt nên tầng chứa nước Pleistocen có khả năng đáp ứng yêu cầu cung cấp nước tập trung với quy mô lớn. Tuy nhiên, do điều kiện thủy hóa phức tạp, phần phủ bên trên nhiều nơi là sét, sét bùn, hữu cơ khá dày nên rất cần chú ý đến vấn đề nhiễm mặn, sụt lún mặt đất khi khai thác nước.

2.4. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA CHẤT ĐỘNG LỰC CÔNG TRÌNH

Vùng ven biển Bắc Bộ gặp một số hiện tượng địa chất động lực công trình sau đây:

2.4.1. Hiện tượng xói lở và bồi tụ bờ biển

Hiện tượng xói lở và bồi tụ bờ biển xảy ra khá mạnh mẽ ở Cát Hải, Đồ Sơn (Hải Phòng), Hải Hậu, Nghĩa Hưng (Nam Định), Cồn Thoi (Kim Sơn, Ninh Bình).

Ở ven biển Hải Phòng, hiện tượng bồi tụ, nhất là luồng vào cảng Hải Phòng đang diễn ra mạnh mẽ. Địa hình khu vực bị chi phối bởi chế độ động lực sông biển ở cửa Cấm và cửa Bạch Đằng. Tổng lượng nước trung bình hằng năm đổ ra biển qua cửa Nam Triệu là 12km^3 và lượng bùn cát xấp xỉ 5 triệu tấn. Hàm lượng bùn cát lơ lửng lớn và thay đổi theo mùa. Nơi bồi tụ mạnh mẽ nhất là Lạch Huyện và Tây Nam bán đảo Đồ Sơn. Theo các tài liệu nghiên cứu, ở vùng ven bờ Tây Nam Đồ Sơn, quá trình lắng đọng trầm tích liên tục diễn ra trong suốt 8.000 năm với tốc độ trung bình 2,2 mm/năm. Nguồn cung cấp bùn cát chính cho khu vực này hiện nay là sông Văn Úc với tải lượng phù sa đạt khoảng 11 triệu tấn/năm. Đường bờ trung bình thể hiện pha bồi tụ, xói lở rõ ràng với thời gian luân đổi khoảng 30 - 40 năm, tốc độ trung bình đạt khoảng 10 m/năm, cực đại có nơi đạt đến 10 m/năm.

Tại khu vực Hải Hậu, Nghĩa Hưng, Kim Sơn, hiện tượng bồi tụ khu vực cửa Đáy đoạn từ Nghĩa Hưng đến Cồn Thoi (Kim Sơn) xảy ra mạnh mẽ, trầm tích chủ yếu là cát hạt nhỏ và mịn với đường kính hạt trung bình là 0,17mm. Lưu lượng dòng chảy từ sông Đáy đưa ra khoảng $195.000\text{ m}^3/\text{năm}$.

Ở khu vực Giao Thủy, Hải Hậu, hiện tượng xói lở đã được ghi nhận từ đầu thế kỷ 20. Từ năm 1965-2000, đoạn bờ từ Giao Thủy đến Hải Triều, hiện tượng xói lở xảy ra rất mạnh mẽ, tốc độ xói lở ở bờ biển Giao Long là 12,1 m/năm, ở bờ biển Hải Hậu là 30 m/năm.

2.4.2. Hiện tượng karst

Hiện tượng karst khá phát triển trong vùng nghiên cứu. Tại khu vực Quảng Ninh, karst phát triển mạnh mẽ, chủ yếu ở khu vực Hòn

Gai, Quang Hanh, Cẩm Phả, Minh Thành. Karst phát triển tạo thành các hang ngầm, sông ngầm và các hình thái trên mặt như núi đá tai mèo, núi đá vôi. Ở khu vực Hạ Long, karst phát triển mạnh hình thành các hang động rất lớn và tạo ra tiềm năng về du lịch. Ở khu vực Cẩm Phả, các hang karst phát triển kém hơn nhưng đã gây ra các vụ sạt trần hang karst.

2.4.3. Hiện tượng phong hóa

Hiện tượng này phát triển mạnh mẽ ở vùng nâng kiến tạo, chủ yếu phát triển trên các trầm tích lục nguyên và các đá biến chất. Kết quả của hiện tượng này tạo ra các đới tàn sườn tích có chiều dày từ vài chục centimet đến hàng chục mét. Ở vùng hạ kiến tạo, hiện tượng này phát triển kém hơn, chủ yếu trên các đồi núi thấp phân bố ở khu vực Thủy Nguyên, Đồ Sơn - Hải Phòng và khu vực Kim Sơn - Ninh Bình.

2.4.4. Hiện tượng trượt

Hiện tượng trượt ít xảy ra trong vùng nghiên cứu, chủ yếu ở các khu vực địa hình cao và các công trường khai thác than lộ thiên ở Hạ Long, Cẩm Phả. Một số khối trượt nhỏ xảy ra ở các thung lũng sông, suối.

Chương 3

ĐẶC ĐIỂM ĐẤT YẾU VÙNG VEN BIỂN BẮC BỘ

3.1. PHÂN LOẠI ĐẤT YẾU VÙNG VEN BIỂN BẮC BỘ

3.1.1. Cơ sở phân loại

Cơ sở phân loại đất yếu là dựa vào các yếu tố: tuổi, nguồn gốc, thành phần vật chất và tính chất của đất yếu.

Theo tuổi và nguồn gốc, đất yếu thường là các loại trầm tích mới được thành tạo tuổi Holocen, chưa được cố kết nên đất có hệ số rỗng lớn, tính biến dạng cao, bão hòa hoàn toàn. Theo nguồn gốc, đất yếu thường có nguồn gốc liên quan đến đầm lầy nên trong thành phần có chứa hữu cơ. Ngoài ra còn có nguồn gốc biển, hồ với hàm lượng hạt sét cao làm chậm quá trình cố kết của đất. Vì vậy, khi nghiên cứu khu vực, đây là hai yếu tố quan trọng không thể bỏ qua, chúng quyết định đến đặc điểm phân bố, thành phần và tính chất của đất yếu.

Theo thành phần vật chất của đất yếu, việc phân loại đất yếu dựa vào thành phần hạt, thành phần khoáng vật, thành phần hóa học, thành phần hữu cơ, thành phần muối của đất yếu. Các yếu tố này không những có vai trò quyết định đến tính chất của đất yếu mà còn quyết định đến hiệu quả của các giải pháp xử lý đất yếu.

Theo tính chất của đất yếu, đất được phân loại theo các tính chất thể hiện khả năng sử dụng làm nền (khả năng chịu tải và biến dạng) và khả năng cải tạo của đất yếu (như cấp phối hạt, độ lỗ rỗng, hệ số cố kết,...).

Như vậy, việc phân loại đất yếu phục vụ cho quy hoạch xây dựng, khai thác kinh tế lãnh thổ vùng ven biển Bắc Bộ chủ yếu dựa vào tuổi và nguồn gốc của các phức hệ địa tầng có kiểu thạch học đặc trưng là đất yếu (gọi tắt là phức hệ địa tầng đất yếu); phân loại đất yếu phục vụ phân vùng cấu trúc nền đất yếu và định hướng giải pháp xử lý nền cho

từng khu vực trọng điểm phát triển kinh tế dựa vào thành phần vật chất và tính chất cơ lý của các kiểu thạch học là đất yếu (gọi tắt là kiểu thạch học đất yếu).

3.1.2. Phân loại theo tuổi và nguồn gốc

Ở khu vực ven biển Quảng Ninh (khu vực phía Bắc), trầm tích Đệ tứ chủ yếu có nguồn gốc biển (m), biển - đầm lầy (mb) và sông (a), trong đó, phức hệ thạch học mbQ_2^3 có kiểu thạch học đặc trưng là đất yếu, phân bố khá phổ biến trong khu vực. Các phức hệ địa tầng nguồn gốc còn lại trong khu vực có kiểu thạch học đặc trưng không phải đất yếu.

Đặc điểm thạch học và phạm vi phân bố của các loại trầm tích Đệ tứ vùng ven biển Quảng Ninh được trình bày chi tiết trong bảng 3.1.

Bảng 3.1. Các loại trầm tích Đệ tứ khu vực ven biển Quảng Ninh

Tuổi, nguồn gốc	Mô tả kiểu thạch học đặc trưng	Phân bố
aQ_2^3	Cuội, sỏi, cát lẫn sét	Cẩm Phả
mbQ_2^3	Bùn sét, bùn sét pha chứa hữu cơ, vỏ sò	Móng Cái, Cẩm Phả, Hạ Long
mQ_2^3	Cát nhỏ, cát pha (dẻo), sét pha, sét (dẻo mềm - dẻo chảy)	Móng Cái, Cẩm Phả, Hạ Long
mQ_2^{1-2}	Cuội sỏi lẫn cát (chặt vừa - chặt), sét pha (dẻo mềm) cát pha (dẻo)	Móng Cái, Hạ Long

Ở khu vực ven biển đồng bằng Bắc Bộ (khu vực phía Nam), trầm tích Đệ tứ rất phức tạp, có nhiều loại nguồn gốc khác nhau. Tuy nhiên, chúng mang đặc điểm chung và phản ánh quá trình hình thành trầm tích vùng Đồng bằng Bắc Bộ. Theo đó, các phức hệ địa tầng nguồn gốc được chia thành các hệ tầng và phụ hệ tầng (bảng 3.2).

**Bảng 3.2. Kiểu thạch học đặc trưng trong trầm tích
Đệ tứ khu vực ven biển Đồng bằng Bắc Bộ**

Các loại tuổi, nguồn gốc	Xác định đất yếu theo kiểu thạch học đặc trưng	Phân bố			
		Hải Phòng	Thái Bình	Nam Định	Ninh Bình
$aQ_2^3tb_3$	Sét pha dẻo mềm - dẻo chảy, cát bụi trạng thái xốp, màu xám nâu, xám vàng (đất yếu) ⁽¹⁾	0	*	*	*
$ambQ_2^3tb_3$	Bùn sét pha, sét pha xen kẹp ít cát lẫn hữu cơ vỏ sò, màu xám nâu, xám đen chảy - dẻo chảy (đất yếu)	0	0	*	*
$amQ_2^3tb_3$	Sét pha, sét, xen kẹp cát pha, cát, màu xám, xám nâu, trạng thái dẻo chảy (đất yếu) ⁽¹⁾	*	*	*	*
$mQ_2^3tb_3$	Cát mịn xốp, sét pha dẻo chảy, dẻo mềm, lẫn vỏ sò, màu xám, xám nâu	0	*	*	*
$mvQ_2^3tb_3$	Cát nhỏ, cát bụi, màu xám, xám vàng, xám nâu, trạng thái xốp - rất xốp	0	*	*	0
$aQ_2^3tb_2$	Sét pha, cát pha, xen kẹp cát, màu xám, trạng thái dẻo chảy - dẻo mềm (đất yếu) ⁽¹⁾	*	*	0	0
$abQ_2^3tb_2$	Bùn sét pha, sét, sét pha dẻo chảy, lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu xám đen, xám tro (đất yếu)	*	0	0	0
$amQ_2^3tb_2$	Sét, sét pha, xen kẹp ít cát mịn, màu xám, xám nâu, trạng thái dẻo chảy (đất yếu)	*	*	*	*
$ambQ_2^3tb_2$	Bùn sét, bùn sét pha, sét pha dẻo chảy, lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu xám đen, xám ghi (đất yếu)	*	*	0	0
$mQ_2^3tb_2$	Sét pha, sét, xen kẹp cát, lẫn vỏ sò, màu xám, xám đen, trạng thái chảy - dẻo chảy (đất yếu)	*	*	*	*
$amQ_2^3tb_1$	Bùn sét pha, sét, sét pha, lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu xám đen, trạng thái dẻo chảy - dẻo mềm (đất yếu)	*	0	0	0
$mQ_2^3tb_1$	Bùn sét pha, bùn cát pha lẫn hữu cơ, màu xám nâu, xám đen (đất yếu)	*	0	*	0
$mQ_2^{1-2}hh_2$	Sét, sét pha, lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu xám ghi, xám xanh, trạng thái dẻo chảy - chảy (đất yếu) ⁽¹⁾	*	*	*	*
$amQ_2^{1-2}hh_1$	Sét, sét pha, bùn, xen kẹp ít cát mịn, màu xám tro, xám nâu, trạng thái dẻo chảy - chảy (đất yếu)	*	*	*	*
$mbQ_2^{1-2}hh_1$	Bùn sét pha, bùn sét, sét dẻo chảy, lẫn hữu cơ, màu xám nâu, xám đen	*	0	*	0

Các loại tuổi, nguồn gốc	Xác định đất yếu theo kiểu thạch học đặc trưng	Phân bố			
		Hải Phòng	Thái Bình	Nam Định	Ninh Bình
	(đất yếu)				
mQ ₁ ³ vp	Sét, sét pha, màu xám vàng, xám tro, xám xanh, loang lỗ, trạng thái dẻo cứng - dẻo mềm	0	0	*	*
amQ ₁ ³ vp	Sét pha, sét, màu xám vàng, nâu, ghi, loang lỗ, trạng thái dẻo cứng, dẻo mềm	*	*	*	*
amQ ₁ ²⁻³ hn	Sét pha, cát pha, xen kẹp cát, màu xám nâu, xám vàng, trạng thái dẻo mềm - dẻo cứng	0	*	*	*
aQ ₁ ²⁻³ hn	Cát bụi, thô, lẫn cuội sỏi, màu xám nhạt, xám nâu, trạng thái chặt - rất chặt	*	0	*	0
amQ ₁ ¹ /c	Cát pha, cát lẫn sạn sỏi, cuội nhỏ, màu xám, xám ghi, trạng thái chặt - rất chặt	*	*	*	*
edQ	Sét pha, sét lẫn dăm sạn, màu nâu, nâu đỏ, loang lỗ, trạng thái nửa cứng - dẻo cứng	*	0	0	0

Ghi chú: ⁽¹⁾- có nơi là đất yếu, có nơi không phải đất yếu
 * - có phân bố
 0 - không phân bố

Đất yếu không có mặt trong trầm tích các hệ tầng Vĩnh Phúc, Hà Nội, Lê Chi tuổi Pleistocen, chỉ có mặt trong các hệ tầng Thái Bình, Hải Hưng tuổi Holocen. Đất yếu trong trầm tích tuổi Holocen có nguồn gốc liên quan đến đầm lầy hoặc biển, bao gồm: biển - đầm lầy (mb), biển (m), sông - đầm lầy (ab), sông - biển - đầm lầy (amb) và sông - biển (am). Chúng thường là sét, sét pha ở trạng thái dẻo chảy đến chảy (bùn), có chứa hữu cơ. Trầm tích nguồn gốc sông (a) tuổi Holocen thường có thành phần và trạng thái khá phức tạp nên đất thuộc trầm tích này có nơi là đất yếu, có nơi không phải đất yếu.

3.1.3. Phân loại theo thành phần hạt

Theo thành phần hạt, đất yếu được phân chia thành sét, sét pha, cát pha ở trạng thái chảy và dẻo chảy. Kết quả phân loại đất yếu trong vùng theo thành phần hạt được thể hiện trong các bảng 3.3, 3.4 và 3.5.

Bảng 3.3. Phân loại đất yếu khu vực Quảng Ninh theo thành phần hạt

<i>TT</i>	<i>Tuổi, nguồn gốc</i>	<i>Phân bố</i>	<i>Loại đất yếu</i>
1	mbQ ₂ ³	Móng Cái	Sét, chảy
2		Cẩm Phả	Bùn sét pha
3		Hòn Gai	Sét, chảy
4		Hòn Gai	Bùn sét pha
5		Hòn Gai	Cát pha, chảy

Bảng 3.4. Phân loại đất yếu hệ tầng Thái Bình theo thành phần hạt

<i>TT</i>	<i>Tuổi, nguồn gốc</i>	<i>Phân bố</i>	<i>Loại đất yếu</i>
1	aQ ₂ ³ tb ₃	Diêm Điền	Sét, dẻo chảy
2	amb Q ₂ ³ tb ₃	Hải Thịnh	Sét pha, chảy
3		Kim Sơn	Sét pha, chảy
4	amQ ₂ ³ tb ₃	Diêm Điền	Sét pha, chảy
5		Hải Thịnh	Sét, chảy
6		Kim Sơn	Sét pha, dẻo chảy
8	mQ ₂ ³ tb ₃	Diêm Điền	Sét pha, dẻo chảy
9		Hải Thịnh	Sét pha, dẻo chảy
1	aQ ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Sét, chảy
2		Hải Phòng	Sét pha, chảy
3		Diêm Điền	Sét pha, dẻo chảy
4	abQ ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Sét, chảy
5		Hải Phòng	Sét pha, chảy
6	ambQ ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Sét, chảy
7		Hải Phòng	Sét pha, chảy
8		Hải Phòng	Cát pha, chảy
9		Diêm Điền	Sét pha, chảy
10	amQ ₂ ³ tb ₂	Diêm Điền	Sét pha, chảy
11		Hải Thịnh	Sét, dẻo chảy
12		Kim Sơn	Sét pha, dẻo chảy
13	mQ ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Sét, dẻo chảy
14		Hải Phòng	Sét pha, chảy
15		Hải Thịnh	Sét pha, chảy

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Loại đất yếu
16		Kim Sơn	Sét pha, chảy
18	amQ ₂ ³ tb ₁	Hải Phòng	Sét, chảy
19		Hải Phòng	Sét pha, chảy
20		Hải Phòng	Cát pha, chảy
21	mQ ₂ ³ tb ₁	Hải Thịnh	Sét pha, dẻo chảy

Bảng 3.5. Phân loại đất yếu hệ tầng Hải Hưng theo thành phần hạt

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Loại đất yếu
1	mQ ₂ ¹⁻² hh ₂	Hải Phòng	Sét, dẻo chảy
2		Hải Phòng	Sét pha, dẻo chảy
6		Hải Thịnh	Sét, dẻo chảy
7		Kim Sơn	Sét pha, dẻo chảy
8	amQ ₂ ¹⁻² hh ₁	Hải Phòng	Sét, dẻo chảy
9		Hải Phòng	Sét pha, chảy
10		Diêm Điền	Sét pha, dẻo chảy
11		Diêm Điền	Sét, chảy
14		Hải Thịnh	Sét pha, dẻo chảy
15	mbQ ₂ ¹⁻² hh ₁	Hải Phòng	Sét, chảy
16		Hải Thịnh	Sét pha, chảy

3.1.4. Phân loại theo hàm lượng hữu cơ và hàm lượng muối

Theo hàm lượng hữu cơ (HC) (Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9362:2012), đất yếu được phân chia ra các loại: đất chứa ít hữu cơ (HC = 2 - 5%), đất chứa hữu cơ (HC = 5 - 10%), đất than bùn (HC = 10 - 60%) và đất than bùn (HC > 60%). Theo kết quả phân tích hàm lượng hữu cơ, đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ đều thuộc loại đất chứa ít hữu cơ và đất chứa hữu cơ với hàm lượng hữu cơ thay đổi từ 2,35 - 6,71%, phổ biến từ 3 - 4% (bảng 3.6).

Bảng 3.6. Phân loại đất yếu theo hàm lượng hữu cơ

<i>Tuổi, nguồn gốc</i>	<i>Địa điểm</i>	<i>Hàm lượng hữu cơ, %</i>	<i>Tên đất theo % hữu cơ</i>
amQ ₂ ³ tb ₃	Hải Phòng	3,60	Đất chứa ít hữu cơ
	Nam Định	2,79	Đất chứa ít hữu cơ
	Thái Bình	2,60	Đất chứa ít hữu cơ
mbQ ₂ ³	Móng Cái	2,35	Đất chứa ít hữu cơ
	Quảng Ninh	6,71	Đất chứa hữu cơ
ambQ ₂ ³ tb ₂	Nam Định	3,91	Đất chứa ít hữu cơ
	Thái Bình	2,68	Đất chứa ít hữu cơ
	Ninh Bình	3,40	Đất chứa ít hữu cơ
ambQ ₂ ³ tb ₁	Hải Phòng	2,17	Đất chứa ít hữu cơ
amQ ₂ ³ tb ₁	Hải Phòng	2,93	Đất chứa ít hữu cơ
mQ ₂ ¹⁻² hh ₂	Hải Phòng	2,79	Đất chứa ít hữu cơ
mbQ ₂ ¹⁻² hh ₁	Hải Phòng	4,30	Đất chứa ít hữu cơ

Theo hàm lượng muối, đất được chia ra: đất không chứa muối (hàm lượng muối $M < 0,3\%$), đất nhiễm muối ít ($M = 0,3 - 1\%$), đất nhiễm muối ($M = 1 - 5\%$). Kết quả phân tích các mẫu đất đã chỉ ra, đất yếu trong vùng ven biển Bắc Bộ thuộc loại nhiễm muối ít với hàm lượng thay đổi từ 0,24 - 1%, phổ biến từ 0,3 - 0,6%.

3.1.5. Phân loại theo tính chất xây dựng

Tính chất xây dựng của đất là các tính chất thể hiện khả năng sử dụng làm nền, bao gồm khả năng chịu tải (được đánh giá theo sức chịu tải quy ước R_o) và mức độ biến dạng của đất (được đánh giá theo mô đun tổng biến dạng E_o). Dựa vào R_o , có thể chia đất yếu thành hai loại: đất có sức chịu tải thấp ($50 < R_o < 100\text{kPa}$) và đất có sức chịu tải rất thấp ($R_o \leq 50\text{kPa}$); dựa vào E_o có thể chia thành: đất có tính biến dạng lớn ($3.000 < E_o < 5.000\text{kPa}$) và đất có tính biến dạng rất lớn ($E_o \leq 3.000\text{kPa}$).

Phân loại đất yếu theo tính chất xây dựng vùng ven biển Bắc Bộ được tổng hợp trong các bảng 3.7, 3.8, 3.9 và 3.10.

Bảng 3.7. Phân loại đất yếu khu vực Quảng Ninh theo tính chất xây dựng

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Tên và trạng thái của đất	Sức chịu tải quy ước	Mô đun tổng biến dạng	Phân loại đất yếu theo tính chất xây dựng
				R _o	E _o	
				kPa		
1	mbQ ₂ ³	Móng Cái	Sét, chảy	49	970	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
2		Cẩm Phả	Bùn sét pha	41	300	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
3		Hòn Gai	Sét, chảy	54	840	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
4		Hòn Gai	Bùn sét pha	50	1.800	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
5		Hòn Gai	Cát pha, chảy	57	2.550	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn

Bảng 3.8. Phân loại đất yếu phụ hệ tầng Thái Bình 3 theo tính chất xây dựng

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Tên và trạng thái của đất	Sức chịu tải quy ước	Mô đun tổng biến dạng	Phân loại đất yếu theo tính chất xây dựng
				R _o	E _o	
				kPa		
1	aQ ₂ ³ tb ₃	Diêm Điền	Sét, dẻo chảy	68	2.200	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
4	amb Q ₂ ³ tb ₃	Hải Thịnh	Sét pha, chảy	43	2.170	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
5		Kim Sơn	Sét pha, chảy	49	2.350	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
6	amQ ₂ ³ tb ₃	Diêm Điền	Sét pha, chảy	65	5.480	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
8		Hải Thịnh	Sét pha, dẻo mềm	69	3.360	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
9		Hải Thịnh	Sét, chảy	58	2.910	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
10		Hải Thịnh	Cát mịn - bụi	100	3.500	CY (*)
11		Kim Sơn	Sét pha, dẻo chảy	98	6.870	Khả năng chịu tải thấp
12		Kim Sơn	Sét, dẻo mềm	84	4.030	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
13	mQ ₂ ³ tb ₃	Diêm Điền	Cát pha, dẻo	81	12.230	Khả năng chịu tải thấp
14		Diêm Điền	Sét pha, dẻo chảy	88	5.440	Khả năng chịu tải thấp

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Tên và trạng thái của đất	Sức chịu tải quy ước	Mô đun tổng biến dạng	Phân loại đất yếu theo tính chất xây dựng
				R _o	E _o	
				kPa		
15	mvQ ₂ ³ tb ₃	Hải Thịnh	Cát mịn - bụi	100	3.850	CY (*)
16		Hải Thịnh	Sét pha, dẻo chảy	51	4.540	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
17		Diêm Điền	Cát mịn - bụi	100	2.800	CY (*)
18		Hải Thịnh	Cát mịn - bụi	100	3.150	CY (*)

Ghi chú: CY(*) là đất cát mịn bụi, có $R_o \geq 100kPa$, nhưng $E_o < 5000kPa$, là loại đất nhạy cảm với tác dụng của tải trọng động (dễ hóa lỏng).

Bảng 3.9. Phân loại đất yếu phụ hệ tầng Thái Bình 1 và phụ hệ tầng Thái Bình 2 theo tính chất xây dựng

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Tên và trạng thái của đất	Sức chịu tải quy ước	Mô đun tổng biến dạng	Phân loại đất yếu theo tính chất xây dựng
				R _o	E _o	
				kPa		
1	aQ ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Sét, chảy	35	960	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
2		Hải Phòng	Sét pha, chảy	55	3.580	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
3		Diêm Điền	Sét pha, dẻo chảy	79	3.300	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
4	abQ ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Sét, chảy	43	1.450	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
5		Hải Phòng	Sét pha, chảy	50	2.170	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
6	ambQ ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Sét, chảy	35	910	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
7		Hải Phòng	Sét pha, chảy	47	2.180	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
8		Hải Phòng	Cát pha, chảy	65	5.170	Khả năng chịu tải thấp
9		Diêm Điền	Sét pha, chảy	49	580	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
10	amQ ₂ ³ tb ₂	Diêm Điền	Sét pha, chảy	72	5.850	Khả năng chịu tải thấp
11		Hải Thịnh	Sét, dẻo chảy	65	2.760	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Tên và trạng thái của đất	Sức chịu tải quy ước	Mô đun tổng biến dạng	Phân loại đất yếu theo tính chất xây dựng
				R _o	E _o	
				kPa		
12		Kim Sơn	Sét pha, dẻo chảy	52	3.350	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
13	mQ ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Sét, dẻo chảy	53	1.900	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
14		Hải Phòng	Sét pha, chảy	66	2.770	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
15		Hải Thịnh	Sét pha, chảy	64	1.830	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
16		Kim Sơn	Sét pha, chảy	65	1.630	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
18	amQ ₂ ³ tb ₁	Hải Phòng	Sét, chảy	39	1.760	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
19		Hải Phòng	Sét pha, chảy	49	3.410	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng lớn
20		Hải Phòng	Cát pha, chảy	75	4.500	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
21	mQ ₂ ³ tb ₁	Hải Thịnh	Sét pha, dẻo chảy	57	2.930	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn

Bảng 3.10. Phân loại đất yếu hệ tầng Hải Hưng theo tính chất xây dựng

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Tên và trạng thái của đất	Sức chịu tải quy ước	Mô đun tổng biến dạng	Loại đất
				R _o	E _o	
				kPa		
1	mQ ₂ ¹⁻² hh ₂	Hải Phòng	Sét, dẻo chảy	50	3060	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng lớn
2		Hải Phòng	Sét pha, dẻo chảy	61	5390	Khả năng chịu tải thấp
3		Hải Phòng	Cát pha, dẻo	61	7970	Khả năng chịu tải thấp
4		Diêm Điền	Sét pha, dẻo mềm	70	7130	Khả năng chịu tải thấp
5		Diêm Điền	Sét, dẻo mềm	80	7440	Khả năng chịu tải thấp

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Tên và trạng thái của đất	Sức chịu tải quy ước	Mô đun tổng biến dạng	Loại đất
				R _o	E _o	
				kPa		
6		Hải Thịnh	Sét, dẻo chảy	66	2850	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
7		Kim Sơn	Sét pha, dẻo chảy	95	4450	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
8	amQ ₂ ¹⁻² hh ₁	Hải Phòng	Sét, dẻo chảy	64	3340	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
9		Hải Phòng	Sét pha, chảy	92	72.8	Khả năng chịu tải thấp
10		Diêm Điền	Sét pha, dẻo chảy	68	4370	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
11		Diêm Điền	Sét, chảy	50	2100	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
14		Hải Thịnh	Sét pha, dẻo chảy	64	2980	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
15	mbQ ₂ ¹⁻² hh ₁	Hải Phòng	Sét, chảy	33	890	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
16		Hải Thịnh	Sét pha, chảy	46	1900	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn

Từ các bảng phân loại đất yếu ở trên, có thể nhận thấy:

- Đất yếu có tính chất xây dựng kém nhất là sét, sét pha ở trạng thái chảy (bùn) với khả năng chịu tải rất thấp ($R_o \leq 50\text{kPa}$) và tính biến dạng rất lớn ($E_o \leq 3.000\text{kPa}$), hầu hết chúng đều có nguồn gốc liên quan đến biển - đầm lầy và thuộc loại đất có chứa hữu cơ. Việc cải tạo, gia cố loại đất yếu này thường khó khăn, tốn kém và mất nhiều thời gian.

- Các loại đất yếu sét, sét pha ở trạng thái dẻo chảy có khả năng chịu tải thấp ($50 \leq R_o < 100\text{kPa}$) và tính biến dạng lớn ($3.000 \leq E_o < 5.000\text{kPa}$), chúng thường có nguồn gốc sông (a), sông - biển (am), biển (m). Đất thuộc loại chứa ít hữu cơ. Với loại đất yếu này, có thể sử dụng các công nghệ gia cố, xử lý đơn giản hơn.

- Đất yếu là cát pha ở trạng thái chảy, một số nơi là trạng thái dẻo thường có sức chịu tải thấp ($R_o < 100\text{kPa}$) nhưng tính biến dạng không lớn ($E_o > 5.000\text{kPa}$), chúng thường có nguồn gốc sông - biển (am) và biển (m).

- Đối với đất cát mịn - bụi hoặc cát pha trạng thái dẻo có $R_o \geq 100\text{kPa}$, $E_o < 5.000\text{kPa}$ không thuộc đất yếu, nhưng chúng được xem là loại đất nhạy cảm với tải trọng động do có thành phần chủ yếu là cát, bụi ở độ chặt thấp nên dễ bị hóa lỏng khi chịu tải trọng động.

3.2. ĐẶC ĐIỂM PHÂN BỐ ĐẤT YẾU

3.2.1. Đặc điểm phân bố các phức hệ địa tầng đất yếu

Đặc điểm phân bố các phức hệ địa tầng đất yếu nguồn gốc khác nhau trong vùng ven biển Bắc Bộ như sau:

1) Các phức hệ địa tầng nguồn gốc biển - đầm lầy (mbQ_2^3 , $mbQ_2^{1-2}hh_1$), sông - biển - đầm lầy ($ambQ_2^3tb_3$, $ambQ_2^3tb_2$), sông - đầm lầy ($abQ_2^3tb_2$).

- Phức hệ địa tầng đất yếu mbQ_2^3 với kiểu thạch học đất yếu là bùn sét pha, bùn sét, bùn cát pha, sét pha dẻo chảy, cát sạn lẫn hữu cơ, vò sò, có màu xám đen, xám ghi. Phức hệ phân bố ngay trên bề mặt địa hình, tạo thành các dải hẹp ở khu vực trũng thấp ven biển thuộc tỉnh Quảng Ninh kéo dài từ Yên Hưng, Đại Yên đến Móng Cái, bị ngập nước khi thủy triều lên, với diện phân bố khoảng trên 400 km^2 . Chiều dày đất yếu chủ yếu thay đổi từ 2 - 5m, một số nơi ở cửa sông, suối ở khu vực Móng Cái, có thể đến 10m. Phức hệ mbQ_2^3 phủ phía trên đất sườn - tàn tích edQ, một số nơi phủ lên phức hệ mQ_2^3 , mQ_2^{1-2} .

- Phức hệ địa tầng đất yếu $mbQ_2^{1-2}hh_1$ chủ yếu nằm dưới phức hệ $mQ_2^{1-2}hh_2$; một số nơi nằm phía dưới phức hệ $mQ_2^3tb_1$, chỉ phân bố ở khu vực Hải Phòng, Hải Thịnh - Nam Định từ độ sâu 11 - 30m trở xuống. Chiều dày thay đổi mạnh từ vài mét đến hơn 20m. Kiểu thạch học chủ yếu là bùn sét, bùn sét pha, sét pha dẻo chảy lẫn hữu cơ, xen kẹp cát mịn màu nâu, xám đen. Phức hệ phủ lên các phức hệ $amQ_2^{1-2}hh_1$; am, mQ_1^3vp .

- Phức hệ địa tầng đất yếu $ambQ_2^3tb_3$ phân bố ngay trên bề mặt địa hình với diện hẹp ở các cửa sông ven biển trũng thấp ở khu vực

Kim Sơn - Ninh Bình, ven biển Nam Định, Thái Bình. Chúng tạo thành hai dải: một dải từ Cồn Thoi đến Thịnh Long dọc cửa sông Ninh Cơ, sông Đáy và một dải từ Giao Thủy - Nam Định đến thị trấn Diêm Điền - Thái Bình ở khu vực cửa sông Hồng và sông Trà Lý, diện phân bố tổng cộng khoảng 200 km². Chiều dày đất yếu thay đổi từ 5m đến 10-20m, có nơi trên 20m. Kiểu thạch học chủ yếu là bùn sét pha, bùn sét, sét pha lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu đen, xám tro. Phức hệ đất yếu này phủ phía trên các phức hệ $amQ_2^3tb_3$, $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- *Phức hệ địa tầng đất yếu $ambQ_2^3tb_2$* phân bố trên bề mặt địa hình chủ yếu ở bãi lầy cửa sông ven biển khu vực Diêm Điền - Thái Bình và Hải Phòng tại các cửa sông Thái Bình, sông Hóa, sông Văn Úc, sông Bạch Đằng với tổng diện tích phân bố khoảng 150km². Các thành tạo này có chiều dày thay đổi mạnh từ vài mét đến 10m, có nơi từ 10 - 20m. Chúng phủ lên các phức hệ $am, mQ_2^3tb_1$; $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$. Kiểu thạch học chủ yếu là bùn sét pha, bùn sét, sét pha lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu đen, xám tro.

- *Phức hệ địa tầng đất yếu $abQ_2^3tb_2$* chỉ phân bố với diện hẹp ở phía Tây khu vực Hải Phòng gồm: Tiên Lãng, An Lão, An Hải dưới dạng các bãi lầy ven các sông Thái Bình, sông Văn Úc và sông Bạch Đằng. Chiều dày thường nhỏ hơn 5m, có nơi đến 10m. Kiểu thạch học chủ yếu là bùn sét pha, sét, sét pha dẻo chảy, lẫn hữu cơ, vỏ sò, xám đen, xám tro. Phức hệ phủ phía trên các phức hệ $am, mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$.

2) Các phức hệ địa tầng nguồn gốc sông ($aQ_2^3tb_3$, $aQ_2^3tb_2$)

Các phức hệ địa tầng nguồn gốc sông hệ tầng Thái Bình lộ ra trên mặt địa hình, chủ yếu phân bố dọc theo các con sông lớn như sông Trà Lý, sông Hồng, sông Ninh Cơ và sông Đáy tập trung tại các khu vực Yên Khánh (Ninh Bình), Kiến Xương, Đông Hưng, Thái Thụy (Thái Bình) và một phần nhỏ phân bố dọc theo các sông ở Vĩnh Bảo, thành phố Hải Phòng và Thủy Nguyên. Phức hệ có nơi là kiểu thạch học đất yếu, có nơi là kiểu thạch học đất tốt, chiều dày từ 5 - 10 m, có nơi lớn hơn 10m. Kiểu thạch học chủ yếu là cát pha, sét, sét pha, cát bụi màu xám nâu, xám vàng nhạt. Phức hệ này phủ lên các phức hệ $amQ_2^3tb_3$, $amQ_2^3tb_2$, $amQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$.

3) Các phức hệ địa tầng nguồn gốc sông biển ($amQ_2^3tb_3$, $amQ_2^3tb_2$, $amQ_2^3tb_1$, $amQ_2^{1-2}hh_1$).

- Phức hệ địa tầng đất yếu $amQ_2^3tb_3$ phân bố ngay trên bề mặt địa hình với diện tích lớn từ Hải Phòng xuống Kim Sơn, Ninh Bình, có nơi bị các phức hệ $a, amb, mQ_2^3tb_3$ phủ lên trên. Chiều dày thay đổi mạnh từ vài mét đến 10 - 20m. Kiểu thạch học chủ yếu là sét pha, sét, xen kẹp cát pha, cát, màu xám, xám nâu, trạng thái dẻo chảy. Đất yếu phủ phía trên các phức hệ $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$. Tại Diêm Điền - Thái Thụy, ở khu vực cửa Trà Lý là đất tốt, đất có trạng thái dẻo mềm, với chiều dày nhỏ hơn 10m.

- Phức hệ địa tầng đất yếu $amQ_2^3tb_2$ phân bố ngay trên bề mặt địa hình với diện tích lớn, đều gặp ở các khu vực Hải Phòng, Diêm Điền - Thái Bình, Hải Thịnh - Nam Định, Kim Sơn - Ninh Bình. Chiều dày thay đổi từ 2 - 10m và lớn hơn 10m. Kiểu thạch học chủ yếu là sét pha xen kẹp cát pha, cát, màu nâu hồng, nâu xám, trạng thái dẻo mềm, dẻo chảy. Phức hệ đất yếu phủ phía trên các phức hệ $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$.

- Phức hệ địa tầng đất yếu $amQ_2^3tb_1$ chỉ gặp ở phía Tây Nam khu vực Hải Phòng tạo thành những khoảng nhỏ, lộ ra trên bề mặt địa hình, có nơi bị phức hệ $ab, ambQ_2^3tb_2$ phủ lên trên. Kiểu thạch học chủ yếu là bùn sét pha, sét, sét pha, lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu xám đen. Chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn chục mét. Đất yếu phủ phía trên trầm tích $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$.

- Phức hệ địa tầng đất yếu $amQ_2^{1-2}hh_1$ chủ yếu phân bố phía dưới trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$; một số nơi nằm phía dưới các phức hệ $amQ_2^3tb_3$; amb , am , $mQ_2^3tb_2$, $amQ_2^3tb_1$; $am, mbQ_2^{1-2}hh_1$. Phức hệ phân bố rộng rãi tại các khu vực từ Hải Phòng xuống Kim Sơn - Ninh Bình, ở độ sâu từ 7 - 25m trở xuống. Chiều dày của phức hệ biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn 20m. Kiểu thạch học chủ yếu là sét, sét pha, bùn, xen kẹp ít cát mịn, màu xám tro, xám nâu, trạng thái dẻo chảy - chảy. Phức hệ phủ phía trên các phức hệ $amQ_2^{1-2}hh_1$; am , mQ_1^3vp .

4) Các phức hệ địa tầng nguồn gốc biển ($mQ_2^3tb_3$, $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$).

- *Phức hệ địa tầng đất yếu $mQ_2^3tb_3$* phân bố ngay trên mặt địa hình với diện hẹp dọc ven biển từ Thái Bình xuống Ninh Bình, gặp tại các khu vực Diêm Điền - Thái Bình, Hải Thịnh - Nam Định, Kim Sơn - Ninh Bình. Chiều dày thay đổi từ 2 -10m và lớn hơn 10m. Kiểu thạch học chủ yếu là cát mịn xốp, sét pha dẻo chảy, dẻo mềm, lẫn vỏ sò, màu xám, xám nâu. Phức hệ phủ phía trên các phức hệ $amQ_2^3tb_3$, $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- *Phức hệ địa tầng đất yếu $mQ_2^3tb_2$* có kiểu thạch học chủ yếu là sét pha, sét, xen kẹp cát, lẫn vỏ sò, màu xám, xám đen, trạng thái chảy - dẻo chảy. Phức hệ phân bố rải rác ngay trên bề mặt địa hình ở hầu hết các khu vực từ Hải Phòng xuống Ninh Bình hoặc bị các phức hệ a, amb, am, mv, $mQ_2^3tb_3$, $amQ_2^3tb_2$ phủ lên trên. Chiều dày từ 2 - 10m và lớn hơn 10m. Phức hệ phủ phía trên các phức hệ $ambQ_2^3tb_2$, $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, amQ_1^3vp , có nơi phủ trên bề mặt đá gốc.

- *Phức hệ địa tầng đất yếu $mQ_2^3tb_1$* với kiểu thạch học chủ yếu là bùn sét pha, sét, sét pha, lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu xám đen, trạng thái dẻo chảy - dẻo mềm. Phức hệ chỉ gặp rải rác tại khu vực Hải Phòng và Hải Thịnh - Nam Định, phân bố ngay trên bề mặt địa hình, có nơi bị các phức hệ ab, $ambQ_2^3tb_2$ phủ lên trên. Chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn chục mét. Đất yếu phủ phía trên các phức hệ $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$.

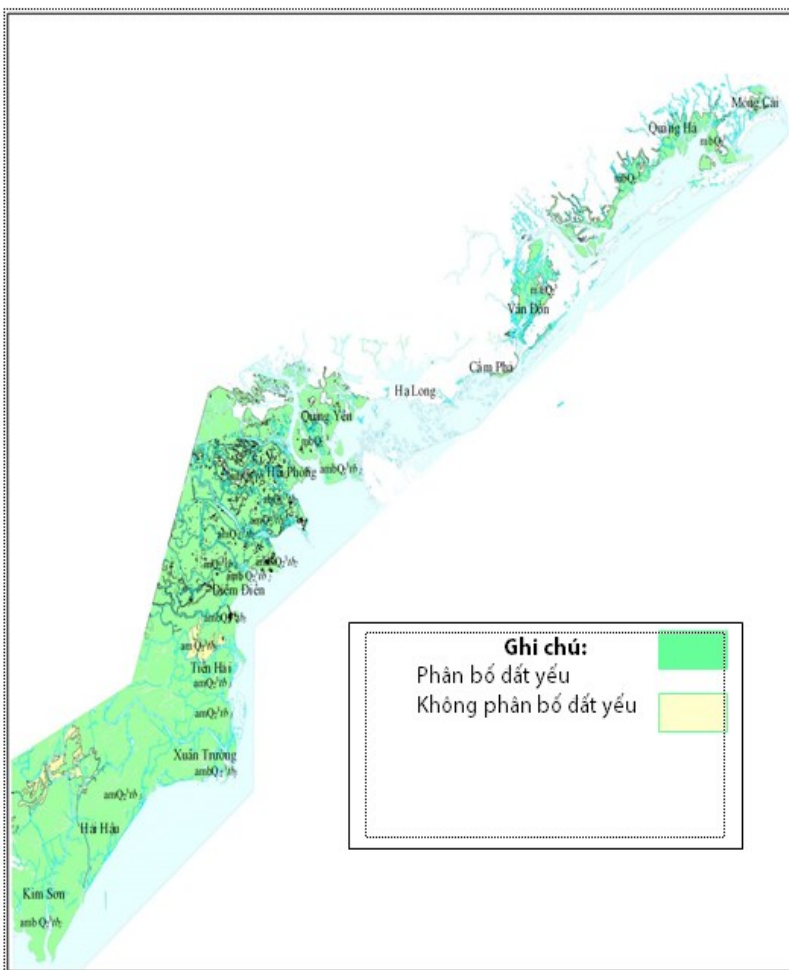
- *Phức hệ đất yếu $mQ_2^{1-2}hh_2$* phân bố rộng khắp khu vực nghiên cứu từ Hải Phòng xuống Kim Sơn - Ninh Bình. Phức hệ đất yếu chủ yếu bị phủ bởi các phức hệ đất yếu thuộc hệ tầng Thái Bình (a, am, amb, m) $Q_2^3tb_3$; (a, ab, m, am, amb, mv) $Q_2^3tb_2$, (am, m) $Q_2^3tb_1$), một số nơi lộ ra trên bề mặt địa hình. Phần lộ ra phân bố rải rác tại phía Tây Bắc Hải Phòng và Diêm Điền - Thái Bình như An Hải, An Lão, Kiến An (Hải Phòng); Đông Cường, Đông Tiến, An Mỹ, Thụy Duyên, Thụy Dân, Thụy Văn (Diêm Điền - Thái Bình) và một số vùng nhỏ tại Yên Mạc - Ninh Bình. Chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn

10m, có nơi đến hơn 20m. Kiểu thạch học chủ yếu là sét, sét pha lẫn hữu cơ, vỏ sò màu xám ghi, xám xanh, đa phần là đất yếu, chỉ có diện phân bố nhỏ ở Diêm Điền - Thái Bình là đất tốt, trạng thái dẻo mềm. Chúng phủ lên các phức hệ (am, mb) $Q_2^{1-2}hh_1$; (m, am) Q_1^3vp .

5) Các phức hệ nguồn gốc biển gió ($mvQ_2^3tb_3$, $mvQ_2^3tb_2$)

Các phức hệ nguồn gốc biển gió (cát yếu) phân bố dưới dạng các dải cồn cát hẹp nằm song song với đường bờ biển dọc ven biển từ Hải Phòng xuống Kim Sơn - Ninh Bình ở Hải Thịnh - Nam Định và Diêm Điền - Thái Bình ($mvQ_2^3tb_3$), Hải Phòng ($mvQ_2^3tb_2$). Chiều dày thay đổi từ 2 - 5m, có nơi từ 5 - 10m và lớn hơn 10m. Kiểu thạch học chủ yếu là cát hạt nhỏ, cát bụi màu xám, xám vàng, xám trắng, xám nâu, trạng thái xốp. Phức hệ cát yếu phủ phía trên phức hệ $amQ_2^{1-2}hh_1$.

Đặc điểm phân bố của các phức hệ địa tầng đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ được biểu thị trên hình 3.1.



Hình 3.1. Đặc điểm phân bố đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ (theo Bản đồ phân bố đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ, tỷ lệ 1/100.000).

3.2.2. Đặc điểm phân bố các kiểu thạch học đất yếu ở các khu vực trọng điểm phát triển kinh tế

Đặc điểm phân bố của các loại đất yếu ở các khu vực trọng điểm phát triển kinh tế bao gồm Móng Cái, Cẩm Phả, Hạ Long, Hải Phòng, Diêm Điền, Hải Thịnh và Kim Sơn như sau:

* **Tại khu vực Móng Cái**, kiểu thạch học đất yếu đặc trưng là sét, trạng thái chảy (mbQ_2^3) phân bố tập trung ở các cửa sông, suối đổ ra biển từ Tiên Yên tới Móng Cái qua địa phận các xã Quảng Minh, Hải Đông, Hải Yên, Vạn Ninh, Hải Hòa, chiếm khoảng 1/3 tổng diện tích

nghiên cứu. Đất yếu phân bố ngay trên bề mặt địa hình, chiều dày nhỏ hơn 5m và phủ lên phía trên đất sườn - tàn tích edQ.

* **Tại khu vực Cẩm Phả**, kiểu thạch học đất yếu bùn sét pha (mbQ_2^3) phân bố ở phía sát biển tạo thành một dải hẹp kéo dài từ Cẩm Bình, Cẩm Sơn, Cẩm Phú, Cẩm Trung, Cẩm Tây, Cửa Ông lên đến Mông Dương. Đất yếu lộ ngay trên bề mặt địa hình, chiều dày nhỏ hơn 5m và nằm phía trên kiểu thạch học sườn - tàn tích edQ hoặc kiểu thạch học mQ_2^3 .

* **Tại khu vực Hạ Long**, các kiểu thạch học đất yếu bùn sét pha, bùn sét, sét dẻo chảy (mbQ_2^3) phân bố với diện tích hẹp ở phía giáp biển, tạo thành một dải liên tục kéo dài từ Yên Cư đến Bãi Cháy, lộ ra trên bề mặt địa hình. Kiểu thạch học phân bố trên các địa hình trũng thấp, thường xuyên ngập nước và chỉ lộ ra khi triều xuống. Đất yếu có chiều dày nhỏ hơn 5m, phủ phía trên kiểu thạch học sườn tàn tích edQ, có nơi phủ trên kiểu thạch học mQ_2^{1-2} , mQ_2^3 .

* **Tại khu vực Hải Phòng**, đất yếu phân bố hầu hết khu vực, lộ ngay trên bề mặt địa hình. Đất yếu có thành phần và nguồn gốc đa dạng, gồm: $amQ_2^3tb_3$; (a, ab, amb, am, m, mv) $Q_2^3tb_2$; (am, m) $Q_2^3tb_1$; $mQ_2^{1-2}hh_2$; (am, mb) $Q_2^{1-2}hh_1$, chiều dày biến đổi mạnh từ 10m đến hơn 30m.

- *Kiểu thạch học đất yếu sét pha, trạng thái dẻo chảy ($amQ_2^3tb_3$)* phân bố thành một dải nhỏ ven sông Cấm ở phía Tây Bắc khu vực nghiên cứu. Kiểu thạch học lộ ra trên bề mặt địa hình và phủ phía trên các trầm tích $amQ_2^{1-2}hh_1$, chiều dày thay đổi từ 2 - 5m.

- *Các kiểu thạch học đất yếu bùn sét, sét pha trạng thái chảy ($aQ_2^3tb_2$)* phân bố cục bộ ở phía Bắc và một dải nhỏ ven sông Lạch Tray. Kiểu thạch học lộ ra trên mặt địa hình và phủ phía trên các kiểu thạch học $amQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, chiều dày thường nhỏ hơn 10m.

- *Các kiểu thạch học đất yếu sét, trạng thái chảy, bùn sét pha ($abQ_2^3tb_2$)* phân bố chủ yếu ở phía Tây và Tây Nam của khu vực nghiên cứu gồm các xã Hùng Thắng, Bắc Hưng, Tiến Thắng, Bạch Đằng, Chiến Thắng, Thuận Tiến, Tân Dân, Thái Sơn... và gặp một số dải nhỏ ở phía Bắc của khoáng. Kiểu thạch học lộ ra trên bề mặt địa

hình và phủ phía trên các kiểu thạch học am, $mQ_2^3tb_1$; $mQ_2^{1-2}hh_2$, chiều dày nhỏ hơn 5m.

- Các kiểu thạch học đất yếu bùn sét, bùn sét pha, bùn cát pha ($ambQ_2^3tb_2$) phân bố tạo thành các dải khá rộng ở phía Đông của khu vực nghiên cứu. Kiểu thạch học lộ ra trên mặt địa hình và phủ phía trên các kiểu thạch học (am, m) $Q_2^3tb_1$; $mQ_2^{1-2}hh_2$; $amQ_2^{1-2}hh_1$, chiều dày biến đổi từ 5m đến 10 - 20m.

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha, trạng thái dẻo chảy ($amQ_2^3tb_2$) phân bố hẹp tạo thành một dải hẹp ở phía Đông khu vực nghiên cứu. Kiểu thạch học lộ ra trên bề mặt địa hình và phủ phía trên phức hệ $amQ_2^{1-2}hh_1$, chiều dày biến đổi từ 2 - 5m.

- Các kiểu thạch học đất yếu sét trạng thái dẻo chảy, bùn sét pha ($mQ_2^3tb_2$) phân bố thành các dải nhỏ ven biển ở Tân Thành, Ngọc Hải. Kiểu thạch học lộ ra trên mặt và phủ phía trên các trầm tích $ambQ_2^3tb_2$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, amQ_1^3vp , có nơi phủ trên bề mặt đá gốc, chiều dày biến đổi từ 2 - 10m.

- Kiểu thạch học cát yếu ($mvQ_2^3tb_2$) phân bố với diện tích nhỏ ở phía Tây Nam khu vực nghiên cứu. Kiểu thạch học lộ trên mặt địa hình và phủ phía trên trầm tích $mQ_2^3hh_2$, chiều dày nhỏ hơn 5m.

- Các kiểu thạch học đất yếu bùn sét, bùn sét pha, cát pha - trạng thái chảy ($amQ_2^3tb_1$) phân bố ngay trên bề mặt địa hình có nơi bị đất thuộc trầm tích $abQ_2^3tb_2$, $ambQ_2^3tb_2$ phủ lên trên. Kiểu thạch học lộ ra trên mặt địa hình, phân bố khoảng 1/3 diện tích nghiên cứu, nằm ở phía Tây Nam và phủ phía trên các kiểu thạch học $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$. Chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn chục mét.

- Kiểu thạch học đất yếu bùn sét pha ($mQ_2^3tb_1$) phân bố cục bộ, chỉ gặp một diện tích nhỏ ở phía Tây Bắc khu vực nghiên cứu. Kiểu thạch học lộ ra trên mặt địa hình và phủ phía trên các kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$, $mbQ_2^{1-2}hh_1$, chiều dày biến đổi từ 2 - 10m.

- Các kiểu thạch học đất yếu sét trạng thái chảy, sét pha trạng thái dẻo chảy, cát pha trạng thái dẻo ($mQ_2^{1-2}hh_2$) phân bố hầu hết khu

vực nghiên cứu. Phần lớn kiểu thạch học bị các kiểu thạch học hệ tầng Thái Bình (a, ab, m, am, amb, mv) $Q_2^3tb_2$, (am, m) $Q_2^3tb_1$) phủ lên trên, một số nơi ở phía Tây khu vực nghiên cứu lộ ngay trên bề mặt địa hình. Chiều dày biến đổi từ vài mét đến hơn chục mét, có nơi đến 20m. Kiểu thạch học này phủ lên phía trên các kiểu thạch học $amQ_2^{1-2}hh_1$; amQ_1^3vp .

- Các kiểu thạch học đất yếu sét, sét pha, trạng thái dẻo chảy ($amQ_2^{1-2}hh_1$) phân bố rộng khắp khu vực nghiên cứu, chủ yếu nằm dưới kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$, một số nơi nằm dưới các kiểu thạch học amb, $mQ_2^3tb_2$; $amQ_2^3tb_1$. Kiểu thạch học có chiều dày nhỏ hơn 20m và phủ phía trên kiểu thạch học amQ_1^3vp .

- Kiểu thạch học đất yếu bùn sét ($mbQ_2^{1-2}hh_1$) phân bố chủ yếu ở các khu vực Toàn Thắng, Tiến Minh, Cấp Tiến, Quyết Tiến. Kiểu thạch học có chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn 20m. Đất yếu phân bố ở dưới sâu, nằm dưới kiểu thạch học $mQ_2^3tb_1$; $mQ_2^{1-2}hh_2$ và phủ phía trên kiểu thạch học amQ_1^3vp .

* **Tại khu vực Diêm Điền**, đất yếu có mặt trên toàn bộ khu vực, khoảng 2/3 đất yếu lộ ra trên bề mặt địa hình, còn lại khoảng 1/3 đất yếu bị phủ bởi kiểu thạch học đất tốt nguồn gốc sông - biển $amQ_2^3tb_3$. Đất yếu có thành phần và nguồn gốc đa dạng, gồm: (a, am, m, mv) $Q_2^3tb_3$; (a, amb, am, m) $Q_2^3tb_2$; $mQ_2^{1-2}hh_2$; $amQ_2^{1-2}hh_1$, chiều dày đất yếu biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn hai chục mét, lớn nhất gần đến 30m.

- Kiểu thạch học đất yếu sét, trạng thái dẻo chảy ($aQ_2^3tb_3$) phân bố thành các dải hẹp dọc sông Diêm Hộ. Kiểu thạch học lộ ra trên mặt và phủ phía trên kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$, chiều dày biến đổi từ 5 - 10m, có chỗ lớn hơn 10m.

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha, trạng thái dẻo chảy ($amQ_2^3tb_3$) phân bố tập trung chủ yếu ở phía Nam và Tây Nam của khu vực nghiên cứu, phần lớn lộ ra ngay trên bề mặt địa hình, có nơi bị kiểu thạch học $mQ_2^3tb_3$ phủ phía trên. Chiều dày thường nhỏ hơn 10m, có nơi lớn hơn 10m. Kiểu thạch học này phủ phía trên kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Các kiểu thạch học đất yếu cát pha trạng thái dẻo, sét pha trạng thái dẻo chảy ($mQ_2^3tb_3$) lộ ra ngay trên mặt và tạo thành một dải ở ven biển Thụy Xuân, Thụy Hải, Thái Phong. Đất yếu có chiều dày biến đổi từ 5 - 10m. Kiểu thạch học này phủ phía trên các kiểu thạch học $amQ_2^3tb_3$, $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học cát yếu $mvQ_2^3tb_3$ phân bố hạn chế ở ven biển, lộ ra trên mặt địa hình. Chiều dày thay đổi từ 2 - 5m. Kiểu thạch học này phủ phía trên kiểu thạch học $amQ_2^{1-2}hh_1$.

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha, trạng thái dẻo chảy ($aQ_2^3tb_2$) phân bố lộ ra trên mặt địa hình tạo thành các dải hẹp dọc sông Diêm Hộ ở Vĩnh Phong, Thụy Hưng. Chiều dày thường nhỏ hơn 2m. Kiểu thạch học này phủ phía trên các kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$.

- Kiểu thạch học đất yếu bùn sét pha ($ambQ_2^3tb_2$) lộ ra trên bề mặt địa hình với diện phân bố hẹp, chỉ gặp ở Thụy An, Thụy Quỳnh. Chiều dày biến đổi từ 2 - 10m. Kiểu thạch học này phủ phía trên các kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$.

- Kiểu thạch học đất yếu cát pha, trạng thái dẻo ($mQ_2^3tb_2$) lộ ra trên mặt địa hình với diện phân bố hẹp và cục bộ ở một số nơi như Thụy Dương, Thụy Bình, Thụy Liên. Chiều dày biến đổi từ 5 - 10m. Kiểu thạch học này phủ phía trên kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu ($mQ_2^{1-2}hh_2$) tập trung chủ yếu ở phía Tây Bắc khu vực nghiên cứu, một số nơi lộ ra trên mặt địa hình ở Thụy Dân, Thụy Chính, Thụy Việt, một số nơi bị phủ bởi các kiểu thạch học $(a, am) Q_2^3tb_3$; $(a, m, amb) Q_2^3tb_2$. Chiều dày biến đổi từ 10 - 20m, có nơi lớn hơn 20m. Đất yếu phủ phía trên kiểu thạch học $amQ_2^{1-2}hh_1$ hoặc amQ_1^3vp .

- Các kiểu thạch học đất yếu sét pha trạng thái dẻo chảy, sét trạng thái chảy ($amQ_2^{1-2}hh_1$) phân bố hầu hết khu vực nghiên cứu, chủ yếu nằm phía dưới kiểu thạch học $amQ_2^{1-2}hh_1$; một số nơi nằm phía dưới kiểu thạch học $amQ_2^3tb_2$. Chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến 20m. Kiểu thạch học này phủ phía trên kiểu thạch học amQ_1^3vp .

* **Tại khu vực Hải Thịnh**, đất yếu có mặt trên toàn bộ khu vực. Chúng phân bố phổ biến phía trên bề mặt địa hình, chỉ có một diện

nhỏ phía Tây Bắc và dọc các sông, đất yếu bị phủ bởi đất tốt thuộc kiểu thạch học $aQ_2^3tb_3$. Đất yếu có thành phần và nguồn gốc đa dạng, bao gồm: (ba, mb, am, m, mv) $Q_2^3tb_3$; (am, m) $Q_2^3tb_2$; $mQ_2^3tb_1$; $mQ_2^{1-2}hh_2$; (am, m, b) $Q_2^{1-2}hh_1$, chiều dày đất yếu lớn hơn 20m, phổ biến từ 20 - 30m, có nơi rất lớn từ 30m đến hơn 50m.

- Kiểu thạch học đất yếu bùn sét pha ($ambQ_2^3tb_3$) lộ ra trên bề mặt địa hình với diện hẹp ở một số nơi như Giao Thịnh, Giao Lâm, Nghĩa Bình, Nghĩa Phúc. Chiều dày biến đổi từ 5 - 10 - 20m. Kiểu thạch học này phủ phía trên các kiểu thạch học $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Các kiểu thạch học đất yếu sét pha dẻo chảy, cát mịn xốp ($mQ_2^3tb_3$) phân bố ngay trên mặt địa hình, chỉ gặp ở Trục Hùng, Giao Phong, Nghĩa Phúc. Chiều dày biến đổi từ 2 - 5m. Kiểu thạch học này phủ phía trên các kiểu thạch học $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha, dẻo chảy ($amQ_2^3tb_3$) phân bố hầu hết khu vực nghiên cứu, lộ ra ngay trên mặt địa hình. Chiều dày biến đổi từ 2 - 10m, có nơi đến hơn 10m. Kiểu thạch học này phủ phía trên các kiểu thạch học $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu cát mịn, xốp ($mvQ_2^3tb_3$) tạo thành một số dải nhỏ và phân bố rải rác ở ven biển, nằm ngay trên mặt địa hình. Chiều dày thường nhỏ hơn 5m. Kiểu thạch học này phủ phía trên kiểu thạch học $mQ_2^3tb_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu sét, dẻo chảy ($amQ_2^3tb_2$) phân bố hẹp ở một số nơi như Xuân Hòa và Trục Mỹ. Đất yếu lộ ra trên mặt địa hình và phủ phía trên kiểu thạch học $mQ_2^3tb_2$. Chiều dày biến đổi từ 2 - 10m.

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha dẻo chảy ($mQ_2^3tb_2$) phân bố khá rộng rãi trong khu vực nghiên cứu, phần lớn bị các kiểu thạch học a, amb, am, mv, $mQ_2^3tb_3$; $amQ_2^3tb_2$ phủ lên trên. Chiều dày đất yếu thường nhỏ hơn 10m. Kiểu thạch học này phủ lên các kiểu thạch học $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu bùn sét pha ($mQ_2^3tb_1$) phân bố hầu hết khu vực nghiên cứu, nằm dưới các kiểu thạch học (am, m) $Q_2^3tb_3$, $mQ_2^3tb_2$. Chiều dày đất yếu nhỏ hơn 10m. Kiểu thạch học này phủ phía trên kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu sét, dẻo chảy ($mQ_2^{1-2}hh_2$) phân bố tạo thành một dải dọc theo sông Ninh Cơ, nằm dưới các kiểu thạch học (a, am, amb, m) $Q_2^3tb_3$, $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^3tb_1$. Chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn chục mét, có nơi đến 20m. Kiểu thạch học này phủ lên kiểu thạch học $mbQ_2^{1-2}hh_1$.

- Kiểu thạch học đất yếu bùn sét pha ($mbQ_2^{1-2}hh_1$) phân bố hầu hết khu vực nghiên cứu, nằm phía dưới kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$. Chiều dày đất yếu biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn 20m. Kiểu thạch học này phủ phía trên các kiểu thạch học $amQ_2^{1-2}hh_1$; (am, m) Q_1^3vp .

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha dẻo chảy $amQ_2^{1-2}hh_1$ có diện phân bố hẹp, nằm dưới kiểu thạch học $mbQ_2^{1-2}hh_1$. Kiểu thạch học phủ phía trên kiểu thạch học amQ_1^3vp , chiều dày nhỏ hơn 10m.

* **Tại khu vực Kim Sơn**, đất yếu phân bố phía trên bề mặt địa hình với diện phân bố rộng, hầu như bao phủ toàn bộ khu vực. Chỉ có một diện nhỏ ở phía Tây Bắc, đất yếu bị phủ bởi kiểu thạch học đất tốt $aQ_2^3tb_3$. Đất yếu có thành phần và nguồn gốc đa dạng: (mb, am, m) $Q_2^3tb_3$; (am, m) $Q_2^3tb_2$; $mQ_2^{1-2}hh_2$; $amQ_2^{1-2}hh_1$, chiều dày thay đổi từ 10m đến hơn 20m, có nơi rất lớn tới 30 - 70m.

- Kiểu thạch học đất yếu bùn sét pha ($ambQ_2^3tb_3$) phân bố ngay trên bề mặt địa hình ở Nga Tiến, Kim Mỹ, Bình Minh, Cồn Thoi, Nam Điền. Chiều dày biến đổi từ 5m đến 10 - 20m. Kiểu thạch học phủ phía trên các kiểu thạch học $amQ_2^3tb_3$, $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha, dẻo chảy ($amQ_2^3tb_3$) phân bố hầu hết khu vực nghiên cứu, lộ ra trên bề mặt địa hình, có nơi bị các kiểu thạch học (a, amb) $Q_2^3tb_3$ phủ lên trên. Chiều dày biến đổi từ 5 - 10m, có nơi đến hơn 20m. Đất yếu phủ phía trên các kiểu thạch học $mQ_2^3tb_2$; $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha, dẻo chảy ($mQ_2^3tb_3$) lộ ra ngay trên mặt địa hình theo một dải rộng ở các xã ven biển Kim Hải, Kim Trung. Chiều dày biến đổi từ 5 - 10m và lớn hơn 10m. Kiểu thạch học phủ trên kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha xen kẹp ít cát pha, dẻo chảy ($mQ_2^3tb_2$) lộ ra ngay trên bề mặt địa hình ở một số nơi như Yên Mạc,

Yên Lâm, Nga Thành, Đông Sơn. Chiều dày biến đổi từ 5 - 10m và lớn hơn. Kiểu thạch học phủ phía trên kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$.

- Kiểu thạch học đất yếu sét, dẻo chảy ($mQ_2^{1-2}hh_2$) phân bố hầu hết khu vực nghiên cứu, phần lớn bị phủ bởi kiểu thạch học $mQ_2^3tb_3$, một số nơi lộ ra trên bề mặt địa hình (Yên Từ, Yên Mỹ). Chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn chục mét, có nơi đến 20m. Đất yếu phủ phía trên các kiểu thạch học $amQ_2^{1-2}hh_1$, mQ_1^3vp .

- Kiểu thạch học đất yếu sét pha, dẻo chảy ($amQ_2^{1-2}hh_1$) phân bố dưới kiểu thạch học $mQ_2^{1-2}hh_2$. Chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến 20m. Kiểu thạch học phủ phía trên kiểu thạch học mQ_1^3vp .

3.3. THÀNH PHẦN VẬT CHẤT CỦA ĐẤT YẾU

3.3.1. Thành phần khoáng vật và hóa học

Các loại đất yếu nguồn gốc sông - biển (am), đầm lầy (b) thuộc phụ hệ tầng Thái Bình 2 (am,b) $Q_2^3tb_2$ có hàm lượng SiO_2 khá cao, dao động từ 57 - 68%; hàm lượng Al_2O_3 và Fe_2O_3 dao động từ trên 10 đến hơn 20%.

Đất yếu nguồn gốc sông $aQ_2^3tb_3$ có thành phần hóa học gồm SiO_2 : 66,54%, Fe_2O_3 : 6,38%, Al_2O_3 : 12,95%.

Đất yếu nguồn gốc sông - đầm lầy $abQ_2^3tb_3$ có hàm lượng SiO_2 59,48%, Fe_2O_3 7,54%, Al_2O_3 16,92%.

Đất yếu nguồn gốc sông - biển $amQ_2^{1-2}hh_1$ có hàm lượng SiO_2 58 - 68,4%, Al_2O_3 12,5 - 16,4%, Fe_2O_3 3,1 - 6,3%, CaO 0,3 - 0,8%, MgO 0,8 - 1,5%.

Đất yếu nguồn gốc biển $mQ_2^{1-2}hh_2$ có thành phần hóa học là SiO_2 62,62%, Fe_2O_3 10,21%, Al_2O_3 14,3%, CaO 0,42%, MgO 1,11%, TiO_2 1,4%.

Thành phần khoáng vật của ba loại đất yếu bùn sét, bùn sét pha, bùn cát pha nguồn gốc sông - biển - đầm lầy ($ambQ_2^3tb_2$) phân bố ở khu vực Hải Phòng được tổng hợp trong bảng 3.11. Các nhóm khoáng vật sét trong đất yếu chủ yếu là illit, kaolinit và clorit, trong đó khoáng vật chiếm ưu thế là illit.

Bảng 3.11. Thành phần khoáng vật của một số loại đất yếu khu vực Hải Phòng

Thành phần khoáng vật và hàm lượng phần trăm (%)								
Mẫu đất	Độ sâu, m	Illit	Kaolinit	Clorit	Thạch anh	Felspat	Gơtit	Khoáng vật khác
Bùn sét	<15	24-26	16-18	6-8	29-31	10-12	4-6	Am, Tcao
Bùn sét pha	<10	18-21	6-8	6-8	33-35	24-26	4-6	Am
Bùn cát pha	<6	18-20	6-8	6-8	40-42	17-19	4-6	Tcao

3.3.2. Thành phần hạt

Đất yếu thuộc phụ hệ tầng Thái Bình 3 ($amQ_2^3tb_3$) có nhóm hạt cát chiếm chủ yếu, từ 54 - 90% (tùy khu vực), còn lại là nhóm hạt bụi và sét.

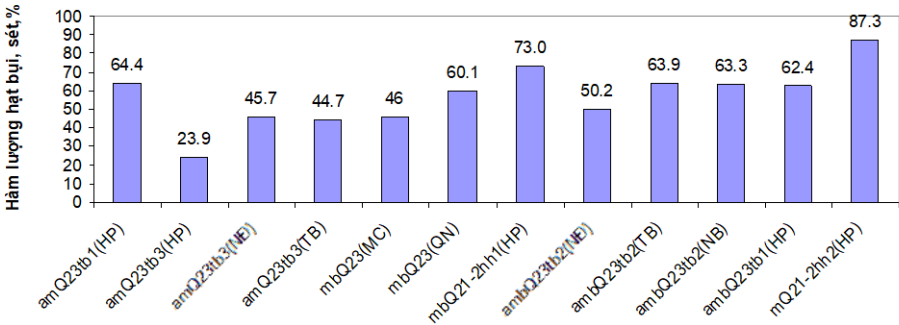
Đất yếu của các phụ hệ tầng Thái Bình 1, phụ hệ tầng Thái Bình 2 và hệ tầng Hải Hưng có nhóm hạt bụi và hạt sét chiếm chủ yếu, từ 51 - 80%. Các loại đất có nguồn gốc biển và biển - đầm lầy thường có nhóm hạt sét khá cao > 30%, trong khi đất có nguồn gốc sông - biển thường không đồng nhất giữa các khu vực. Điều này phản ánh mức độ chi phối của điều kiện lắng đọng cũng như chế độ thủy động lực tại mỗi khu vực khác nhau.

Thành phần hạt, hàm lượng hữu cơ, hàm lượng muối của các loại đất yếu được cho trong bảng 3.12. Sự biến đổi thành phần hạt theo nguồn gốc tại các khu vực được thể hiện trong hình 3.2.

Bảng 3.12. Thành phần hạt, hàm lượng hữu cơ, muối của các loại đất yếu

Tuổi, nguồn gốc	Địa điểm	Thành phần hạt %			Hàm lượng hữu cơ, %	Hàm lượng muối, %	Độ pH
		Nhóm hạt cát (2-0.05mm)	Nhóm hạt bụi (0.5-0.005mm)	Nhóm hạt sét (<0.005mm)			
$amQ_2^3tb_3$	Hải Phòng	76,1	14,7	9,2	3,60	0,26	4,70
	Nam Định	54,3	27,7	18,0	2,79	0,96	6,11
	Thái Bình	55,3	27,4	17,3	2,60	0,83	6,22
mbQ_2^3	Móng Cái	52,8	26,5	19,5	2,35	0,33	6,65
	Quảng Ninh	39,9	25,8	34,3	6,71	0,60	7,17
$ambQ_2^3tb_2$	Nam Định	49,8	30,5	19,7	3,91	1,81	6,48
	Thái Bình	36,1	35,5	28,4	2,68	0,53	6,84
	Ninh Bình	36,7	41,8	21,5	3,40	0,38	6,23

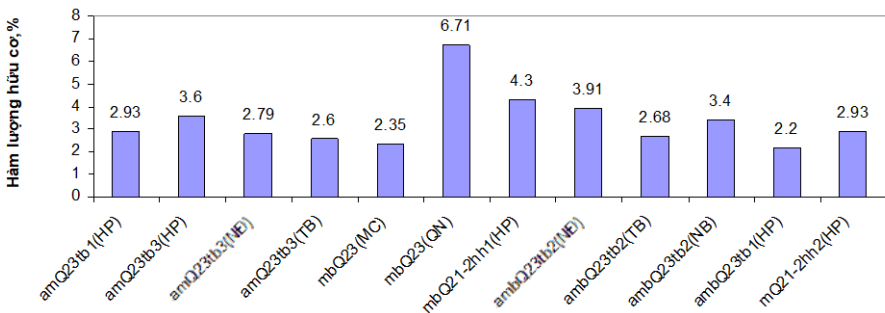
Tuổi, nguồn gốc	Địa điểm	Thành phần hạt %			Hàm lượng hữu cơ, %	Hàm lượng muối, %	Độ pH
		Nhóm hạt cát (2-0.05mm)	Nhóm hạt bụi (0.5-0.005mm)	Nhóm hạt sét (<0.005mm)			
ambQ ₂ ³ tb ₁	Hải Phòng	37,6	31,9	30,5	2,17	0,81	7,20
amQ ₂ ³ tb ₁	Hải Phòng	35,6	29,5	34,9	2,93	0,72	6,99
mQ ₂ ¹⁻² hh ₂	Hải Phòng	12,7	52,4	34,9	2,79	0,52	7,08
mbQ ₂ ¹⁻² hh ₁	Hải Phòng	27,0	39,6	33,4	4,30	0,24	7,22



Hình 3.2. Sự biến đổi thành phần hạt theo nguồn gốc tại các khu vực

3.3.3. Thành phần hữu cơ

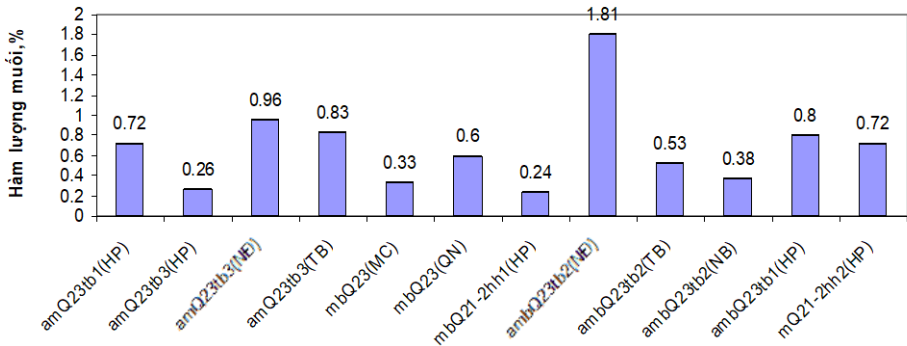
Thành phần hữu cơ của các loại đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ được thể hiện bằng giá trị hàm lượng hữu cơ có trong đất, thay đổi từ 2,2 - 6,71%, phổ biến từ 2 - 4% (bảng 3.12 và hình 3.3). Trong đó, hàm lượng hữu cơ của đất có nguồn gốc liên quan đến đầm lầy (b) từ 3 - 6%; với đất có nguồn gốc liên quan đến biển (m) và sông (a), hàm lượng hữu cơ nhỏ hơn, thay đổi từ 2 - 3%.



Hình 3.3. Sự biến đổi hàm lượng hữu cơ theo nguồn gốc tại các khu vực

3.3.4. Hàm lượng muối và độ pH

Các mẫu đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ đều chứa muối với hàm lượng khác nhau, thay đổi từ 0,24 - 1,81%, phổ biến từ 0,3 - 0,6%. Trong đó, đất thuộc hệ tầng Thái Bình có mức độ nhiễm muối nhiều hơn đất hệ tầng Hải Hưng và mức độ nhiễm muối không đều tại các khu vực khác nhau. Hàm lượng muối và sự biến đổi của chúng thể hiện trong bảng 3.12 và hình 3.4.



Hình 3.4. Sự biến đổi hàm lượng muối theo nguồn gốc tại các khu vực

Hầu hết đất yếu trong vùng đều có độ pH tương ứng môi trường trung tính hoặc axit yếu do có chứa hữu cơ (bảng 3.12).

3.4. TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT YẾU

3.4.1. Các đặc trưng cơ lý cơ bản

Các đặc trưng cơ lý cơ bản của các loại đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ được tổng hợp trong bảng 3.13.

Bảng 3.13. Các đặc trưng cơ lý cơ bản của đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ

Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Loại đất	Độ ẩm	K. lg thể tích tự nhiên	Khối lượng riêng	Hệ số rỗng	Chỉ số dẻo	Độ sệt	Góc ma sát	Lực dính	Hệ số nén lún	Sức chịu tải quy ước	Mô đun tổng biến dạng
			w	γ	γ_s	e_o	I_p	I_s	φ	c	a_{1-2}	R_o	E_o
			%	g/cm ³	-	-	%	-	độ	kPa	cm ² /kG	kPa	kPa
mbQ ₂ ³	Móng Cái	Bùn sét, bùn sét pha	47,9	1,68	2,69	1,320	19,6	1,43	5°74'	6,28	0,108	49	970
	Cẩm Phả	Bùn sét pha	59,1	1,60	2,66	1,594	15,0	2,66	4°23'	5,20	0,488	41	300

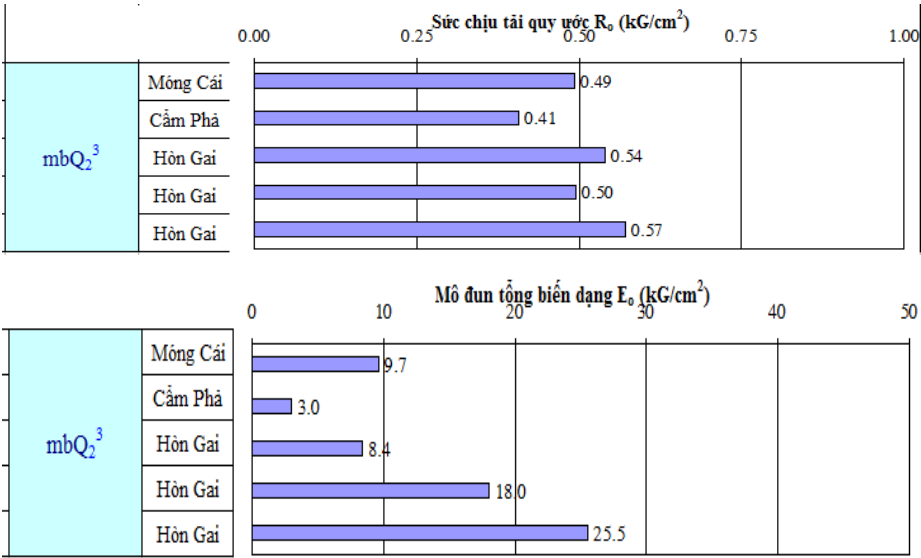
Tuổi, nguồn gốc	Phân bố	Loại đất	Độ ẩm	K. lg thể tích tự nhiên	Khối lượng riêng	Hệ số rỗng	Chỉ số dẻo	Độ sệt	Góc ma sát	Lực dính	Hệ số nén lún	Sức chịu tải quy ước	Mô đun tổng biến dạng
			w	γ	γ_s	e_o	I_p	I_s	φ	c	a_{1-2}	R_o	E_o
			%	g/cm ³	-	-	%	-	độ	kPa	cm ² /kG	kPa	kPa
	Hòn Gai	Bùn sét, bùn sét pha	53,3	1,66	2,71	1,471	23,6	1,30	2°52'	9,22	0,133	54	840
		Sét, chảy	38,8	1,68	2,65	1,200	13,1	1,33	4°44'	7,06	0,092	50	1800
		Sét pha, chảy	31,6	1,81	2,64	0,892	5,9	2,20	5°63'	8,04	0,082	57	2550
amb Q ₂ ³ tb ₃	Hải Thịnh	Bùn sét pha	41,7	1,71	2,71	1,202	15,2	1,08	5°76'	4,61	0,074	43	2170
	Kim Sơn	Bùn sét pha	44,3	1,71	2,69	1,245	14,4	1,40	6°20'	5,79	0,064	49	2350
ab Q ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Sét, chảy	50,1	1,64	2,69	1,403	22,3	1,01	2°31'	6,67	0,091	43	1450
		Bùn sét pha	39,0	1,73	2,65	1,093	11,2	1,70	6°29'	6,38	0,065	50	21,7
amb Q ₂ ³ tb ₂	Hải Phòng	Bùn sét	55,1	1,60	2,69	1,576	23,3	1,19	3°38'	3,92	0,123	35	910
		Bùn sét pha	40,4	1,68	2,66	1,183	12,6	1,53	5°89'	5,89	0,075	47	2180
		Bùn cát pha	52,7	1,72	2,69	0,923	4,7	7,24	11°15'	9,91	0,031	65	5170
	Diêm Điền	Bùn sét pha	54,2	1,58	2,63	1,523	12,3	1,17	5°32'	6,97	0,278	49	580
mbQ ₂ ¹⁻² hh ₁	Hải Phòng	Bùn sét	54,4	1,61	2,69	1,542	23,6	1,13	2°72'	3,73	0,115	33	890
	Hải Thịnh	Bùn sét pha	42,2	1,75	2,71	1,160	15,7	1,12	6°04'	5,10	0,071	46	1900

Từ bảng 3.13, nhận thấy:

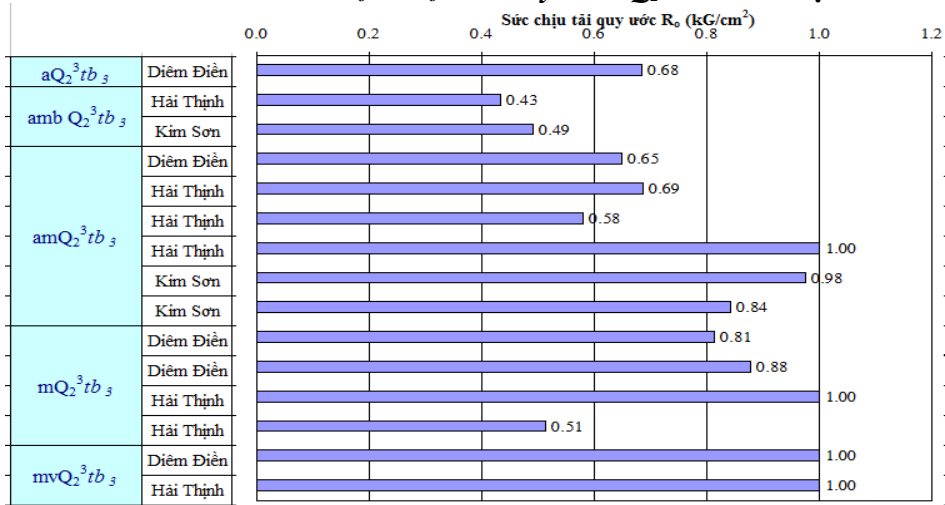
- Các loại đất yếu có nguồn gốc liên quan đến đầm lầy (mb, amb, ab) thường là bùn sét, bùn sét pha có các đặc trưng cơ lý: độ sệt $I_s = 1,08 - 2,66$, độ ẩm khá cao, $w = 40 - 60\%$, khối lượng thể tích tự nhiên thấp, $\gamma = 1,63 - 1,74\text{g/cm}^3$, sức chịu tải rất thấp, $R_o \leq 50\text{kPa}$, tính biến dạng rất lớn, $E_o \leq 3.000\text{kPa}$.

- Các loại đất có nguồn gốc sông (a), biển (m) và hỗn hợp sông - biển (am) thường ở trạng thái dẻo chảy ($I_s = 0,79 - 1$), có đặc trưng độ ẩm tương đối cao, $w = 32 - 50\%$; khối lượng thể tích tương đối thấp, $\gamma = 1,70 - 1,83\text{g/cm}^3$, sức chịu tải thấp, $R_o = 50 - 100\text{kPa}$, tính biến dạng lớn, $E_o = 3.000 - 5.000\text{kPa}$.

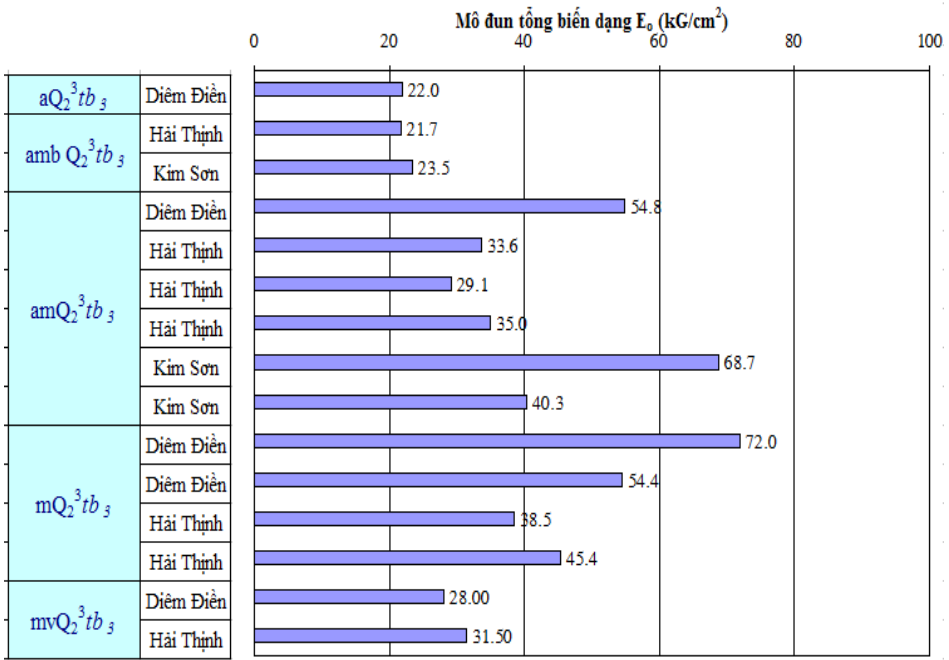
Tính chất cơ lý của đất yếu không những được quyết định bởi tuổi và nguồn gốc mà chúng còn chịu sự chi phối của điều kiện tồn tại và biến đổi theo diện. Trên các hình từ 3.5 đến 3.11 biểu diễn giá trị sức chịu tải quy ước R_0 và mô đun tổng biến dạng E_0 của các loại đất yếu ở các khu vực khác nhau. Theo các biểu đồ này và bảng tổng hợp chỉ tiêu cơ lý của đất yếu, có thể thấy: đất yếu nguồn gốc biển ít biến đổi theo diện, đất yếu nguồn gốc liên quan đến sông, đầm lầy biến đổi mạnh theo diện.



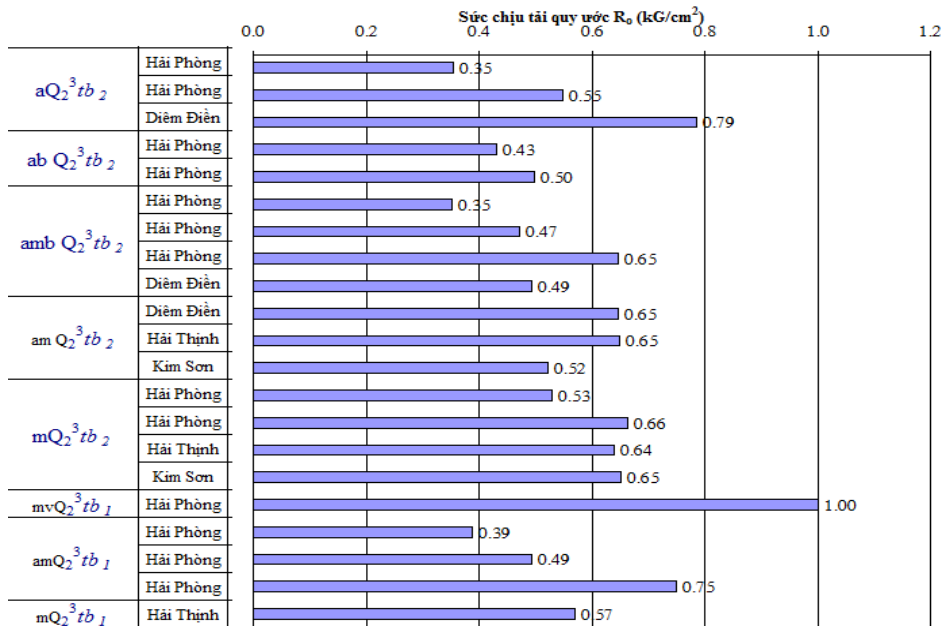
Hình 3.5. Biến đổi R_0 và E_0 của đất yếu mbQ_2^3 ở các khu vực



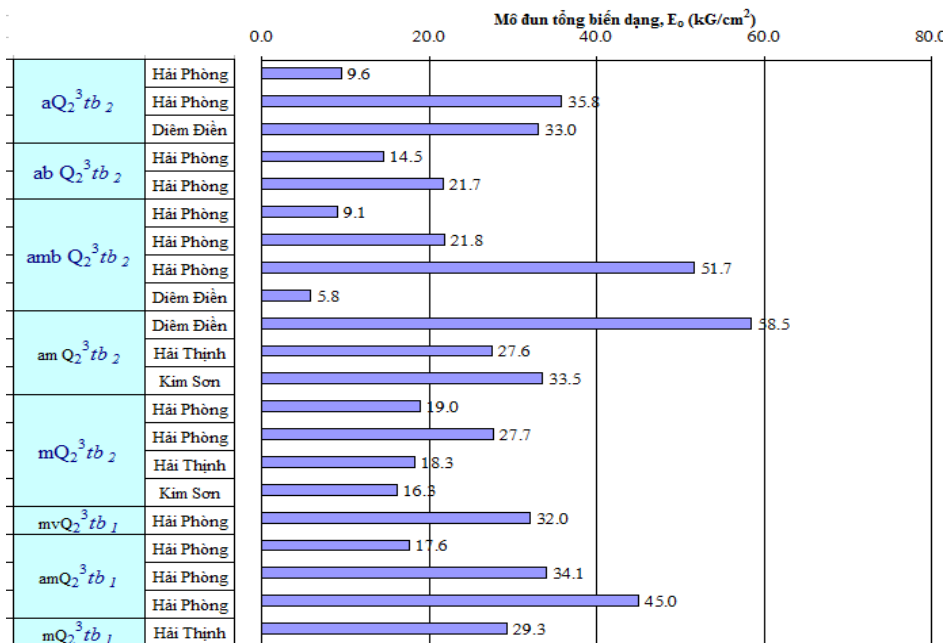
Hình 3.6. Biến đổi R_0 theo loại đất yếu $Q_2^3tb_3$ ở các khu vực



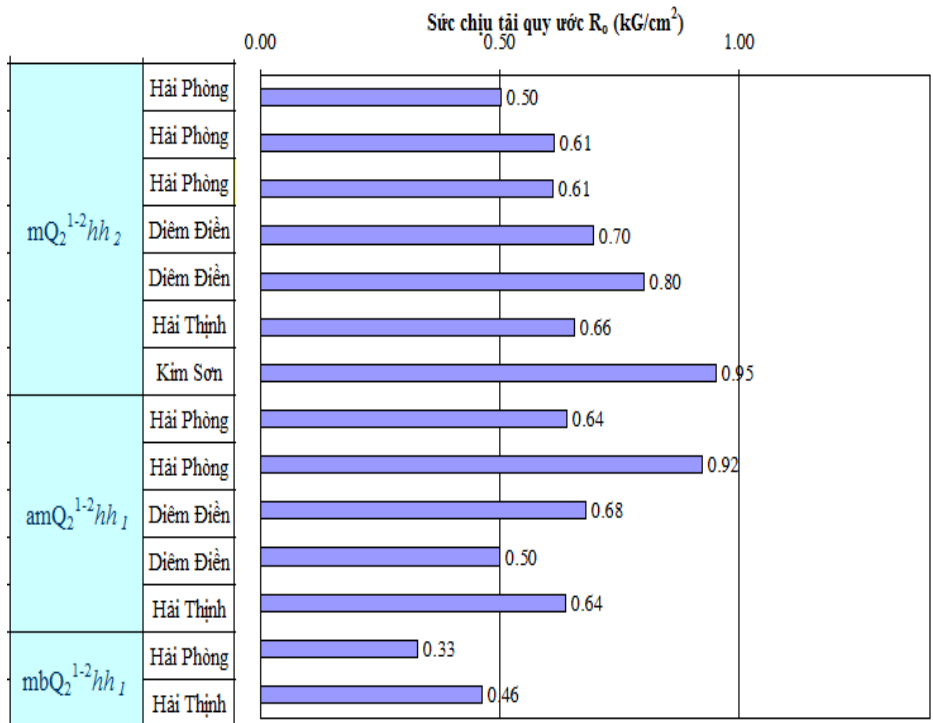
Hình 3.7. Biến đổi E_0 theo loại đất yếu $Q_2^3tb_3$ ở các khu vực



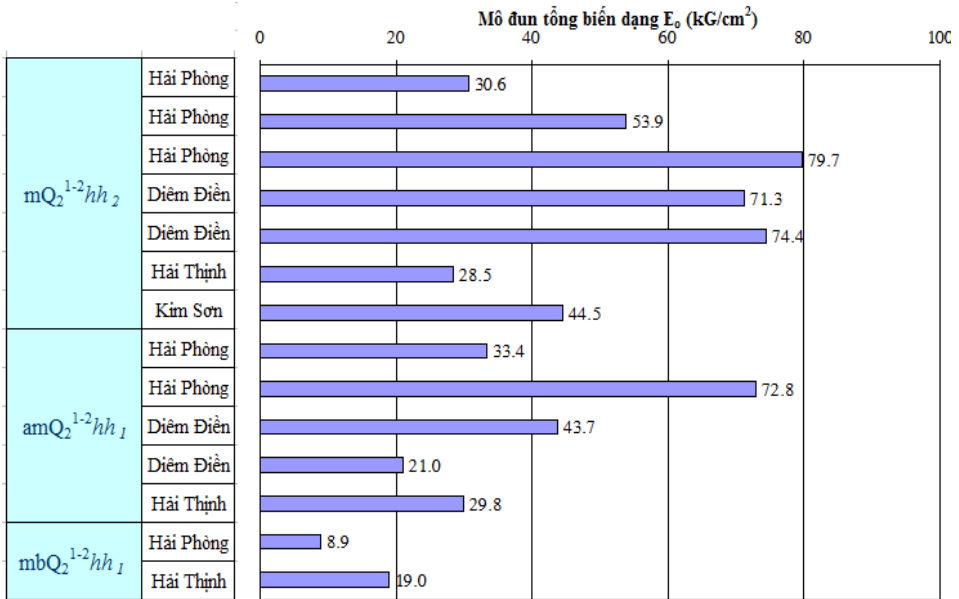
Hình 3.8. Biến đổi R_0 theo loại đất yếu $Q_2^3tb_1, Q_2^3tb_2$ ở các khu vực



Hình 3.9. Biến đổi E_o theo loại đất yếu $Q_2^3tb_1, Q_2^3tb_2$ ở các khu vực



Hình 3.10. Biến đổi R_o theo loại đất yếu $Q_2^{1-2}hh$ ở các khu vực



Hình 3.11. Biến đổi E_0 theo loại đất yếu $Q_2^{1-2}hh$ ở các khu vực

3.4.2. Các đặc trưng nén cố kết và sức kháng cắt

Các đặc trưng nén cố kết và sức kháng cắt của đất yếu được thể hiện chi tiết trong bảng 3.14.

Bảng 3.14. Các đặc trưng nén cố kết và sức kháng cắt của đất yếu

Loại đất	Đặc trưng nén cố kết				Đặc trưng cơ học theo sơ đồ U-U		Đặc trưng cơ học theo sơ đồ C-U				Theo sơ đồ 1 trục nở hông	
	Pc	Cc	$C_{v1.0-2.0}$	$K_{v1.0-2.0}$	φ_{uu}	C_{uu}	φ_{cu}	C_{cu}	φ_{cu}'	C_{cu}'		C_u
	kPa		10^{-3} cm ² /s	10^{-7} cm/s	độ	kPa	độ	kPa	độ	kPa		kPa
$amQ_2^3tb_3$	55	0,2	0,9	0,4	1° 30'	8,1	11° 63'	11,5	19° 32'	14,2	26,4	
$ambQ_2^3tb_2$	65	0,3	0,1	0,4	1° 22'	21,6	7° 54'	12,1	14° 82'	15,5	16,0	
mbQ_2^3	79	0,4	0,8	0,3	7° 26'	2,1					7,6	
$ambQ_2^3tb_1$	47	0,4	3,8	0,4	1° 09'	8,9	10° 04'	12,5	18° 29'	15,4	21,5	
$mQ_2^{1-2}hh_2$	70	0,2	1,2	3,9	4° 66'	17,6	9° 44'	15,7	16° 74'	19,1	25,5	
$mbQ_2^{1-2}hh_1$	84	0,3	0,1	0,3	0° 46'	12,0	7° 20'	13,7	14° 47'	16,6		

Từ bảng 3.14 nhận thấy:

- Áp lực tiền cố kết của các loại đất yếu nhỏ, giá trị thay đổi từ 45 - 82kPa, hệ số thấm $K = (0,3 - 3,9)10^{-7}$ cm/s, chỉ số nén trong khoảng từ 0,2 đến 0,4.

- Độ bền của đất yếu theo sơ đồ không cố kết - không thoát nước (U-U) có giá trị: với đất là sét, sét pha có $C_u = 8 - 21,6$ kPa, góc ma sát $\varphi_{uu} \approx 1^\circ$, với đất cát pha $C_u = 2$ kPa, $\varphi_{uu} = 7^\circ 26'$. Theo sơ đồ cố kết - không thoát nước (C - U), lực dính kết $C_{cu} = 11,5 - 15,7$ kPa, $\varphi_{cu} = 7 - 12^\circ$.

- Hệ số cố kết theo phương ngang C_h được dùng trong xử lý nền đất yếu được xác định theo hệ số C_v như sau:

+ Bùn sét tỷ số C_h/C_v thay đổi trong khoảng 1,04 - 7,76

+ Sét, trạng thái dẻo chảy, tỷ số $C_h/C_v = 2,63 - 6,35$

+ Bùn sét pha màu xám đen, xám nâu, xám vàng lẫn vật chất hữu cơ xen kẽ những lớp mỏng cát, nguồn gốc sông - biển có $C_h/C_v = 1,7 - 6,1$.

+ Trong khoảng biến đổi của tỷ số C_h/C_v , giá trị cao hơn được chọn theo mức độ phân lớp và xen kẽ.

Theo kết quả thí nghiệm ngoài trời, các loại đất yếu trong vùng có các đặc trưng: thí nghiệm SPT có $N_{30} = 1 - 5$ búa, thí nghiệm cắt cánh có $\tau_u = 0,1 - 0,31$ kG/cm², thí nghiệm CPTu có kết quả $q_t = 0,36 - 1$ MPa, $f_s = 0,005 - 0,01$ MPa, $u_2 = 0,02 - 0,8$ MPa.

3.4.3. Đặc trưng biến dạng động

Biến dạng động phản ánh ứng xử của đất với tải trọng động trong giới hạn nào đó, được đặc trưng bởi các chỉ tiêu môđun động (E_d , G_d) và hệ số giảm chấn (D). Biến dạng động của đất được chia thành bốn giai đoạn:

- Đàn hồi: biến dạng rất nhỏ, biến dạng tương đối $\varepsilon_a \leq 10^{-4}\%$

- Tuyến tính (giả đàn hồi): biến dạng nhỏ, $\varepsilon_a = 10^{-4} - 10^{-2}\%$

- Phi tuyến (đàn - dẻo): biến dạng trung bình, $\varepsilon_a = 10^{-2} - 1\%$

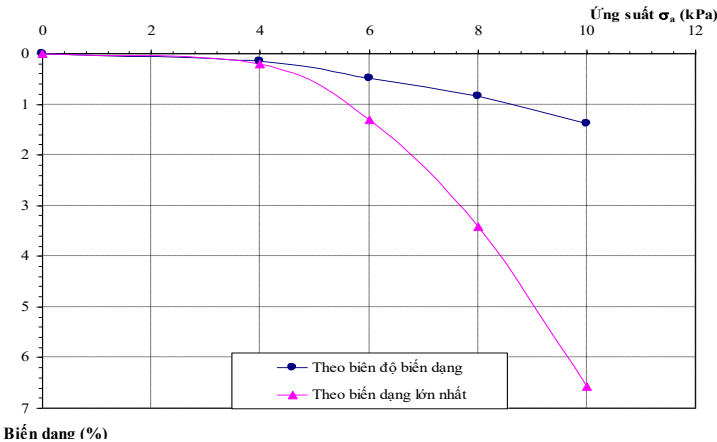
- Trượt: biến dạng lớn, $\varepsilon_a = 1 - 10\%$.

Trong vùng ven biển Bắc Bộ, tải trọng động chủ yếu là động đất

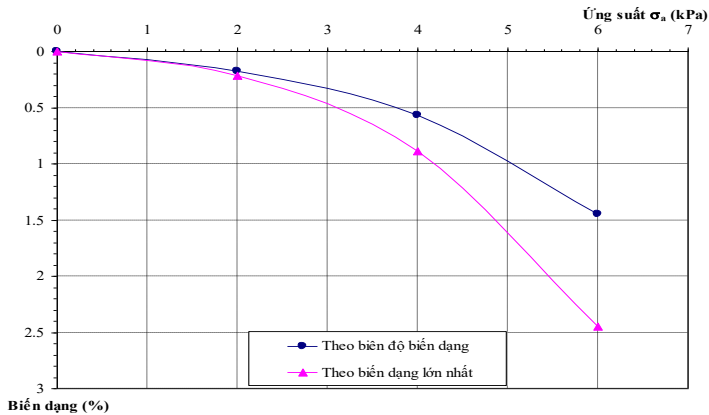
và sóng biển (tác dụng lên các công trình ven biển), biến dạng động của đất yếu do tải trọng động gây ra thường ở giai đoạn tuyến tính, phi tuyến và trượt (mất ổn định). Vì vậy, cần xác định các chỉ tiêu biến dạng động đặc trưng cho hai giai đoạn biến dạng tuyến tính, phi tuyến và xác định giới hạn độ bền động (hay hóa lỏng) cho một số loại đất đặc trưng trong vùng.

Các mẫu đất yếu được lựa chọn thí nghiệm là các loại đất phân bố gần mặt đất (trong phạm vi ảnh hưởng của tải trọng động là lớn nhất) và đặc trưng cho một khu vực, bao gồm: cát pha màu xám đen ($amQ_2^3tb_3$ - ký hiệu mẫu DY7) phân bố ở khu vực Diêm Điền - Thái Bình; bùn sét màu xám đen, lẫn hữu cơ (mbQ_2^3 - DY20) phân bố ở khu vực Hạ Long - Quảng Ninh; bùn sét pha màu xám đen, lẫn hữu cơ ($abQ_2^3tb_2$ -DY25) phân bố ở Hải Phòng. Tổng khối lượng thí nghiệm là 10 mẫu: 03 mẫu DY7, 04 mẫu DY20 và 03 mẫu DY25.

Điều kiện thí nghiệm được chọn phù hợp với điều kiện thực tế mà ảnh hưởng của tải trọng động là lớn nhất $\sigma_3 = 55 - 100kPa$, tương ứng với độ sâu nhỏ hơn 5m. Các mẫu được thí nghiệm bằng thiết bị ba trục động loại Trittech 100 của hãng Controls-Group (Italia) theo tiêu chuẩn ASTM D3999. Các thời mẫu thí nghiệm có kích thước 70x140mm. Trong quá trình thí nghiệm, các biến đổi về ứng suất, biến dạng, áp lực nước lỗ rỗng, thể tích mẫu đều được ghi lại theo thời gian với tần suất là 0,01s.



Hình 3.12. Đường cong ứng suất - biến dạng động mẫu DY20



Hình 3.13. Đường cong ứng suất - biến dạng động mẫu DY25

Kết quả thí nghiệm xác định đặc trưng biến dạng động của đất yếu được tổng hợp trong bảng 3.15. Giai đoạn biến dạng động được đánh giá dựa vào quan hệ ứng suất - biến dạng và các biểu đồ đặc trưng trong hình 3.12 và hình 3.13). Các chỉ tiêu đặc trưng cho biến dạng động của từng loại đất ở các giai đoạn biến dạng tuyến tính và phi tuyến được tổng hợp trong bảng 3.16.

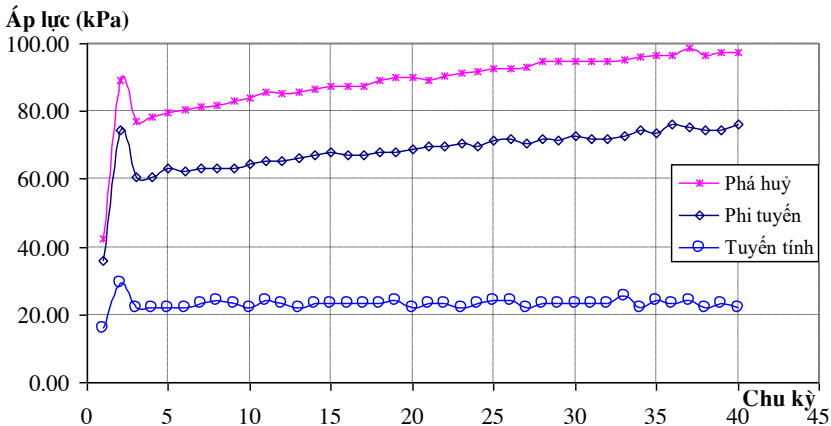
Bảng 3.15. Tổng hợp kết quả thí nghiệm xác định đặc trưng biến dạng động

STT	KChiếu mẫu	Địa điểm	Trạng thái thí nghiệm	Sơ đồ TN	Áp lực buồng	Tần số TN	Biên độ ứng suất	Biên độ biến dạng	Biên dạng lớn nhất	Tỉ số ứng suất	Hệ số giảm chấn	Modun biến dạng đàn hồi	Modun trượt động	Dạng biểu đồ	Dạng vòng lặp	Đánh giá
					σ_3 kPa	f (Hz)	σ_a kPa	ε_a %	$\varepsilon_{a\max}$	CSR	D	E_d kPa	G_d			
1	DY7-3	Thái Bình	Bão hoà	A	55	2	15	0.068	0.336	0.19	0.173	22059	8170	1	1	Tuyến tính
2	DY7-6	Thái Bình	Bão hoà	A	55	2	30	0.186	0.733	0.38	0.198	16129	5974	2	3	Phi tuyến
3	DY7-4	Thái Bình	Bão hoà	A	55	2	33	0.260	1.100	0.41	0.202	12692	4701	2	2	Phi tuyến
4	DY20-1	Hạ long	Bão hoà	A	100	2	4	0.151	0.200	0.07	0.129	2649	981	1	1	Tuyến tính
5	DY20-2	Hạ long	Bão hoà	A	100	2	6	0.490	1.310	0.10	0.176	1224	454	2	2	Phi tuyến
6	DY20-3	Hạ long	Bão hoà	A	100	2	8	0.838	3.421	0.13	0.197	955	354	2	2	Phi tuyến
7	DY20-4	Hạ long	Bão hoà	A	100	2	10	1.377	6.565	0.17	0.217	726	269	3	3	Trượt
8	DY25-1	Hải Phòng	Bão hoà	A	70	2	2	0.175	0.218	0.03	0.165	1143	423	1	1	Tuyến tính
9	DY25-2	Hải Phòng	Bão hoà	A	70	2	4	0.568	0.888	0.07	0.208	704	261	1	1	Tuyến tính
10	DY25-3	Hải Phòng	Bão hoà	A	70	2	6	1.448	2.447	0.10	0.231	414	153	3	2	Phi tuyến

Bảng 3.16. Kết quả xác định đặc trưng biến dạng động

Loại đất	Giai đoạn biến dạng	Ứng suất giới hạn		Biến dạng giới hạn (%)		E_d	G_d	D	f_o
		σ_{gh} kPa	CSR	ε_a	ε_{amax}	kPa	kPa	-	Hz
Cát pha xám đen (DY7 - amQ ₂ ³ tb ₃)	Tuyến tính	15	0,19	0,068	0,336	22059	8170	0,173	133
	Phi tuyến	20	0,26	1,000	6,000	12692	4701	0,202	101
Bùn sét, xám đen, lẫn hữu cơ (DY20 - mbQ ₂ ³)	Tuyến tính	4	0,07	0,151	0,200	2649	981	0,129	46
	Phi tuyến	9	0,15	1,200	5,000	955	354	0,197	28
Bùn sét pha, xám đen, lẫn hữu cơ (DY25 - abQ ₂ ³ tb ₂)	Tuyến tính	2,5	0,05	0,175	0,218	1143	423	0,165	30
	Phi tuyến	6	0,10	1,448	2,447	414	153	0,231	18

Kết quả nghiên cứu này là cơ sở lựa chọn mô hình tính toán cho bài toán mô hình ứng xử nền đất với tải trọng động cũng như cung cấp số liệu cho tính toán thiết kế công trình chịu tải trọng động. Chỉ tiêu tần số riêng của đất (f_o) còn có ý nghĩa lớn trong việc xác định dải cộng hưởng phục vụ thiết kế móng máy (tránh dải cộng hưởng). Ngoài ra, kết quả nghiên cứu cũng cho thấy mức độ gia tăng tỷ số áp lực nước lỗ rỗng (R_u) theo giai đoạn biến dạng (hình 3.14). Chỉ số R_u cho biết mức độ suy giảm ứng suất hiệu quả, đồng nghĩa với mức độ suy giảm độ bền của đất khi chịu tải trọng động.



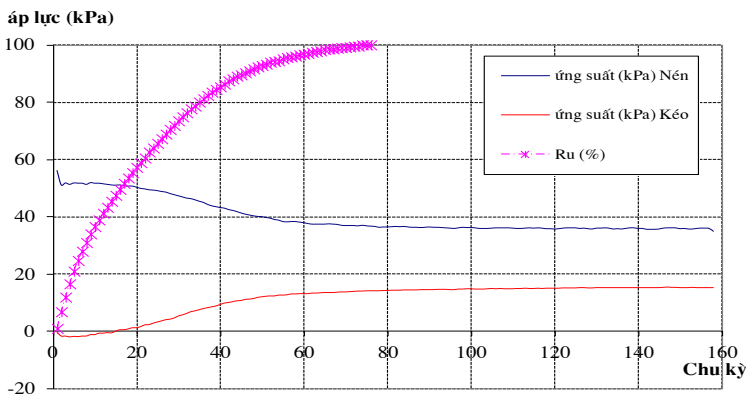
Hình 3.14. Biến đổi tỷ số áp lực nước lỗ rỗng theo chu kỳ tác dụng ở các giai đoạn khác nhau

3.4.4. Đặc trưng độ bền động

Độ bền động là khả năng của đất chịu tác dụng của tải trọng (ứng suất) động tối đa trong khoảng thời gian nào đó mà đất không bị phá hủy. Khi chịu tải trọng động, áp lực nước lỗ rỗng trong đất tăng theo thời gian dẫn tới độ bền của đất giảm. Ngược lại, khả năng kháng nhớt của đất làm chậm quá trình phát triển biến dạng nên độ bền của đất tại thời điểm t nào đó lớn hơn độ bền tĩnh. Mặt khác, tải trọng động là loại tải trọng tạm thời, tức là có thời gian tác dụng nhất định. Vì vậy, độ bền động là hàm số của nhiều biến số như: tần số, biên độ và thời gian tác dụng của tải trọng động; điều kiện ứng suất ban đầu; điều kiện thoát nước; thành phần và tính chất của đất.

Các mẫu được thí nghiệm bằng thiết bị ba trục động loại Tritech 100 của hãng Controls-Group (Italia) theo tiêu chuẩn ASTM D5311. Các thử mẫu thí nghiệm có kích thước 70x140mm. Trong quá trình thí nghiệm, các biến đổi về ứng suất, biến dạng, áp lực nước lỗ rỗng, thể tích mẫu đều được ghi lại theo thời gian với tần suất là 0,01s. Kết quả thí nghiệm từng loại mẫu như sau:

* Đất cát pha màu xám đen (DY7)



Hình 3.15. Biến đổi ứng suất và R_u của đất cát pha theo chu kỳ gia tải động (DY7-8)

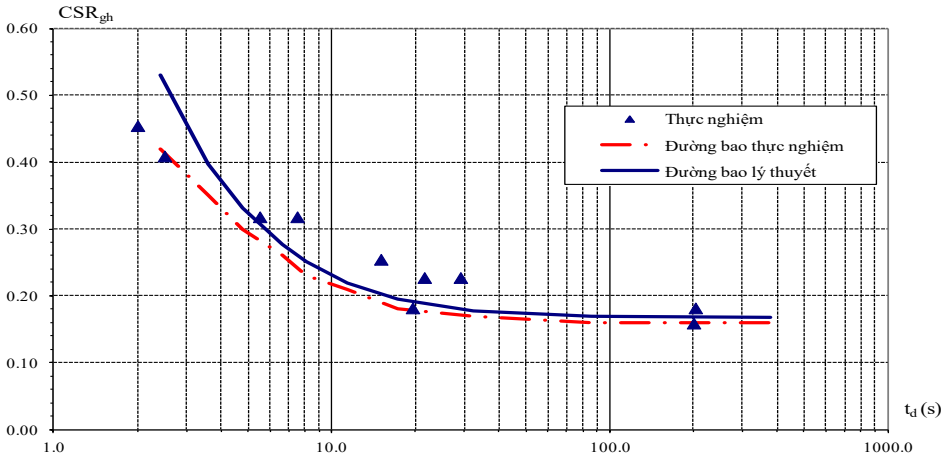
Loại đất DY7 được thí nghiệm với khối lượng 10 mẫu. Trước khi thí nghiệm gia tải động, các mẫu được chế bị, bão hòa và cố kết với áp lực bùong bằng 55kPa nhằm khôi phục độ chặt ban đầu (do các mẫu

cát pha khó giữ nguyên trạng khi gọt mẫu). Với loại đất này, nhận thấy mẫu bị phá hủy ngay khi tỷ số áp lực nước lỗ rỗng $R_u = 100\%$, biểu hiện ở sự sụt giảm ứng suất và tăng nhanh của biến dạng (hình 3.14). Vì vậy, đất được xem là hóa lỏng ở trạng thái đó và dựa vào R_u để xác định thời điểm hóa lỏng. Tổng hợp kết quả nghiên cứu cho trong bảng 3.17. Các đường bao lý thuyết và thực nghiệm được biểu diễn trên hình 3.15.

Bảng 3.17. Tổng hợp kết quả thí nghiệm độ bền động đất DY7

Mẫu	γ (g/cm ³)	γ_c (g/cm ³)	Áp lực buồng σ_3 (kPa)	Biên độ ứng suất σ_a (kPa)	CSR _{gh}	Chu kỳ hóa lỏng (N)	Thời gian hóa lỏng t_d (s)
DY7	1,72	1,24	55	20	0,18	406	203,0
DY7-2	1,59	1,25	55	35	0,32	11	5,5
DY7-4	1,70	1,17	55	50	0,45	4	2,0
DY7-5	1,70	1,27	55	45	0,41	5	2,5
DY7-8	1,65	1,25	55	25	0,23	58	29,0
DY7-9	1,70	1,23	55	25	0,23	43	21,5
DY7-10	1,69	1,28	55	20	0,18	39	19,5
DY7-11	1,69	1,29	55	17,5	0,16	400	200,0
DY7-12	1,73	1,32	55	35	0,32	15	7,5
DY7-13	1,76	1,34	55	28	0,25	30	15,0

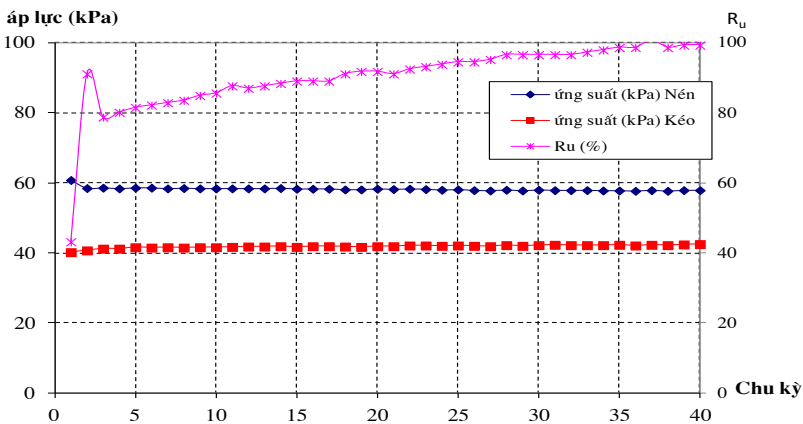
Từ kết quả thí nghiệm, xác định được các hệ số thực nghiệm cho phương trình mô tả đường bao tỷ sức kháng động của đất: $a = 0,167$, $b = 6s$ (hình 3.16).



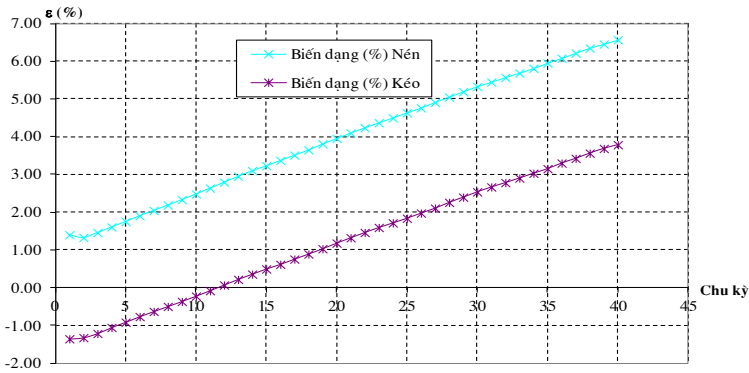
Hình 3.16. Quan hệ giữa CSR_{gh} và t_d theo thực nghiệm và lý thuyết (với $a = 0,167$, $b = 6s$)

*** Đất bùn sét (DY25)**

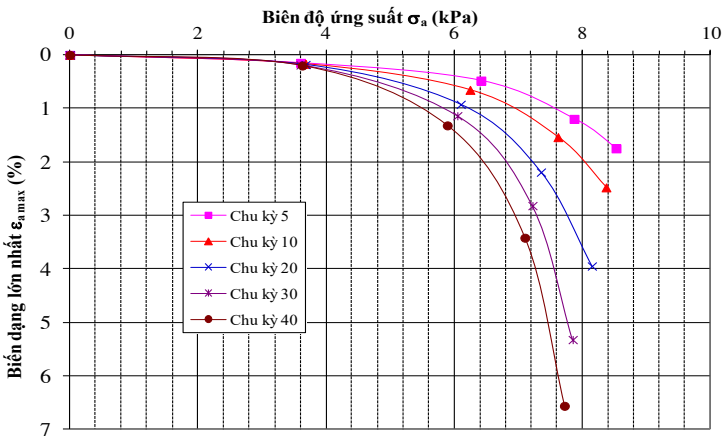
Đất bùn sét được thí nghiệm với khối lượng 4 mẫu ở trạng thái tự nhiên với áp lực buồng bằng 100kPa, áp lực ngược bằng 50kPa. Kết quả thí nghiệm loại đất này cho thấy: R_u tăng rất nhanh ngay khi gia tải động và sau đó tăng dần đến 100%, sự suy giảm ứng suất có diễn biến chậm (hình 3.17), biến dạng tăng gần như tuyến tính theo thời gian với biên độ tương đối ổn định (hình 3.18). Như vậy, nếu chỉ dựa vào các biểu đồ này sẽ rất khó xác định điểm phá hủy.



Hình 3.17. Biến đổi ứng suất và R_u của đất bùn sét theo chu kỳ gia tải động



Hình 3.18. Đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng theo chu kỳ tác dụng

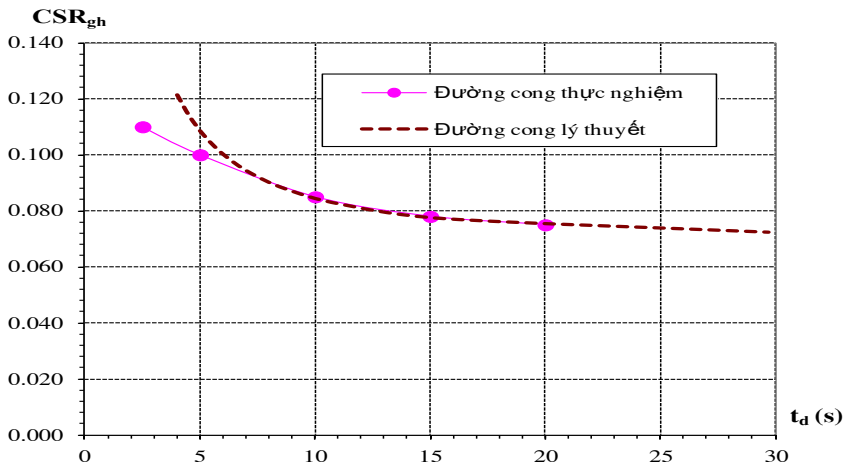


Hình 3.19. Quan hệ ứng suất - biến dạng theo thời gian (chu kỳ) của đất bùn sét (DY20)

Trong trường hợp này, cần phải khảo sát quan hệ ứng suất - biến dạng theo thời gian để xác định điểm phá hủy cùng với thời gian gây phá hủy. Từ các đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng theo thời gian (hình 3.19), điểm phá hủy được xác định tương ứng với điểm có biến dạng động bằng 5% và cũng đảm bảo điều kiện là điểm có độ dốc lớn hơn 2 lần so với điểm ở cấp tải trọng trước đó. Kết quả xác định các điểm phá hủy động theo thời gian chịu tải động được cho trong bảng 3.18. Từ đó, xây dựng được các đường bao lý thuyết và thực nghiệm như hình 3.20. Các hệ số thực nghiệm cho đường cong lý thuyết được xác định là $a = 0,07$, $b = 4s$.

Bảng 3.18. Tổng hợp kết quả xác định điểm phá hủy động cho đất DY20

Chu kỳ	Thời gian, t_d (s)	Theo biên dạng giới hạn $\varepsilon_a = 5\%$	
		Sức kháng động giới hạn, τ_d (kPa)	Tỷ số sức kháng động giới hạn, CSR_{gh}
5	2,5	5,5	0,110
10	5	5	0,100
20	10	4,25	0,085
30	15	3,9	0,078
40	20	3,75	0,075

**Hình 3.20. Đường bao tỷ sức kháng động giới hạn của đất bùn sét theo thực nghiệm và lý thuyết ($a = 0,07$, $b = 4s$)**

Từ kết quả nghiên cứu ở trên, có thể thấy đất bùn cát pha bị phá hủy động dưới hình thức hóa lỏng, trong khi đất bùn sét bị phá hủy theo hình thức trượt dẻo. Các hệ số thực nghiệm a , b của từng loại đất được dùng để xác định quy luật độ bền động phục vụ đánh giá ổn định nền đất với tải trọng động. Với loại tải trọng động có thời gian tác dụng lâu dài như sóng biển, móng máy,... thì hệ số a là tỷ sức kháng, nếu tỷ số ứng suất $CSR > a$ đất sẽ bị phá hủy. Với tải trọng động do động đất, thời gian tác động thường chỉ kéo dài vài giây, nên để đánh giá ổn định cần phải dựa vào cả hai hệ số a , b hoặc dựa trên đường bao tỷ sức kháng động giới hạn.

3.5. ĐẶC ĐIỂM CẤU TRÚC NỀN ĐẤT YẾU

3.5.1. Phân chia cấu trúc nền đất yếu

Theo nguyên tắc phân chia cấu trúc nền đất yếu được trình bày ở mục 1.5 chương 1, cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ được chia thành các Kiểu và Dạng như sau:

Kiểu I: Đất yếu phân bố ngay trên mặt và phủ trên đất sùan - tàn tích edQ (đất loại sét lẫn dăm sạn, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng).

Kiểu II: Đất yếu phân bố ngay trên mặt và phủ trên đất rời, trạng thái chặt vừa.

Kiểu III: Đất yếu phân bố ngay trên mặt và phủ trên đất mềm dính, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng.

Kiểu IV: Đất yếu phân bố phía dưới các lớp đất có các đặc trưng cơ học tốt hơn.

- *Dạng a:* Đất yếu có chiều dày lớn hơn 20m.
- *Dạng b:* Đất yếu có chiều dày từ 10 đến 20m.
- *Dạng c:* Đất yếu có chiều dày 5 - 10m.
- *Dạng d:* Đất yếu có chiều dày nhỏ hơn 5m.

Kết quả phân chia cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ đã xác định được 4 Kiểu và 8 Dạng cấu trúc nền đất yếu như sau:

- Kiểu I có 1 Dạng là I.d.
- Kiểu II có 1 Dạng là II.d.
- Kiểu III có 4 Dạng là III.a, III.b, III.c, III.d.
- Kiểu IV có 2 Dạng là IV.a, IV.b.

3.5.2. Phạm vi phân bố các dạng cấu trúc nền đất yếu

Dạng I.d

Có đặc điểm đất yếu phân bố ngay trên mặt và phủ trên đất sùan - tàn tích edQ (đất loại sét lẫn dăm sạn, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng), chiều dày đất yếu nhỏ hơn 5m. Dạng I.d chỉ gặp ở tỉnh Quảng Ninh, phân bố tập trung ở các cửa sông, suối đổ ra biển từ Tiên Yên tới

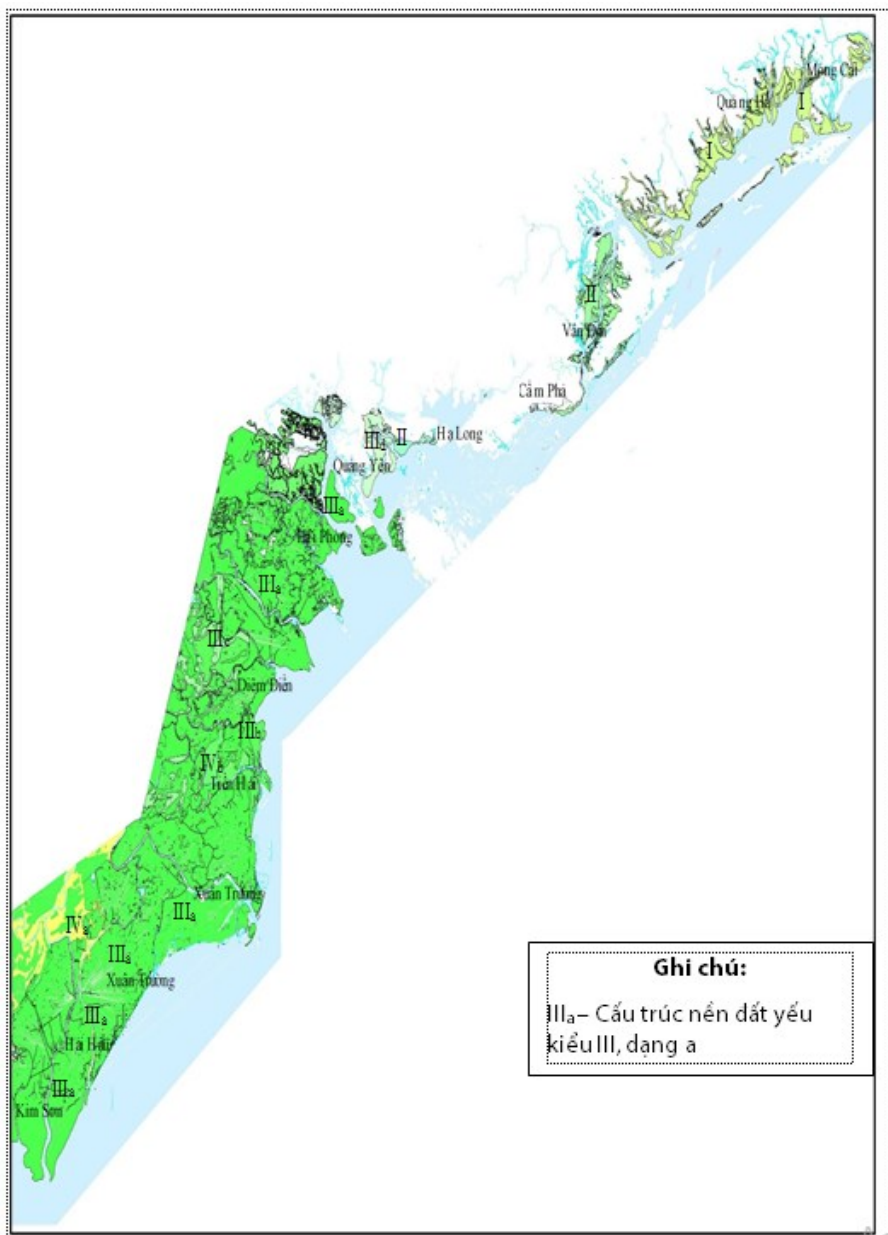
Móng Cái và ở khu vực Cẩm Phả, phân bố sát biển tạo thành một dải hẹp kéo dài từ Cẩm Bình, Cẩm Sơn, Cẩm Phú, Cẩm Trung, Cẩm Tây, Cửa Ông lên giáp Tiên Yên.

Dạng II.d

Có đặc điểm đất yếu phân bố ngay trên mặt và phủ trên đất rời, trạng thái chặt vừa - chặt), chiều dày đất yếu nhỏ hơn 5m. Dạng II.d phân bố với diện tích nhỏ ven biển ở thành phố Hạ Long, tỉnh Quảng Ninh.

Dạng III.a

Có đặc điểm đất yếu phân bố ngay trên mặt và phủ trên đất mềm dính, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, chiều dày đất yếu lớn hơn 20m. Dạng III.a chiếm hầu hết diện tích cấu trúc nền đất yếu, phân bố kéo dài từ Hải Phòng xuống đến Kim Sơn - Ninh Bình. Do có chiều dày đất yếu lớn và phạm vi phân bố rộng nên dạng cấu trúc III.a ảnh hưởng rất nghiêm trọng đến ổn định công trình xây dựng. Phạm vi phân bố Dạng III.a được thể hiện trong hình 3.2



Hình 3.21. Phạm vi phân bố dạng cấu trúc nền đất yếu III

Dạng III.b

Có đặc điểm đất yếu phân bố ngay trên mặt và phủ trên đất mềm dính, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, chiều dày đất yếu từ 10 - 20m. Dạng III.b phân bố ở Thủy Nguyên, An Lão, Vĩnh Bảo - Hải Phòng;

dải hẹp ven biển ở Diêm Điền - Thái Thụy, Tiền Hải - Thái Bình, Kim Sơn - Ninh Bình.

Dạng III.c

Có đặc điểm đất yếu phân bố ngay trên mặt và phủ trên đất mềm dính, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, chiều dày đất yếu từ 5 - 10m. Dạng III.b phân bố với diện tích hẹp rải rác tạo thành những khoanh nhỏ ở Vĩnh Bảo - Hải Phòng; Kiến Xương, Đông Hưng, Thái Thụy - Thái Bình.

Dạng III.d

Có đặc điểm đất yếu phân bố ngay trên mặt và phủ trên đất mềm dính, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, chiều dày đất yếu nhỏ hơn 5m. Dạng III.b chỉ gặp ở vùng trũng ven biển thuộc Quảng Yên và Hạ Long - Quảng Ninh.

Dạng IV.a

Phân bố thành diện nhỏ tại Yên Mô, Yên Khánh, Kim Sơn - Ninh Bình, dọc khu vực Sông Đáy và sông Ninh Cơ ở Nghĩa Hưng, Trực Ninh, Hải Thịnh - Nam Định.

Cấu trúc nền đất yếu dạng IV.b

Chỉ gặp với diện phân bố nhỏ ở các xã Thái Hồng, Thái Phúc, Thái Thành, Thái Thọ, Thái Tân, Mỹ Lộc, Thái Đô giáp sông Diêm Hộ, huyện Thái Thụy, tỉnh Thái Bình.

3.5.3. Đặc điểm phân bố cấu trúc nền đất yếu ở các khu vực trọng điểm phát triển kinh tế

Đặc điểm phân bố các kiểu cấu trúc nền đất yếu tại các khu vực trọng điểm phát triển kinh tế là Móng Cái, Cẩm Phả, Hạ Long, Hải Phòng, Diêm Điền, Hải Thịnh và Kim Sơn như sau:

***Tại khu vực Móng Cái**, chỉ gặp dạng cấu trúc nền đất yếu I.d, đất yếu phân bố ngay trên bề mặt địa hình, chiều dày mỏng, nhỏ hơn 5m. Đất yếu có kiểu thạch học là bùn sét pha, bùn sét, sét dẻo chảy nguồn gốc mbQ_2^3 , phía dưới là đất loại sét sườn tàn tích, lẫn dăm sạn, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng. Cấu trúc dạng I.d chỉ phân bố ở các cửa sông ven biển chiếm khoảng 1/3 diện tích khu vực nghiên cứu.

* **Tại khu vực Cẩm Phả**, chỉ gặp dạng cấu trúc nền đất yếu I.d, đất yếu phân bố ngay trên bề mặt địa hình, chiều dày nhỏ hơn 5m. Đất yếu có kiểu thạch học là bùn sét pha, bùn sét, sét dẻo chảy nguồn gốc mbQ₂³, phía dưới là đất loại sét sườn tàn tích, lẫn dăm sạn, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng. Cấu trúc dạng I.d chỉ phân bố tạo thành một dải hẹp sát biển kéo dài từ Cẩm Bình, Cẩm Sơn lên đến Cửa Ông, Mông Dương.

* **Tại khu vực Hạ Long**, gặp các dạng cấu trúc nền đất yếu II.d, III.d. Đất yếu phân bố ngay trên bề mặt địa hình, chiều dày nhỏ hơn 5m. Đất yếu kiểu thạch học là bùn sét pha, bùn sét, sét dẻo chảy nguồn gốc mbQ₂³, phía dưới đất yếu là đất rời trạng thái chặt, chặt vừa hoặc đất loại sét trạng thái dẻo cứng - nửa cứng. Cấu trúc nền đất yếu dạng II.d phân bố ở những khoảng rất hẹp sát biển thuộc Yên Hưng - Bãi Cháy. Cấu trúc nền đất yếu dạng III.d phân bố rộng rãi hơn dạng II.d, phân bố phía trong dạng II.d ở sát biển khu vực Yên Hưng đến Bãi Cháy.

* **Tại khu vực Hải Phòng**, phân bố hai dạng cấu trúc III.a, III.b. Phổ biến là dạng cấu trúc III.a, đất yếu phân bố trên bề mặt địa hình và có chiều dày lớn hơn 20m. Dạng III.a phân bố từ giáp sông Cấm về phía Nam, Tây Nam, chiếm khoảng 2/3 diện tích khu vực nghiên cứu. Dạng III.b đất yếu phân bố trên bề mặt và chiều dày đất yếu từ 10 đến 20m. Dạng III.b gặp ở phía Bắc, Đông bắc, chiếm khoảng 1/3 diện tích khu vực nghiên cứu. Đất yếu thuộc các dạng III.a, III.b có thành phần đa dạng, nằm phía dưới là đất loại sét Pleistocen trạng thái dẻo cứng - nửa cứng

* **Tại khu vực Diêm Điền**, gặp các dạng cấu trúc III.a, III.b, III.c, IV.b. Dạng III.a phân bố ở phía Nam, Đông Nam, chiếm khoảng 1/2 diện tích khu vực nghiên cứu. Dạng III.b chủ yếu phân bố ở phía Đông và phía Bắc, chiếm khoảng 1/3 diện tích nghiên cứu. Dạng III.c có đất yếu nằm ngay trên mặt địa hình và chiều dày đất yếu từ 5 - 10m, chỉ gặp ở phía Tây Bắc với diện phân bố hẹp và gặp rải rác ở ven các sông thuộc khu vực nghiên cứu. Dạng IV.b có đặc điểm đất yếu nằm phía dưới lớp đất có đặc trưng cơ học tốt hơn và chiều dày đất yếu từ

10 - 20m, phân bố ở phía Tây Nam và chiếm khoảng 1/3 diện tích khu vực nghiên cứu.

* **Tại khu vực Hải Thịnh**, phân bố hai dạng cấu trúc III.a, IV.a. Cấu trúc nền đất yếu dạng III.a phân bố hầu hết trên toàn bộ khu vực. Cấu trúc nền đất yếu dạng IV.a có đặc điểm đất yếu nằm phía dưới lớp đất có đặc trưng cơ học tốt hơn và chiều dày đất yếu lớn hơn 20m, chỉ phân bố diện nhỏ tại dọc sông Linh Cơ và phía Tây Bắc, Bắc khu vực nghiên cứu.

* **Tại khu vực Kim Sơn**, phân bố ba dạng cấu trúc III.a, III.b, IV.a. Phân bố hầu hết khu vực là cấu trúc nền đất yếu dạng III.a, đất yếu nằm ngay trên bề mặt địa hình và chiều dày lớn hơn 20m. Dạng III.b, phân bố với diện tích nhỏ ở các xã Yên Nhân, Yên Lộc, Tân Thành, Lưu Phương, đất yếu nằm ngay trên bề mặt địa hình và chiều dày từ 10 - 20m. Dạng IV.a chỉ phân bố một diện nhỏ tại xã Yên Mỹ phía Tây Bắc khu vực nghiên cứu.

Việc phân chia được các cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ cũng như xác định được phạm vi phân bố của các dạng cấu trúc nền đất yếu có ý nghĩa rất quan trọng làm cơ sở khoa học lựa chọn công nghệ xử lý nền đất yếu thích hợp, phục vụ quy hoạch, xây dựng các công trình hạ tầng vùng nghiên cứu, đảm bảo ổn định, hiệu quả và phát triển kinh tế - xã hội bền vững.

Chương 4

CÁC CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU

4.1. KHÁI QUÁT CHUNG

4.1.1. Khái niệm xử lý nền đất yếu

Xử lý nền đất yếu là sử dụng các thiết bị, công nghệ, giải pháp, vật liệu... tác động vào nền đất yếu với mục đích làm thay đổi bản chất của đất yếu, nâng cao sức chịu tải và giảm độ lún của nền, đảm bảo cho công trình xây dựng trên đất yếu ổn định và bền vững theo thời gian.

Theo bản chất, quá trình xử lý nền đất yếu có thể phân chia thành quá trình cải tạo nền đất yếu và quá trình gia cố nền đất yếu. Cải tạo nền đất yếu là quá trình sử dụng các phương pháp, vật liệu... tác động vào nền đất yếu để làm thay đổi thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý của đất yếu theo hướng có lợi cho xây dựng công trình. Gia cố nền đất yếu là quá trình sử dụng thiết bị, công nghệ... tác động vào nền đất yếu bằng cách đưa thêm vật liệu vào nền đất hoặc tạo ra vật liệu mới trong nền đất yếu với cường độ lớn hơn nhiều so với cường độ của bản thân đất yếu, từ đó làm gia tăng sức chịu tải và giảm độ lún của nền. Việc lựa chọn công nghệ cải tạo nền hay gia cố nền phụ thuộc vào loại công trình xây dựng, đặc điểm cấu trúc nền đất yếu, chiều dày và tính chất cơ lý của loại đất yếu có trong cấu trúc nền. Tuy nhiên, việc phân biệt rõ ràng trường hợp cải tạo nền và trường hợp gia cố nền khá phức tạp, bởi vì, trong thực tế xử lý nền đất yếu, đôi khi một công nghệ vừa có chức năng cải tạo nền lại vừa có chức năng gia cố nền.

4.1.2. Các nhóm công nghệ xử lý nền đất yếu

Trên thế giới cũng như ở Việt Nam hiện nay có nhiều công nghệ xử lý nền đất yếu, có thể phân chia thành các nhóm sau:

1) Công nghệ xử lý đất yếu bằng đất tốt (đệm cát, đệm sỏi, đệm đá dăm...).

2) Công nghệ xử lý đất yếu trên mặt bằng cơ học (đầm roi, đầm lăn, đầm rung) và gia tải trước.

3) Công nghệ xử lý đất yếu dưới sâu bằng chấn động, thủy chấn.

4) Công nghệ xử lý đất yếu bằng năng lượng nổ.

5) Công nghệ xử lý đất yếu bằng vải địa kỹ thuật.

6) Công nghệ xử lý đất yếu bằng vật lý và hóa học (điện thấm, điện hóa học, nhiệt).

7) Công nghệ xử lý đất yếu bằng gia tải trước kết hợp với thoát nước thẳng đứng (giếng cát, cọc cát, bắc thấm) và hút chân không.

8) Công nghệ xử lý đất yếu bằng chất kết dính (vôi, xi măng, bitum, keo polimer tổng hợp...).

9) Công nghệ xử lý đất yếu bằng phụt dung dịch (vữa xi măng, dung dịch silicat, nhựa bitum...).

10) Công nghệ xử lý đất yếu bằng cọc vật liệu (cọc tre, cừ tràm, cọc cát, cọc vôi, cọc đất - vôi, cọc đất - xi măng, cọc đá dăm...).

Theo vị trí phân bố đất yếu, các nhóm công nghệ xử lý được phân chia thành công nghệ xử lý nông (xử lý đất yếu phân bố trên mặt) và công nghệ xử lý sâu (xử lý đất yếu phân bố dưới sâu). Các công nghệ xử lý nông được sử dụng khi trong cấu trúc nền có đất yếu phân bố ngay trên bề mặt đất, có chiều dày nhỏ, các công nghệ xử lý sâu được sử dụng khi trong cấu trúc nền có đất yếu phân bố ngay trên bề mặt đất, có chiều dày lớn hoặc đất yếu phân bố ở dưới sâu.

4.2. CƠ SỞ KHOA HỌC NÂNG CAO SỨC CHỊU TẢI VÀ GIẢM ĐỘ LÚN NỀN ĐẤT YẾU

4.2.1. Đặc điểm chung nền đất yếu

Nền đất yếu là tập hợp các lớp đất nền (trong đó có các lớp đất yếu) nằm dưới đáy móng trong phạm vi vùng ảnh hưởng của tải trọng công trình. Các lớp đất yếu trong nền là nguyên nhân chính gây mất ổn định về cường độ và biến dạng cho công trình.

Cũng như các loại đất xây dựng khác, đất yếu có cấu tạo gồm 3 pha: rắn, lỏng và khí. Pha rắn gồm các hạt khoáng vật riêng rẽ không

gắn kết với nhau hoặc có gắn kết với nhau nhưng độ bền liên kết giữa các hạt nhỏ hơn nhiều lần độ bền của bản thân các hạt. Pha lỏng và pha khí gồm nước và không khí tồn tại trong các lỗ rỗng giữa các hạt rắn. Sự tồn tại của 3 pha rắn, lỏng, khí trong cấu tạo của đất làm cho đất có những đặc tính khác với vật thể liên tục, đó là tính mềm rời, tính ứng xử với nước và tính dị hướng. Tính mềm rời của đất thể hiện thông qua sự tồn tại lỗ rỗng của đất giữa các hạt. Tính ứng xử với nước thể hiện thông qua tính thấm nước, tính chứa nước, tính hấp phụ nước và sự biến đổi trạng thái, tính chất của đất khi lượng nước trong đất thay đổi. Tính dị hướng của đất thể hiện sự không đồng nhất về kích thước các hạt rắn, về thành phần vật chất (thành phần khoáng vật, thành phần hóa học, thành phần hữu cơ) và về trạng thái, tính chất cơ lý của đất.

Các loại đất yếu thường là sét, sét pha và cát pha ở trạng thái chảy, dẻo chảy; các loại bùn sét chứa hữu cơ hoặc các loại cát mịn, cát bụi trạng thái xốp, bão hòa nước. Các pha rắn, lỏng, khí cấu tạo nên các loại đất yếu đều có những đặc điểm chung, được thể hiện thông qua thành phần hạt và tính chất cơ lý của đất, đó là:

Về thành phần vật chất: hàm lượng hạt mịn trong đất lớn (nhóm hạt sét thường lớn hơn 20%), hàm lượng hữu cơ lớn.

Về tính chất vật lý: độ ẩm cao, gần bằng hoặc lớn hơn độ ẩm giới hạn chảy ($w \geq w_L$), độ sệt lớn ($I_L > 0,75$), hệ số rỗng lớn ($e_o \geq 1$), khối lượng thể tích khô nhỏ ($\gamma_c = 1,1\text{g/cm}^3 - 1,3\text{g/cm}^3$).

Về tính chất cơ học: hệ số nén lún (a) lớn, có giá trị phổ biến từ 0,05 - 0,15 cm^2/kG , môđun tổng biến dạng (E_o) nhỏ ($E_o = 2.000\text{kPa} - 5.000\text{kPa}$), các đặc trưng sức kháng cắt thấp ($c = 5\text{kPa} - 10\text{kPa}$, góc ma sát trong nhỏ $\varphi = 4^\circ - 7^\circ$), sức kháng xuyên tiêu chuẩn thấp ($N_{30} < 5$), sức chịu tải quy ước R_o thường nhỏ hơn 50kPa.

Những đặc điểm chung về thành phần vật chất, tính chất cơ lý của đất yếu nêu trên chính là nguyên nhân gây mất ổn định về cường độ (sức chịu tải nhỏ) và biến dạng (độ lún lớn) cho các công trình xây dựng trên chúng.

4.2.2. Cơ sở khoa học nâng cao sức chịu tải nền đất yếu

Sức chịu tải của nền đất yếu là khả năng chống đỡ của đất nền (trong đó có đất yếu) đối với tải trọng công trình truyền xuống nền. Nếu tải trọng công trình tác dụng xuống nền lớn hơn sức chịu tải của nền thì đất nền sẽ bị mất ổn định về cường độ, công trình bị hư hỏng hoặc bị phá hủy. Vì vậy, khi thiết kế xây dựng công trình, tải trọng công trình truyền xuống nền nhất thiết phải nhỏ hơn sức chịu tải của nền. Tuy nhiên, các loại đất yếu như trình bày ở trên đều có sức chịu tải nhỏ (R_0 từ 20kPa - 50kPa), thấp hơn nhiều so với tải trọng công trình tác dụng xuống nền. Do đó, để đảm bảo ổn định cho công trình cần thiết phải xử lý đất yếu, nâng cao sức chịu tải của nền.

Hiện nay, có hàng chục phương pháp tính sức chịu tải của nền đất yếu. Tuy nhiên, dù tính toán theo phương pháp nào thì sức chịu tải của nền cũng phụ thuộc vào sức kháng cắt (đặc trưng bởi lực dính c và góc ma sát trong φ) và khối lượng thể tích tự nhiên γ của đất. Vì vậy, để nâng cao sức chịu tải của nền thì cần phải xử lý đất yếu để gia tăng sức kháng cắt và khối lượng thể tích tự nhiên của đất yếu trong nền.

4.2.3. Cơ sở khoa học giảm độ lún nền đất yếu

Độ lún của nền đất yếu là biến dạng của nền theo phương thẳng đứng. Vì đất yếu được cấu tạo bởi hạt rắn, nước và khí nên độ lún của nền đất yếu phụ thuộc vào biến dạng của hạt rắn và nước có trong đất. Hạt rắn của đất xem như không biến dạng (trên thực tế hạt rắn có bị biến dạng nhưng rất nhỏ - biến dạng từ biến), nước cũng được xem là không biến dạng nên độ lún của nền chủ yếu phụ thuộc vào sự biến dạng của đất do sự giảm thể tích lỗ rỗng có trong đất. Trị số độ lún của nền được xác định theo biểu thức sau:

$$S = S_{dh} + S_{ck} + S_{tb}$$

Trong đó:

- S - tổng độ lún của nền
- S_{dh} - độ lún đàn hồi của nền
- S_{ck} - độ lún cố kết của nền
- S_{tb} - độ lún từ biến của nền

Độ lún đàn hồi (độ lún tức thời) của nền có giá trị nhỏ, độ lún từ biến (độ lún của hạt rắn) cũng nhỏ nên tổng độ lún của nền thực tế chủ yếu phụ thuộc vào độ lún cố kết, nghĩa là độ lún do thể tích lỗ rỗng trong đất giảm đi nhờ nước và khí trong lỗ rỗng của đất thoát ra ngoài.

Hiện nay, cũng giống như tính toán sức chịu tải, có rất nhiều phương pháp tính toán độ lún cố kết của nền đất yếu. Tuy nhiên, dù sử dụng phương pháp nào thì độ lún cố kết của nền cũng phụ thuộc tuyến tính vào tải trọng công trình tác dụng xuống nền (áp lực gây lún P_{gl}), chiều dày lớp đất chịu nén và đặc trưng biến dạng của đất nền. Như vậy, đặc trưng biến dạng của đất nền sẽ quyết định đến độ lún của nền. Nếu đất nền có tính biến dạng lớn thì hiển nhiên độ lún của nền sẽ lớn và ngược lại, đất nền có tính biến dạng nhỏ thì độ lún của nền sẽ nhỏ. Do đó, để giảm độ lún của nền cần phải có phương pháp xử lý làm giảm tính biến dạng của đất nền, nghĩa là, làm giảm thể tích lỗ rỗng có trong đất nền, làm cho đất nền được nén chặt. Muốn vậy, cần phải thúc đẩy quá trình thoát nước ra khỏi lỗ rỗng ở trong đất.

Đất yếu có pha rắn gồm các hạt khoáng vật sét có kích thước nhỏ nhưng tổng diện tích bề mặt giữa các hạt lại lớn nên tổng thể tích lỗ rỗng trong đất lớn, dẫn đến lượng nước và khí trong lỗ rỗng lớn. Hơn nữa, các hạt sét có liên kết kiến trúc phát sinh do kết quả tác dụng qua lại giữa các ion và nguyên tử của mạng tinh thể khoáng vật cấu tạo nên hạt sét cũng như giữa chúng và các ion, nguyên tử và phân tử của chất gắn kết đất, do đó bao quanh các hạt sét và trong mạng tinh thể cấu tạo nên hạt sét luôn tồn tại các dạng nước liên kết rất khó thoát ra ngoài. Vì vậy, đối với đất yếu, quá trình thoát nước ra khỏi lỗ rỗng, nếu không có các giải pháp thúc đẩy cưỡng bức, sẽ rất lâu mới kết thúc.

Như vậy, cơ sở khoa học giảm độ lún của nền đất yếu chính là phải sử dụng các giải pháp làm giảm tính biến dạng (hệ số rỗng e_0) của đất yếu.

4.3. CÁC CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NÔNG

4.3.1. Tổng quan tình hình nghiên cứu

4.3.1.1. Trên thế giới

Các công nghệ xử lý nông (xử lý đất yếu phân bố trên mặt) rất đa dạng, có thể được chia thành: nhóm công nghệ thay đất yếu bằng đất tốt, nhóm công nghệ nén chặt đất yếu trên mặt bằng cơ học (đầm roi, đầm lăn, đầm rung) và gia tải trước, nhóm công nghệ xử lý đất yếu bằng vải địa kỹ thuật, nhóm công nghệ xử lý đất yếu bằng chất kết dính (trộn vôi, trộn xi măng, trộn thạch cao, trộn xỉ lò cao, trộn bitum, trộn keo polimer tổng hợp). Một số nhóm công nghệ được sử dụng phổ biến hiện nay là nhóm công nghệ xử lý đất yếu bằng chất kết dính, nhóm công nghệ xử lý đất yếu bằng vải địa kỹ thuật và nhóm công nghệ nén chặt đất yếu trên mặt bằng cơ học.

Công nghệ xử lý đất yếu bằng trộn chất kết dính được ứng dụng trên thế giới từ rất lâu, đặc biệt là ở Thụy Điển và Phần Lan. Trong những năm 1970 - 1980, các công nghệ xử lý đất yếu bằng trộn xi măng, trộn vôi tập trung chủ yếu vào việc tạo ra vật liệu gia cố, tối ưu hóa thành phần xi măng, thành phần vôi với các loại đất khác nhau (Nieminen, 1977, Vitanen, 1977) và ứng xử của hỗn hợp vôi - thạch cao với đất (Holinn và nnk, 1983). Ở Phần Lan, năm 1992, Kujala và Lahtinen đã tiến hành gia cố đất yếu bằng trộn xi măng, trộn vôi, trộn thạch cao; nghiên cứu các phản ứng của quá trình gia cố và đã xuất bản sách hướng dẫn gia cố đất (STO-91). Năm 1991, tại Helsinki, một số nhà khoa học chia đất thải thành từng khối để gia cố bằng vôi, xi măng và xỉ lò cao nhằm giảm giá thành vận chuyển đất thải. Năm 1995, Kukko và Puohomaki đã tiến hành thí nghiệm, phân tích ảnh hưởng của chất phụ gia như xỉ lò cao, tro than... đến cường độ đất sét gia cố.

Tại châu Á, các nước Nhật Bản, Trung Quốc, Malaysia... sử dụng rộng rãi công nghệ gia cố, xử lý đất yếu trên mặt bằng trộn xi măng và trộn vôi. Năm 2005, tại Malaysia, Buijiang B.K. Huat, Shukri Maail và Thamer Ahmed Mohamed (Trường Đại học Putra) đã nghiên cứu trộn xi măng và vôi với đất bùn nhiệt đới theo tỷ lệ xi măng từ 5 - 15%, vôi

từ 2 - 25% bằng công nghệ trộn ướt trong phòng thí nghiệm. Kết quả nghiên cứu cho thấy, khi lượng xi măng và vôi tăng lên, giới hạn chảy của hỗn hợp đất gia cố giảm, khối lượng thể tích khô tăng, độ ẩm giảm, cường độ kháng nén tăng theo thời gian bảo dưỡng. Năm 2008, Ho và Chan đã nghiên cứu trộn xi măng với đất sét yếu lấy tại Trung tâm nghiên cứu đất yếu thuộc Trường Đại học Tun Hussein ở độ sâu từ 1,5 - 2,0m theo hàm lượng xi măng là 0%, 5% và 10% so với khối lượng đất khô. Kết quả thí nghiệm nén một trục và cắt phẳng cho thấy, chỉ số nén, chỉ số cố kết và hệ số nén lún của mẫu đất gia cố giảm so với mẫu đất không gia cố. Năm 2012, Jin Chun Chai, Takenorihiho, Takehito Negami, Nguyen Duy Quang thuộc Trường Đại học Saga, Nhật Bản đã nghiên cứu trộn xi măng và vôi với đất bùn nạo vét ở cửa sông vùng Ariake để làm đất đắp tại chỗ. Hàm lượng vôi và xi măng trộn với đất theo các tỷ lệ 2, 4, 6, 8% so với khối lượng đất khô. Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra, với hàm lượng vôi hoặc xi măng từ 2 - 8% thì mối quan hệ giữa cường độ kháng nén một trục với phụ gia là phi tuyến; với phụ gia 2% thì cường độ mẫu đất trộn hầu như không thay đổi. Điều này được giải thích do hàm lượng axit humic có trong đất.

Công nghệ xử lý đất yếu bằng vôi địa kỹ thuật được ứng dụng lần đầu tiên khoảng 3.000 năm trước công nguyên ở Ziggurat và sau là Vạn Lý Trường Thành (Trung Quốc). Ở châu Âu, công nghệ này được sử dụng rộng rãi từ năm 1926, phát triển mạnh từ năm 1956 tại Hà Lan. Hiện nay, vôi địa địa kỹ thuật đã được sử dụng phổ biến tại các nước phát triển trên thế giới như Mỹ, Anh, Pháp, Hà Lan, Nhật Bản...

Hiện nay, vôi địa kỹ thuật được sử dụng rộng rãi làm tấm lót trong đất để nâng cao sức chịu tải của nền đất yếu, làm dải phân cách, lọc, bảo vệ, gia cường và thoát nước trong xây dựng các công trình giao thông, thủy lợi, môi trường, dân dụng và công nghiệp.

Vôi địa kỹ thuật được chế tạo từ những sản phẩm phụ của dầu mỏ, từ một hoặc hai loại polymer như polyester hoặc polypropylen. Tùy theo hợp chất và cách cấu tạo, mỗi loại vôi địa kỹ thuật có những đặc tính cơ lý hóa như sức chịu kéo, độ dẫn, độ thấm nước, môi trường thích nghi... khác nhau.

Công nghệ xử lý đất yếu bằng đầm nén động là sử dụng năng lượng thế năng để đầm nén đất bằng cách cho một quả nặng rơi tự do từ một độ cao xác định xuống nền đất cần gia cố. Quá trình đầm nén động là quá trình sắp xếp lại các hạt đất, làm giảm độ rỗng trong đất. Ý tưởng về thả một khối lượng nặng để đầm nén nhằm nén chặt đất và gia tăng sức chịu tải của đất đã có từ rất lâu trong lịch sử. Một số bản vẽ của người Trung Quốc minh họa công nghệ này đã được phát hiện từ vài thế kỷ trước (Menard và Broise, 1976). Người Roman cũng đã sử dụng công nghệ này trong xây dựng (Kerisel, 1985). Sang thế kỷ 20, công nghệ này được ứng dụng khi thi công sân bay tại Trung Quốc và cảng biển ở Dublin vào những năm 1940. Tuy nhiên, việc sử dụng các cầu bánh xích lớn để tạo ra thế năng lớn cho việc đầm nén mới chỉ sử dụng lần đầu tiên ở Pháp vào năm 1970 và sau đó được ứng dụng tại Anh và Bắc Mỹ vào năm 1973, 1975. Ở Anh và Bắc Mỹ, tải trọng đầm sử dụng chủ yếu khoảng 6 - 20 tấn và chiều cao đầm có thể đạt tới 20m. Thi công đầm nén động tại Anh chủ yếu sử dụng quả nặng khoảng 8 tấn và chiều cao rơi khoảng 15m.

4.3.1.2. Ở Việt Nam

Các công nghệ xử lý nông được sử dụng rộng rãi ở Việt Nam từ rất lâu như công nghệ cọc tre, cọc tràm, trộn vôi... Hiện nay, công nghệ xử lý nông được sử dụng rộng rãi hơn cả là công nghệ xử lý đất yếu bằng chất kết dính xi măng và vôi, mang lại hiệu quả cao về kỹ thuật và kinh tế.

Lần đầu tiên công nghệ xử lý đất yếu phân bố trên bề mặt đất bằng trộn xi măng, trộn vôi được Bộ môn Đường, Trường Đại học Bách khoa Hà Nội tiến hành nghiên cứu vào năm 1967 để ứng dụng làm móng đường giao thông. Năm 1985, Hồ Chất nghiên cứu đề tài “Về khả năng gia cố đất yếu bằng chất kết dính vô cơ trong điều kiện Việt Nam”, đã phân tích khả năng áp dụng chất kết dính vô cơ để gia cố nhiều loại đất yếu khác nhau dựa vào thành phần hạt, tỷ lệ chất kết dính, thời gian đông cứng của chất kết dính và sự ổn định của đất gia cố. Năm 2005, Lê Thị Phòng đã nghiên cứu cải tạo đất sét pha nguồn gốc bồi tích thuộc hệ tầng Thái Bình, phân bố ở Hưng Yên bằng trộn

vôi với các hàm lượng vôi lần lượt là 2, 4, 6, 8% và phụ gia SA44/LS40 theo tỷ lệ 8,5/1,5, lượng phụ gia là 1 lit/6 m³ để làm móng áo đường giao thông nông thôn. Kết quả nghiên cứu cho thấy, khả năng đầm chặt của đất có phụ gia lớn hơn đất không có phụ gia, môđun đàn hồi của mẫu gia cố với hàm lượng vôi 6% có giá trị lớn nhất đối với cả 2 trường hợp có phụ gia và không có phụ gia; môđun đàn hồi của đất gia cố khi sử dụng 4% vôi với phụ gia SA44/LS40 tương đương với 6% vôi. Khi hàm lượng vôi lớn hơn 6% thì cường độ mẫu đất gia cố giảm. Kết quả nghiên cứu đã được ứng dụng thử nghiệm tại đoạn đường từ Thiện Phiến đi Tiên Lữ (tỉnh Hưng Yên), đảm bảo yêu cầu kỹ thuật đặt ra. Nguyễn Thị Thắm (2008) nghiên cứu cải tạo đất sét pha ở Cần Thơ bằng trộn xi măng kết hợp với phụ gia tro trấu, kết quả cho thấy, với các hàm lượng đất, xi măng và tro trấu khác nhau, hỗn hợp đất + 7% xi măng + 5% tro trấu cho hiệu quả tốt nhất về cường độ kháng nén và môđun đàn hồi. Năm 2011, Đỗ Minh Toàn triển khai thực hiện đề tài “Nghiên cứu đặc tính xây dựng của trầm tích đất loại sét amQ₂²⁻³ phân bố ở Đồng bằng sông Cửu Long phục vụ gia cố nền bằng các giải pháp làm chặt có sử dụng chất kết dính vô cơ”, đã nghiên cứu gia cố đất yếu bằng trộn xi măng, trộn vôi tại Trà Vinh, Cần Thơ, Đồng Tháp và Tiền Giang với hàm lượng xi măng từ 3 - 12% và lượng vôi từ 6 - 12% so với khối lượng đất khô. Kết quả nghiên cứu cho thấy, với cùng hàm lượng xi măng và vôi, đất yếu được gia cố bằng xi măng có cường độ kháng nén lớn hơn so với đất gia cố bằng vôi; cường độ kháng nén của đất sét pha lớn hơn cường độ kháng nén của đất sét và khi trộn vôi vào đất với hàm lượng lớn hơn 9% thì cường độ của đất gia cố lại giảm. Năm 2013, Viện Thủy Công thuộc Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam đã triển khai đề tài cấp Viện “Nghiên cứu cải tạo đất yếu (bùn sét pha) ở huyện Gò Quao và Giồng Riềng tỉnh Kiên Giang bằng xi măng kết hợp với vôi, đánh giá khả năng sử dụng chúng trong xây dựng công trình thủy lợi”. Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra, khi hàm lượng xi măng tăng thì cường độ mẫu gia cố tăng. Tuy nhiên, cường độ mẫu đất gia cố chỉ tăng trong khoảng thời gian từ 28 ngày đến 56 ngày bảo dưỡng, sau đó, cường độ mẫu có xu hướng giảm; lượng vôi thích hợp để gia cố là từ 2

- 4%. Nguyễn Thị Nụ (2014) đã nghiên cứu ảnh hưởng của hàm lượng muối đến khả năng gia cố đất bùn sét ở Tiền Giang và Sóc Trăng. Kết quả nghiên cứu cho thấy, khi hàm lượng muối tăng thì q_u giảm, với hàm lượng muối ít từ 0,2 - 0,8% thì q_u giảm không nhiều, khi hàm lượng muối tăng đến 1% thì q_u giảm mạnh.

Cho đến nay, công nghệ xử lý đất yếu bằng trộn chất kết dính vô cơ với đất yếu càng ngày càng được sử dụng rộng rãi. Các chất tro xi, tro bay của các nhà máy xi măng, nhiệt điện cũng đang được nghiên cứu sử dụng để xử lý đất yếu, giúp giảm giá thành xây dựng và giải quyết bài toán về bảo vệ môi trường.

4.3.2. Công nghệ cọc tre, cọc tràm

Đây là công nghệ dùng để xử lý đất yếu phân bố ngay trên bề mặt đất. Công nghệ này khá đơn giản, mang tính truyền thống và kinh nghiệm. Bản chất của công nghệ là dùng thiết bị đóng các cọc tre, cọc tràm vào nền đất yếu để làm chặt đất, sau đó, phủ một lớp cát hoặc vải địa kỹ thuật lên đỉnh cọc rồi xây móng lên trên.

Cọc tre, cọc tràm thường có đường kính lớn hơn 5cm, tùy thuộc vào vật liệu có sẵn, chiều dài cọc thường từ 2 - 2,5m. Mật độ cọc thường khoảng 20 - 25 cọc/m².

Hiện nay, không có hướng dẫn chính thức nào về tính toán nền cọc tre, cọc tràm nhưng có thể coi phần nền đất yếu đã đóng cọc như một nền đất mới, có sức chịu tải lớn hơn nhiều so với nền đất khi chưa đóng cọc. Tuy nhiên, do chiều dài cọc nhỏ nên công nghệ này chỉ phù hợp khi xây dựng công trình có quy mô, tải trọng nhỏ và mực nước ngầm trong nền nằm nông do cọc tre và cọc tràm sẽ rất bền khi nằm ở trong nước.

4.3.3. Công nghệ thay đất yếu bằng đất tốt

Bản chất của công nghệ thay đất yếu bằng đất tốt là sử dụng các loại vật liệu có tính năng xây dựng tốt như cát, sạn, sỏi, đá dăm (đệm cát, đệm sạn, sỏi, đệm đá dăm) để thay thế đất yếu, sau đó dùng các thiết bị chuyên dụng đầm chặt lớp đất thay thế, tạo ra một lớp đất có khả năng chịu lực tốt hơn nhiều so với lớp đất yếu, có tác dụng làm giảm độ lún của móng, giảm chiều sâu đặt móng, giảm áp lực của

công trình truyền xuống đất yếu, làm cho công trình lún đều và ổn định nhanh. Công nghệ này thường được áp dụng trong trường hợp đất yếu có chiều dày nhỏ (thông thường < 3m), phân bố ngay trên bề mặt đất tự nhiên.

Việc tính toán đệm vật liệu thay thế (cát, sạn, sỏi, đá dăm) chủ yếu liên quan đến việc tính chiều dày và chiều rộng của đệm vật liệu. Tính toán chiều dày của đệm vật liệu (h_d) dựa vào khả năng chịu tải của nền đất yếu hoặc dựa vào biểu đồ phân bố ứng suất dưới nền đất. Chiều dày đệm vật liệu h_d được xác định đến độ sâu mà tại đó thỏa mãn điều kiện:

$$\sigma_z^{bt} + \sigma_z \leq R_{đất}^{tc}$$

Trong đó:

σ_z^{bt} - ứng suất bản thân tại đáy đệm vật liệu.

σ_z - ứng suất phụ thêm tại đáy đệm vật liệu.

$R_{đất}^{tc}$ - sức chịu tải tiêu chuẩn của đất yếu đối với móng khối quy ước đặt đến đáy đệm vật liệu.

Chiều rộng của đệm vật liệu phải đảm bảo bao hết vùng biến dạng dẻo và khi công trình làm việc, vật liệu không bị phình ra vùng đất yếu làm giảm chiều dày.

4.3.4. Công nghệ gia tải trước

Bản chất của công nghệ xử lý đất yếu bằng gia tải trước là trước khi xây dựng công trình, người ta chất tải lên trên bề mặt đất để bắt buộc đất yếu được nén chặt, đạt đến độ lún yêu cầu, sau đó dỡ tải và xây dựng công trình. Sở dĩ phải gia tải trước là vì bản thân đất yếu có sức chịu tải nhỏ, không đáp ứng yêu cầu chịu lực do tải trọng công trình truyền xuống nền.

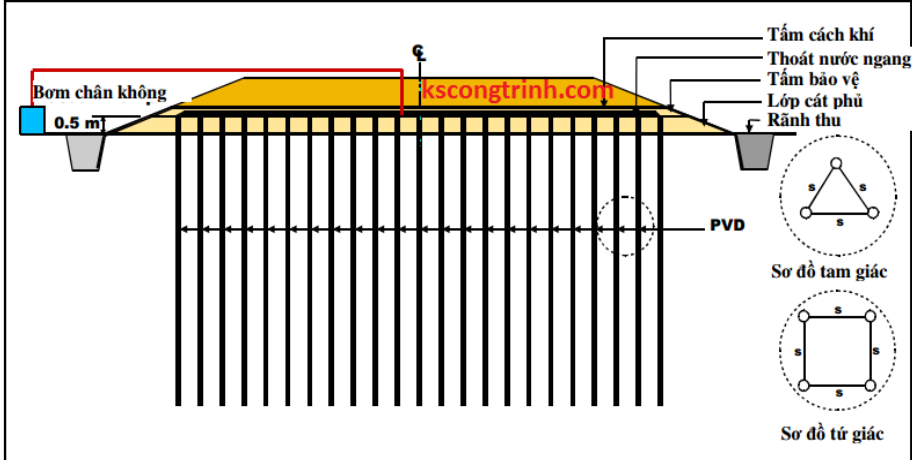
Việc chất tải trước được tiến hành ngoài hiện trường bằng cách đổ đất, đắp bao cát, chất gạch, đá và các loại vật liệu khác, trong đó, bao cát thường được sử dụng rộng rãi hơn cả. Quá trình chất tải trước có thể thực hiện chất tải một lần hoặc chất tải nhiều lần theo từng giai đoạn, phụ thuộc vào chiều dày, tính chất của đất yếu và thời gian để nền đất yếu đạt độ lún cần thiết.

Do chất tải khó đạt được tải trọng lớn, chiều sâu nén chặt thường không lớn nên công nghệ này thường chỉ áp dụng trong trường hợp xây dựng công trình có quy mô tải trọng vừa và nhỏ. Hơn nữa, quá trình nén chặt đất để nền đạt đến độ lún yêu cầu thường xảy ra rất lâu do quá trình cố kết thoát nước xảy ra rất chậm chạp nên công nghệ này chỉ phù hợp với các công trình không yêu cầu cao về tiến độ thi công. Để tăng nhanh quá trình cố kết thoát nước của nền đất yếu người ta thường kết hợp công nghệ này với công nghệ bắc thấm và công nghệ cố kết hút chân không.

Độ lún cố kết của nền đất yếu dưới tác dụng của tải trọng đắp (gia tải) được tính toán theo các công thức của lý thuyết môi trường biến dạng tuyến tính trong các giáo trình cơ học đất.

4.3.5. Công nghệ cố kết hút chân không

Bản chất của công nghệ cố kết hút chân không là sử dụng áp lực chân không truyền vào trong đất thông qua một hệ thống tiêu thoát nước thẳng đứng (thông thường là bắc thấm) được bố trí trong nền đất. Nhờ áp lực này, nước và khí trong các lỗ rỗng của đất được bơm thoát ra khỏi nền làm tăng quá trình cố kết nền đất, các hạt đất sắp xếp lại, tính chất cơ lý của đất nền được thay đổi theo hướng có lợi cho xây dựng công trình: tính biến dạng giảm, tính thấm giảm, sức chịu tải của nền tăng lên (hình 4.1).



Hình 4.1. Gia cố nền đất yếu bằng cố kết hút chân không

Để xử lý một lớp đất yếu nào đó, người ta sử dụng một lớp vải bạt hay màng nhựa phủ kín lớp đất yếu, không cho không khí lọt vào. Để tạo chân không, người ta dùng ống hút và bơm chân không, tạo ra một áp suất chân không khoảng 80kPa ở trong lớp phủ vải bạt hay màng nhựa và duy trì áp suất này trong suốt thời gian xử lý đất yếu. Không khí ở bên ngoài, với áp suất khí quyển sẽ tác dụng vào lớp đất yếu qua lớp màng nhựa, tương đương với áp lực do một khối đất đắp chiều cao khoảng 4 - 5m gây ra. Trong lớp đất yếu, người ta bố trí bậc thấm để thoát nước với các thông số khác nhau nhằm tăng hiệu quả của công nghệ.

Công nghệ hút chân không thường được sử dụng kết hợp với công nghệ gia tải trước cho nền đất yếu đã được cắm bậc thấm. Sự khác biệt chủ yếu giữa công nghệ đắp gia tải trước và công nghệ cố kết hút chân không nằm ở sự biến thiên của áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hữu hiệu của đất. Ở công nghệ đắp gia tải trước, ứng suất hữu hiệu trong khối đất tăng lên do ứng suất tổng tăng lên nhờ tải trọng đất đắp:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u_z$$

Trong đó:

σ'_z - ứng suất hữu hiệu tại chiều sâu z

σ_z - ứng suất tổng do tải trọng đắp gây ra

u_z - áp lực nước lỗ rỗng tại thời điểm t ở chiều sâu z.

Ở công nghệ cố kết hút chân không, ứng suất hữu hiệu tăng lên do áp lực nước lỗ rỗng trong khối đất bị giảm đi do quá trình hút chân không, trong khi ứng suất tổng vẫn không thay đổi:

$$\sigma'_z = \sigma'_o + u_{tz} - u_z$$

Trong đó:

σ'_o - ứng suất hữu hiệu ban đầu của tầng phủ

u_{tz} - áp lực nước lỗ rỗng tĩnh

u_z - áp lực nước lỗ rỗng tại thời điểm t ở chiều sâu z.

Do sự tăng lên của ứng suất hữu hiệu, nước lỗ rỗng bị thoát ra ngoài, các hạt đất tiếp xúc chặt hơn làm giảm độ lún và tăng sức chịu tải của đất yếu trong thời gian ngắn nhất.

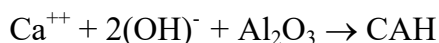
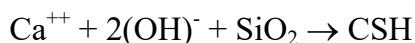
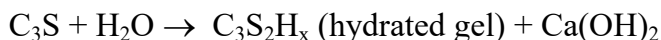
Công nghệ cố kết hút chân không để xử lý nền đất yếu được sử dụng lần đầu tiên năm 1952 ở châu Âu, hiện nay được ứng dụng tại nhiều nước trên thế giới như Nga, Đức, Canada, Pháp, Nhật Bản, Trung Quốc, Hàn Quốc, Malaixia, Thái Lan... Bắt đầu từ năm 2006, công nghệ cố kết hút chân không được sử dụng tại Việt Nam cho một số công trình như Nhà máy khí điện đạm Cà Mau, Nhà máy DAP, Nhà máy sợi Polyeste Đình Vũ (Hải Phòng), dự án đường cao tốc Long Thành - Dầu Giây.

4.3.6. Công nghệ trộn xi măng

* Bản chất

Công nghệ xử lý đất yếu bằng trộn chất kết dính xi măng là sử dụng các loại xi măng dưới dạng bột khô hoặc dung dịch trộn vào đất yếu đã được cắt và làm tơi xốp bởi thiết bị chuyên dụng với một tỷ lệ nhất định để làm tăng độ bền của đất yếu, làm giảm độ lún và tăng sức chịu tải của nền dưới đáy móng công trình.

Xi măng poocăng gồm các khoáng vật chính là C_3S (tricalcium silicate), C_2S (dicalcium silicate), C_3A (tricalcium aluminate) và C_4AF (tetracalcium aluminoferrit), ngoài ra còn có CaO , MgO . Khi trộn xi măng vào đất yếu xảy ra quá trình nguyên sinh (kiềm) và quá trình thứ sinh theo các phản ứng hóa lý sau (Bergado và nnk, 1996):



Với độ pH thấp ($pH < 12,6$) phản ứng tạo CSH có thể xảy ra.



Quá trình nguyên sinh là quá trình thủy hóa và thủy phân xi măng bởi nước tồn tại trong lỗ rỗng của đất tạo ra các sản phẩm calcium silicate hydrate (C_3SH_x , $C_3S_2H_x$), calcium aluminate hydrate (C_3SA_x , $C_3S_2A_x$) gắn kết các hạt đất lại với nhau và hidrocid canxi $Ca(OH)_2$ làm tăng độ pH trong môi trường nước lỗ rỗng của đất và phản ứng với các thành phần đất - phản ứng thứ sinh.

Quá trình thứ sinh gồm quá trình trao đổi ion giữa ion canxi được tạo thành trong quá trình thủy hóa và thủy phân của xi măng với các cation trong lớp khuếch tán của hạt keo sét và quá trình tác dụng giữa ion canxi và các thành phần aluminat và silicat bị hòa tan trong môi trường kiềm. Kết quả tạo thành các sản phẩm nằm ở trên hoặc ngay trên bề mặt hạt sét, tạo nên các thể keo tụ kết dính tại các điểm tiếp xúc giữa các hạt. Sự thủy hóa và thủy phân xi măng và phản ứng thứ sinh có thể kéo dài hàng tháng, thậm chí có thể hơn một năm, vì thế độ bền của đất trộn xi măng sẽ tăng theo thời gian. Như vậy, có thể thấy các sản phẩm của quá trình kiềm đông cứng tạo thành cấu trúc hạt có cường độ cao. Quá trình thứ sinh làm tăng cường độ và độ ổn định của hỗn hợp đất - xi măng.

** Các yếu tố ảnh hưởng đến cường độ đất gia cố:*

Đặc điểm đông cứng của hỗn hợp đất - xi măng phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: loại xi măng, hàm lượng xi măng, thời gian, nhiệt độ bảo dưỡng; loại đất, thành phần khoáng vật và đặc điểm môi trường nước lỗ rỗng trong đất (Bergado và nnk, 1996).

Cường độ của hỗn hợp đất - xi măng phụ thuộc vào loại xi măng và hàm lượng xi măng trộn vào đất. Tốc độ gia tăng cường độ của hỗn hợp đất - xi măng phát triển nhanh ở giai đoạn đầu, sau đó chậm dần. Khi nhiệt độ tăng, thúc đẩy quá trình thủy hóa và thủy phân của xi măng, đồng thời tạo điều kiện cho các khoáng vật sét hòa tan làm tăng cường độ của hỗn hợp đất - xi măng.

Loại đất yếu ảnh hưởng đến cường độ của hỗn hợp đất - xi măng, hiệu quả xử lý giảm khi chỉ số dẻo của đất tăng (do ảnh hưởng đến khả năng nhào trộn, đầm chặt). Các đất yếu có độ nhạy rất cao, cường độ của hỗn hợp đất - xi măng thấp. Hàm lượng hữu cơ, axit hữu cơ, sunphat trong đất yếu cản trở quá trình thủy hóa và thủy phân của xi măng, làm giảm cường độ của hỗn hợp đất - xi măng. Theo Anon (1990), hàm lượng hữu cơ trên 2% và độ pH dưới 5 thì hiệu quả xử lý thấp. Chất hữu cơ có khuynh hướng hấp phụ ion canxi, để tăng hiệu quả cải tạo có thể cho thêm 10% đá vôi hoặc thạch cao (Kuno, 1889). Sự ăn mòn do tác nhân ăn mòn sunphat làm giảm cường độ của xi măng. Sherwood (1957) cho rằng, cải tạo đất bằng chất kết dính có

hiệu quả thấp khi hàm lượng SO_3 và SO_4^{-2} trong đất chiếm 0,2 và 0,5% trở lên, hoặc trong nước chứa SO_3 lớn hơn 300mg/l. Ông cũng chỉ ra rằng, xi măng chống ăn mòn sunphat cũng không có tác dụng cải tạo đất có chứa sunphat hơn xi măng pooc lăng truyền thống.

Loại ion tồn tại trong môi trường nước lỗ rỗng ảnh hưởng đến khả năng ưa nước của đất, ảnh hưởng đến giới hạn chảy của đất và liên quan đến cường độ kháng nén của đất gia cố (Stavridakis và Hatzigogos, 1999).

Thành phần vật chất của đất cũng đóng vai trò quan trọng trong sự hình thành cường độ của hỗn hợp gia cố đất - xi măng. Loại khoáng vật sét có mức độ ảnh hưởng khác nhau đến khả năng gia cố bằng xi măng. Khoáng vật kaolinit ít ảnh hưởng đến quá trình thủy hóa và thủy phân của xi măng và cần sử dụng lượng xi măng ít hơn khi gia cố, còn các khoáng vật có tính phân tán cao (montmorilonit) ảnh hưởng xấu tới quá trình thủy hóa và thủy phân của xi măng và cần lượng xi măng nhiều hơn để cải tạo. Sở dĩ như vậy là vì, trong hỗn hợp đất - xi măng, ion canxi giải phóng trong quá trình thủy hóa và thủy phân của xi măng sẽ trao đổi với các ion trong lớp khuếch tán của hạt keo sét (hàm lượng của chúng phụ thuộc lượng xi măng dùng để gia cố) và hấp phụ lên lớp khuếch tán của hạt keo sét. Số lượng vị trí trao đổi phụ thuộc vào lượng hạt sét và loại khoáng vật sét trong đất. Khi khoáng vật có tính phân tán cao thì lượng xi măng cần (ion canxi) trong hỗn hợp đất - xi măng càng lớn để gia cố đất.

Độ pH của đất quyết định đến khả năng hòa tan của các hạt sét; các hạt sét silicates và aluminates hòa tan tăng khi độ pH cao, tạo điều kiện hình thành các sản phẩm gắn kết các hạt đất (Bergado và nnk, 1996). Do đó, độ pH là nhân tố quan trọng ảnh hưởng tới cường độ của đất gia cố xi măng

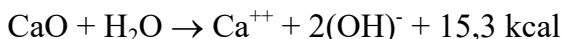
4.3.7. Công nghệ trộn vôi

** Bản chất:*

Khi trộn vôi với đất yếu, vôi có tác dụng hút ẩm đối với đất phân tán nhỏ có độ ẩm cao, làm giảm độ ẩm của đất và đóng vai trò là chất kết dính. Cường độ của đất gia cố đạt được do quá trình thủy hóa vôi,

trao đổi ion và pozzolanic. Quá trình thủy hóa vôi tỏa nhiệt làm mất nước trong đất yếu. Nếu tính theo phân tử gam, 100kg vôi có thể hấp thụ 32 lít nước và tỏa nhiệt lượng 27.777 Kcalo và nhiệt độ của phản ứng lên đến 120 °C - 160 °C.

Phản ứng thủy hóa do vôi tác dụng với nước lỗ rỗng trong đất yếu tạo ra năng lượng có tác dụng làm giảm độ ẩm. Do vậy, độ ẩm của đất phải xác định chính xác khi sử dụng vôi CaO, đồng thời đủ nước để ion canxi trong vôi trao đổi với ion kiềm trong khoáng vật sét.



Sản phẩm thủy hóa gel canxi silicate phủ lên bề mặt và dính kết các hạt sét lại với nhau và lấp đầy lỗ rỗng của đất. Mặt khác, các ion canxi sẽ tham gia quá trình trao đổi ion với các ion trong lớp khuếch tán của hạt keo sét làm thay đổi thành phần cấu trúc của hạt keo sét.

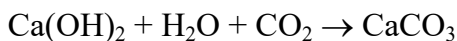


Theo thời gian, hydroxide canxi sẽ tham gia phản ứng pozzolanic với đất, tác dụng với silicat và aluminat trong khoáng vật sét hình thành chất xi măng hóa và chất kết dính gồm silicat canxi hoặc aluminat canxi:



Gel silicat canxi hoặc aluminat canxi từ các phản ứng trên không hòa tan trong nước và dính kết các hạt đất lại với nhau.

Ngoài ra, khi trộn vôi vào trong đất có thể xảy ra phản ứng cacbonat hóa tạo thành chất kết dính yếu theo phản ứng sau:



** Các yếu tố ảnh hưởng đến cường độ đất gia cố:*

Các yếu tố ảnh hưởng đến hiệu quả của công nghệ trộn vôi là hàm lượng vôi, thành phần hạt (hàm lượng nhóm hạt sét) và thành phần khoáng vật của đất yếu. Khi hàm lượng nhóm hạt sét và khoáng vật ưa nước càng cao thì liều lượng vôi trộn vào đất tăng lên.

Vôi chưa tôi CaO cho hiệu quả cải tạo tốt hơn (Kezdi, 1979). Cường độ của đất gia cố tăng khi hàm lượng vôi tăng và đất cải tạo

bằng vôi chỉ đạt giá trị lớn nhất tại độ ẩm tối ưu. Không có hàm lượng vôi lớn nhất để đất gia cố đạt được cường độ cao nhất ở mọi điều kiện. Hàm lượng vôi (Ingles và Metcalf, 1972) gia cố tới 3 - 4% đối với đất sét bụi, 3 - 8% đối với đất sét nặng và rất nặng.

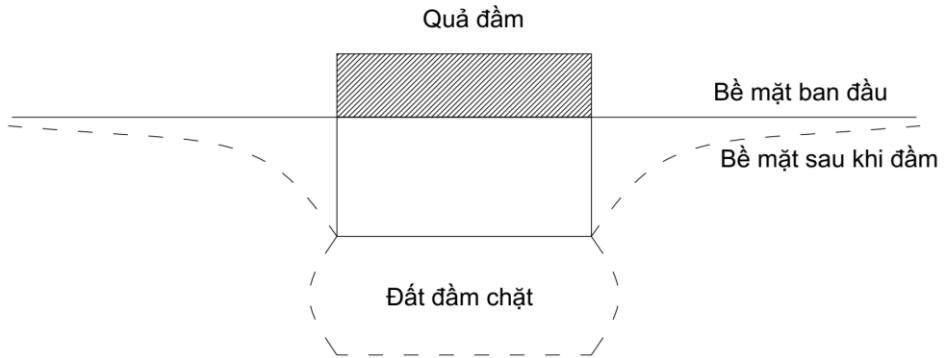
Thời gian bảo dưỡng cũng đóng vai trò quan trọng trong việc hình thành cường độ của hỗn hợp đất - vôi. Tốc độ gia tăng cường độ nhanh ở giai đoạn đầu, sau đó giảm dần. Vôi bắt đầu phản ứng với đất yếu ở thời gian 48 - 72 giờ sau khi trộn, sau đó xảy ra quá trình thứ sinh (Taylor và Armanm 1960).

Thành phần hạt của đất ảnh hưởng tới cường độ hỗn hợp gia cố đất - vôi, đất yếu thích hợp để cải tạo bằng vôi là loại đất có hàm lượng hạt sét không nhỏ hơn 20% và tổng hàm lượng hạt bụi và sét lớn hơn 35%, các loại đất có chỉ số dẻo lớn hơn 10 (Broms, 1984). Vôi thường áp dụng cho đất sét nặng và không thích hợp với cải tạo đất rời. Khi trộn vôi trong đất sét nặng làm cho cấu trúc đất trở rời, dễ nhào trộn và đầm chặt, mặc dù khối lượng thể tích khô lớn nhất (γ_{cmax}) nhỏ.

Khoáng vật sét gồm các nhóm khoáng vật kaolinit, illit, montmorilonit và các khoáng vật sét khác đều phản ứng với vôi tạo cho hỗn hợp đất gia cố có cường độ cao, tuy nhiên chúng cần hàm lượng vôi khác nhau. Hilt và Davidson (1960) cho rằng, cường độ kháng nén nở hông của sét kaolinit và montmorilonit cao hơn khi cải tạo bằng vôi, trong khi sét illit cần thêm một lượng tro bay thêm vào để đạt được cường độ như thế. Phản ứng giữa vôi với sét montmorilonit nhanh hơn so với phản ứng giữa vôi và sét kaolinit, sự khác biệt này có thể thấy được sau vài tuần. Các khoáng vật illit hoặc clorit cũng phản ứng chậm hơn so với sét montmorilonit. Các chất hữu cơ thường ngăn cản phản ứng thủy hóa của vôi.

4.3.8. Công nghệ đầm nén động

Công nghệ xử lý nền đất yếu bằng đầm nén động (đầm rơi) là dùng năng lượng thế năng để đầm nén đất bằng cách sử dụng một quả nặng cho rơi tự do từ một độ cao xác định xuống nền đất cần xử lý (hình 4.2).



Hình 4.2. Xử lý nền đất yếu bằng công nghệ đằm nén động

Trọng lượng của quả nặng có thể từ 80kN đến 356kN, được cho rơi từ độ cao 7,5 - 30,5m hoặc trọng lượng từ 400kN đến 1000kN, cho rơi từ độ cao 10 - 40m. Quá trình đằm chặt đất đạt yêu cầu khi độ chối (độ lún do 01 nhát đằm gây ra) không nhỏ hơn 0,5 - 1,0cm đối với đất loại sét.

Hiệu quả đằm nén tùy thuộc vào loại đất và tải trọng đằm nén. Kết quả thí nghiệm của hãng Soletance (Pháp) cho thấy, hiệu quả đằm nén động có thể cải thiện tính chất của đất sét tới 1,5 lần, cát bụi tới 2 lần và đất cát là 4 lần. Do vậy, kinh nghiệm thi công và sự hiểu rõ về điều kiện địa chất công trình đóng vai trò quan trọng trong thi công xử lý đất yếu bằng công nghệ đằm nén động.

Do thiết bị cồng kềnh, khi thi công gây chấn động mạnh, ảnh hưởng đến công trình xung quanh nên công nghệ này thích hợp với các khu vực không có dân cư, ít công trình xây dựng. Ưu điểm của công nghệ là giảm được công đào đắp, tận dụng được lớp đất tại chỗ làm vật liệu xây dựng.

4.3.9. Công nghệ dùng vải địa kỹ thuật

** Bản chất*

Bản chất của công nghệ là sử dụng vải địa kỹ thuật làm tấm lót trong đất để nâng cao sức chịu tải của nền đất yếu, làm dải phân cách, lọc, bảo vệ, gia cường và thoát nước trong xây dựng các công trình giao thông, thủy lợi, môi trường, dân dụng và công nghiệp (hình 4.3).



Hình 4.3. Sử dụng vải địa kỹ thuật làm tấm ngăn cách

*** Cấu tạo và tính chất cơ lý**

Vải địa kỹ thuật được làm từ polymer tổng hợp, sợi liên tục, không dệt, dệt và kết hợp, có độ bền cao và thấm nước tốt. Hiện nay, trên thế giới có hàng trăm loại vải địa kỹ thuật khác nhau nhưng từ góc độ công nghệ sản xuất được phân ra thành 02 loại chính là dệt và không dệt. Vải dệt thường được dùng để tăng cường khả năng chống trượt cho khối đất, vải không dệt chủ yếu dùng để ngăn cách giữa lớp bùn yếu và lớp đệm cát trên đầu bậc thấm...

Tùy theo hợp chất và cách cấu tạo, mỗi loại vải địa kỹ thuật có những đặc tính cơ lý hóa như sức chịu kéo, độ thấm nước, môi trường thích nghi v.v... khác nhau. Một số chỉ tiêu cơ lý của vải địa kỹ thuật như sau:

- Cường độ chịu kéo không nhỏ hơn 1,0kN
- Khả năng chống xuyên thủng từ 1.500N đến 5.000N
- Kích thước lỗ vải 0,15mm
- Hệ số thấm của vải $< 1,4 \times 10^{-4}$ m/s

Một số đặc trưng kỹ thuật của vải địa kỹ thuật dùng làm dải phân cách giữa đất yếu và nền đắp được cho trong bảng 4.1.

Bảng 4.1. Đặc trưng kỹ thuật yêu cầu của vải địa kỹ thuật phân cách

<i>Tên chỉ tiêu</i>	<i>Loại vải 1 có $e_g < 50\%$</i>	<i>Loại vải 1 có $e_g < 50\%$</i>	<i>Loại vải 2 có $e_g < 50\%$</i>	<i>Loại vải 2 có $e_g < 50\%$</i>	<i>Phương pháp thử</i>
Lực kéo giật N, không nhỏ hơn	1400	900	110	700	TCVN 8871-1
Lực kháng xuyên thủng thanh, N, không nhỏ hơn	500	350	400	250	TCVN 8871-4
Lực xé rách hình thang, N, không nhỏ hơn	500	350	400	250	TCVN 8871-2
Áp lực kháng bụi, kPa, không nhỏ hơn	3500	1700	2700	1300	TCVN 8871-5
Độ bền kháng tia cực tím 500 giờ, %, không nhỏ hơn	50	50	50	50	ASTM D4355

Ghi chú: e_g - độ giãn dài kéo giật khi đứt

** Phạm vi ứng dụng*

Trong xây dựng đường giao thông, vải địa kỹ thuật được sử dụng làm dải phân cách giữa đất yếu và nền đường đắp với mục đích ngăn cản sự trộn lẫn của hai loại đất và ngăn ngừa tổn thất đất đắp. Ngoài ra, vải địa kỹ thuật còn ngăn chặn không cho đất yếu thâm nhập vào cốt liệu nền đường nhằm bảo toàn các tính chất cơ lý của vật liệu đắp và do đó nền đường có thể hấp thụ và chịu đựng một cách hữu hiệu toàn bộ tải trọng xe.

Trong xây dựng công trình thủy lợi, vải địa kỹ thuật dùng che chắn bề mặt vách bờ sông bằng các ông vải địa kỹ thuật độn cát nhằm giảm nhẹ tác động thủy lực của dòng chảy lên bờ; sử dụng thay cho tầng lọc ngược để hạ thấp mực nước ngầm, đảm bảo giữ cốt liệu nền đất khỏi bị rửa trôi theo dòng thấm.

Trong xây dựng dân dụng và công nghiệp, vải địa kỹ thuật được sử dụng dưới dạng bậc thấm để gia cố nền đất yếu.

4.3.10. Công nghệ dùng vật liệu nổ

Bản chất của công nghệ là dùng năng lượng của vật liệu nổ (mìn) tạo ra sóng va đập để nén chặt đất yếu. Quy trình công nghệ được tiến hành theo các bước:

- Dùng thiết bị khoan tạo các lỗ khoan có đường kính khác nhau đến độ sâu cần xử lý.

- Đưa vật liệu nổ (mìn) vào lỗ khoan và lấp lỗ khoan.
- Cho nổ mìn theo một trình tự quy định.

Thuốc nổ có nhiều loại nhưng thường được sử dụng là dynamit 60%. Các lỗ khoan có thể bố trí theo mạng ô vuông hoặc tam giác đều. Khoảng cách giữa các lỗ khoan phụ thuộc vào bán kính ảnh hưởng của vật liệu nổ, lượng chất nổ đưa vào lỗ khoan.

Công nghệ xử lý đất yếu bằng vật liệu nổ có hiệu quả hơn đối với đất rời xốp, có thể làm tăng độ chặt của đất tới 0,8 lần.

Để kiểm tra hiệu quả của công nghệ có thể sử dụng các thiết bị thí nghiệm hiện trường như xuyên tĩnh, xuyên tiêu chuẩn, cắt cánh hoặc bàn nén.

4.4. CÁC CÔNG NGHỆ XỬ LÝ SÂU

4.4.1. Tổng quan tính hình nghiên cứu

4.4.1.1. Trên thế giới

Các công nghệ xử lý sâu được sử dụng khi trong cấu trúc nền có đất yếu phân bố ngay trên mặt đất, chiều dày lớn hoặc đất yếu phân bố ở dưới sâu. Các công nghệ xử lý sâu rất đa dạng nhưng được sử dụng rộng rãi trên thế giới là các công nghệ: giếng cát, bác thấm, cọc vật liệu rời (cọc cát, cọc đá), cọc đất - xi măng, cọc đất - vôi, cọc đá dăm.

Công nghệ xử lý đất yếu bằng giếng cát và bác thấm (công nghệ thoát nước thẳng đứng) kết hợp với gia tải trước là một trong những công nghệ lâu đời và phổ biến nhất trên thế giới. Ưu điểm nổi bật của công nghệ là tăng nhanh quá trình cố kết sơ cấp của nền đất yếu do: (1) các đường thoát nước thẳng đứng thường nằm gần nhau (từ 1m đến 2m) làm cho chiều dài đường thoát nước lỗ rỗng giảm; (2) hướng thoát nước thay đổi từ thẳng đứng (gia tải trước) sang chảy ngang (chảy hướng tâm).

Thiết bị thoát nước thẳng đứng dùng phổ biến đầu tiên là giếng cát, được thi công bằng cách khoan tạo lỗ với các đường kính khác nhau, sau đó lấp đầy cát vào lỗ khoan. Những giếng cát đầu tiên được thi công ở California (Mỹ) năm 1934 với đường kính 50,8cm (20 inch), khoảng cách giữa các giếng 1,0m và đến đầu những năm 1970, giếng cát đường kính lớn vẫn được sử dụng rộng rãi ở Mỹ. Năm 1969,

Dastidar và nnk đã ứng dụng bắc cát (sand-wicks) thay thế giếng cát để xử lý nền đất yếu. Bắc cát ưu điểm hơn so với giếng cát do thi công nhanh, giảm hiệu ứng xáo động vì kích thước mặt cắt ngang nhỏ và thoát nước liên tục.

Bắc thấm được đề xuất lần đầu tiên vào năm 1925 và được cấp bằng sáng chế vào năm 1926 bởi Daniel D. Moran. Năm 1948, Kjellman bắt đầu sử dụng bắc thấm (PVD) thay bắc cát và từ những năm 1970, bắc thấm thẳng đứng được dùng để thay thế hoàn toàn bắc cát.

Công nghệ bắc thấm có ưu điểm là thi công nhanh, ít xảy ra sự cố trong quá trình thi công và hạn chế dùng vật liệu cát tự nhiên. Tuy nhiên, hạn chế của công nghệ là sự xáo trộn của đất xung quanh bắc thấm (hiệu ứng xáo trộn) và độ lún của nền sau khi xử lý thường lớn hơn độ lún tính toán. Để khắc phục hiệu ứng xáo trộn, trong những năm gần đây, nhiều nghiên cứu trên thế giới đã cơ bản làm rõ hiệu ứng xáo trộn của đất yếu xung quanh bắc thấm và ứng xử của bắc thấm (Sakleshpur và nnk, 2018). Để giải quyết vấn đề độ lún lớn, từ những năm 2000, công nghệ bắc thấm được kết hợp với công nghệ cố kết chân không (hút chân không) do Kjellman đề xuất lần đầu tiên năm 1952 (Griffin và Kelly, 2014). Cho đến nay, công nghệ cố kết chân không kết hợp với bắc thấm đã được sử dụng rất phổ biến ở nhiều nước trên thế giới.

Bản chất của công nghệ gia cố đất yếu bằng cọc vật liệu rời là dùng thiết bị chuyên dụng đưa vật liệu rời vào nền dưới dạng cọc để nén chặt đất yếu nhờ vật liệu rời chiếm thể tích lỗ rỗng và làm tăng nhanh quá trình cố kết thấm của đất nền. Năm 1930, lần đầu tiên cọc vật liệu rời được sử dụng để gia cố nền đất yếu tại Pháp và từ những năm 1950 bắt đầu sử dụng phổ biến ở châu Âu. Theo kích thước vật liệu, cọc vật liệu rời chia thành 2 loại cọc chính là cọc cát và cọc đá. Cọc cát chia thành 2 loại: cọc cát thường và cọc cát đầm chặt.

Cọc cát làm nhiệm vụ như giếng cát, giúp nước lỗ rỗng thoát ra nhanh, làm tăng nhanh quá trình cố kết và độ lún ổn định diễn ra nhanh hơn. Cọc cát đầm chặt (SCP) thích hợp với tất cả các loại nền đất (sét, sét pha, cát, cát pha), có tác dụng gia tăng sức chịu tải của nền, giảm độ lún, giảm khả năng hóa lỏng nền và tăng khả năng chịu

lực ngang. Cọc cát đầm chặt trong nền sét, sét pha làm việc theo nguyên lý nền hỗn hợp do Murayama (1958) đề xuất. Sức chịu tải của nền hỗn hợp tăng là do “hiệu ứng thay thế” và “hiệu ứng tập trung ứng suất”, nghĩa là tải trọng ngoài tập trung chủ yếu trên các cọc cát. Ngoài ra, cường độ của nền hỗn hợp tăng cao còn do “hiệu ứng thoát nước” qua cọc cát. Nguyên lý làm việc của cọc cát đầm chặt trong nền cát, cát pha chủ yếu là do độ rỗng giảm khi cát được đưa thêm vào trong nền (Ezoe và nnk, 2019).

Ở Nhật Bản, cọc cát đầm chặt lần đầu tiên được sử dụng vào năm 1950 với mục đích chống hóa lỏng nền đất. Tuy nhiên, hạn chế của cọc cát đầm chặt là tiếng ồn lớn do dùng búa rung trong quá trình thi công cọc. Để giảm tiếng ồn, hai công nghệ thi công cọc đã được phát triển là công nghệ không rung (đầm tĩnh) và công nghệ dùng tia phun cát. Năm 1995, công nghệ đầm tĩnh được ứng dụng xử lý nền (Harada và nnk., 2004) và năm 2008, công nghệ dùng tia phun cát được phát triển và đưa vào sử dụng tại Nhật Bản.

Cọc đá dăm được sử dụng rộng rãi ở Pháp, Đức, Hà Lan... để gia cố nền đất yếu. Tuy nhiên, hạn chế của cọc đá dăm nói riêng, vật liệu rời nói chung là gây ra hiện tượng biến dạng ngang dẫn tới phá hủy cọc và các hạt đất xâm nhập vào cọc, làm giảm tính thấm của cọc. Để khắc phục hạn chế và tăng hiệu quả làm việc của cọc vật liệu rời, Deshpande và Vyas (1996) đã sử dụng vải địa kỹ thuật để bọc xung quanh cọc. Năm 2018, Cengiz và Guler đã nghiên cứu, so sánh sự làm việc của cọc đá dăm truyền thống (không bọc vải địa kỹ thuật) và cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật cho thấy, cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật làm việc tốt hơn cọc đá dăm không bọc vải địa kỹ thuật cả trong điều kiện tĩnh và động.

Một trong những hạn chế nữa của công nghệ xử lý nền đất yếu bằng cọc vật liệu rời là nguồn cung cấp vật liệu rời (nhất là cát sông) ở nhiều nơi trên thế giới rất khó khăn do đang đối mặt với tình trạng khan hiếm, cạn kiệt và việc khai thác chúng ảnh hưởng nghiêm trọng đến môi trường. Vấn đề này đang đặt ra thách thức phải tìm kiếm nguồn vật liệu thay thế.

Công nghệ gia cố đất yếu dưới sâu bằng cọc đất - xi măng, đất -vôi được triển khai phổ biến hơn cả ở châu Âu từ những năm 1960 của thế kỷ 20 tại Thụy Điển, Phần Lan. Năm 1967, Viện Địa kỹ thuật Thụy Điển nghiên cứu công nghệ cọc vôi để gia cố nền đất yếu theo đề xuất của Jo. Kjeld Pause với việc sử dụng thiết bị thi công của Công ty Linden - Alimak. Năm 1974, tại Phần Lan đã ứng dụng công nghệ cọc đất - vôi để gia cố nền đất yếu của một đê đất cao 6m, mang lại hiệu quả tích cực. Tại Thụy Điển (1975), Công ty Linden Alimak AB và SGI đã ứng dụng công nghệ cọc đất - vôi - xi măng để gia cố thành hố đào, ổn định khối đất, gia cố hố móng nông tại các công trình xây dựng dân dụng ở ngoại ô Stockholm.

Công nghệ cọc đất - xi măng trộn sâu (Deep Mixing) là công nghệ được dùng lần đầu tiên ở các nước Bắc Âu và Nhật Bản trong những năm 1970, sau đó được dùng nhiều ở Thái Lan, Trung Quốc, Mỹ, Anh, Đức và các nước khác. Năm 1996, Ahnberg đã phát triển ứng dụng công nghệ cọc đất - xi măng để xử lý nền đất yếu các tuyến đường giao thông.

Ở Mỹ, theo Jasperse và Ryan (1992), công nghệ cọc đất - xi măng được triển khai từ những năm 1960. Vào cuối những năm 1980, một hệ thiết bị mới trộn xi măng với đất đã được đưa vào Mỹ để bảo vệ kết cấu đất khỏi bị hóa lỏng dưới tác dụng của động đất. Từ đó đến nay, Mỹ đã tiếp tục sử dụng cọc đất - xi măng trong cải tạo nâng cấp các đập đất, tạo ra các tường chống thấm trong thân đập. Dự án lớn nhất ở Mỹ sử dụng công nghệ cọc đất - xi măng là đường hầm Trung tâm Nghệ thuật ở Boston vào năm 2001 (Fairweather, 1996).

Tại châu Á, từ những năm 1960, Nhật Bản là nước dẫn đầu trong nghiên cứu phát triển công nghệ gia cố đất yếu dưới sâu bằng cọc đất - vôi, cọc đất - xi măng. Năm 1974, công nghệ trộn vôi đã được áp dụng trong toàn lãnh thổ Nhật Bản. Năm 1975, công nghệ trộn vôi sử dụng xi măng (CDM) được ra đời. Theo thống kê của Hiệp hội CDM Nhật Bản, từ năm 1980 đến năm 1996 đã có 2.345 dự án sử dụng 26 triệu mét khối đất - xi măng và hiện nay, hàng năm Nhật Bản thi công khoảng 2 triệu mét khối đất - xi măng.

Tại Trung Quốc, ngay từ cuối những năm 1960, các kỹ sư đã học hỏi công nghệ trộn vôi dưới sâu và CDM ở Nhật Bản. Cọc đất - xi măng dùng trên đất liền năm 1978 và ngay lập tức được sử dụng để xử lý các khu công nghiệp ở Thượng Hải. Tổng khối lượng xử lý bằng cọc đất - xi măng ở Trung Quốc cho đến nay khoảng trên 1 triệu mét khối. Từ năm 1987 đến năm 1990, công nghệ cọc đất - xi măng đã được sử dụng ở cảng Thiên Tân để xây dựng hai bến cập tàu và cải thiện đất nền cho 60ha khu dịch vụ. Tổng cộng 513.000m³ đất được gia cố, bao gồm các móng kê, móng các tường chắn phía sau bến cập tàu. Năm 1992, hợp tác Nhật Bản và Trung Quốc đã thúc đẩy triển khai công nghệ CDM ở Trung Quốc với công trình hợp tác đầu tiên là cảng Yantai. Trong dự án này 60.000m³ đất - xi măng xử lý ngoài biển đã được thiết kế và thi công bởi các kỹ sư Trung Quốc (Tang, 1996). Cho đến nay, tổng khối lượng thi công cọc đất - xi măng bằng công nghệ trộn sâu ở Trung Quốc đã đạt trên 1 triệu mét khối.

Các nghiên cứu khác liên quan tới cọc đất - xi măng khá phổ biến ở Thái Lan, sử dụng cọc vôi - đất để xử lý đất hữu cơ ở Malaysia (Ho, 1996) đã được công bố.

Ngoài công nghệ trộn khô làm cọc đất - xi măng, công nghệ trộn ướt làm cọc đất - xi măng (Jet-grouting) đã được sáng tạo và phát triển bởi các chuyên gia Nhật Bản từ những năm 1970. Công nghệ Jet-grouting sử dụng cần khoan phụt nước với áp lực cao nhằm phá vỡ các liên kết của đất, sau đó lấp đầy các khe hở bằng xi măng qua đầu phụt ở vị trí thấp hơn (Croce, 2014).

Công nghệ cọc đất - xi măng không chỉ được sử dụng rộng rãi trong gia cố nền đất yếu mà còn được dùng làm tường chắn hố đào sâu, ổn định mái dốc và phòng chống hóa lỏng nền. Sự phát triển cường độ của cọc đất - xi măng là vấn đề được nhiều tác giả quan tâm, nghiên cứu và đã chỉ ra rằng, nó phụ thuộc vào nhiều yếu tố như tỷ lệ nước/xi măng, loại đất, hàm lượng chất hữu cơ hay hàm lượng muối trong đất, trong đó, tỷ lệ nước/xi măng được coi là yếu tố chính ảnh hưởng đến sự phát triển cường độ của cọc đất - xi măng (Horpibulsuk và nnk, 2012).

4.4.1.2. Ở Việt Nam

Gia cố nền đất yếu bằng các công nghệ xử lý sâu đã được tiên hành ở Việt Nam từ những năm 1980 của thế kỷ trước. Tuy nhiên, chỉ có một số công nghệ được ứng dụng rộng rãi là các công nghệ bắc thấm, giếng cát, cọc cát, cọc đất - vôi, đất - xi măng.

Công nghệ cọc đất - vôi, đất - xi măng và thiết bị thoát nước thẳng đứng (bắc thấm, giếng cát) lần đầu tiên được Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng - Bộ Xây dựng thực hiện vào năm 1980 với sự hợp tác của Viện Địa kỹ thuật Thụy Điển thông qua việc triển khai đề tài “Gia cố nền đất yếu bằng các phương pháp cọc đất - vôi, đất - xi măng và cốt thoát nước chế tạo sẵn”. Kết quả nghiên cứu của đề tài đã xác định được hàm lượng xi măng thích hợp trong hỗn hợp vật liệu đất - xi măng để gia cố một số loại đất yếu và rút ra một số kết luận về các yếu tố ảnh hưởng đến chất lượng cọc như hàm lượng hữu cơ trong đất, cách gia công mẫu. Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng đã ứng dụng kết quả nghiên cứu để gia cố nền đất yếu tại một số công trình xây dựng ở Hà Nội, Hải Phòng, mang lại hiệu quả tích cực. Trong Tuyển tập các công trình khoa học kỹ thuật (1984-1993), Nguyễn Tráp đã công bố các kết quả ứng dụng cọc đất - xi măng trong bài báo “Nghiên cứu ứng dụng cọc đất - xi măng ở Việt Nam”, trong đó, đã chỉ ra những ưu điểm và hạn chế của công nghệ này trong xử lý nền đất yếu. Tạ Đức Thịnh (2002) đã nghiên cứu đề xuất công nghệ xử lý nền đất yếu bằng cọc cát - xi măng - vôi. Cơ sở lý thuyết của công nghệ là dựa vào quá trình nén chặt cơ học, quá trình cố kết thấm của đất nền và quá trình gia tăng cường độ của cọc và ma sát giữa cọc và đất nền. Tác giả đã tiến hành thí nghiệm các mẫu gia cố ở trong phòng với các hàm lượng xi măng là: 5, 7,5, 10, 12,5 và 15% khối lượng cát khô và hàm lượng vôi là: 5, 7, 9 và 11%. Kết quả thí nghiệm cho thấy, cường độ kháng nén một trục của mẫu gia cố tỷ lệ thuận với hàm lượng xi măng và vôi; hàm lượng thích hợp của xi măng là từ 7,5 - 10%, hàm lượng vôi từ 7 - 9%. Đặc biệt, trong nghiên cứu của mình, tác giả đã cải tiến máy khoan UGB-50M của Nga làm thiết bị thi công cọc rất cơ động, phù hợp với công trình quy mô vừa và nhỏ, mặt bằng

thi công chật hẹp. Kết quả này đã được ứng dụng để xử lý nền đất yếu ở một số công trình ở Quảng Ninh, Thái Bình, Thanh Hóa, mang lại hiệu quả kinh tế - kỹ thuật cao. Tuy nhiên, vật liệu được sử dụng trong công nghệ này là cát sông hạt thô, hạt trung và vôi bột đến nay đã bộc lộ nhiều hạn chế. Cát hạt trung, hạt thô ngày càng khan hiếm, giá thành cao và việc khai thác chúng đã và đang ảnh hưởng nghiêm trọng đến môi trường. Vôi bột hiện rất ít được sản xuất và công việc vận chuyển, bảo quản vôi bột cũng gặp nhiều khó khăn.

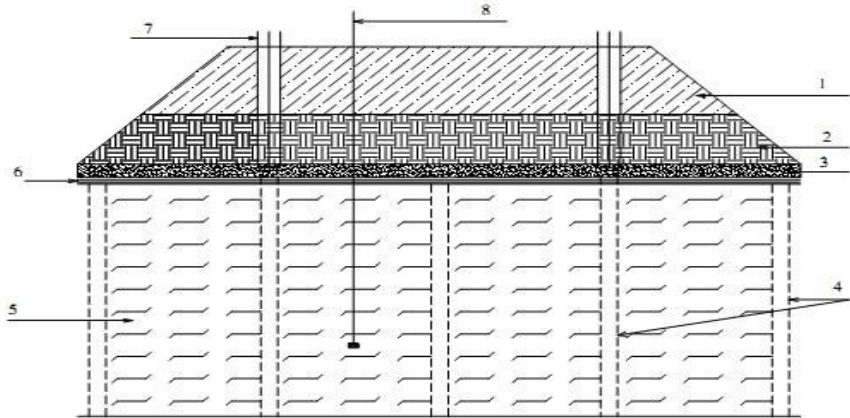
Cùng với công nghệ trộn khô, công nghệ trộn ướt trong gia cố sâu bằng cọc đất - xi măng cũng được sử dụng rộng rãi. Năm 2002, Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam đã tiến hành nghiên cứu ứng dụng công nghệ Jet-grouting để sửa chữa, chống thấm cho các công trình công dưới đê và đã ứng dụng thành công trong việc sửa chữa, xử lý các sự cố ở đê Sơn Tây - Hà Nội, đập Phúc, cống Tắc Giang - Hà Nam, đê sông Trà Lý... Ngoài ra, công nghệ này cũng được ứng dụng để xử lý một số hố móng nhà cao tầng như Trung tâm Thương mại Chợ Mơ, tòa nhà Phúc Lộc Thọ đường Nguyễn Chí Thanh - Hà Nội, nền đập Khe Ngang...

Các công nghệ cọc cát, bắc thấm cũng được ứng dụng rất phổ biến trong xây dựng đường giao thông. Các tuyến đường cao tốc như Hà Nội - Cầu Giẽ, Hà Nội - Lào Cai, Hà Nội - Hải Phòng, Quốc Lộ 1A... đều ứng dụng các công nghệ cọc cát, giếng cát và bắc thấm để gia cố nền đất yếu. Có thể nói, hầu hết các công trình giao thông, dân dụng và công nghiệp, thủy lợi... xây dựng trên nền đất yếu đều ứng dụng các công nghệ cọc cát, bắc thấm, cọc đất - xi măng để gia cố nền. Nhiều tiêu chuẩn xây dựng về xử lý nền đất yếu theo các công nghệ này đã được ban hành như Tiêu chuẩn Quốc gia Việt Nam: Gia cố nền đất yếu - Phương pháp trụ đất xi măng (TCVN 9403:2012), Tiêu chuẩn Quốc gia Việt Nam: Gia cố nền đất yếu bằng bắc thấm thoát nước (TCVN 9355:2012), Tiêu chuẩn Quốc gia Việt Nam: Gia cố nền đất yếu bằng giếng cát - Thi công và nghiệm thu (TCVN 11713:2017)... Các tiêu chuẩn này là căn cứ pháp lý quan trọng để ứng dụng các công nghệ xử lý đất yếu phân bố dưới sâu ở nước ta.

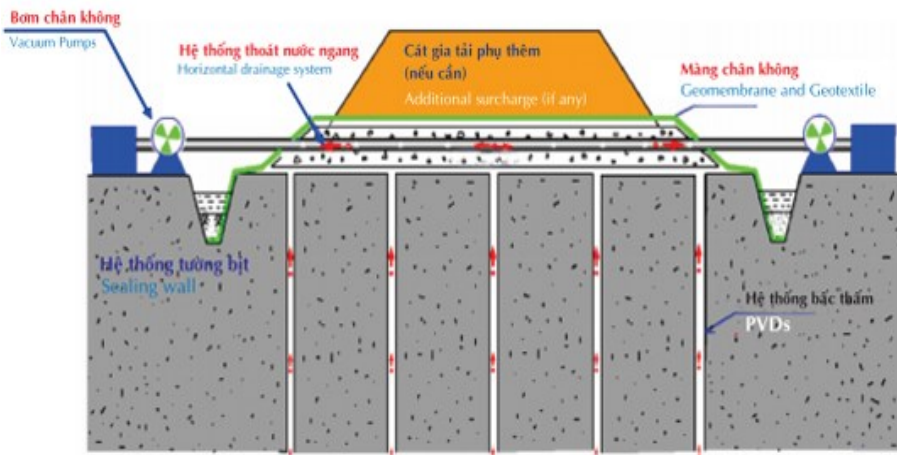
4.4.2. Công nghệ bắc thấm

* *Bản chất*

Bản chất của công nghệ xử lý đất yếu bằng bắc thấm là dùng thiết bị chuyên dụng cắm bắc thấm xuống nền đất yếu đến độ sâu cần thiết theo sơ đồ hình vuông hoặc hình tam giác đều để tăng nhanh quá trình cố kết thoát nước, làm thay đổi tính chất cơ lý của đất yếu, tăng sức chịu tải và giảm độ lún của nền công trình. Để tăng nhanh quá trình thoát nước của nền đất yếu, công nghệ bắc thấm thường được sử dụng kết hợp với công nghệ gia tải trước (hình 4.4 và hình 4.5).



Hình 4.4. Sơ đồ xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm
1 - phần đắp gia tải trước; 2 - nền đắp; 3 - đệm cát;
4 - bắc thấm; 5 - nền đất yếu; 6 - vải địa kỹ thuật



Hình 4.5. Xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm

** Cấu tạo và tính chất của bấc thấm*

Bấc thấm là tên chung để gọi các thiết bị thoát nước chế tạo sẵn PVD (Prefabricated Vertical Drains), lần đầu tiên được sử dụng ở Thụy Điển năm 1937 là loại làm bằng băng giấy ép. Từ năm 1972, Hà Lan đã sử dụng bấc thấm làm từ chất dẻo, được cấu tạo gồm lõi bấc và vỏ bấc. Lõi bấc thấm là một chất dẻo (thường là polypropylen) có nhiều rãnh nhỏ để nước do mao dẫn và áp lực lỗ rỗng đưa lên cao làm cho nước thoát nhanh nhất và nhiều nhất theo cả hai bề mặt bên của lõi. Lớp vỏ là một lớp vải địa kỹ thuật không dệt rất bền vững, làm từ polypropylen hoặc polyeste. Lớp vỏ lọc này cho phép nước thấm dễ dàng vào các rãnh của lõi nhựa bên trong, đồng thời ngăn không cho các hạt đất thấm qua, tránh nguy cơ tắc bấc thấm. Lớp vỏ thường có độ bền cơ học cao, chịu được tác dụng của axit, kiềm hay các tác dụng ăn mòn khác.

Hiện nay có hàng chục loại bấc thấm khác nhau và chia thành hai loại chính là bấc thấm đứng (PVD) và bấc thấm ngang (PHD). Bấc thấm đứng (PVD) là loại bấc thấm thoát nước theo phương dọc có cấu tạo thành các rãnh đều hai bên với 2 lớp là lớp vỏ lọc bằng vải không dệt và lớp lõi nhựa pp, có hình dáng dạng cuộn tròn và có tiết diện bề rộng 100mm, chiều dày bấc thấm từ 3 - 4.5mm. Bấc thấm đứng có tác dụng dẫn nước từ khu vực đất yếu bên dưới lên tầng đệm cát phía trên và thoát ra ngoài. Bấc thấm ngang (PHD) được sử dụng để thoát nước theo phương ngang, có cấu tạo bao gồm các rãnh với 2 lớp là lớp vỏ lọc bằng vải địa kỹ thuật không dệt và lớp lõi nhựa pp. Bấc thấm ngang thường có bề rộng 200 - 300mm và chiều dày đến 8mm.

Bấc thấm phải đạt các chỉ tiêu cơ lý sau:

- Cường độ chịu kéo không dưới 1,6kN
- Độ giãn dài lớn hơn 20%
- Khả năng thoát nước dưới áp lực 10kPa với gradient thủy lực $I = 0,5$ từ $80 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$ đến $140 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$
- Khả năng thoát nước dưới áp lực 10kPa với gradient thủy lực $I = 0,5$ từ $60 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$ đến $80 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$.

** Thi công bắc thăm*

Thiết bị thi công bắc thăm có nhiều loại, chủ yếu là các loại thiết bị tự hành (hình 4.6).



Hình 4.6. Thiết bị thi công bắc thăm

Thiết bị thi công bắc thăm có các đặc trưng kỹ thuật sau:

- Trục tâm để lắp bắc thăm có tiết diện 60 x 120mm, dọc trục có vạch chia đến cm để theo dõi chiều sâu cắm bắc và phải có quả dọi để thường xuyên kiểm tra độ thẳng đứng của bắc thăm vào lòng đất,
- Máy phải có lực đủ lớn để cắm bắc thăm đến độ sâu thiết kế.

Trình tự thi công bắc thăm như sau:

- Định vị tất cả các điểm sẽ phải cắm bắc thăm bằng máy trắc địa theo hàng dọc và ngang như thiết kế, đánh dấu vị trí định vị.
- Đưa máy cắm bắc thăm vào vị trí theo hành trình đã xác định, kiểm tra độ thẳng đứng của trục tâm.
- Lắp bắc thăm vào trục tâm và điều khiển máy đưa đầu trục tâm đến vị trí cắm bắc.
- Gắn đầu neo vào đầu bắc thăm với chiều dài bắc thăm được gấp lại tối thiểu là 30cm và được ghim bằng ghim thép. Các đầu neo phải có kích thước phù hợp với bắc thăm (thường là 85 x 150mm bằng tôn dày 0,5mm).

- Cắm trực tâm đã được lắp bắc thắm đến độ sâu thiết kế với tốc độ đều từ 0,2 - 0,6m/s.

- Sau khi cắm bắc thắm xong, kéo trực tâm lên. Khi trực tâm đã được kéo lên hết, dùng kéo cắt đứt bắc thắm, còn lại 20cm đầu bắc thắm nhô lên trên lớp đệm cát.

- Quá trình này bắt đầu lại từ đầu đối với một vị trí cắm bắc tiếp theo (hình 4.7).



Hình 4.7. Thi công bắc thắm tại công trường

*** Ưu điểm**

- Thi công nhanh.
- Ít xảy ra sự cố hơn trong quá trình thi công so với giếng cát.
- Giúp hạn chế dùng vật liệu cát tự nhiên vốn đang ngày càng khan hiếm và đắt đỏ và gây ô nhiễm môi trường.

*** Nhược điểm**

- Trong khi thi công thường xảy ra hiện tượng xáo trộn xung quanh bắc thắm và các hạt đất thường chui vào lỗ rỗng của bắc làm tắc đường thoát nước dẫn đến quá trình cố kết thoát nước của nền lâu.

- Độ lún của nền sau khi xử lý thường lớn hơn độ lún tính toán, dẫn tới việc phải đắp thêm để đạt cao độ thiết kế.

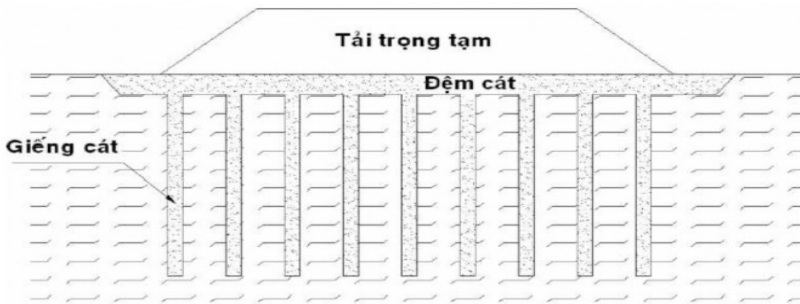
Hiện nay, Việt Nam đã có Tiêu chuẩn Quốc gia về gia cố nền đất yếu bằng bắc thắm thoát nước (TCVN 9355:2012).

4.4.3. Công nghệ giếng cát

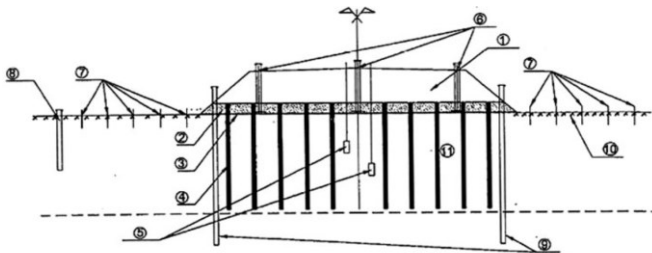
* Bản chất

Bản chất của công nghệ là dùng một thiết bị chuyên dụng tạo ra một lỗ giếng tròn đường kính khác nhau trong đất yếu, sau đó đổ cát vào tạo thành giếng cát. Công nghệ thi công giếng cát thường dùng hiện nay là sử dụng thiết bị ép hoặc đóng một ống thép hình tròn bên trong có cát vào nền đất yếu với chiều dài và đường kính phù hợp, tạo ra hồ tròn ngăn cách với đất yếu, sau đó rút ống thép lên, để cát lại trong hồ tròn tạo thành giếng cát.

Nguyên lý làm việc của giếng cát tương tự bắc thấm, có nhiệm vụ tăng nhanh quá trình cố kết thoát nước của nền, làm thay đổi một số tính cơ lý của đất yếu, tăng sức chịu tải và giảm độ lún của nền công trình. Để tăng nhanh quá trình thoát nước của nền đất yếu, công nghệ giếng cát thường kết hợp với công nghệ gia tải trước (tương tự công nghệ bắc thấm). Sơ đồ tổng quát và sơ đồ chi tiết điển hình xử lý nền đất yếu bằng giếng cát được thể hiện trên hình 4.8 và hình 4.9.



Hình 4.8. Sơ đồ tổng quát xử lý nền đất yếu bằng giếng cát



Hình 4.9. Sơ đồ chi tiết điển hình xử lý nền đất yếu bằng giếng cát
1 - đất đắp gia tải; 2 - lớp cát thoát nước; 3 - lớp vải địa kỹ thuật; 4 - giếng cát;
5 - đầu đo áp lực nước lỗ rỗng; 6 - móc quan trắc lún; 7 - móc quan trắc chuyển vị ngang trên mặt; 8 - giếng quan trắc mực nước ngầm;
9 - ống đo chuyển vị ngang theo chiều sâu; 10 - mặt đất tự nhiên; 11 - nền đất yếu.

** Thiết kế và thi công giếng cát*

Đường kính giếng cát thường thay đổi từ 20 - 60cm đến 1,5 - 5m, phụ thuộc vào các thông số cơ lý của nền đất yếu và thiết bị thi công hiện có. Chiều sâu của giếng cát, khoảng cách giữa các giếng cát phụ thuộc vào chiều dày của đất yếu, tính chất của đất và quy mô, tải trọng của công trình xây dựng bên trên. Vật liệu cát được lựa chọn để thi công giếng cát là cát hạt trung và hạt thô.

Giếng cát có thể bố trí theo hình vuông hoặc hình tam giác đều, cách nhau một khoảng S. Đường kính vùng ảnh hưởng của mỗi giếng cát D phụ thuộc vào mạng lưới bố trí giếng cát, được tính theo công thức:

$$D = 1,13S \text{ nếu bố trí giếng cát theo hình vuông}$$

$$D = 1,05S \text{ nếu bố trí giếng cát theo hình tam giác đều}$$

Trình tự các bước thi công giếng cát như sau:

1) Định vị vị trí giếng cát bằng các máy trắc địa theo hàng dọc và hàng ngang như thiết kế.

2) Điều khiển máy đưa ống vách đến vị trí cắm ống vách.

3) Cắm ống vách đến độ sâu thiết kế với tốc độ đều.

4) Kết thúc quá trình cắm ống vách, ghi lại lực cắm ống vách và chiều sâu cắm ống vách.

5) Đưa đủ lượng cát vào trong ống vách để sau khi rút ống vách lên tạo thành cột cát liên tục có đường kính như thiết kế.

6) Đo chiều cao cột cát trong ống vách trong suốt quá trình rút ống.

7) Rút ống vách lên với tốc độ đảm bảo tạo thành cột cát liên tục (không > 0,2m/s).

8) Sau khi rút ống vách lên, ghi lại khối lượng cát còn trong ống vách, tính toán sao cho lượng cát đã sử dụng không < 95% so với thiết kế.

** Ưu điểm*

- Thi công nhanh, phạm vi xử lý sâu, chiều sâu xử lý thông thường dưới 30m.

- Vật liệu thi công sẵn có và phổ biến, hiệu quả kinh tế cao.
- Có thể xử lý các loại đất sét yếu hoặc đất cát rời.

** Nhược điểm*

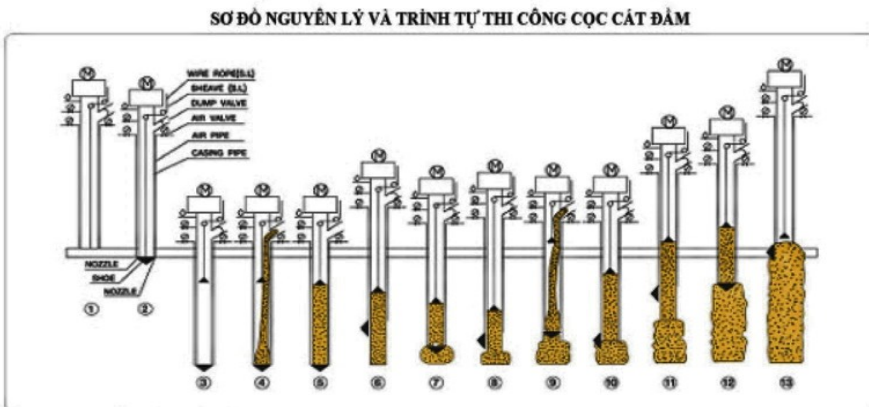
- Kéo dài thời gian thi công.
- Gây chấn động tới công trình xung quanh.
- Dễ bị các hạt đất xâm nhập vào giếng làm tắc hay ngắt đường thấm.
- Chất lượng xử lý nền phụ thuộc vào chất lượng vật liệu, chất lượng công tác thi công.

Hiện nay, Việt Nam đã có Tiêu chuẩn Quốc gia về gia cố nền đất yếu bằng giếng cát (TCVN 1713:2017).

4.4.4. Công nghệ cọc cát

** Bản chất*

Công nghệ cọc cát tương tự công nghệ giếng cát về thiết kế, thi công và vật liệu sử dụng. Sự khác biệt là ở chỗ, trong công nghệ cọc cát, người ta đầm chặt cát trong giếng bằng các thiết bị chuyên dụng tạo thành cọc cát, có cường độ lớn hơn giếng cát. Cọc cát đầm chặt thích hợp với tất cả các loại nền đất yếu, có tác dụng gia tăng sức chịu tải của nền, giảm độ lún, giảm khả năng hóa lỏng nền và tăng khả năng chịu lực ngang. Sơ đồ nguyên lý và trình tự thi công cọc cát được thể hiện trên hình 4.10.



Hình 4.10. Sơ đồ nguyên lý và trình tự thi công cọc cát đầm

Cọc cát có tác dụng:

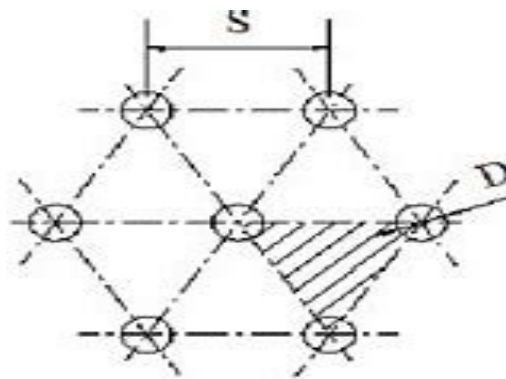
- Tăng nhanh quá trình cố kết thoát nước nền đất yếu để nhanh chóng ổn định độ lún công trình.

- Làm giảm độ lỗ rỗng của nền đất yếu do cọc cát chiếm một phần thể tích lỗ rỗng trong nền, giúp tăng khả năng chịu lực và giảm độ lún cho công trình.

- Có khả năng làm chặt đất nền đến độ sâu lớn nên có thể sử dụng cho các công trình có quy mô, tải trọng lớn.

** Thiết kế và thi công*

Giống như giếng cát, đường kính cọc cát thường thay đổi từ 20 - 60cm đến 1,5 - 5m, phụ thuộc vào các thông số cơ lý của nền đất yếu và thiết bị thi công. Chiều sâu cọc cát phụ thuộc vào chiều dày đất yếu cần xử lý nhưng không nhỏ hơn chiều sâu vùng hoạt động nén ép của công trình. Khoảng cách giữa các cọc phụ thuộc vào đường kính cọc, yêu cầu về độ chặt cần đạt được của đất nền sau khi xử lý. Cọc cát thường được bố trí theo mạng hình tam giác đều (hình 4.11).



Hình 4.11. Sơ đồ bố trí cọc cát trên mặt bằng dạng tam giác đều

Việc thi công cọc cát tương tự như thi công giếng cát.

** Ưu điểm*

- Trị số môđun biến dạng ở trong cọc cát cũng như ở vùng đất được nén chặt xung quanh sẽ giống nhau ở mọi điểm. Vì vậy, sự phân bố ứng suất trong nền đất được nén chặt bằng cọc cát có thể xem như

là nền tự nhiên. Tính chất này hoàn toàn không thể có được khi dùng các loại cọc cứng.

- Quá trình cô kết thoát nước của nền đất yếu diễn biến nhanh hơn nhiều so với nền đất yếu tự nhiên hoặc nền đất yếu gia cố bằng cọc cứng. Phần lớn độ lún của nền đất yếu xử lý bằng cọc cát thường kết thúc trong quá trình thi công nên tạo điều kiện cho công trình mau chóng đạt đến giới hạn ổn định.

- Cát dùng trong cọc là loại vật liệu rẻ hơn nhiều so với gỗ, thép, bê tông cốt thép dùng trong cọc cứng và không bị ăn mòn nếu nước ngầm có tính xâm thực.

- Quá trình thi công cọc cát tương đối đơn giản, không đòi hỏi những thiết bị phức tạp.

- Giá thành xây dựng khi xử lý bằng cọc cát thường rẻ hơn so với một số công nghệ khác như cọc gỗ, cọc thép và cọc bê tông cốt thép.

** Nhược điểm*

- Kỹ thuật thi công cọc cát khá phức tạp, đòi hỏi phải có thiết bị chuyên dụng và phải xét đến ảnh hưởng xấu tới các công trình xung quanh.

- Dễ sản sinh co ngót trong quá trình thi công và khai thác.

- Độ chặt của đất yếu phụ thuộc vào kích thước ống lỗ.

- Thời gian thi công kéo dài gây xáo trộn cấu trúc nền đất yếu.

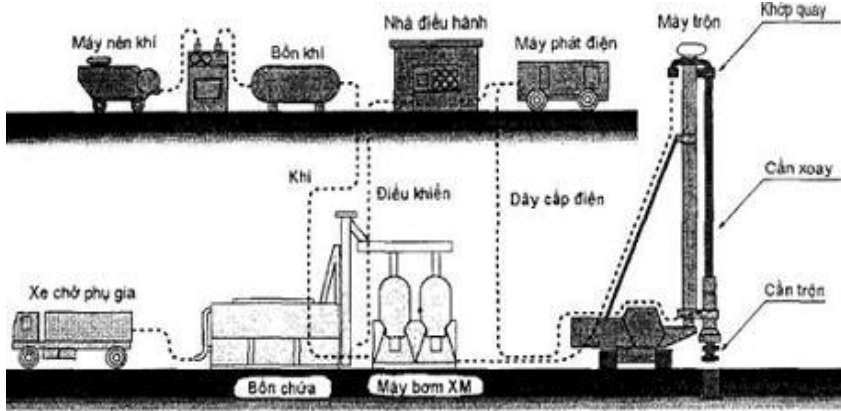
4.4.5. Công nghệ cọc đất - xi măng

** Bản chất*

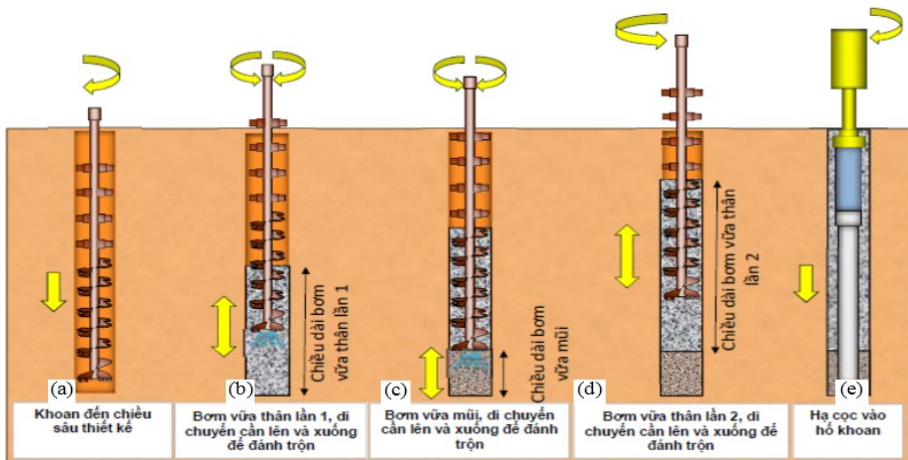
Cọc đất - xi măng là hỗn hợp đất - xi măng hoặc đất - vữa xi măng hình trụ tròn, được chế tạo bằng cách trộn cơ học giữa xi măng (trộn khô) hoặc vữa xi măng (trộn ướt) và đất yếu tại hiện trường.

Để chế tạo cọc đất - xi măng, người ta sử dụng thiết bị khoan chuyên dụng khoan vào nền đất yếu, mũi khoan làm tơi đất cho đến khi đạt độ sâu cần gia cố thì quay ngược lại và dịch chuyển lên. Trong quá trình dịch chuyển lên, xi măng được phun vào nền đất (bằng áp lực khí nén đối với hỗn hợp khô hoặc bằng bơm vữa đối với hỗn hợp

dạng vữa ướt). Hỗn hợp đất - xi măng sau khi đông cứng tạo thành cọc đất - xi măng, có cường độ lớn, có tác dụng làm giảm độ lún, tăng ổn định và sức chịu tải của nền đất yếu. Sơ đồ thi công chế tạo cọc đất - xi măng được trình bày trong hình 4.12 và hình 4.13.



Hình 4.12. Sơ đồ thi công chế tạo cọc đất - xi măng (trộn khô)



Hình 4.13. Sơ đồ thi công chế tạo cọc đất - xi măng (trộn ướt)

*** Ưu điểm**

So với một số công nghệ xử lý nền hiện có, công nghệ cọc đất - xi măng có ưu điểm là:

- Khả năng xử lý sâu (đến 50m),
- Thích hợp với các loại đất yếu (từ cát thô cho đến bùn yếu),

- Tốc độ thi công nhanh, thi công được cả trong điều kiện nền ngập sâu trong nước hoặc hiện trường chật hẹp.

- Có thể chế tạo cọc có cường độ lớn phục vụ xây dựng công trình có quy mô, tải trọng lớn (hình 4.14).



Hình 4.14. Cọc đất - xi măng sau khi thi công

** Nhược điểm*

- Không có tác dụng nén chặt vùng đất yếu xung quanh cọc.
- Kỹ thuật thi công phức tạp.
- Giá thành xử lý khá cao do hàm lượng xi măng trong cọc thường từ 240 - 400kg trong 1m^3 đất).

Hiện nay, Việt Nam đã có Tiêu chuẩn gia cố nền đất yếu bằng cọc đất - xi măng (Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9403:2012).

4.4.6. Công nghệ cọc đất - vôi

** Bản chất*

Công nghệ cọc đất - vôi về bản chất giống công nghệ cọc đất - xi măng. Việc tính toán thiết kế, thi công tương tự cọc đất - xi măng.

Việc trộn vôi vào đất được thực hiện bằng cách ép đầu phun vôi vào cánh trộn đến một độ sâu tính toán nhất định. Khi rút cánh trộn lên thì đồng thời bơm nhồi bột vôi khô xuống. Cánh trộn sẽ trộn vôi bột với đất đã bị cắt toi tạo thành cọc hỗn hợp đất - vôi trong nền đất yếu.

Vôi sẽ tác dụng với nước (phản ứng thủy hóa), một mặt hút bớt nước làm giảm lượng nước trong đất, mặt khác sau khi thủy hóa cùng với cốt đất tạo thành hỗn hợp cứng có sức chịu tải tăng lên nhiều lần so với đất ban đầu. Mặt khác, khi các cọc đất vôi này chiếm thêm một thể tích trong đất bắt buộc các phần đất nằm giữa hai cọc bị nén ép lại, đồng thời với việc nước trong đất tham gia vào việc thủy hóa vôi làm đất chặt hơn và cũng làm tăng khả năng kháng cắt và khả năng chịu tải về tổng thể của nền đất yếu. Kết quả của việc trộn vôi với đất là làm tăng cường độ, độ cứng, mô đun biến dạng của đất được gia cố. Hiệu ứng này có thể ngay lập tức và được phát triển lâu dài. Hiệu ứng gia cố được xác định bằng tỷ lệ giữa cường độ của lớp đất đã gia cố và cường độ của đất chưa gia cố. Hiệu ứng này với đất sét là từ 10 - 40 lần (phụ thuộc vào hàm lượng vôi gia cố), thông thường là từ 50 - 250kg vôi bột khô cho 1m³ đất.

** Ưu điểm*

- Cọc đất - vôi có ưu thế về độ thấm thấu và linh hoạt, do đó, sau khi thi công đường kính của cọc có thể tăng đến 20%, làm cho đất xung quanh bị nén lại. Ngoài ra, nhiệt độ của đất tăng lên trong quá trình thủy hóa dẫn đến nước trong lỗ rỗng bị bốc hơi, giảm lượng nước trong đất (độ ẩm có thể giảm đi 5 - 8%), tăng quá trình nén chặt nên tăng khả năng chịu lực (lực dính có thể tăng từ 1,5 - 3 lần).

- Mặt bằng thi công nhỏ, ít chấn động, ít tiếng ồn, hạn chế tối đa ảnh hưởng đến các công trình xung quanh.

- Thi công nhanh, kỹ thuật thi công không phức tạp, không có yếu tố rủi ro cao.

- Giảm thiểu vấn đề ô nhiễm môi trường.

- Thiết bị nhỏ gọn có thể thi công trong không gian chiều cao hạn chế.

- Khả năng xử lý sâu.

- Cọc đất - vôi thường được sử dụng để gia cố các loại đất yếu như sét, bùn, đất hữu cơ có độ ẩm cao từ 40 - 70 %.

** Nhược điểm*

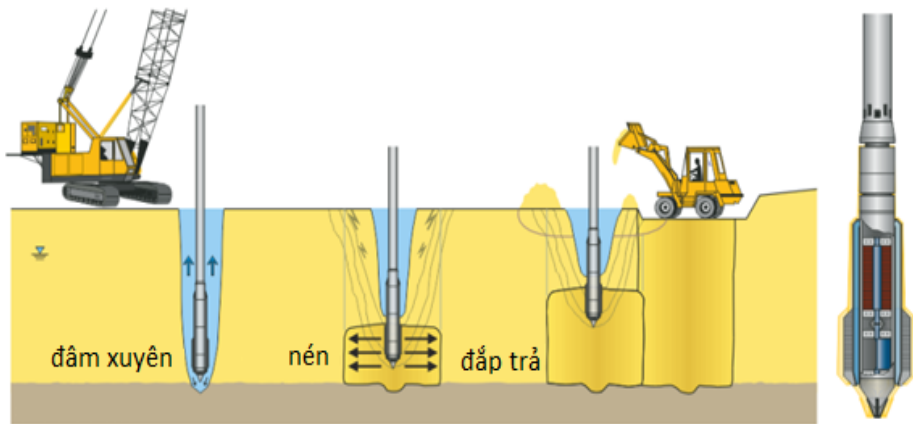
- Phụ thuộc nhiều vào công nghệ thi công nên yêu cầu có hệ thống quy chuẩn, quy định các quy trình thi công nghiêm ngặt và quy trình kiểm tra nghiệm thu hoàn thiện. Yêu cầu công nghệ máy móc thiết bị hiện đại.

- Không phù hợp với điều kiện thủy văn phức tạp.
- Khả năng chịu cắt kém.
- Vôi bột ngày càng ít được sản xuất, việc bảo quản, vận chuyển vôi bột khó khăn.

4.4.7. Công nghệ đầm rung sâu

* Bản chất

Bản chất của công nghệ xử lý nền đất yếu bằng đầm rung sâu là dùng một thiết bị đưa bộ đầm xuyên đến độ sâu thiết kế, sau đó đầm rung tạo ra các khoảng trống và chèn vật liệu vào theo thứ tự từ dưới lên trên (hình 4.15). Vật liệu được sử dụng trong công nghệ này là các vật liệu hạt thô như sạn sỏi, đá dăm.

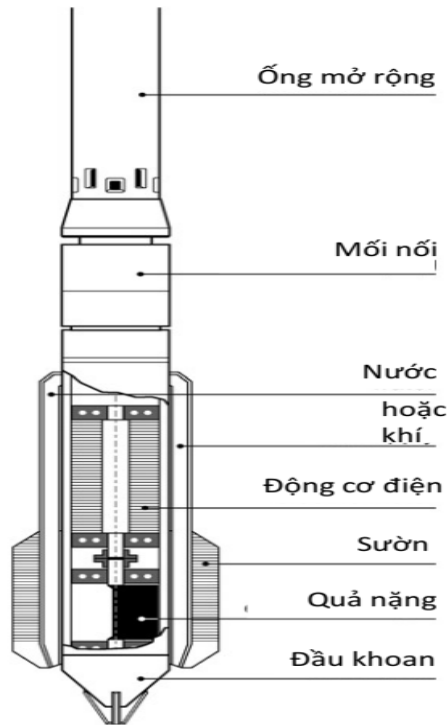


Hình 4.15. Sơ đồ xử lý nền đất yếu bằng công nghệ đầm rung sâu

Mục đích của công nghệ đầm rung là làm tăng độ chặt của nền đất yếu, kết hợp với vật liệu chèn lấp làm tăng sức chịu tải của nền.

* Thiết bị và kỹ thuật đầm

Thiết bị đầm rung sâu được thể hiện trong hình 4.16. Trong đầu rung của thiết bị có quả nặng lệch tâm, khi quay làm phát sinh lực ly tâm đủ để đầu rung dao động được theo phương ngang.



Hình 4.16. Thiết bị rung trong công nghệ đầm rung sâu

Chiều dài của thiết bị rung thường từ 3 - 4,5m, nặng khoảng từ 1.500 - 4.500kg. Khi hoạt động, quả nặng sẽ quay quanh trục và tạo các rung động ngang, các lực ngang này được truyền qua thành ống vào nền đất yếu. Tần số dao động của thiết bị tạo ra 50Hz tương ứng với tốc độ quay 3.000 vòng/phút đối với chuyển động đơn cực và 1.500 vòng/phút đối với chuyển động song cực. Với tần số dao động của thiết bị tạo ra 60Hz tương ứng với tốc độ quay 3.600 vòng/phút đối với chuyển động đơn cực và 1.800 vòng/phút đối với chuyển động song cực.

Quá trình đầm rung sâu ở hiện trường có thể chia làm 3 giai đoạn:

- Giai đoạn 1: Đầm rung quay, các tia nước xói và phá hủy đất làm đầu rung ngập dần vào trong đất, tạo thành lỗ khoan.

- Giai đoạn 2: Vật liệu rời được đẩy từ miệng lỗ khoan xuống. Nước từ cuối đầu rung được chuyển dần lên trên và đẩy vật liệu rời xuống đáy lỗ khoan.

- Giai đoạn 3: Đầu rung dần dần được kéo lên từng đoạn khoảng 30cm và giữ nguyên 30 giây tại mỗi khoảng. Quá trình này lặp đi lặp lại cho đến khi đất đạt được khối lượng thể tích yêu cầu.

Công nghệ đầm rung sâu được nghiên cứu và phát minh bởi công ty Keller vào những năm 1930, sau đó phát triển và trở nên phổ biến khắp thế giới để gia cố nền đất hạt thô. Hiện nay có khá nhiều thiết bị thi công đầm rung sâu như trong bảng 4.2.

Bảng 4.2. Một số thiết bị thi công đầm rung sâu phổ biến trên thế giới

Hãng	Tên máy	Chiều dài (m)	Đường kính (mm)	Trọng lượng (kg)	Mức tiêu thụ (kW)	Tần số hoạt động (Hz)	Lực quay li tâm (kN)	Loại thiết bị
Soletanche Bachy	V10	2.73	248	820	70	60	150	Điện
	V23	3.57	350	2.200	130	30	300	Điện
	V48	4.08	378	2.600	175	25	472	Điện
Keller	MB1670	3.20	315	1.700	70	50-60	157-226	Điện
	MB1650	3.20	315	1.700	55	50	157	Điện
	S340/34	3.10	421	2.900	120	30	340	Điện
	S700	4.30	490	4.400	180	25	742	Điện
Bauer	TR17	3.30	298	1.400	112	≤53	≤193	Thủy lực
	TR75	4.20	406	2.580	235	≤33	≤313	Thủy lực
Pennine	HD 130	-	310	1.850	98	50-60	140-202	Thủy lực
	HD150	-	310	2.250	130	50-60	200-288	Thủy lực
	BD 300	-	310	2.575	120	30-36	175-252	Thủy lực

Hiệu quả làm chặt đất bằng công nghệ đầm rung sâu phụ thuộc vào nhiều yếu tố nhưng chủ yếu là thành phần hạt của đất yếu, loại vật liệu đổ vào lỗ khoan trong quá trình đầm rung sâu, độ sâu và khoảng cách đầm. Để kiểm tra hiệu quả đầm rung sâu có thể sử dụng các thiết bị thí nghiệm hiện trường như xuyên tĩnh, xuyên tiêu chuẩn, nén ngang và bàn nén.

4.4.8. Công nghệ cọc cứng

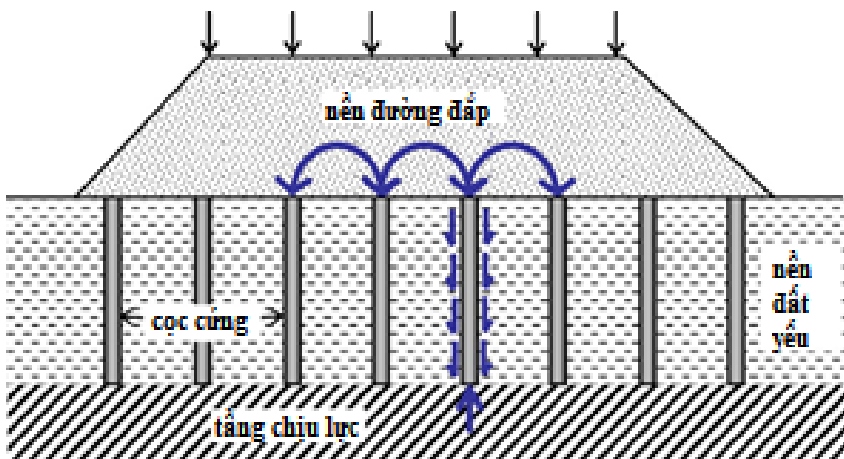
* Bản chất

Công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc cứng là dùng thiết bị chuyên dụng ép hoặc đóng các cọc cứng vào nền đất yếu nhằm tăng độ chặt của đất, đồng thời cọc đóng vai trò là kết cấu chịu tải trọng công trình bên trên truyền xuống. Công nghệ gia cố bằng cọc cứng đã và đang được áp dụng phổ biến trong nước và trên thế giới trong các dự án đường sắt, đường bộ, cầu, tường chắn, bể chứa...

* Thi công

Cọc cứng sử dụng trong công nghệ gia cố này bao gồm các cọc bê tông, bê tông cốt thép, thép, ống thép nhồi bê tông... để gia cố một phần hay toàn bộ chiều dày nền đất yếu. Các cọc có thể được đóng/ép trước hoặc sau khi thi công xây dựng công trình. Đối với các công trình xây dựng mới thì các cọc thường được đóng/ép trước khi thi công. Đối với công tác cải tạo hoặc gia cố các công trình xây dựng hiện hữu thì có thể đóng/ép các cọc tại một phần phạm vi công trình. Các cọc thường được bố trí theo lưới hình tam giác hay lưới hình vuông.

Đối với các công trình đường, công nghệ này thường được kết hợp với thi công khối đắp bên trên bằng vật liệu rời (cát hạt thô, đá dăm) đóng vai trò là lớp đệm truyền lực (hình 4.17).



Hình 4.17. Sơ đồ gia cố nền đất yếu bằng cọc cứng

Do độ cứng của cọc lớn hơn nhiều so với nền đất yếu nên đất yếu có xu hướng lún nhiều hơn so với cọc, phần khối đắp phía trên đất yếu cũng có xu hướng dịch chuyển cùng. Tuy nhiên, nhờ làm bằng vật liệu rời với góc ma sát trong lớn (sức kháng cắt lớn), phần khối đắp phía trên đầu cọc cứng sẽ cản trở dịch chuyển của khối đất trên phía đất yếu, nhờ nhận thêm một phần lực ma sát từ khối bên cạnh truyền xuống, hiện tượng này gọi là “hiệu ứng vòm” làm tăng ứng suất tác dụng xuống đầu cọc và giảm ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu.

** Ưu điểm:*

- Giá thành thi công rẻ, thời gian xây dựng nhanh.
- Có khả năng cải thiện đáng kể sức chịu tải của nền đất yếu, giảm độ lún và chuyển vị nghiêng của công trình.
- Thiết bị thi công đa dạng, các cọc được đúc sẵn với khối lượng lớn.

** Nhược điểm:*

- Gây ô nhiễm tiếng ồn, ảnh hưởng đến cuộc sống của người dân và các công trình xung quanh.
- Đòi hỏi huy động thiết bị, máy móc thi công lớn, chiếm dụng mặt bằng thi công lớn.

Chương 5

CÔNG NGHỆ CỌC CÁT BIỂN - XI MĂNG

XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU

5.1. KHÁI QUÁT CHUNG

5.1.1. Bản chất công nghệ cọc cát biển - xi măng

Bản chất công nghệ cọc cát biển - xi măng xử lý nền đất yếu là dùng một thiết bị chuyên dụng đưa vật liệu hỗn hợp cát biển - xi măng trộn khô vào nền dưới dạng cọc tiết diện tròn, không lấy đất ở trong nền ra. Thiết bị thi công cọc có chức năng ép đất nền ra xung quanh và xuống dưới sâu tạo thành khoảng trống để đưa vật liệu vào. Hỗn hợp vật liệu cát biển - xi măng khô sau khi lấp đầy khoảng trống trong nền sẽ hút nước trong đất yếu tạo thành vữa cát biển - xi măng, sau đó rắn chắc thành cọc cứng, có cường độ lớn hơn nhiều so với cường độ của đất yếu. Sau khi xử lý, nền đất yếu sẽ trở thành nền mới (hệ nền - cọc), trong đó, tính chất cơ lý của đất yếu được cải tạo, cường độ của đất yếu tăng lên cùng với cường độ cao của cọc cát biển - xi măng sẽ làm tăng sức chịu tải và giảm độ lún của hệ nền - cọc, đảm bảo ổn định cho công trình xây dựng trên chúng.

5.1.2. Sự cần thiết đề xuất công nghệ cọc cát biển - xi măng

Đối với các dạng cấu trúc nền đất yếu có đất yếu phân bố ngay trên bề mặt, chiều dày lớn hoặc phân bố dưới sâu thì lựa chọn công nghệ xử lý sâu phục vụ xây dựng công trình sẽ phù hợp, trong đó các công nghệ bác thấm, cọc cát, cọc đất - xi măng là những công nghệ được sử dụng phổ biến ở nước ta, mang lại hiệu quả rõ ràng. Tuy nhiên, các công nghệ này, ngoài những ưu điểm đã được khẳng định cũng có những hạn chế riêng, cụ thể là:

- Công nghệ bác thấm khi thi công thường xảy ra hiện tượng xáo trộn đất xung quanh bác thấm (hiệu ứng xáo trộn), bác thấm bị đứt hoặc bị các hạt đất chui vào lỗ rỗng của bác làm tắc nghẽn đường

thoát nước, cản trở quá trình cố kết thoát nước của đất nền dẫn đến thời gian chờ thi công tăng lên, hiệu quả đầu tư giảm đi. Mặt khác, do bắc thăm phải nhập khẩu từ nước ngoài nên giá thành xử lý thường khá cao, không hiệu quả về kinh tế.

- Công nghệ cọc đất - xi măng không có tác dụng nén chặt vùng đất yếu xung quanh cọc. Tải trọng công trình truyền xuống nền chủ yếu do cọc tiếp nhận, vai trò của đất yếu xung quanh cọc là không có. Do đó, trong trường hợp dưới mũi cọc phân bố các lớp đất yếu thì cọc đất - xi măng khó áp dụng hoặc nếu áp dụng thì hiệu quả sẽ không cao. Mặt khác, để đảm bảo yêu cầu kỹ thuật thì hàm lượng xi măng đưa vào cọc thường lớn, từ 240 - 400kg cho 1m³ đất, làm cho giá thành cao, làm tăng giá thành xây dựng.

- Công nghệ cọc cát gây tiếng ồn lớn khi thi công, ảnh hưởng đến môi trường và các công trình xung quanh. Nếu thi công cọc cát trong nền đất quá yếu, độ bão hòa lớn hoặc trong nền có mực nước ngầm dao động mạnh thì dưới áp lực của dòng thấm, các hạt cát sẽ dịch chuyển vào trong nền hoặc xuống vùng đất dưới mũi cọc làm cọc bị biến dạng ngang, chân cọc bị rỗng dẫn đến độ chặt của bản thân cọc giảm, cọc cát có thể bị cắt, gãy, thậm chí bị phá hủy dẫn đến sức chịu tải của nền cọc giảm đi đáng kể. Ngoài ra, nguồn vật liệu cát sông đang càng ngày càng cạn kiệt và việc khai thác cát đã và đang xảy ra phức tạp, tác động xấu tới môi trường sinh thái. Nghị định số 23/2020/NĐ-CP ngày 24/02/2020 của Chính phủ Quy định về quản lý cát, sỏi lòng sông và bảo vệ lòng, bờ, bãi sông là cơ sở pháp lý nhằm hạn chế, thậm chí cấm khai thác cát sông, thúc đẩy tìm nguồn vật liệu khác thay thế. Vì vậy, đặt ra vấn đề cần nghiên cứu sử dụng nguồn cát biển tại chỗ làm vật liệu xây dựng thay thế cát sông, phục vụ xây dựng công trình nói chung, công trình hạ tầng ven biển nói riêng.

Từ những phân tích trên, nhận thấy, cần nghiên cứu phát triển một công nghệ mới xử lý nền đất yếu, phát huy được ưu điểm và khắc phục được hạn chế của các công nghệ bắc thăm, cọc đất - xi măng, cọc cát, phù hợp với điều kiện tự nhiên vùng ven biển Việt Nam. Công nghệ cọc cát biển - xi măng với đầy đủ cơ sở lý thuyết, cơ sở thực nghiệm và quy trình thiết kế, thi công nghiệm thu cọc, đồng thời

sử dụng nguồn cát biển tại chỗ làm vật liệu cọc, giúp giảm giá thành xây dựng, bảo vệ môi trường bền vững sẽ là một công nghệ thích hợp để xử lý nền đất yếu phục vụ xây dựng các loại công trình vùng ven biển nước ta.

5.2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT CÔNG NGHỆ CỌC CÁT BIỂN - XI MĂNG

Các công nghệ xử lý đất yếu nói chung, công nghệ cọc cát biển - xi măng nói riêng đều có mục đích duy nhất là nâng cao sức chịu tải và giảm độ lún của nền đất yếu sau xử lý. Các nghiên cứu lý thuyết đã chỉ ra, công nghệ cọc cát biển - xi măng có tác dụng nâng cao sức chịu tải và giảm độ lún của nền thông qua quá trình nén chặt cơ học đất nền, quá trình gia tăng cường độ cọc, quá trình gia tăng sức chống cắt của đất yếu xung quanh cọc và quá trình cố kết thoát nước của đất nền. Các quá trình này xảy ra đồng thời ngay sau khi bắt đầu thi công cọc.

5.2.1. Quá trình nén chặt cơ học đất nền

Bản chất quá trình nén chặt cơ học đất nền là khi đưa vật liệu hỗn hợp cát biển - xi măng khô vào nền đất yếu để chế tạo cọc nhưng không lấy đất trong nền ra thì lượng vật liệu cát biển - xi măng sẽ chiếm chỗ lỗ rỗng của đất nền, nước và khí trong lỗ rỗng sẽ thoát ra ngoài, thể tích lỗ rỗng trong đất giảm đi làm cho nền được nén chặt. Khi đó, nền đất yếu được xem như nền đất mới với các tính chất cơ lý đã thay đổi theo hướng có lợi cho công tác xây dựng làm cho sức chịu tải của nền tăng lên và độ lún của nền giảm đi.

Có thể đánh giá định lượng bản chất quá trình nén chặt cơ học của đất nền như sau:

Xét một khối đất nền ở trạng thái tự nhiên gồm 3 pha rắn, lỏng và khí. Nếu gọi thể tích ban đầu của khối đất là V_o , thể tích hạt rắn ban đầu là V_{ho} , thể tích lỗ rỗng ban đầu là V_{ro} , ta có:

$$V_o = V_{ho} + V_{ro} \quad (5.1)$$

Sau khi xử lý bằng cọc cát biển - xi măng, thể tích mới của khối đất sẽ là V , thể tích hạt rắn mới sẽ là V_h , thể tích lỗ rỗng mới sẽ là V_r , tương tự (5.1) ta có:

$$V = V_h + V_r \quad (5.2)$$

Như vậy, sự thay đổi thể tích của khối đất trước và sau gia cố là:

$$\Delta V = V_o - V \quad (5.3)$$

hay:
$$\Delta V = (V_{ho} + V_{ro}) - (V_h + V_r)$$

Vì hạt rắn của đất không bị biến dạng, thể tích hạt rắn sau khi xử lý không đổi so với trước khi xử lý, nghĩa là $V_{ho} = V_h$, cho nên ta có:

$$\Delta V = V_{ro} - V_r,$$

hay là:

$$\Delta V = \Delta V_r \quad (5.4)$$

Biểu thức (5.4) cho thấy: Sự thay đổi thể tích khối đất trước và sau khi xử lý bằng cọc cát biển - xi măng chính là sự thay đổi thể tích lỗ rỗng trong khối đất.

Nếu xem xét sự thay đổi thể tích khối đất trước và sau khi gia cố thông qua đặc trưng biến dạng của đất là hệ số rỗng, ta cũng có thể biểu thị như sau:

Theo định nghĩa, hệ số rỗng của đất là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng và thể tích hạt rắn của đất. Nếu khối đất trước khi xử lý có hệ số rỗng là ε_0 , sau khi xử lý có hệ số rỗng là ε , ta có:

$$\varepsilon_0 = \frac{V_{ro}}{V_{ho}} \quad (5.5)$$

và
$$\varepsilon = \frac{V_r}{V_h} \quad (5.6)$$

Suy ra:

$$V_{ro} = \varepsilon_0 V_{ho} \text{ và } V_r = \varepsilon V_h$$

Theo (5.1) và (5.2) ta có :

$$V_o = V_{ho} + \varepsilon_0 V_{ho} = V_{ho}(1 + \varepsilon_0) \quad (5.7)$$

$$V = V_h + \varepsilon V_h = V_h(1 + \varepsilon_0) \quad (5.8)$$

Từ (5.7) và (5.8) ta có:

$$V_{ho} = \frac{V_o}{1 + \epsilon_0} \quad (5.9)$$

$$V_h = \frac{V}{1 + \epsilon} \quad (5.10)$$

Do thể tích hạt rắn trước và sau khi xử lý không đổi, ta có:

$$\frac{V_o}{1 + \epsilon_0} = \frac{V}{1 + \epsilon} \quad (5.11)$$

Theo tính chất của đẳng thức, từ (5.11) ta có:

$$\frac{V_o}{1 + \epsilon_0} = \frac{V_o - V}{(1 + \epsilon_0) - (1 + \epsilon)} = \frac{\Delta V}{\Delta \epsilon} \quad (5.12)$$

$$\Delta V = \frac{V_o}{(1 + \epsilon_0)} \Delta \epsilon \quad (5.13)$$

Biểu thức (5.13) chính là nguyên lý nén chặt đất: *Trong quá trình nén chặt đất, biến thiên thể tích đất tỷ lệ bậc nhất với biến thiên hệ số rỗng.*

Như vậy, khi xử lý nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng, quá trình nén chặt cơ học đất nền sẽ xảy ra ngay sau khi bắt đầu xử lý nền. Hiệu quả nén chặt đất sẽ phụ thuộc vào khối lượng vật liệu cát biển - xi măng đưa vào nền, kích thước lỗ rỗng có trong đất cũng như lượng nước và khí có trong lỗ rỗng thoát ra ngoài. Tuy nhiên, do quá trình thoát nước ra khỏi lỗ rỗng của đất yếu cần nhiều thời gian nên quá trình nén chặt đất cũng không thể kết thúc ngay sau khi thi công cọc cát biển - xi măng. Việc dự báo chính xác thời điểm quá trình nén chặt đất kết thúc phụ thuộc vào thời gian cố kết thoát nước của đất nền. Đây là vấn đề hết sức phức tạp, đòi hỏi phải có các nghiên cứu chuyên sâu, tốn nhiều thời gian và công sức.

5.2.2. Quá trình gia tăng cường độ cọc

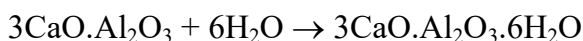
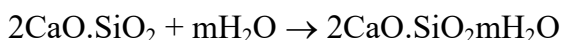
Khác với cọc cát, vật liệu làm cọc cát biển - xi măng gồm cát biển và xi măng trộn với nhau ở trạng thái khô. Sau khi thi công tạo cọc,

hỗn hợp cát biển - xi măng khô sẽ hút nước ở trong nền tạo thành vữa cát biển - xi măng, sau đó đông cứng thành cọc cát biển - xi măng. Quá trình đông cứng vữa cát biển - xi măng sẽ làm gia tăng cường độ của cọc cát biển - xi măng.

Như vậy, bản chất quá trình gia tăng cường độ cọc cát biển - xi măng là quá trình vữa cát biển - xi măng đông cứng thành đá cát biển - xi măng. Đây là quá trình biến đổi hóa lý phức tạp, chia làm hai thời kỳ: thời kỳ ninh kết và thời kỳ rắn chắc. Trong thời kỳ ninh kết, vữa xi măng mất dần tính dẻo và đặc dần lại nhưng chưa có cường độ. Trong thời kỳ rắn chắc, chủ yếu xảy ra quá trình thủy hóa các thành phần khoáng vật của clinke.

Như đã biết, thành phần khoáng vật của clinker gồm: silicat, tricanxit 3CaOSiO_2 chiếm 37 - 60%; silicat bicanxit 2CaOSiO_2 chiếm 15 - 37%, aluminat tricanxit $3\text{CaOAl}_2\text{O}_3$ chiếm 10 - 18%; fero aluminat tetracanxit $4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$ chiếm 7 - 15%. Ngoài ra, còn có một số thành phần phụ như $5\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$; $2\text{CaO}.\text{Fe}_2\text{O}_3$; $\text{MgO} < 4\%$; $\text{CaO} < 0,5\%$; $\text{SO}_3 < 3,5\%$.

Quá trình thủy hóa thành phần khoáng vật của clinke được biểu diễn bằng các phản ứng sau:



Silicat tricanxit ($3\text{CaO}.\text{SiO}_2$) là thành phần quan trọng nhất vì chiếm tỷ lệ lớn, có cường độ cao, rắn chắc nhanh, tỏa nhiều nhiệt. Thành phần aluminat tricanxit ($3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$) rắn chắc nhanh trong thời kỳ đầu nhưng cường độ thấp, nhiệt lượng tỏa ra nhiều nhất, dễ gây nứt nẻ.

Có thể chia quá trình rắn chắc của vữa cát biển - xi măng làm ba giai đoạn:

1) *Giai đoạn hòa tan*: Khi xi măng tác dụng với nước phản ứng hóa học giữa xi măng và nước xảy ra trên bề mặt hạt xi măng khô, những chất mới sinh ra hòa tan được trong nước như $\text{Ca}(\text{OH})_2$,

$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ lập tức hòa tan tạo thành thể dịch bao quanh mặt hạt xi măng.

2) *Giai đoạn hóa keo*: Các hợp chất $\text{Ca}(\text{OH})_2$, $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ mới sinh ra do quá trình thủy hóa không hòa tan được nữa mà tồn tại ở thể keo. Chất silicat bicanxit ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) vốn không hòa tan sẽ tách ra ở dạng phân tán nhỏ trong dung dịch tạo thành keo phân tán. Lượng keo này ngày càng sinh ra nhiều, làm cho các hạt keo phân tán tương đối nhỏ tụ lại thành những hạt keo lớn hơn ở dạng sệt khiến cho xi măng mất dần tính dẻo và ninh kết lại dần dần nhưng chưa hình thành cường độ.

3) *Giai đoạn kết tinh*: Các hợp chất $\text{Ca}(\text{OH})_2$, $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ từ thể ngưng keo chuyển sang dạng kết tinh, các tinh thể nhỏ đan chéo nhau làm cho xi măng bắt đầu có cường độ, hợp chất $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot m\text{H}_2\text{O}$ tồn tại ở thể keo rất lâu, sau đó có một phần chuyển thành tinh thể. Do lượng nước ngày càng mất đi, keo dần dần bị khô, kết chặt lại và trở nên rắn chắc.

Các giai đoạn hòa tan, hóa keo và kết tinh nêu trên không xảy ra độc lập mà xảy ra đồng thời với nhau, xen kẽ nhau. Ngoài ra, quá trình cacbonat hóa cũng góp phần vào sự rắn chắc của xi măng.

Khi hỗn hợp cát biển - xi măng đông cứng, độ bền của cọc tăng lên đáng kể nhờ hình thành liên kết cát biển - xi măng. Khi chưa có xi măng, sức kháng cắt của cát biển rời, khô xác định theo biểu thức: $\tau = c + \sigma \tan \varphi$, với φ là góc ma sát trong của cát biển. Khi hỗn hợp cát biển - xi măng đông cứng, hình thành liên kết cát biển - xi măng, đặc trưng bởi thành phần lực dính tương tự như trong đất dính, khi đó: $\tau = c + \sigma \tan \varphi + c_{cm}$ với c_{cm} là lực dính được tạo nên bởi liên kết cát biển - xi măng. Lực dính này chính là đại lượng làm gia tăng sức kháng cắt (độ bền) của cọc và giá trị của nó hoàn toàn có thể xác định được nhờ thí nghiệm cắt các mẫu cát biển - xi măng ở trong phòng thí nghiệm.

5.2.3. Quá trình gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc

Quá trình đông cứng của cọc cát biển - xi măng còn có tác dụng làm gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc do quá trình

trao đổi ion và phản ứng puzoland xảy ra ở mặt tiếp xúc giữa cọc và đất yếu. Các ion canxi hóa trị hai thay thế các ion natri và hydro hóa trị một ở trong lớp điện kép bao quanh mỗi hạt khoáng vật sét của đất yếu. Vì cần ít hơn canxi hóa trị hai để trung hòa lưới điện âm trên mặt của mỗi khoáng vật sét nên giảm được kích thước của lớp điện kép và do đó làm tăng lực hút của các hạt sét, dẫn đến lực dính của đất tăng lên. Hơn nữa, silic và nhôm trong khoáng vật sét sẽ phản ứng với silicat canxi và hydrat nhôm canxi trong phản ứng puzoland, tạo ra các hợp chất có độ bền cao và rất bền trong môi trường nước. Những quá trình này làm tăng lực ma sát và lực dính của đất yếu xung quanh cọc, nghĩa là làm tăng sức kháng cắt (cường độ) của đất yếu.

5.2.4. Quá trình cố kết thoát nước đất nền

Ngoài tác dụng nén chặt cơ học, gia tăng cường độ của cọc và đất yếu xung quanh cọc, cọc cát biển - xi măng còn có tác dụng làm tăng nhanh quá trình cố kết thoát nước của đất nền.

Do cọc cát biển - xi măng được đưa vào nền dưới dạng khô hoặc ít ẩm nên hỗn hợp vật liệu cát biển - xi măng sẽ hút nước trong đất nền để tạo ra vữa cát biển - xi măng và dần dần đông cứng. Quá trình hình thành và đông cứng vữa cát biển - xi măng sẽ làm tổn thất một lượng lớn nước chứa trong đất yếu, nghĩa là làm tăng nhanh quá trình cố kết thoát nước của nền đất. Quá trình này xảy ra ngay sau khi bắt đầu xử lý và kéo dài cho đến khi nền đất được xử lý xong, toàn bộ cọc cát biển - xi măng được đông cứng.

Bài toán cố kết thấm của nền đất yếu khi xử lý bằng cọc cát biển - xi măng có thể xem giống như bài toán cố kết thấm của nền khi cải tạo bằng cọc cát đã được nhiều nhà khoa học nghiên cứu. Đối với cọc cát, năm 1935, L.Rendulic đã đưa ra phương trình vi phân cố kết đối xứng để xác định trị số áp lực nước lỗ rỗng trong nền. Năm 1942, N.Carrillo đã phân chia bài toán cố kết thấm ba chiều thành tổng hợp của bài toán cố kết thấm theo chiều thẳng đứng và theo chiều xuyên tâm. K. Terzaghi đã dùng phương pháp giải tích để giải bài toán cố kết thấm theo chiều thẳng đứng, còn R.E.Glover, R.A.Barron đã giải bài toán cố kết thấm theo hướng xuyên tâm. Năm 1948, R.A.Barron đã đưa ra

lời giải toàn diện đầu tiên cho bài toán cố kết của trụ đất có chứa một cọc cát ở trung tâm (một đơn nguyên). Khi khoảng cách giữa các cọc gần nhau, phương trình vi phân có dạng:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial r} \right) \quad (5.14)$$

Trong đó:

U - áp lực nước lỗ rỗng dư trung bình tại một điểm vào thời điểm bất kỳ.

r - khoảng cách hướng tâm từ điểm đang xét đến tâm trụ đất.

t - thời gian sau một độ tăng tức thời của tổng ứng suất thẳng đứng.

C_h - hệ số cố kết của đất theo phương ngang.

Trong tính toán quá trình cố kết của nền đất xử lý bằng cọc cát, độ cố kết toàn phần (kết quả tổng hợp của quá trình thoát nước theo phương ngang và theo phương đứng) được xác định bằng định đề Carrillo:

$$\theta_t = 1 - (1 - \theta_h) (1 - \theta_v) \quad (5.15)$$

Trong đó:

θ_t - độ cố kết toàn phần của đất nền

θ_h - độ cố kết trung bình của đất nền theo phương ngang

θ_v - độ cố kết trung bình của đất nền theo phương đứng.

Đối với cọc cát biển - xi măng, áp dụng bài toán cố kết thấm theo hướng xuyên tâm của R.E.Glover, R.A.Barro là phù hợp, vì sau khi đông cứng, khả năng thấm nước theo chiều thẳng đứng của cọc là không đáng kể. Do đó, khi xử lý nền bằng cọc cát biển - xi măng kiến nghị chỉ tính toán độ cố kết của đất nền theo phương ngang.

Để đánh giá định lượng quá trình cố kết của nền đất yếu khi xử lý bằng cọc cát biển - xi măng, có thể so sánh trị số áp lực nước lỗ rỗng trong nền đất ở các thời điểm trước khi xử lý, sau khi xử lý và trong thời gian thi công, khai thác công trình bằng các thiết bị chuyên dụng hoặc có thể so sánh các chỉ tiêu về độ ẩm của đất yếu trước và sau khi xử lý. Tuy nhiên, công việc này rất phức tạp, đòi hỏi kinh phí lớn và nhiều thời gian.

Cần phải nhấn mạnh rằng, khi xử lý nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng, các quá trình nén chặt cơ học, gia tăng cường độ của cọc, gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc và cố kết thoát nước của đất nền đều có liên hệ hữu cơ với nhau. Chúng có mối liên hệ hữu cơ với nhau, không xảy ra độc lập mà xảy ra đồng thời, là động lực thúc đẩy, phát triển của nhau.

5.3. CƠ SỞ THỰC NGHIỆM CÔNG NGHỆ CỌC CÁT BIỂN - XI MĂNG

Để kiểm chứng, làm sáng tỏ cơ sở lý thuyết công nghệ cọc cát biển - xi măng xử lý nền đất yếu cần tiến hành nghiên cứu thực nghiệm ở trong phòng thí nghiệm và ngoài hiện trường. Các nghiên cứu thực nghiệm tiến hành ở trong phòng tập trung làm sáng tỏ tác dụng gia tăng cường độ của cọc cát biển - xi măng, xem xét ứng xử cơ học của cọc với nền đất yếu về ứng suất và biến dạng bằng mô hình vật lý thu nhỏ. Các nghiên cứu thực nghiệm ở hiện trường tập trung làm rõ tác dụng nén chặt cơ học, gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc và tác dụng cố kết thoát nước đất nền khi xử lý bằng cọc cát biển - xi măng.

5.3.1. Xác định cường độ cọc cát biển - xi măng

Để đánh giá quá trình gia tăng cường độ của cọc cát biển - xi măng, nhóm nghiên cứu đã tiến hành chế tạo các mẫu thử và thí nghiệm xác định ảnh hưởng của hàm lượng xi măng đến sự gia tăng cường độ kháng nén của mẫu cọc ở trong phòng thí nghiệm.

5.3.1.1. Vật liệu chế tạo mẫu

Vật liệu dùng để chế tạo mẫu cọc cát biển - xi măng gồm xi măng, cát biển và nước.

Xi măng: Xi măng sử dụng để chế tạo mẫu là xi măng hỗn hợp PCB40 Nghi Sơn có các chỉ tiêu kỹ thuật thỏa mãn Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 6260-2009, được ghi trong bảng 5.1. Việc lựa chọn xi măng PCB40 Nghi Sơn là ngẫu nhiên. Trong quá trình triển khai thi công cọc ở hiện trường, nếu dự kiến sử dụng loại xi măng nào thì cần thí nghiệm với loại xi măng đó.

Bảng 5.1. Các chỉ tiêu kỹ thuật của xi măng Nghi Sơn PCB40

Tên chỉ tiêu	Giá trị	Yêu cầu
Cường độ chịu nén (MPa) 3 ngày ± 45 phút 28 ngày ± 8 giờ	31,8 50,2	≥21 ≥40
Thời gian ninh kết (phút) Bắt đầu, không nhỏ hơn (phút) Kết thúc, không lớn hơn (phút)	110 200	≥45 ≤375
Độ nghiền mịn, xác định theo: bề mặt riêng, phương pháp Blaine, cm ² /g, không nhỏ hơn	3518	≥2800
Độ ổn định thể tích xác định theo phương pháp Le Chatelier, mm, không lớn hơn	0,5	≤10
Hàm lượng anhydric sulphuric (SO ₃), (%) không lớn hơn	1,86	≤3,5
Lượng nước tiêu chuẩn, (%)	28	

Cát biển: Với mục đích nghiên cứu phục vụ xử lý nền đất yếu vùng ven biển nên nhóm nghiên cứu sử dụng cát biển tại Hải Phòng, được hút ở vùng ngập hoàn toàn để chế tạo mẫu (hình 5.1). Tuy nhiên, khi triển khai thi công xử lý nền đất yếu ngoài thực tế, nếu sử dụng loại cát biển nào làm vật liệu cọc thì cần thí nghiệm với loại cát biển đó.

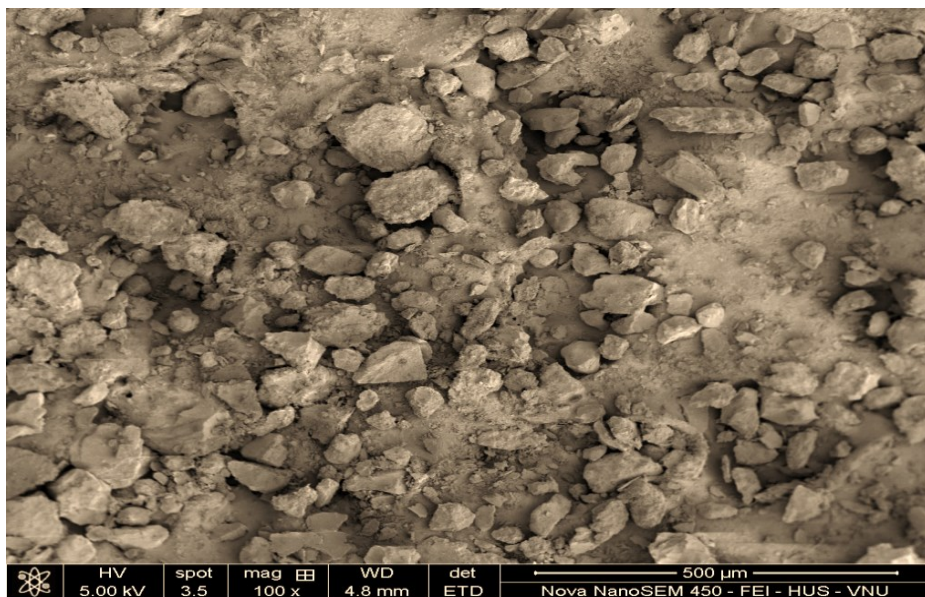
**Hình 5.1. Khảo sát lấy cát biển ở Hải Phòng**

Chỉ tiêu cơ lý của cát biển Hải Phòng được xác định theo các tiêu chuẩn Việt Nam, thể hiện trong bảng 5.2.

Bảng 5.1. Các tiêu chuẩn áp dụng để xác định chỉ tiêu cơ lý của cát biển

STT	Chỉ tiêu thí nghiệm	Tiêu chuẩn thí nghiệm
1	Thành phần hạt	TCVN 7572-2: 2006
2	Hàm lượng hạt nhỏ hơn 0,075 mm	TCVN 9205:2012
3	Độ hút nước	TCVN 7572-4: 2006
4	Khối lượng riêng	TCVN 7572-4: 2006
5	Khối lượng thể tích	TCVN 7572-4: 2006
6	Khối lượng thể tích xốp	TCVN 7572-6: 2006
7	Hàm lượng bùn, bụi, sét	TCVN 7572-8: 2006

Ảnh quang phổ chụp mẫu cát biển Hải Phòng được thể hiện ở hình 5.2.

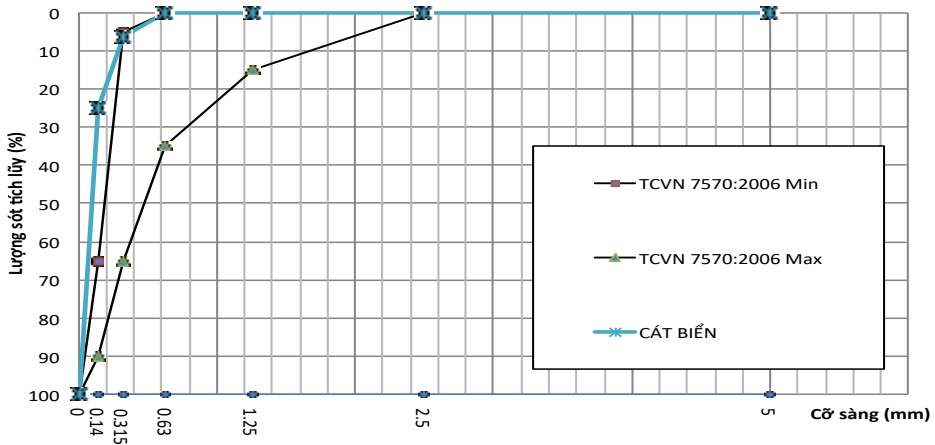


Hình 5.2. Ảnh quang phổ chụp mẫu cát biển Hải Phòng

Thành phần hạt của cát biển Hải Phòng được xác định theo bộ sàng của Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 7570:2006, thể hiện trong bảng 5.3 và hình 5.3.

Bảng 5.3. Thành phần hạt của cát biển Hải Phòng

Cỡ sàng (mm)	Lượng sót riêng biệt (%)	Lượng sót tích lũy (%)	TCVN 7570:2006 (Cát mịn)
5	0	0	0
2,5	0	0	0-20
1,25	0	0	15-45
0,63	0	0	35-70
0,315	5	5	65-90
0,14	21	26	90-100
Đáy	74	100	
Mô đun độ lớn	0,3	< 2	< 2

**Hình 5.3. Thành phần hạt của cát biển Hải Phòng**

Như vậy, cát biển sử dụng trong thí nghiệm này là cát mịn có mô đun độ lớn rất thấp (0,3). Phần lớn kích thước hạt của cát biển đều dưới 0,315mm. Lượng hạt nhỏ hơn 0,14mm chiếm tới 74%. Hàm lượng hạt nhỏ hơn 0,075mm có trong cát biển được xác định theo phương pháp sàng ướt (TCVN 9205:2012). Kết quả thí nghiệm 3 mẫu thử xác định được hàm lượng trung bình hạt nhỏ hơn 0,075mm là 21,6%.

Thành phần hóa học của cát biển Hải Phòng xác định được thông qua thí nghiệm 3 mẫu thử, được trình bày trong bảng 5.4.

Bảng 5.4. Thành phần hóa học của cát biển Hải Phòng (%).

Cát biển	SiO ₂	Al ₂ O ₃	TFe ₂ O ₃	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	CaO	MgO	Cl
Hải Phòng	77,54	8,26	3,70	2,11	0,81	0,03	1,29	1,15	1,06

Giá trị các chỉ tiêu cơ lý của cát biển Hải Phòng sử dụng trong thí nghiệm được tổng hợp ở bảng 5.5.

Bảng 5.5. Các chỉ tiêu cơ lý của cát biển Hải Phòng

Chỉ tiêu	Giá trị trung bình
Khối lượng riêng (g/cm ³)	2,48
Khối lượng thể tích khô (g/cm ³)	2,26
Khối lượng thể tích bão hòa nước (g/cm ³)	2,35
Khối lượng thể tích xốp (g/cm ³)	1,35
Độ hút nước 24 giờ (%)	3,6
Hàm lượng bụi, sét (%)	9,2
Hàm lượng hạt nhỏ hơn 0,075 mm (%)	21,6
Hàm lượng muối (%)	1,47

Từ bảng 5.5, nhận thấy, so với cát sông thông thường thì cát biển có độ hút nước tương đối cao. Độ hút nước của cát sông khoảng 1 - 2 %, trong khi cát biển sử dụng trong thí nghiệm này có độ hút nước 3,6%. Ngoài ra, hàm lượng hạt bụi, hạt sét của cát biển Hải Phòng tương đối cao (9,2%), trong khi cát biển ở nơi khác thấp hơn. Vì hàm lượng hạt bụi, hạt sét ảnh hưởng đến cường độ của cọc cát biển - xi măng nên nếu lấy cát biển ở đâu làm vật liệu cọc thì cần phải tiến hành thí nghiệm xác định hàm lượng hạt bụi, hạt sét của cát biển ở đó.

Nước: Nước dùng để thí nghiệm trộn hỗn hợp cát biển - xi măng cần bảo đảm độ sạch hợp lý, không lẫn dầu, muối, axit, chất kiềm, thực vật và bất kỳ chất nào khác gây hư hỏng đối với sản phẩm hoàn thiện, thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 4056:2012 đối với nước trộn vữa và bê tông.

5.3.1.2. Tính toán thành phần vật liệu của hỗn hợp cát biển - xi măng

Trong thí nghiệm này, hỗn hợp cát biển - xi măng (CB-XM) được thiết kế với các hàm lượng xi măng khác nhau nhằm đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng xi măng (tỷ lệ nước/xi măng N/X) đến cường độ chịu nén và sự phát triển cường độ theo thời gian của các hỗn hợp CB-XM. Hàm lượng xi măng lần lượt là 5%, 7%, 10%, 13% và 15% so với khối lượng cát biển khô. Lượng nước được giữ nguyên cho tất cả các hỗn hợp.

Thành phần vật liệu của CB-XM được tính toán theo lý thuyết thể tích đặc tuyệt đối:

$$V_{CB-XM} = 1000(\text{lít}) = \frac{X}{\rho_X} + \frac{C}{\rho_C} + N + V_{kk} \quad (5.16)$$

Trong đó:

X, C, N: khối lượng xi măng, cát biển, nước cho 1m³ (kg),

ρ_X, ρ_C : khối lượng riêng của xi măng, cát biển (kg/dm³),

V_{kk} : thể tích không khí (dm³).

$$C = \left[1000 - \left(\frac{X}{\rho_X} + N + 20 \right) \right] \rho_C \quad (5.17)$$

Dựa trên các nghiên cứu lý thuyết kết hợp thực nghiệm, các thành phần cấp phối đã được tính toán và điều chỉnh. Thành phần vật liệu cho 1m³ của các hỗn hợp cát biển - xi măng được trình bày ở bảng 4.6

Bảng 5.6. Thành phần vật liệu các cấp phối cát biển - xi măng

Thành phần	Hỗn hợp cát biển - xi măng				
	5%XM	7%XM	10%XM	13%XM	15%XM
Xi măng (kg)	74	102	142	181	206
Cát biển (kg)	1478	1456	1424	1393	1373
Nước (kg)	360	360	360	360	360
Tỷ lệ X/C	0,05	0,07	0,1	0,13	0,15
Tỷ lệ N/X	4,86	3,53	2,53	1,99	1,75

5.3.1.3. Chế tạo mẫu cọc cát biển - xi măng

Chuẩn bị vật liệu: Các vật liệu được bảo quản trong phòng thí nghiệm. Đối với mỗi mẻ trộn, độ ẩm của cát được xác định trước khi nhào trộn hỗn hợp.

Nhào trộn hỗn hợp: Các hỗn hợp CB-XM được nhào trộn bằng máy trộn vữa theo quy trình sau:

Bước 1: Trộn khô hỗn hợp xi măng + cát trong thời gian 2 phút.

Bước 2: Thêm nước và tiếp tục trộn 2 phút (trộn chậm).

Bước 3: Nghỉ 15 giây.

Bước 4: Trộn nhanh trong vòng 1 phút.

Đúc mẫu và đầm rung: Mẫu cát biển - xi măng được đúc ngay sau khi kết thúc nhào trộn. Sử dụng mẫu hình lập phương 40x40x40mm cho thí nghiệm xác định cường độ chịu nén. Trước khi đúc mẫu, khuôn được làm sạch và sơn một lớp dầu mỏng để tháo khuôn được dễ dàng. Phương pháp đúc mẫu và đầm rung tuân thủ theo TCVN 9403:2012 (phụ lục E).

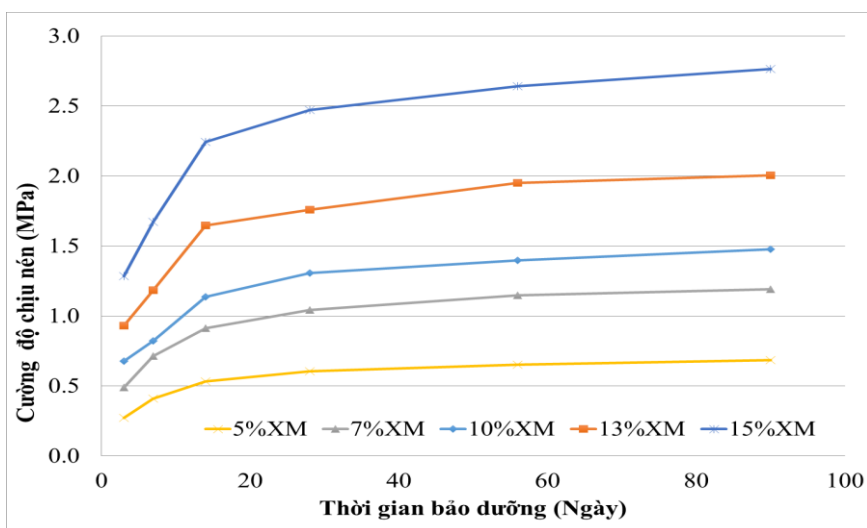
Bảo dưỡng: Sau 3 ngày đổ khuôn, các mẫu được tháo khuôn và ngâm vào trong bồn nước ở điều kiện nhiệt độ phòng đến tuổi thí nghiệm (3, 7, 14, 28, 56 và 90 ngày tuổi).

5.3.1.4. Kết quả thí nghiệm

Cường độ chịu nén của mẫu cát biển - xi măng:

Cường độ chịu nén của mẫu cát biển - xi măng được thí nghiệm trên mẫu vữa theo phụ lục E - TCVN 9403:2012. Với mỗi loại mẫu cát biển - xi măng, thí nghiệm được tiến hành trên 6 mẫu thử ở các ngày tuổi: 3, 7, 14, 28, 56 và 90 ngày tuổi.

Sự phát triển cường độ của mẫu theo thời gian được thể hiện trong hình 5.4.



Hình 5.4. Sự phát triển cường độ của mẫu cát biển - xi măng theo thời gian

Từ hình 5.4 cho thấy, tốc độ phát triển cường độ mẫu cát biển - xi măng không đều, tăng nhanh trong 14 ngày đầu tiên và tăng chậm dần sau 14 ngày.

Ở 3 ngày tuổi, cường độ chịu nén của các mẫu cát biển - xi măng đạt khoảng 45 - 52% so với 28 ngày tuổi.

Ở 7 ngày tuổi, cường độ chịu nén của các mẫu cát biển - xi măng đạt khoảng 63 - 68% so với 28 ngày tuổi.

Ở 14 ngày tuổi, cường độ chịu nén của các mẫu cát biển - xi măng đạt khoảng 87 - 94% so với 28 ngày tuổi.

Ở 56 ngày tuổi, cường độ chịu nén của các mẫu cát biển - xi măng tăng khoảng 7 - 11% so với 28 ngày tuổi.

Ở 90 ngày tuổi, cường độ chịu nén của các mẫu cát biển - xi măng tăng khoảng 12 - 13% so với 28 ngày tuổi.

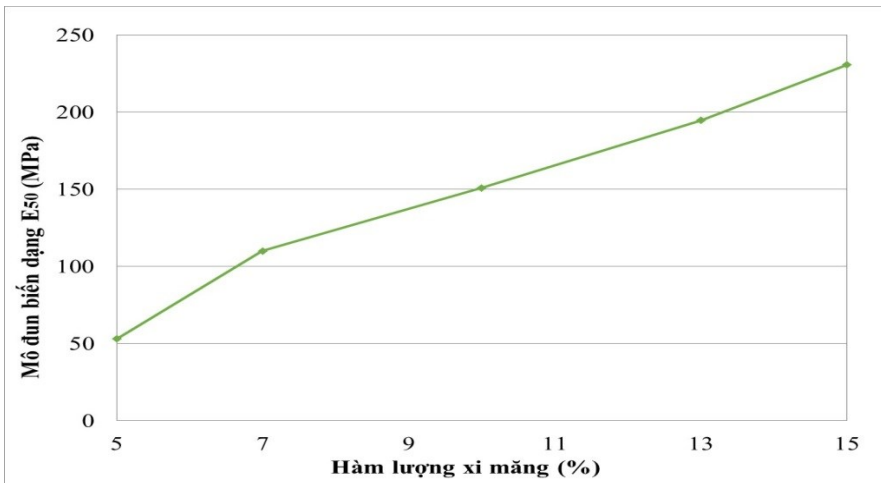
Tỷ lệ giữa cường độ chịu nén của các mẫu cát biển - xi măng ở 3, 7, 14, 56, 90 ngày tuổi so với 28 ngày tuổi (R_i/R_{28} (%); $i = 3, 7, 14, 56, 90$) được thể hiện ở bảng 5.7.

Bảng 5.7. Tốc độ phát triển cường độ chịu nén của các mẫu CB-XM theo thời gian

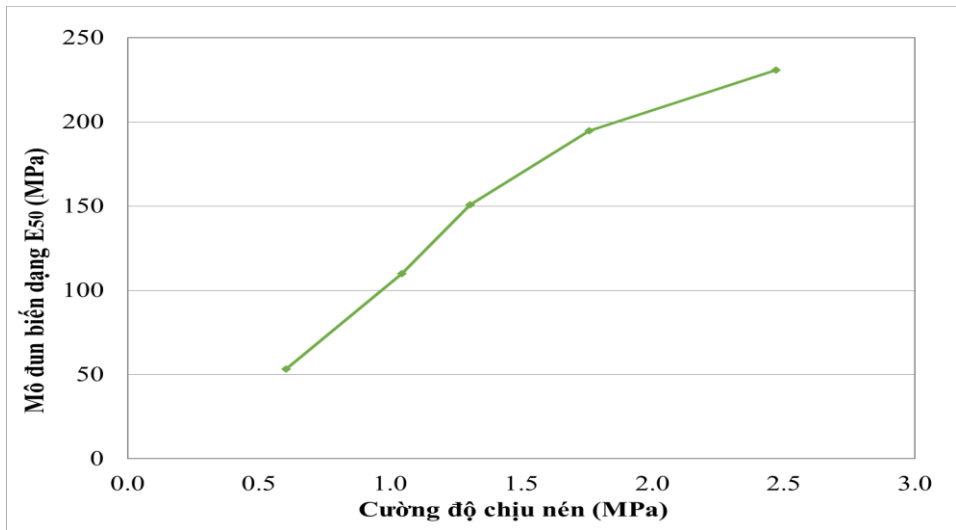
<i>R_i/R₂₈ (%)</i>	<i>Hỗn hợp cát biển - xi măng</i>				
	<i>5% xi măng</i>	<i>7% xi măng</i>	<i>10% xi măng</i>	<i>13% xi măng</i>	<i>15% xi măng</i>
R3/R28 (%)	68%	47%	52%	53%	52%
R7/R28 (%)	88%	68%	63%	67%	68%
R14/R28 (%)	100%	87%	87%	94%	91%
R56/R28 (%)	108%	110%	107%	111%	107%
R90/R28 (%)	113%	114%	113%	114%	112%

Mô đun biến dạng E₅₀:

Mô đun biến dạng E₅₀ của mẫu cát biển - xi măng được xác định từ đồ thị đường cong mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng trong thí nghiệm nén một trục nở hông. Giá trị E₅₀ được xác định bằng hệ số góc của đường thẳng tính từ gốc tọa độ đến q_u/2. Kết quả thí nghiệm xác định mô đun biến dạng E₅₀ ở 28 ngày tuổi của mẫu hỗn hợp cát biển - xi măng được trình bày trong hình 5.5. Mối quan hệ giữa mô đun biến dạng E₅₀ và cường độ chịu nén q_u được thể hiện trong hình 5.6.



Hình 5.5. Mối quan hệ giữa mô đun biến dạng E₅₀ và hàm lượng xi măng



Hình 5.6. Mối quan hệ giữa mô đun biến dạng E_{50} và cường độ chịu nén q_u

Kết quả thí nghiệm xác định cường độ kháng nén của các mẫu cát biển - xi măng theo thời gian được trình bày trong bảng 5.8.

Bảng 5.8. Cường độ kháng nén của các mẫu cát biển - xi măng theo thời gian

Ngày tuổi	Cường độ kháng nén các mẫu hỗn hợp cát biển - xi măng (R, MPa)				
	5% xi măng	7% xi măng	10% xi măng	13% xi măng	15% xi măng
3	0,44	0,49	0,67	0,94	1,27
7	0,57	0,71	0,82	1,19	1,66
14	0,65	0,91	1,13	1,67	2,23
28	0,65	1,05	1,30	1,78	2,45
56	0,70	1,15	1,39	1,97	2,62
90	0,74	1,19	1,46	2,02	2,74

Từ bảng 5.8, nhận thấy, ở 28 ngày tuổi, cường độ kháng nén của mẫu cọc cát biển - xi măng tăng dần theo hàm lượng xi măng, từ 0,65MPa (5% xi măng) đến 2,45MPa (15% xi măng). Ngoài ra, trong quá trình thí nghiệm, nhóm nghiên cứu nhận thấy: (1) hàm lượng Cl⁻ trong cát biển làm cho xi măng thủy hóa nhanh và nhiệt thủy hóa lớn. Nếu hàm lượng muối NaCl thấp (< 0,5% khối lượng xi măng) thì

không ảnh hưởng đến cường độ mẫu cát biển - xi măng, khi hàm lượng muối NaCl lớn hơn 0,5% thì cường độ mẫu sẽ giảm đi; (2) hàm lượng muối làm tăng nhanh tốc độ đông cứng của mẫu cát biển - xi măng.

5.3.1.5. Kết luận

Từ kết quả nghiên cứu thực nghiệm nêu trên có thể kết luận: hoàn toàn có thể sử dụng cát biển làm vật liệu cọc cát biển - xi măng để xử lý nền đất yếu. Việc xác định hàm lượng xi măng thích hợp làm vật liệu cọc phụ thuộc vào quy mô, tải trọng công trình, cường độ cần đạt được và điều kiện cụ thể của cấu trúc nền đất yếu nơi xây dựng. Nếu thiết kế và tính toán cọc với mục đích cải tạo nền nên lựa chọn hàm lượng xi măng nhỏ hơn 5%, nếu thiết kế và tính toán cọc với mục đích gia cố nền nên lựa chọn hàm lượng xi măng từ 10 - 15%.

5.3.2. Xác định tác dụng nén chặt đất nền và gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc cát biển - xi măng

Cơ sở lý thuyết công nghệ cọc biển - xi măng đã chỉ ra, khi đưa vật liệu hỗn hợp cát biển - xi măng khô vào nền đất yếu dưới dạng cọc sẽ xảy ra quá trình nén chặt đất nền do khối lượng vật liệu cọc chiếm chỗ các lỗ rỗng làm cho tổng thể tích lỗ rỗng giảm đi, các hạt đất sắp xếp lại, kết quả là nền đất được nén chặt và sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc được tăng lên.

Để làm sáng tỏ tác dụng nén chặt nền và gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc cát biển - xi măng, nhóm nghiên cứu đã phối hợp với Công ty Cổ phần Tư vấn khảo sát xây dựng Đông Phương tiến hành nghiên cứu thực nghiệm hiện trường tại Khu Công nghiệp Đại Dương, thành phố Hải Dương, tỉnh Hải Dương.

5.3.2.1. Nghiên cứu tác dụng nén chặt đất yếu bằng thí nghiệm mẫu đất

** Phương pháp và trình tự các bước nghiên cứu*

Sau khi xử lý nền đất yếu bằng cọc cát - xi măng, về lý thuyết, các tính chất cơ lý liên quan đến quá trình nén chặt và gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc sẽ thay đổi theo hướng có lợi cho công tác xây dựng. Vì vậy, phương pháp nghiên cứu là so sánh sự thay đổi các chỉ tiêu cơ lý đặc trưng cho quá trình nén chặt và gia tăng

sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc ở thời điểm trước và sau khi xử lý, bao gồm: độ ẩm, khối lượng thể tích tự nhiên, khối lượng thể tích khô, hệ số rỗng, hệ số nén lún, lực dính và góc ma sát trong.

Trình tự các bước tiến hành nghiên cứu như sau:

1) Khoan lấy mẫu đất yếu trước khi xử lý (thi công cọc cát biển - xi măng) và thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý đặc trưng cho quá trình nén chặt và gia tăng sức chống cắt của đất yếu xung quanh cọc.

2) Thi công cọc cát biển - xi măng xử lý nền đất yếu.

3) Khoan lấy mẫu đất yếu sau khi đã xử lý và thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý đặc trưng cho quá trình nén chặt và gia tăng sức chống cắt của đất yếu xung quanh cọc.

4) So sánh giá trị các chỉ tiêu cơ lý đặc trưng cho quá trình nén chặt và gia tăng sức chống cắt của đất yếu xung quanh cọc, từ đó đánh giá được tác dụng nén chặt và sự gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc cát biển - xi măng.

** Khoan lấy mẫu và thí nghiệm mẫu đất nền*

Thiết bị khoan lấy mẫu đất được sử dụng là máy khoan XJ-100. Kết quả khoan khảo sát đã xác định được địa tầng tại vị trí nghiên cứu đến độ sâu 7,0m, theo thứ tự từ trên xuống dưới gồm các lớp đất sau:

1) Lớp 1: Cát lấp, đất ruộng lẫn tạp chất, dày 0,6m.

2) Lớp 2: Sét pha, màu xám vàng, xám ghi, trạng thái dẻo mềm, dày 0,7m.

3) Lớp 3: Sét pha, màu xám ghi, trạng thái dẻo chảy, dày 1,3m.

4) Lớp 4: Cát pha, màu xám đen, lẫn vỏ sò, kẹp cát mịn, trạng thái dẻo, dày 4,3m.

** Thi công cọc thí nghiệm*

Cọc thí nghiệm được thi công bằng robot ép cọc TP30 (hình 5.7), có đường kính 0,3m, chiều dài 7,0m, khoảng cách giữa các cọc 0,9m (hình 5.8). Vật liệu cọc gồm cát biển lấy ở Hải Phòng, xi măng PCB40 Nghi Sơn tương tự như trong thí nghiệm mẫu cọc cát biển - xi măng ở trong phòng tại mục 5.3.1.



Hình 5.7. Thiết bị Robot ép cọc TP300



Hình 5.8. Cọc cát biển - xi măng ở hiện trường

** Kết quả thí nghiệm mẫu đất trước và sau khi xử lý*

Kết quả thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất nền trước xử lý và sau xử lý 10 ngày được trình bày trong bảng 5.9.

Bảng 5.1. Kết quả xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất nền trước và sau xử lý

Thời điểm lấy mẫu	Độ ẩm	KL thể tích	KL thể tích khô	Hệ số rỗng	Hệ số nén lún	Góc ma sát trong	Lực dính kết
	w	γ	γ_c	e	a_{1-2}	φ	c
	%	g/cm^3	g/cm^3	-	cm^2/kG	độ	kG/cm^2
<i>Lớp 2: Sét pha, xám nâu, dẻo mềm (độ sâu mẫu 0,8-1,0m)</i>							
Trước xử lý	31,1	1,92	1,46	0,836	0,032	12°45'	0.161
Sau xử lý	28,9	1,94	1,51	0,781	0,031	13°11'	0.169
Sự thay đổi	-7,07%	1,04%	3,42%	-6,58%	-3,13%	5,30%	4,97%
<i>Lớp 3: Sét pha, xám ghi, dẻo chảy (độ sâu mẫu 1,8-2,0m)</i>							
Trước xử lý	33,5	1,88	1,41	0,901	0,035	10°15'	0,151
Sau xử lý	32,7	1,90	1,43	0,881	0,034	11°01'	0,157
Sự thay đổi	-2,39%	1,06%	1,42%	-2,22%	-2,86%	8,47%	3,97%
<i>Lớp 4: Cát pha lẫn vôi, xám đen, trạng thái dẻo, đôi chỗ kẹp cát mịn (độ sâu mẫu 3,4-3,6m)</i>							
Trước xử lý	32,3	1,88	1,42	0.880	0,035	10°15'	0,115
Sau xử lý	29,1	1,90	1,47	0,816	0,034	10°39'	0,133
Sự thay đổi	-9,91%	1,06%	3,52%	-7,27%	-2,86%	2,36%	15,65%

** Kết luận*

Từ bảng 5.9 nhận thấy, tác dụng nén chặt đất nền và gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc của cọc cát biển - xi măng được thể hiện khá rõ qua các chỉ tiêu như: độ ẩm giảm từ 2,39% (sét pha dẻo chảy) đến 9,91% (cát pha dẻo), khối lượng thể tích tăng từ 1,04% (sét pha dẻo chảy) đến 1,06% (cát pha dẻo), khối lượng thể tích khô tăng từ 1,42% (sét pha dẻo chảy) đến 3,52% (cát pha dẻo), hệ số rỗng giảm từ 2,22% (sét pha dẻo chảy) đến 7,27% (cát pha dẻo), hệ số nén lún giảm từ 2,86% (cát pha dẻo) đến 3,13% (sét pha dẻo mềm), góc ma sát trong tăng từ 2,36% (cát pha dẻo) đến 8,47% (sét pha dẻo chảy), lực dính tăng từ 3,97% (sét pha dẻo chảy) đến 15,65% (cát pha dẻo). Tác dụng nén chặt trong đất cát pha dẻo (lớp 4) cao nhất, tiếp đến là đất sét pha dẻo mềm (lớp 2), cuối cùng là đất sét pha dẻo chảy (lớp 3).

5.3.2.2. Nghiên cứu tác dụng nén chặt nền đất yếu bằng thí nghiệm xuyên động

* Phương pháp và trình tự các bước nghiên cứu

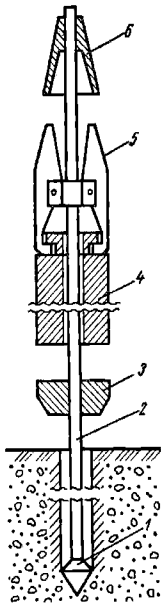
Phương pháp nghiên cứu là so sánh giá trị sức kháng xuyên động (DCP) của nền đất yếu trước và sau khi xử lý bằng cọc cát biển - xi măng. Quá trình triển khai thí nghiệm DCP tại hiện trường tuân thủ nghiêm ngặt các tiêu chuẩn kỹ thuật (TCXD 112:1984 và ASTM D6951/D6951M-18).

Trình tự các bước tiến hành như sau:

- 1) Thí nghiệm xuyên động nền đất yếu trước khi xử lý.
- 2) Thi công cọc cát biển - xi măng xử lý nền đất yếu.
- 3) Thí nghiệm xuyên động nền đất yếu sau khi đã xử lý.
- 4) So sánh giá trị sức kháng xuyên động của nền đất yếu trước và sau khi xử lý, từ đó đánh giá được tác dụng nén chặt nền và gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc.

* Thiết bị thí nghiệm

Thiết bị thí nghiệm (DCP) được sản xuất bởi hãng Tecnotest (Italy). Sơ đồ cấu tạo của thí nghiệm được biểu diễn trên hình 5.9.



Hình 5.9. Sơ đồ thiết bị thí nghiệm DCP

1. Mũi xuyên; 2. Cán xuyên; 3. Đe; 4. Búa
5. Cạp búa; 6. Bộ phận định vị

Các bộ phận cơ bản thiết bị thí nghiệm xuyên động bao gồm:

- *Mũi xuyên*: Là bộ phận rất quan trọng ảnh hưởng đến kết quả xuyên. Hiện nay, mũi xuyên được tiêu chuẩn hóa có đường kính đáy mũi 74mm, góc chóp nón 60 độ. Một số nước phương Tây sử dụng mũi xuyên có góc đỉnh 90 độ. Mũi xuyên được cấu tạo theo hai dạng: cấu trúc dương và cấu trúc âm. Mũi xuyên cấu trúc dương được cấu tạo đầu trên có ren để liên kết với cần xuyên. Mũi xuyên có cấu trúc âm không có bộ phận liên kết với cần. Khi xuyên hết chiều sâu thiết kế, cần xuyên được kéo lên và để mũi xuyên lại trong đất. Hình 3 là mũi xuyên động có góc đỉnh 90 độ.

- *Cần xuyên*: Thường có chiều dài 1.000 hay 1.500mm. Đường kính cần được chế tạo nhỏ hơn đường kính mũi xuyên từ 1,6 đến 2 lần để làm giảm ma sát giữa cần và đất. Cần và mũi xuyên được chế tạo bằng thép đặc biệt, không bị biến dạng khi xuyên.

- *Búa*: Là bộ phận đóng để đưa cần và mũi xuyên vào đất. Trọng lượng búa có thể khác nhau theo từng loại thiết bị và được chọn phù hợp với điều kiện đất nền. Búa có thể được đóng bằng thủ công hoặc thiết bị cơ khí.

- *Đe*: Khi búa rơi đập vào đe và truyền lực tác động của búa vào cần và mũi xuyên để đưa mũi xuyên vào đất. Đe cũng được chế tạo từ loại thép tốt để tránh hư hỏng khi búa đập liên tục trong quá trình xuyên.

* *Cách tiến hành thí nghiệm*

Trước khi tiến hành xuyên động phải lắp đặt thiết bị xuyên đúng vị trí thiết kế và kiểm tra toàn bộ thiết bị. Trong quá trình xuyên phải đóng liên tục, búa phải rơi tự do và đúng chiều cao quy định, độ nghiêng cần xuyên $\leq 2\%$, nhịp đập của búa 20 - 60 búa/phút, tốt nhất là 30 búa/phút. Quá trình xuyên được tiến hành liên tục đến độ sâu thiết kế hoặc khi tốc độ xuyên giảm rõ rệt, chỉ được ngừng xuyên để nối cần.

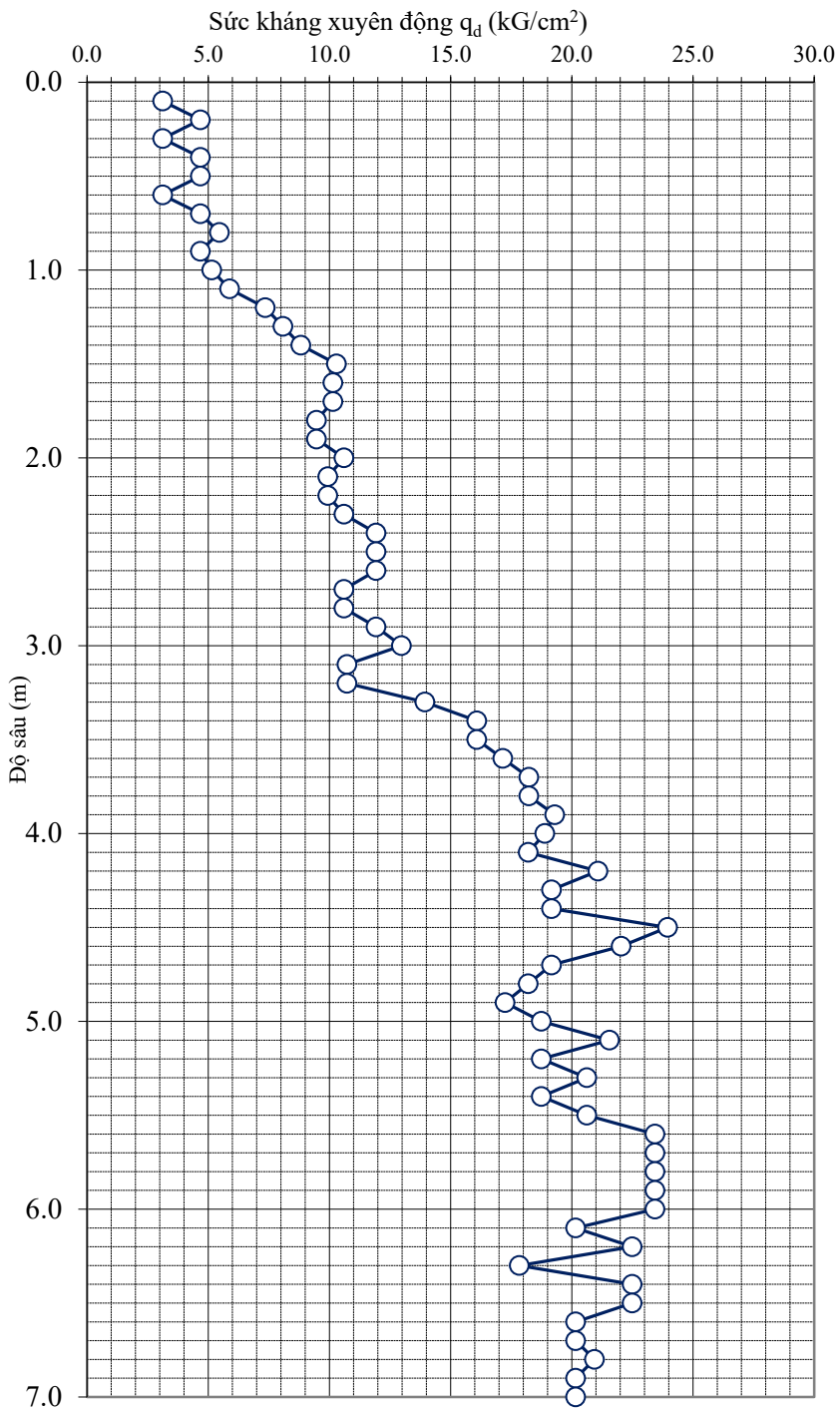
Trong quá trình thí nghiệm, tất cả số liệu thí nghiệm (số búa/10cm) được ghi lại và sau đó tính toán, phân tích để xác định sức kháng xuyên động (q_d). Sử dụng kết quả thí nghiệm trực tiếp tại hiện trường để xác định các thông số cần thiết như bảng 5.10 và biểu diễn bằng các biểu bảng.

Bảng 5.10. Các thông số của thí nghiệm DCP

STT	Các thông số	Ký hiệu	Đơn vị	Cách xác định
1	Độ sâu		m	Đo trực tiếp
2	Số đọc	n	búa	Đo trực tiếp
3	Số búa/10cm	N_1	búa	$N_1 = 10n/s$ (với $s = 10\text{cm}$)
4	Sức kháng hiệu chỉnh	N	búa	$N = N_1/(\alpha + \beta - 1)$
5	Sức kháng xuyên động	q_d	kG/cm^2	$q_d = \frac{k_m \cdot \Pi_o \Phi \cdot N}{s}$
<p>Trong đó:</p> <ul style="list-style-type: none"> - α là hệ số hiệu chỉnh ma sát - β là hệ số hiệu chỉnh trọng lượng cần - k_m là hệ số xét tới tổn thất năng lượng, phụ thuộc trọng lượng búa và cần - Π_o là hệ số xét đến ảnh hưởng của thiết bị được áp dụng (tính cho loại búa 10kg, chiều cao rơi búa 50cm) - Φ là hệ số xét đến ảnh hưởng của ma sát giữa cần và đất - A là diện tích mũi xuyên (cm^2). 				

** Kết quả thí nghiệm xuyên động trước khi xử lý nền*

Kết quả thí nghiệm trước khi xử lý nền được biểu diễn trên hình 5.10 và trong bảng 5.11.



Hình 5.10. Biểu đồ kết quả thí nghiệm DCP trước khi gia cố nền

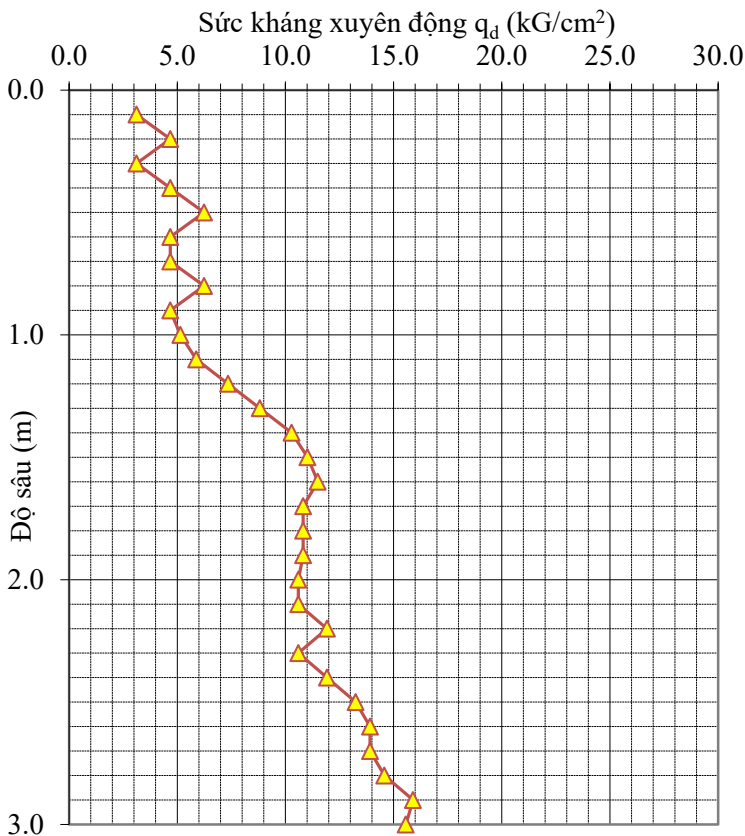
Bảng 5.11. Kết quả thí nghiệm xuyên động trước khi gia cố nền

Chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4
Sức kháng xuyên động	q_d	kG/cm^2	3,90	5,12	9,69	17,24
Mô đun tổng biến dạng (theo G. K. Bondaric)	E_o	kG/cm^2	12,05	15,83	29,94	53,26
Sức chịu tải quy ước (theo XH0Π II.15 - 74)	R_o	kG/cm^2	0,54	0,63	0,98	1,54

Từ bảng 5.11 cho thấy, các lớp đất 1, 2, 3 là các lớp có $E_o < 50\text{kG/cm}^2$, $R_o < 1,0 \text{ kG/cm}^2$. Do đó, công tác đánh giá hiệu quả gia cố nền chủ yếu tập trung trong các lớp đất này.

** Kết quả thí nghiệm xuyên động ngay sau khi xử lý nền*

Kết quả thí nghiệm xuyên động ngay sau khi gia cố nền được biểu diễn trên hình 5.11 và bảng 5.12.



Hình 5.11. Biểu đồ kết quả thí nghiệm DCP ngay sau khi gia cố nền

Bảng 5.12. Kết quả thí nghiệm xuyên động ngay sau khi xử lý nền

Chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3
Sức kháng xuyên động	q_d	kG/cm ²	3,90	5,61	10,72
Mô đun tổng biến dạng (Theo G. K. Bondaric)	E_o	kG/cm ²	12,05	17,34	33,13
Sức chịu tải quy ước (theo XH0Π II.15 - 74)	R_o	kG/cm ²	0,54	0,67	1,05

** Tác dụng nén chặt tức thời ngay sau khi xử lý nền*

Tác dụng nén chặt đất nền tức thời được đánh giá thông qua giá trị chỉ tiêu sức kháng xuyên động, mô đun tổng biến dạng và sức chịu tải quy ước của lớp đất 2 (sét pha dẻo mềm) và lớp đất 3 (sét pha, dẻo chảy) như trong bảng 5.13.

Bảng 5.13. Tác dụng nén chặt đất nền tức thời của cọc cát biển - xi măng - tro bay

Chỉ tiêu đánh giá	Lớp 2 (sét pha dẻo mềm)			Lớp 3 (sét pha dẻo chảy)		
	Trước xử lý	Ngay sau xử lý	Gia tăng	Trước xử lý	Ngay sau xử lý	Gia tăng
q_d (kG/cm ²)	5,12	5,61	9,50%	9,69	10,72	10,70%
E_o (kG/cm ²)	15,83	17,34	9,50%	29,94	33,13	10,70%
R_o (kG/cm ²)	0,63	0,67	5,80%	0,98	1,05	7,90%

Từ bảng 5 nhận thấy, cọc cát biển - xi măng - tro bay có tác dụng nén chặt đất tức thời, ngay sau khi xử lý nền, thể hiện rõ rệt thông qua các chỉ tiêu: sức kháng xuyên động q_d và mô đun tổng biến dạng E_o đều tăng 9,50% trong lớp 2, tăng 10,70% trong lớp 3; sức chịu tải quy ước tăng 5,80% trong lớp 2 và tăng 7,90% trong lớp 3.

5.3.2.3. Kết luận

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm ở hiện trường đã chỉ ra, sau khi xử lý nền bằng cọc cát biển - xi măng, các chỉ tiêu cơ lý đặc trưng cho quá trình nén chặt cơ học và gia tăng sức kháng cắt của đất yếu đã thay đổi theo hướng có lợi cho công tác xây dựng, theo đó, hệ số rỗng của đất giảm đến 7,27%, hệ số nén lún giảm đến 3,13%, góc ma sát

trong tăng đến 8,47%, lực dính kết tăng đến 15,65%; sức kháng xuyên động và mô đun tổng biến dạng tăng từ 5,8 - 10,70%.

Các kết quả nghiên cứu thực nghiệm đã làm sáng tỏ quá trình nén chặt cơ học nền đất và gia tăng sức kháng cắt của đất yếu xung quanh cọc, phù hợp với các kết quả nghiên cứu lý thuyết.

5.3.3. Xác định tác dụng cố kết thoát nước nền đất yếu của cọc cát biển - xi măng

Nghiên cứu lý thuyết đã chỉ ra, cọc cát biển - xi măng còn có tác dụng cố kết thoát nước đất nền do hỗn hợp vật liệu cát biển - xi măng khô hút nước trong đất yếu tạo thành vữa cát biển - xi măng và đông cứng thành cọc cát biển - xi măng.

5.3.3.1. Nghiên cứu bằng so sánh chỉ tiêu cơ lý của đất yếu trước và sau khi xử lý

Các chỉ tiêu cơ lý liên quan đến quá trình cố kết thoát nước của nền đất yếu bao gồm: độ ẩm, độ sệt, độ lỗ rỗng, hệ số rỗng, hệ số nén lún, góc ma sát trong và lực dính của đất.

** Phương pháp nghiên cứu*

- Lấy mẫu đất và thí nghiệm mẫu đất nền trước khi xử lý bằng cọc cát biển - xi măng,

- Tiến hành thi công cọc cát biển - xi măng tại hiện trường,

- Lấy mẫu đất và thí nghiệm mẫu đất nền sau khi xử lý bằng cọc cát biển - xi măng,

- So sánh giá trị chỉ tiêu cơ lý của đất nền trước và sau khi xử lý, từ đó đánh giá được tác dụng cố kết thoát nước của nền đất gia cố bằng cọc cát biển - xi măng.

** Các bước tiến hành*

Tương tự như trong mục 5.3.2, gồm: khoan khảo sát và lấy mẫu đất thí nghiệm trước khi thi công cọc, thi công cọc cát biển - xi măng, khoan lấy mẫu đất thí nghiệm sau khi thi công cọc, so sánh giá trị các chỉ tiêu cơ lý của đất nền trước và sau khi thi công cọc.

** Kết quả nghiên cứu*

Kết quả thí nghiệm mẫu đất nền liên quan đến quá trình cố kết thoát nước của nền đất trước khi xử lý được cho trong bảng 5.14.

Bảng 5.14. Giá trị chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất nền liên quan đến quá trình cố kết trước khi xử lý

<i>TT</i>	<i>Chỉ tiêu, đơn vị</i>	<i>Lớp 2</i>	<i>Lớp 3</i>	<i>Lớp 4</i>
1	Độ ẩm (w) %	31,1	33,5	32,3
2	Độ sệt (B)	0,67	0,78	0,86
3	Độ lỗ rỗng (n) %	45,5	47,4	46,2
4	Hệ số rỗng (e)	0,836	0,901	0,880
5	Hệ số nén lún (a), cm ² /kG	0,032	0,035	0,035
6	Góc ma sát trong (φ), độ	12°45'	10°15'	10°15'
7	Lực dính kết (c), kG/cm ²	0,161	0,151	0,115

Kết quả thí nghiệm mẫu đất nền liên quan đến quá trình cố kết thoát nước của nền đất sau khi xử lý 10 ngày được cho trong bảng 5.15.

Bảng 5.15. Giá trị chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất nền liên quan đến quá trình cố kết sau khi xử lý 10 ngày

<i>TT</i>	<i>Chỉ tiêu, đơn vị</i>	<i>Lớp 2</i>	<i>Lớp 3</i>	<i>Lớp 4</i>
1	Độ ẩm (w) %	28,9	32,7	29,1
2	Độ sệt (B)	0,56	0,74	0,83
3	Độ lỗ rỗng (n) %	43,9	46,8	44,9
4	Hệ số rỗng (e)	0,781	0,881	0,816
5	Hệ số nén lún (a), cm ² /kG	0,031	0,034	0,034
6	Góc ma sát trong (φ), độ	13°11'	11°01'	10°39'
7	Lực dính kết (c), kG/cm ²	0,169	0,157	0,133

** Đánh giá tác dụng cố kết thoát nước của cọc cát biển - xi măng*

So sánh các giá trị chỉ tiêu cơ lý liên quan đến quá trình cố kết thoát nước của đất nền trước và sau khi xử lý 10 ngày được cho trong bảng 5.16.

Bảng 5.16. Kết quả so sánh các chỉ tiêu cơ lý liên quan đến quá trình cố kết của đất nền trước và sau xử lý 10 ngày

Thời điểm lấy mẫu	Độ ẩm	Độ lỗ rỗng	Độ sệt	Hệ số rỗng	Hệ số nén lún	Góc ma sát trong	Lực dính kết
	w	n	B	e	a_{1-2}	φ	c
	%	%	-	-	cm ² /kg	Độ	kg/cm ²
<i>Lớp 2: Sét pha, xám nâu, dẻo mềm (độ sâu mẫu 0,8 - 1,0m)</i>							
Trước xử lý	31,1	45,5	0,67	0,836	0,032	12°45'	0,161
Sau xử lý 10 ngày	28,9	43,9	0,56	0,781	0,031	13°11'	0,169
Sự thay đổi	-7,07%	-3,48%	-16,4%	-6,58%	-3,13%	5,30%	4,97%
<i>Lớp 3: Sét pha, xám ghi, dẻo chảy (độ sâu mẫu 1,8 - 2,0m)</i>							
Trước xử lý	33,5	47,4	0,78	0,901	0,035	10°15'	0,151
Sau xử lý 10 ngày	32,7	46,8	0,74	0,881	0,034	11°01'	0,157
Sự thay đổi	-2,39%	-1,26%	-5,12%	-2,22%	-2,86%	8,47%	3,97%
<i>Lớp 4: Cát pha lẫn vôi, xám đen, trạng thái dẻo, đôi chỗ kẹp cát mịn (độ sâu mẫu 3,4 - 3,6m)</i>							
Trước xử lý	32,3	46,2	0,86	0,880	0,035	10°15'	0,115
Sau xử lý 10 ngày	29,1	44,9	0,83	0,816	0,034	10°39'	0,133
Sự thay đổi	-9,91%	-2,81%	-3,48%	-7,27%	-2,86%	2,36%	15,65%

Từ bảng 5.16 cho thấy, tác dụng cố kết thoát nước đất nền của cọc cát biển - xi măng sau khi xử lý nền là khá rõ rệt thông qua các chỉ tiêu: độ ẩm giảm từ 2,39% (lớp 3) đến 9,91% (lớp 4), độ lỗ rỗng giảm từ 1,26% (lớp 3) đến 3,48% (lớp 2), độ sệt giảm từ 3,48% (lớp 4) đến 16,4% (lớp 2), hệ số rỗng giảm từ 2,22% (lớp 3) đến 7,27% (lớp 4), hệ số nén lún giảm từ 2,86% (lớp 3, 4) đến 3,13% (lớp 2), góc ma sát trong tăng từ 2,36% (lớp 4) đến 8,47% (lớp 3), lực dính kết tăng từ 3,97% (lớp 3) đến 15,65% (lớp 4).

5.3.3.2. Nghiên cứu bằng thí nghiệm xuyên động đất nền

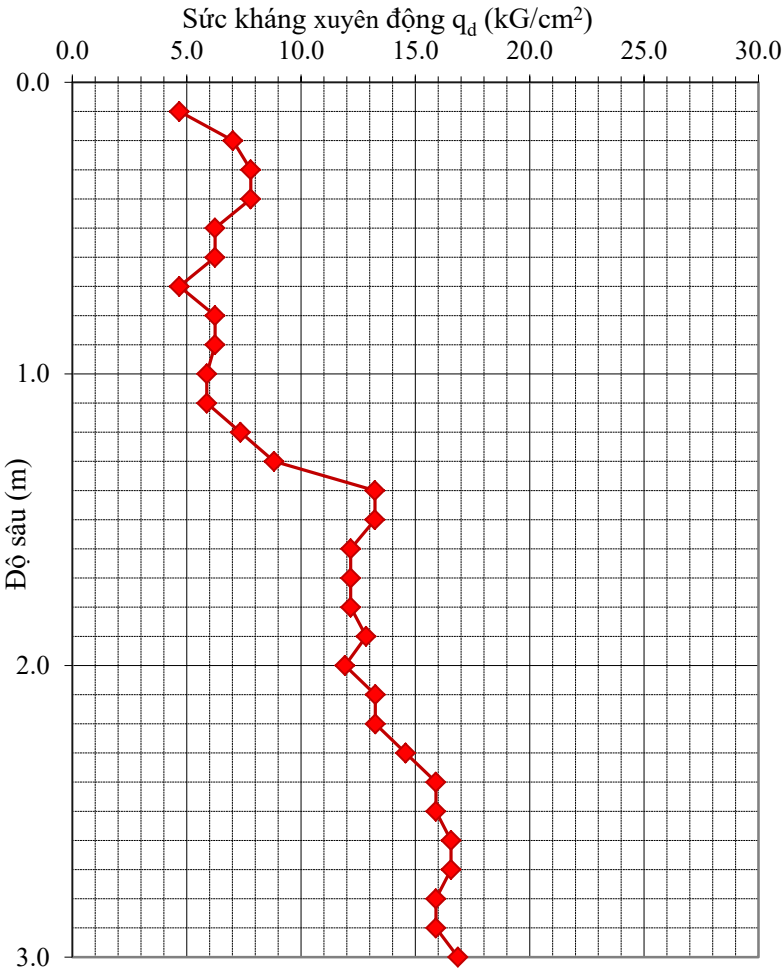
* Phương pháp và nội dung thí nghiệm

Phương pháp và nội dung nghiên cứu tương tự như trong mục 5.3.2.2

* Kết quả thí nghiệm

- Tại vị trí nhóm cọc có hàm lượng xi măng 5%

Tại vị trí nhóm cọc có hàm lượng xi măng 5%, kết quả thí nghiệm xuyên động được tiến hành sau 10 ngày xử lý bằng cọc cát biển - xi măng được biểu diễn trên hình 5.12 và bảng 5.17.



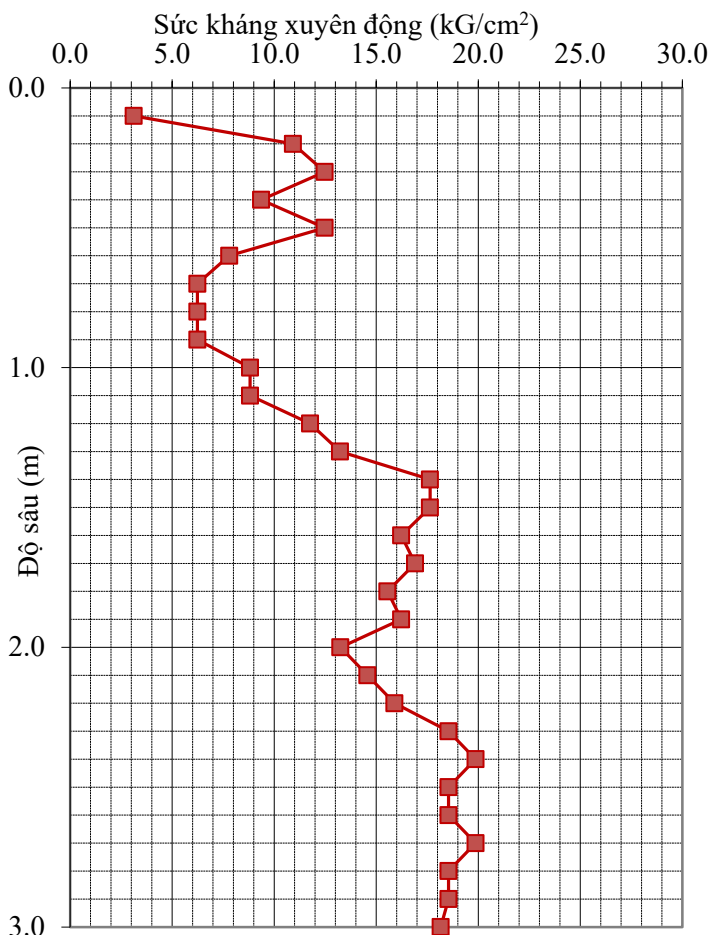
Hình 5.12. Biểu đồ kết quả thí nghiệm DCP sau 10 ngày xử lý (5% xi măng)

Bảng 5.17. Kết quả thí nghiệm DCP sau 10 ngày xử lý (5% xi măng)

Chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3
Sức kháng xuyên động	q_d	kG/cm ²	6.83	6.09	12.31
Mô đun tổng biến dạng (Theo G. K. Bondaric)	E_o	kG/cm ²	21.09	18.83	38.03
Sức chịu tải quy ước (Theo ChuII.15 - 74)	R_o	kG/cm ²	0.76	0.71	1.17

- Tại vị trí nhóm cọc có hàm lượng xi măng 15%

Tại vị trí nhóm cọc có hàm lượng xi măng 15%, kết quả thí nghiệm xuyên động được tiến hành sau 10 ngày xử lý bằng cọc cát biển - xi măng được biểu diễn trên hình 5.13 và bảng 5.18.



Hình 5.13. Biểu đồ kết quả thí nghiệm sau 10 ngày xử lý (cọc 15% xi măng)

Bảng 5.18. Kết quả thí nghiệm DCP sau 10 ngày xử lý (cọc 15% xi măng)

Chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3
Sức kháng xuyên động	q_d	kG/cm ²	8.97	8.55	15.71
Mô đun tổng biến dạng (Theo G. K. Bondaric)	E_o	kG/cm ²	27.72	26.42	48.56
Sức chịu tải quy ước (Theo CHuII II.15 - 74)	R_o	kG/cm ²	0.92	0.89	1.43

** Đánh giá tác dụng cố kết đất nền sau khi xử lý (thi công cọc) 10 ngày
- Trong nhóm cọc có hàm lượng xi măng 5%*

Giá trị sức kháng xuyên động của đất nền trước khi xử lý và sau khi xử lý 10 ngày trong nhóm cọc có hàm lượng xi măng 5% được cho trong bảng 5.19.

Bảng 5.19. Đánh giá tác dụng cố kết thoát nước của nhóm cọc có 5% xi măng

Chỉ tiêu đánh giá	Lớp 2			Lớp 3		
	<i>Trước xử lý</i>	<i>Sau xử lý 10 ngày</i>	<i>Gia tăng</i>	<i>Trước xử lý</i>	<i>Sau xử lý 10 ngày</i>	<i>Gia tăng</i>
q_d (kG/cm ²)	5,12	6,09	18,9%	9,69	12,31	27,0%
E_o (kG/cm ²)	15,83	18,83	18,9%	29,94	38,03	27,0%
R_o (kG/cm ²)	0,63	0,71	11,5%	0,98	1,17	20,1%

Từ bảng 5.19 cho thấy, sau thời gian 10 ngày xử lý với hàm lượng xi măng 5%, cọc cát biến - xi măng đã có tác dụng rõ rệt đến quá trình cố kết thoát nước của nền đất, thể hiện ở chỗ: sức kháng xuyên động q_d và mô đun tổng biến dạng E_o tăng 18,9% trong lớp 2, và tăng 27,0% trong lớp 3; sức chịu tải quy ước tăng 11,5% ở lớp 2 và 20,1% trong lớp 3.

- Trong nhóm cọc có hàm lượng xi măng 15%

Giá trị sức kháng xuyên động của đất nền trước khi xử lý và sau khi xử lý 10 ngày trong nhóm cọc có hàm lượng xi măng 15% được cho trong bảng 5.20.

Bảng 5.20. Đánh giá tác dụng cố kết trong nhóm cọc có xi măng 15%

Chỉ tiêu đánh giá	Lớp 2			Lớp 3		
	<i>Trước xử lý</i>	<i>Sau xử lý 10 ngày</i>	<i>Gia tăng</i>	<i>Trước xử lý</i>	<i>Sau xử lý 10 ngày</i>	<i>Gia tăng</i>
q_d (kG/cm ²)	5,12	8,55	66,8%	9,69	15,71	62,2%
E_o (kG/cm ²)	15,83	26,42	66,8%	29,94	48,56	62,2%
R_o (kG/cm ²)	0,63	0,89	40,5%	0,98	1,43	46,3%

Từ bảng 5.20 cho thấy, sau thời gian 10 ngày xử lý nền với hàm lượng xi măng 15%, cọc cát biển - xi măng đã có tác dụng rõ rệt đến quá trình cố kết thoát nước của nền đất, thể hiện ở chỗ: sức kháng xuyên động q_d và mô đun tổng biến dạng E_o của lớp 2 tăng 66,8%, lớp 3 tăng 62,2%; sức chịu tải quy ước tăng 40,5% ở lớp 2 và 46,3% trong lớp 3.

5.3.3.3. Kết luận

Các kết quả thực nghiệm ở hiện trường đã chỉ ra, cọc cát biển - xi măng có tác dụng cố kết thoát nước nền đất yếu rõ rệt, thể hiện ở chỗ: sau khi xử lý nền, tất cả các chỉ tiêu liên quan đến độ ẩm của các lớp đất đều giảm, các chỉ tiêu liên quan đến cường độ của đất đều tăng. Ngoài ra, ảnh hưởng của hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc đến quá trình cố kết cũng rất rõ ràng: cùng thời gian 10 ngày sau xử lý, tại nhóm cọc có hàm lượng xi măng 5%, giá trị chỉ tiêu sức kháng xuyên động của lớp đất 2 là 6,09kG/cm², của lớp 3 là 12,31kG/cm², trong khi đó, tại nhóm cọc có hàm lượng xi măng 15%, giá trị chỉ tiêu sức kháng xuyên động của lớp đất 2 là 8,55kG/cm² (lớn hơn 2,46kG/cm²) và của lớp 3 là 15,71kG/cm² (lớn hơn 3,4kG/cm²).

Hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu càng lớn thì cường độ cọc và cường độ của đất nền sau xử lý càng cao làm cho sức chịu tải của hệ nền - cọc sau xử lý càng lớn. Tuy nhiên, cần lựa chọn hàm lượng xi măng thích hợp để vừa giải quyết được bài toán ổn định công trình nhưng cũng vừa giải quyết được bài toán giảm giá thành xây dựng.

5.3.4. Thực nghiệm mô hình vật lý thu nhỏ cọc cát biển - xi măng

Mô hình vật lý là một bản sao vật lý nhỏ hơn hoặc lớn hơn của một đối tượng. Việc sử dụng mô hình vật lý cho phép hình dung hay quan sát các mối quan hệ bên trong cấu trúc hoặc bên ngoài của cấu trúc với môi trường.

5.3.4.1. Mục đích và cơ sở thiết kế mô hình

Mục đích của thí nghiệm mô hình vật lý thu nhỏ là xem xét ứng xử cơ học cơ bản của cọc cát biển - xi măng với nền đất yếu về ứng suất và biến dạng.

Việc thiết kế mô hình vật lý thu nhỏ cần phù hợp với mô hình thực tế. Cơ sở để thiết kế mô hình vật lý thu nhỏ, bao gồm:

- Cấu trúc nền đất yếu khu vực nghiên cứu (lấy ví dụ vùng ven biển Bắc Bộ là kiểu II, dạng b, theo đó, đất yếu nằm trên, phía dưới đất yếu là đất cát trạng thái chặt).

- Vật liệu chế tạo mô hình phù hợp với thực tế (lấy đất sét yếu nhiễm mặn và cát biển ở vùng ven biển Hải Phòng).

- Cọc thiết kế phù hợp với điều kiện thực tế thi công với đường kính cọc dự kiến bằng 0,4m.

- Tỷ lệ mô hình: do mục đích của mô hình chủ yếu là để quan sát và giải thích ứng xử cơ học của các yếu tố nền đất yếu, cọc cát biển - xi măng, nền đường đắp và lớp đất tốt, cho nên tỷ lệ của mô hình được chọn bằng 1:10 sẽ là hợp lý.

- Kích thước mô hình: theo hầu hết các nghiên cứu trên thế giới, mô hình vật lý xem xét kích thước 1 cọc đơn và nhóm 4 cọc. Trong mô hình nhóm 4 cọc, khoảng cách giữa các cọc thường được xem xét từ 2,5D đến 4,5D với D là đường kính cọc.

5.3.4.2. Trình tự xây dựng mô hình

Bước 1. Chuẩn bị đất:

Đất sét nhiễm mặn ven biển Hải Phòng, được ngâm trong nước để đạt được bão hòa trong 2 tuần. Đáy thùng thí nghiệm được rải 1 lớp

cát đầm chặt với chiều dày 20cm. Đất sét bão hòa nước được đổ vào thùng chứa theo từng lớp dày 20cm. Sau đó, đất được cố kết với hai mặt thoát nước dưới áp lực 20kPa. Quá trình cố kết kéo dài trong bốn tuần cho đến khi nước trong lỗ rỗng không còn thoát ra ngoài theo đường van xả của mô hình. Thành phần hạt và tính chất cơ lý của đất sét yếu trước khi tiến hành thí nghiệm được trình bày trong bảng 5.21 và bảng 5.22.

Bảng 5.21. Thành phần hạt của đất sét yếu

STT	Ký hiệu mẫu HT	Độ sâu lấy mẫu từ ...đến... m	Phân tích thành phần hạt, %-mm (ASTM D442)								
			Cuội	Sỏi		Cát			Bụi	Sét	
				Hạt to	Hạt nhỏ	Hạt to	Hạt trung bình	Hạt nhỏ			
			>75,0	75,0-19,0	19,00-4,75	4,75-2,00	2,00-0,425	0,425-0,08	0,075-0,02	0,02-0,01	<0,005
1	M1	2,0-8,0					3,4	15,7	35,0	11,7	34,2

Bảng 5.22. Tính chất cơ lý của đất sét yếu

Đặc trưng	Đơn vị	Giá trị
Độ ẩm	%	45,01
Hàm lượng hạt sét	%	30,57
Giới hạn chảy	%	49,22
Giới hạn dẻo	%	32,30
Độ sệt	-	0,75
Trọng lượng thể tích	kN/m ³	16
Trọng lượng riêng hạt	kN/m ³	26,8
Hệ số rỗng	-	1,39
Độ rỗng	%	58,21
Sức chống cắt không thoát nước (Su)	kPa	23,51
Góc ma sát trong	độ	4 °34'
Cường độ lục dính	kPa	19,0

Bước 2. Tạo lỗ và thi công cọc cát biển - xi măng:

Do mục đích chính của mô hình là xem xét ứng xử cơ học của cọc cát biển - xi măng với nền đất yếu về ứng suất và biến dạng và kích

thước mô hình nhỏ, rất khó kiểm chứng sự thay đổi độ ẩm của đất yếu nên nhóm nghiên cứu sử dụng phương pháp trộn ướt tạo vữa cát biển - xi măng trước rồi đưa vào lỗ cọc (hình 5.14).

Lỗ cọc được tạo ra nhờ ống thép inox có đường kính ngoài 40mm, ấn xuống đất thông qua bộ giá gỗ nhằm đảm bảo độ thẳng đứng và chiều sâu 400mm với khoảng cách đều giữa các cọc. Khi đến cao độ thiết kế mũi cọc, xoay ống để cắt đất. Ống inox được rút lên tạo ra lỗ cọc có đường kính 40mm.



a. Tạo lỗ cọc

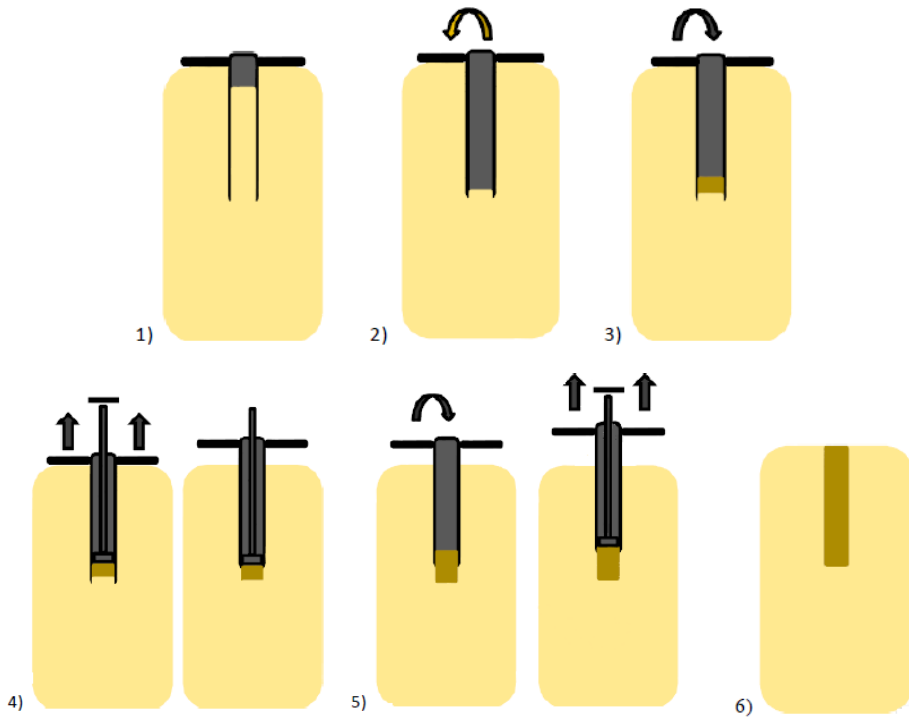


b. Trộn hỗn hợp cát biển - xi măng

Hình 5.14. Tạo lỗ và trộn cát biển - xi măng

Để phù hợp với nghiên cứu thực nghiệm ở trong phòng, hỗn hợp cát biển - xi măng trộn ướt với các hàm lượng: xi măng/cát biển = 15%, nước/xi măng = 1,75, đảm bảo cường độ kháng nén của cọc sau khi đông cứng 7 ngày đạt 1,66MPa. Thành phần cấp phối được trình bày như trong bảng 5.6. Hỗn hợp cát biển - xi măng được nhào trộn bằng máy trộn vữa, trộn khô trong 2 phút, sau đó thêm nước và tiếp tục trộn chậm trong 2 phút, tiếp theo nghỉ 15 giây và kết thúc bằng cách trộn nhanh trong 1 phút.

Sau khi tạo lỗ và chuẩn bị xong hỗn hợp cát biển - xi măng, hỗn hợp được đổ vào lỗ cọc, dùng thiết bị đĩa tròn đường kính 38mm để nén chặt cọc. Ống thép được rút dần lên trong quá trình thi công (hình 5.15). Cọc được lưu trạng thái tĩnh 24 giờ, sau đó phủ lớp cát phía trên dày 10cm. Để phục vụ cho công tác so sánh hiệu quả của cọc, 1 cọc đơn và nhóm 4 cọc với khoảng cách giữa các tim cọc là 3D, các cọc được bảo dưỡng trong 28 ngày chờ đông cứng trước khi tiến hành thí nghiệm gia tải.



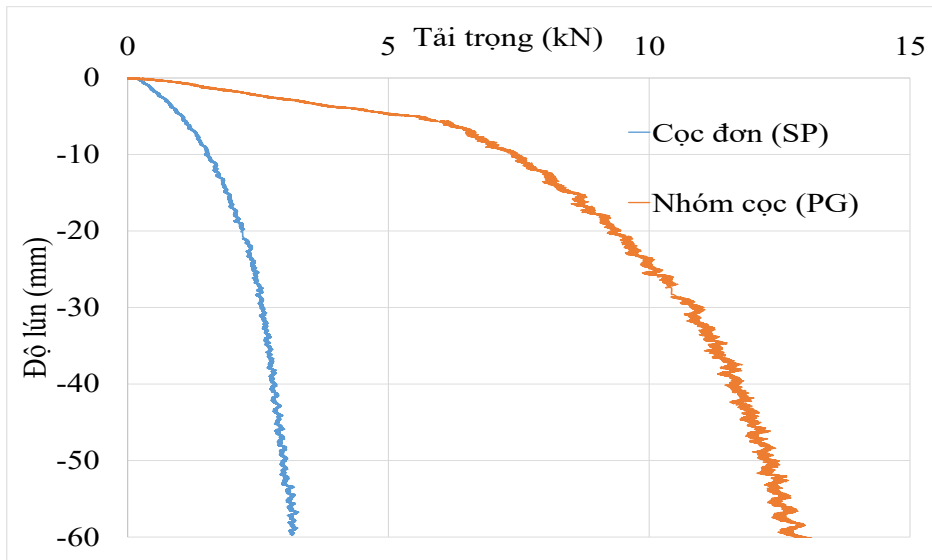
Hình 5.15. Trình tự tạo lỗ và thi công cọc cát biển - xi măng

Bước 3. Lắp đặt hệ thống gia tải, đo chuyển vị

Sau khi cọc đông cứng được 7 ngày, đảm bảo cường độ kháng nén đạt 1,66MPa, bố trí thiết bị gia tải và chuyển vị (lún). Hai thiết bị đo chuyển vị được gắn chặt trên thành thùng đất, và đo chuyển vị trên tấm thép đặt trên 4 cọc. Việc tăng tải được thực hiện nhờ hệ thống kích cố định trên hệ dầm thép. Kết quả đo lún tương ứng với mỗi cấp gia tải được lưu liên tục nhờ một máy tính.

5.3.4.3. Kết quả thực nghiệm mô hình vật lý thu nhỏ cọc cát biển - xi măng

Kết quả nghiên cứu quan hệ giữa độ lún và tải trọng trong trường hợp nén đơn cọc và nhóm 4 cọc được thể hiện trong hình 5.16.



Hình 5.16. Quan hệ giữa độ lún và tải trọng với cọc đơn (SP) và nhóm cọc (PG)

Từ hình 5.16 cho thấy, quan hệ giữa độ lún và tải trọng có ba giai đoạn: giai đoạn 1 là giai đoạn tuyến tính hay giai đoạn nén chặt; giai đoạn 2, quan hệ giữa độ lún và tải trọng không còn là tuyến tính, dưới mép đáy móng bắt đầu xuất hiện vùng biến dạng dẻo, trong đó hình thành các mặt trượt, đất bắt đầu bị phá hoại; giai đoạn 3, chuyển vị tăng nhanh trước khi bị phá hoại.

So với trường hợp cọc đơn, các giai đoạn làm việc trong trường hợp nhóm cọc kéo dài hơn, sức chịu tải cũng tăng khoảng 4 lần, cho thấy hiệu quả của việc sử dụng nhóm cọc trong xử lý nền đất yếu.

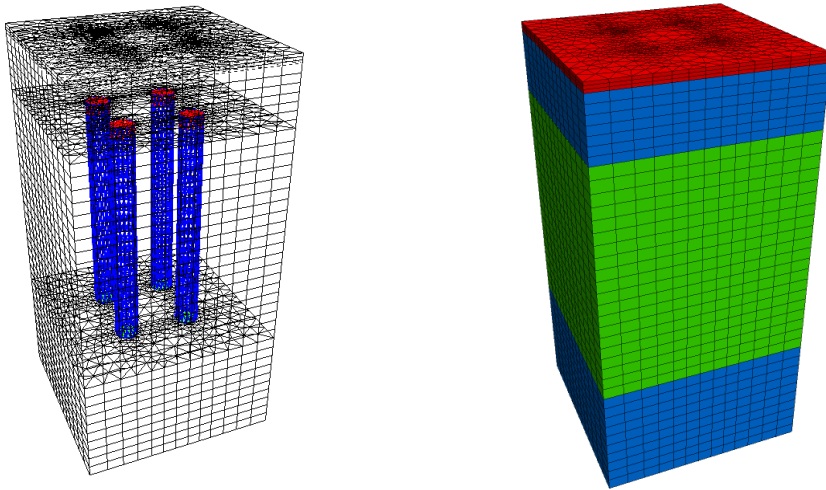
5.4. MÔ HÌNH SỐ MÔ PHÒNG CỌC CÁT BIỂN - XI MĂNG

5.4.1. Xây dựng mô hình số

Trong các nghiên cứu mô hình số, nghiên cứu nhằm phát triển mô hình vật liệu là hết sức quan trọng, sao cho ứng xử từ mô hình vật liệu sẽ tiệm cận gần giống nhất với ứng xử thực tế của vật liệu. Thông thường, các mô hình vật liệu được xây dựng chủ yếu dựa trên biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng trong phòng thí nghiệm.

Mô hình được xây dựng bằng phần mềm FLAC3D, dựa trên lời giải của phương pháp sai phân hữu hạn. Mô hình số 3D dựng lại thí

nghiệm mô hình vật lý thu nhỏ đã được tiến hành ở trên gồm: lớp đất sét yếu dày 0,4m nằm trên lớp cát biển dày 0,2m, đất yếu được xử lý bằng cọc cát biển - xi măng dài 0,4m, bên trên lớp đất sét yếu là lớp cát truyền lực dày 0,1m và trên cùng là bản thép dày 1,5cm (với mục đích gia tải trên khối đắp). Mô hình 4 cọc cứng, được bố trí theo lưới hình vuông với đường kính cọc $d_c = 4\text{cm}$, khoảng cách giữa các cọc $s = 12\text{cm}$, điều này cho phép xem xét ảnh hưởng của nhóm cọc cứng và hiệu ứng vòm phía trên đầu các cọc trong lớp cát đệm. Các phần tử khối đa diện được sử dụng và được liên kết với nhau tại các nút, tạo thành lưới. Nền đất, cọc, lớp đệm cát và bản móng đều sử dụng các phần tử khối, cho phép quan sát ứng suất và chuyển vị của nền đất và cọc. Tuy nhiên, để thuận tiện cho việc quan sát các thành phần nội lực của cọc cứng như mô men, lực dọc, lực cắt phần tử dầm được đưa vào tim của cọc. Lưới của mô hình được thể hiện như ở hình 5.17.



Hình 5.17. Hình học và chia lưới mô phỏng nhóm cọc

Trong các phân tích, khối đắp bên trên và lớp đất cát phía dưới được mô hình hóa bằng mô hình đàn hồi tuyến tính, dẻo tuyệt đối kết hợp với tiêu chí phá hủy Mohr-Coulomb. Đất yếu được mô phỏng bằng mô hình Camclay cải tiến, các cọc cát biển - xi măng cứng, tấm thép được mô phỏng bằng mô hình đàn hồi tuyến tính. Sự tương tác giữa cọc và đất, tấm móng và khối đắp được xem xét thông qua các

mặt phẳng tiếp xúc *interfaces*. Các thông số của mô hình vật liệu được xác định dựa vào kết quả thí nghiệm trong phòng và các công thức thực nghiệm, chỉ dẫn trong các nghiên cứu trước đây trên thế giới (bảng 5.23).

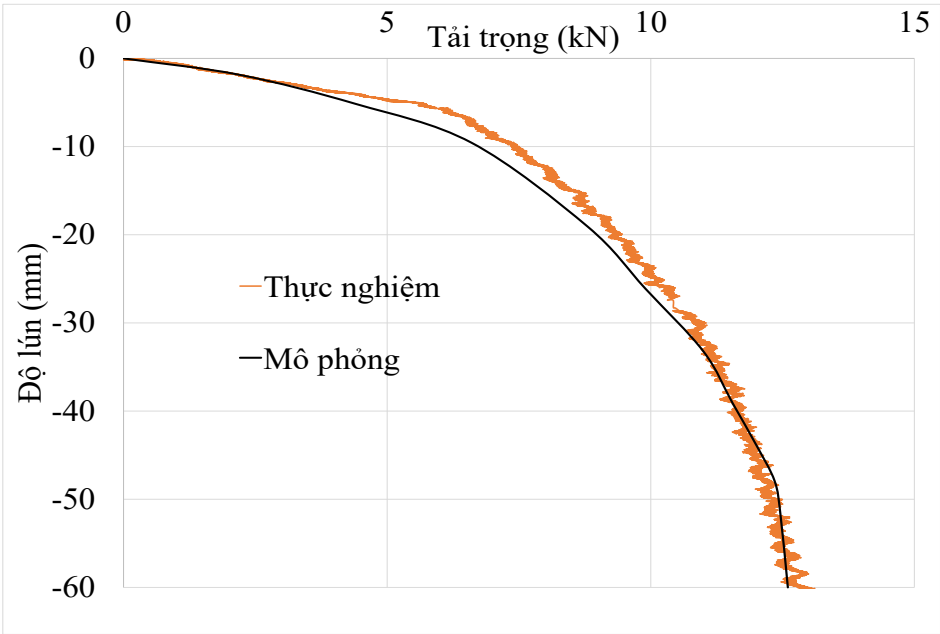
Bảng 5.23. Các thông số của mô hình vật liệu được sử dụng trong tính toán mô phỏng

Vật liệu	Mô hình	Các thông số của mô hình
Đất cát	MC	$E = 20\text{MPa}$, $\nu = 0.3$, $\varphi = 13^\circ 58'$, $c = 5,4\text{kPa}$, $\gamma = 18,8\text{kN/m}^3$
Đất sét yếu	MCC	$\lambda = 0,4$, $\kappa = 0,02$, $M = 1,244$, $\nu = 2,392$, $p_c = 220\text{kPa}$, $\gamma = 17,5\text{kN/m}^3$
Tầng chịu lực	MC	$E = 20\text{MPa}$, $\nu = 0,3$, $\gamma = 19\text{kN/m}^3$, $\varphi = 33^\circ$, $c = 1,5\text{kPa}$
Cọc cứng	Đàn hồi	$E = 2\text{GPa}$, $\nu = 0.2$, $\gamma = 25\text{kN/m}^3$
Tấm móng	Đàn hồi	$E = 24\text{GPa}$, $\nu = 0.2$, $\gamma = 25\text{kN/m}^3$
Tương tác	Đất yếu - cọc	$k_s = k_n = 1 \times 10^8 \text{ kN/m/m}$, $\varphi = 22^\circ$, $k_c = 2\text{kPa}$
	Cát - cọc	$k_s = k_n = 1 \times 10^8 \text{ kN/m/m}$, $\varphi = 22^\circ$, $c = 10\text{kPa}$

5.4.2. Kết quả mô hình hóa

5.4.2.1. Độ lún của khối đắp

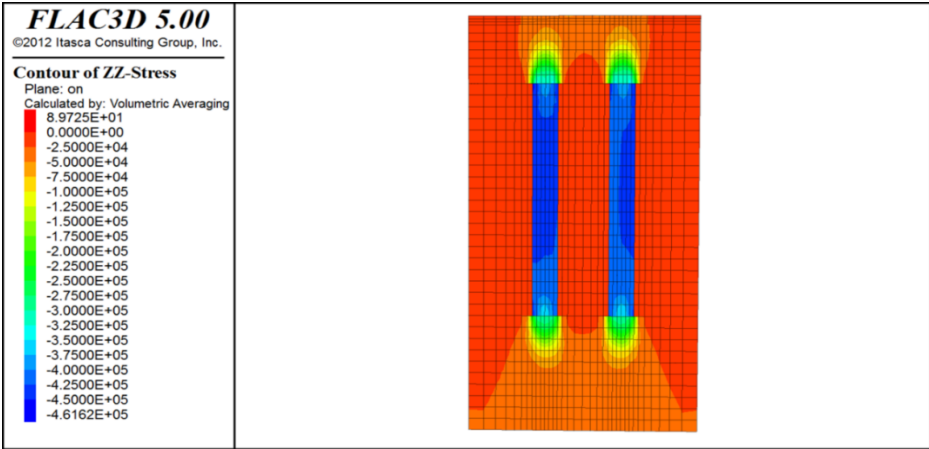
Tương tự như kết quả thu được từ thực nghiệm mô hình vật lý thu nhỏ, biểu đồ quan hệ giữa độ lún của tấm thép và tải trọng (hình 5.18) cho thấy, ứng xử của hệ nền cọc - đất yếu dường như tuyến tính khi tải trọng tác dụng lên bản móng nhỏ hơn 6,5kN, sau đó ứng xử dẻo xuất hiện khi tải trọng lớn hơn 6,5kN và nhỏ hơn 12,4kN, khi tải trọng lớn hơn 12,4kN xuất hiện ứng xử chảy hoàn toàn, tại đó tải trọng hầu như không tăng nhưng biến dạng tiếp tục tăng lên. Kết quả mô hình mô phỏng số 3D khá trùng khớp với kết quả thí nghiệm mô hình vật lý thu nhỏ, làm cơ sở cho tính toán, dự báo ứng xử nhóm cọc cho mặt cắt và kích thước thực tế của cọc.



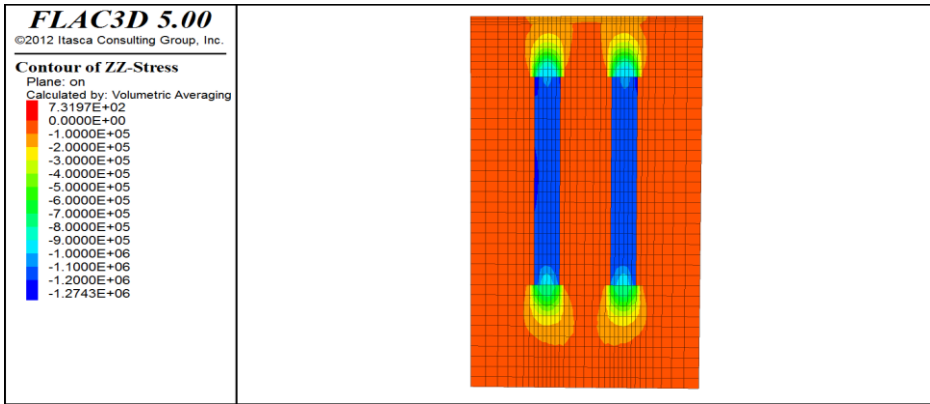
Hình 5.18. Quan hệ giữa độ lún - tải trọng thực nghiệm và mô phỏng

5.4.2.2. Ứng suất trong lớp truyền lực - cọc - đất yếu

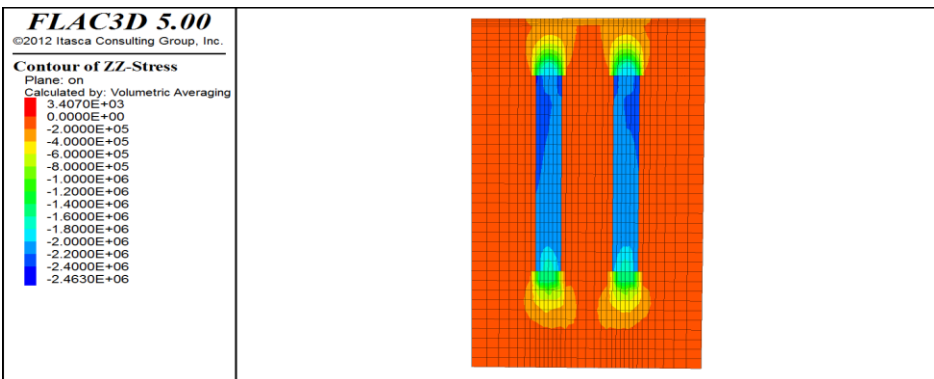
Nhờ sự khác biệt đáng kể về độ cứng giữa cọc và đất yếu và vật liệu lớp truyền lực phía bên trên cọc cứng - đất yếu, ứng suất truyền xuống đầu cọc lớn hơn nhiều lần ứng suất truyền xuống nền đất yếu (hình 5.19), do đó làm giảm độ lún của nền đắp và nền đất yếu. Ngoài ra, hình 5.19 a, b, c cũng cho thấy, khi tải trọng trên tấm móng tăng lên thì ứng suất tác dụng lên đầu cọc cũng tăng lên rõ rệt. Tương ứng với các cấp tải trọng $P = 2,6\text{kN}$ và 15kN , giá trị ứng suất tác dụng lên đầu cọc bằng $3,5 \times 10^5$, 9×10^5 và $18 \times 10^5 \text{Pa}$.



a) $P = 2kN$



b) $P = 6kN$



c) $P = 14kN$

Hình 5.19. Ứng suất truyền trong khối đắp - cọc - nền đất yếu

5.5. TÍNH TOÁN NỀN ĐẤT YẾU XỬ LÝ BẰNG CỌC CÁT BIỂN - XI MĂNG

5.5.1. Cơ sở khoa học đề xuất phương pháp tính toán

Công nghệ xử lý nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng được phát triển trên cơ sở công nghệ cọc cát và công nghệ cọc đất - xi măng. Công nghệ cọc cát, về bản chất là công nghệ cải tạo nền, còn công nghệ cọc đất - xi măng là công nghệ gia cố nền. Vì vậy, việc tính toán sức chịu tải và độ lún của nền đất yếu xử lý bằng cọc cát biển - xi măng có thể vận dụng phương pháp tính toán như đối với trường hợp cải tạo nền (cọc cát) và trường hợp gia cố nền (cọc đất - xi măng).

5.5.1.1. Tính toán theo trường hợp cải tạo nền (như cọc cát)

Công nghệ cọc cát cải tạo nền đất yếu có tác dụng chủ yếu là nén chặt cơ học và cố kết thoát nước của đất nền, nghĩa là cọc cát sẽ chiếm thể tích lỗ rỗng của đất nền và làm cho nước ở trong nền thoát nhanh ra ngoài, kết quả là nền đất yếu được nén chặt, các tính chất cơ lý của đất nền sẽ thay đổi theo hướng có lợi cho công tác xây dựng. Công nghệ cọc cát biển - xi măng tương tự công nghệ cọc cát vì cũng có tác dụng nén chặt và thoát nước cố kết đất nền. Như vậy, sau khi xử lý nền đất yếu bằng cọc cát hoặc cọc cát biển - xi măng, đất nền có thể xem là một nền đất mới, có thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý mới. Vì vậy, việc tính toán sức chịu tải và độ lún của nền được xem như đối với nền tự nhiên. Rõ ràng là, trước khi xử lý, nền đất yếu có thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý không đáp ứng được yêu cầu xây dựng, sau khi xử lý, các tính chất cơ lý của nền đất đã được cải thiện đáng kể theo hướng thuận lợi cho xây dựng. Tuy nhiên, cần lưu ý rằng, sau khi cải tạo bằng cọc cát, nền đất không thay đổi nhiều về bản chất do cát đưa vào nền và đất nền sau xử lý có thể coi là môi trường tương đối đồng nhất, còn sau khi xử lý bằng cọc cát biển - xi măng, trong nền sẽ tạo ra các cọc cát biển - xi măng, có cường độ cao hơn nhiều cường độ đất nền sau xử lý. Vì vậy, cần xác định hàm lượng xi măng thích hợp để sau khi xử lý, cọc cát biển - xi măng có cường độ không lớn hơn nhiều cường độ của đất nền để có thể coi nền đất yếu đã xử lý như một nền tương đối đồng nhất, giống như nền cọc cát.

Hàm lượng xi măng bao nhiêu là thích hợp thì cần phải làm thí nghiệm, xác định cụ thể. Nếu coi nền đất yếu được xử lý bằng cọc cát biển - xi măng như một nền tự nhiên mới thì việc tính toán sức chịu tải và độ lún của nền sẽ theo lý thuyết môi trường biến dạng tuyến tính.

5.5.1.2. Tính toán theo trường hợp gia cố nền (như cọc đất - xi măng)

Công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc đất - xi măng là dùng máy khoan và các thiết bị chuyên dụng (cần khoan, mũi khoan...) khoan vào đất với đường kính và chiều sâu lỗ khoan theo thiết kế. Trong quá trình khoan, đất trong lỗ khoan không được lấy lên khỏi lỗ khoan mà bị phá vỡ kết cấu, được các cánh mũi khoan nghiền to, trộn đều với xi măng (được phun vào liên tục) tạo thành cọc đất - xi măng với đường kính bằng đường kính lỗ khoan. Hỗn hợp đất - xi măng sau khi đông cứng tạo thành cọc đất - xi măng, thường có cường độ cao, phụ thuộc vào hàm lượng xi măng đưa vào cọc. Công nghệ cọc cát biển - xi măng cũng giống công nghệ cọc đất - xi măng nếu hàm lượng xi măng trong hỗn hợp cát biển - xi măng đủ lớn. Vì vậy, tính toán sức chịu tải và độ lún của nền gia cố bằng cọc cát biển - xi măng cũng tương tự như trường hợp gia cố nền bằng cọc đất - xi măng.

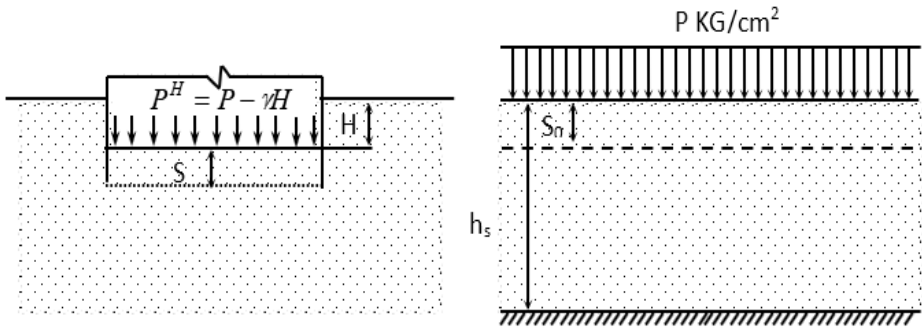
5.5.2. Phương pháp tính lún

5.5.2.1. Trường hợp dùng cọc cát biển - xi măng để cải tạo nền

Theo chỉ dẫn thiết kế của Thụy Điển, nếu cường độ của cọc không lớn hơn 150kPa thì việc tính toán độ lún và sức chịu tải của hệ nền - cọc được quy đổi về hệ nền đồng nhất (tương tự như hệ nền - cọc cát). Theo kết quả thí nghiệm xác định cường độ kháng nén của cọc cát biển - xi măng trình bày trong bảng 5.8, khi hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cát biển - xi măng nhỏ hơn 5% thì hệ nền - cọc sau xử lý có thể được xem là nền đồng nhất bằng cách quy đổi các đặc trưng sức chống cắt, tính biến dạng (mô đun tổng biến dạng) của cọc và đất nền về giá trị trung bình theo tỷ diện tích thay thế (là tỷ lệ giữa tổng diện tích của cọc gia cố và tổng diện tích đất nền cần gia cố). Khi đó, độ lún của nền cọc sau xử lý có thể tính theo các phương pháp lý thuyết môi trường biến dạng tuyến tính mà phổ biến hơn cả là phương pháp “lớp tương đương” và phương pháp cộng lún từng lớp.

Phương pháp lớp tương đương:

Lớp tương đương (h_s) là lớp có chiều dày mà độ lún của móng có chiều dài vô tận làm việc trong điều kiện không nở hông bằng độ lún của móng có kích thước hữu hạn làm việc trong điều kiện có nở hông trên nền đất có chiều dày vô tận (hình 5.20).



Hình 5.20. Chiều dày lớp tương đương h_s

Độ lún theo phương pháp lớp tương đương được xác định theo công thức:

$$S = a_{om} p h_s \quad (5.18)$$

Trong đó:

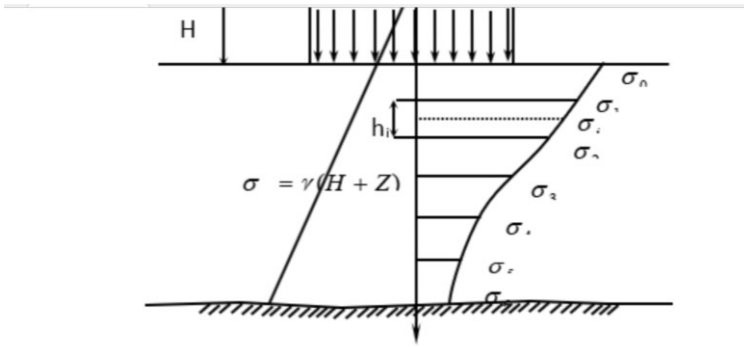
a_{om} - hệ số nén lún rút đổi trung bình (bình quân gia quyền) của các lớp đất và cọc (hệ nền - cọc),

p - áp lực gây lún,

h_s - chiều dày lớp tương đương.

Phương pháp cộng lún từng lớp:

Bản chất của phương pháp là chia nền đất dưới đáy móng thành nhiều lớp phân tổ rồi tính lún cho từng lớp phân tổ không xét đến ảnh hưởng nở hông của đất, độ lún cuối cùng của nền bằng tổng độ lún của từng lớp phân tổ (hình 5.21).



Hình 5.21. Sơ đồ tính lún theo phương pháp cộng lún từng lớp

Độ lún của nền được tính theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_i h_i \frac{\beta}{E_{oi}} \quad (5.19)$$

Trong đó:

n - số lớp đất phân chia trong chiều sâu chịu nén của công trình.

σ_i - ứng suất trung bình phụ thêm giữa các lớp phân tổ thứ i của hệ nền - cọc.

h_i - chiều dày lớp phân tổ thứ i của hệ nền - cọc.

β - hệ số không thứ nguyên, phụ thuộc hệ số nở hông của đất hệ nền - cọc,

E_{oi} - mô đun tổng biến dạng trung bình (bình quân gia quyền) của lớp thứ i hệ nền - cọc.

Ngoài ra, độ lún của hệ nền - cọc cũng có thể tính theo công thức:

$$S = \frac{C_c h}{1 + \varepsilon_o} \log \frac{\sigma_o + \Delta \sigma}{\sigma_o} \quad (5.20)$$

Trong đó:

C_c - chỉ số nén trung bình (bình quân gia quyền) của đất hệ nền - cọc.

h - chiều dày lớp đất tính lún (vùng chịu nén).

ε_0 - hệ số rỗng ban đầu của đất nền.

σ_0 - áp lực nén ban đầu của đất do trọng lượng bản thân của đất gây ra.

$\Delta\sigma$ - áp lực nén do tải trọng ngoài tác dụng lên lớp tính lún.

5.5.2.2. Trường hợp dùng cọc cát biển - xi măng để gia cố nền

Trong trường hợp này, có thể sử dụng các phương pháp tính độ lún của nền cọc đất - xi măng để tính cho nền cọc cát biển - xi măng. Tuy nhiên, việc tính độ lún của nền đất yếu gia cố bằng cọc đất - xi măng hiện có một số quan điểm khác nhau. Một số tác giả coi nền cọc gia cố như một móng khối quy ước không biến dạng và chỉ tính độ lún của nền đất dưới đáy móng khối quy ước. Một số khác tính theo phương pháp cùng biến dạng với giả thiết xem cọc và đất xung quanh cọc là một khối quy ước và biến dạng dọc trục của cọc gia cố tương ứng với độ lún của đất xung quanh cọc. Khi biến dạng dọc trục của cọc gia cố tương ứng với độ lún của đất xung quanh cọc thì sự phân bố tải trọng sẽ phụ thuộc vào độ cứng tương đối của vật liệu cọc. Chừng nào ứng suất dọc trục còn nhỏ hơn độ bền giới hạn rã của cọc thì ứng suất dọc trục của cọc phụ thuộc vào mô đun nén của vật liệu cọc và của đất xung quanh cọc và được tính theo công thức:

$$\sigma_c = \frac{P_c}{A_c} = \frac{\sigma}{a_c + \frac{M_d}{M_c}(1 - a_c)} \quad (5.21)$$

Trong đó:

σ_c - ứng suất dọc trục của cọc.

P_c - tổng tải trọng tác dụng lên cọc gia cố.

A_c - diện tích tiết diện cọc gia cố.

σ - ứng suất trung bình dưới đáy móng.

a_c - tỷ diện tích thay thế.

M_d - mô đun nén của đất xung quanh cọc, thường lấy bằng

$150c_u$ với c_u - sức kháng cắt của đất xung quanh cọc, được xác định bằng thí nghiệm cắt cánh hoặc xuyên tĩnh.

M_c - môđun nén của cọc, lấy bằng (50-100) $C_{\text{cọc}}$ với $C_{\text{cọc}}$ - lực dính của vật liệu cọc.

Độ lún của nền được xác định bằng tổng độ lún của khối đất gia cố chiều sâu H và độ lún của nền dưới khối gia cố. Độ lún của khối đất gia cố xác định theo biểu thức:

$$S = \frac{\sigma}{M} H = \frac{\sigma H}{a_c M_c + (1 - a_c) M_d} \quad (5.22)$$

Độ lún của nền dưới khối gia cố được xác định theo các phương pháp thông thường nhưng có kể đến hệ số giảm thiểu độ lún là tỷ số giữa độ lún của khối đất đã gia cố và độ lún của đất khi chưa gia cố.

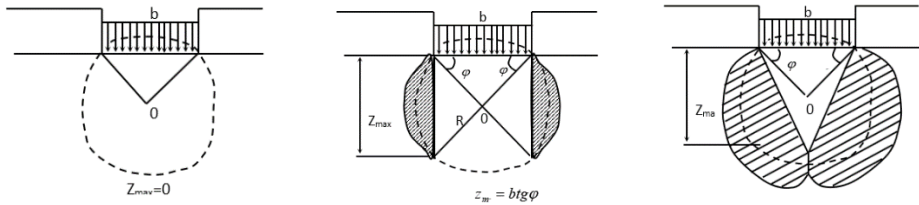
** Nhận xét:*

Trong công thức tính lún của khối đất đã gia cố trên, mẫu số có thể coi là giá trị trung bình của môđun tổng biến dạng của cọc gia cố và đất nền xung quanh cọc. Tuy nhiên, quan niệm nền đất yếu sau gia cố như thế nào để có thể áp dụng phương pháp tính lún thích hợp là vấn đề cần xem xét. Nếu quan niệm nền đất sau gia cố là một móng khối quy ước như móng cọc thì việc tính lún chỉ tính cho nền đất bên dưới mũi cọc và như vậy, độ lún thường sẽ rất lớn (nhất là khi dưới mũi cọc phân bố các lớp đất yếu). Nếu quan niệm độ co ngấn dọc trục của cọc như đối với nền đất xung quanh cọc thì chưa thỏa đáng, bởi vì, cọc cát biển - xi măng có cường độ (độ cứng) khá lớn, tính toàn khối cao, dưới tác dụng của tải trọng công trình, sự co ngấn dọc trục không đáng kể so với đất nền xung quanh, cọc sẽ lún toàn bộ. Vì vậy, nếu khi dưới mũi cọc phân bố các lớp đất yếu thì nên tính độ lún như đối với nền tự nhiên. Lúc này độ lún tính được chắc chắn sẽ lớn hơn nhưng thiên về an toàn cho thiết kế.

5.5.3. Phương pháp tính sức chịu tải

5.5.3.1. Trường hợp dùng cọc cát biển - xi măng để cải tạo nền

Sức chịu tải của nền sau xử lý có thể được tính theo các phương pháp dựa trên cơ sở lý luận nền biến dạng tuyến tính như các sơ đồ hình 5.22.



a) theo Puzurevski b) theo Maxlov c) theo Iaropolxki

Hình 5.22. Các sơ đồ tính sức chịu tải của nền

Theo Puzurevski (cho phép chiều sâu vùng biến dạng dẻo $Z_{max} = 0$):

$$p_0 = \gamma h \frac{\cot g\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi c \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (5.23)$$

Theo Maxlov (cho phép chiều sâu vùng biến dạng dẻo $Z_{max} = btg\varphi$):

$$p_{gh} = \frac{\pi \gamma \left(btg\varphi + h + \frac{c}{\gamma g\varphi} \right)}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (5.24)$$

Theo Iaropolxki: cho phép chiều sâu vùng biến dạng dẻo là

$$Z_{max} = (b/2) \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right):$$

$$p_{gh} = \frac{\pi \gamma \left(b \cot g \frac{\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}}{2} + h + \frac{c}{\gamma g\varphi} \right)}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (5.25)$$

Trong đó:

φ - góc ma sát trong trung bình (bình quân gia quyền) của hệ nền - cọc.

c - lực dính trung bình (bình quân gia quyền) của hệ nền - cọc.

γ - khối lượng thể tích trung bình (bình quân gia quyền) hệ nền - cọc.

h - chiều sâu chôn móng.

b - chiều rộng của móng.

* *Nhận xét:*

Các phương pháp tính độ lún và sức chịu tải của nền đất yếu cải tạo bằng cọc cát biển - xi măng nêu trên áp dụng cho tính toán nền tự nhiên. Vì vậy, cần phân biệt trường hợp thi công chậm và trường hợp thi công nhanh.

- *Trường hợp thi công chậm* là trường hợp sau khi xử lý nền thì phải đợi một thời gian nhất định mới bắt đầu xây dựng công trình. Trong trường hợp này, khối lượng cát biển - xi măng đưa vào nền để xử lý đất yếu được xem như tải trọng ngoài tác dụng vào nền. Dưới tác dụng của tải trọng này, trong nền đất sẽ xuất hiện ứng suất phụ thêm σ_z gây biến dạng nền (cả theo phương dọc và phương ngang). Trị số của ứng suất phụ thêm được tính theo công thức:

$$\sigma_z = \sigma + u \quad (5.26)$$

Trong đó:

σ - ứng suất hữu hiệu do hạt đất tiếp thu

u - ứng suất trung tính do nước tiếp thu.

Theo thời gian, ứng suất hữu hiệu tăng lên, ứng suất trung tính giảm đi, nhưng ở bất kỳ thời điểm nào trong nền đất vẫn tồn tại mối tương quan trên. Trong trường hợp thi công chậm, các quá trình nén chặt cơ học, cố kết thoát nước và phản ứng hóa lý giữa xi măng với đất nền đã kết thúc, toàn bộ tải trọng ngoài (khối lượng cát biển - xi măng) do hạt đất tiếp thu ($\sigma_z = \sigma$), ứng suất trung tính bị triệt tiêu ($u = 0$), các biến dạng nền đạt trị số ổn định, nền được nén chặt hoàn toàn, trở thành nền mới giống như nền tự nhiên. Các phương pháp tính độ lún và sức chịu tải của nền sau xử lý theo lý thuyết môi trường biến dạng tuyến tính là phù hợp.

- *Trường hợp thi công nhanh* là ngay sau khi quá trình xử lý nền kết thúc thì tiến hành xây dựng công trình ngay. Lúc này, các quá trình nén chặt cơ học, cố kết thoát nước của đất nền và các phản ứng hóa lý của xi măng với đất yếu đều chưa kết thúc. Các chỉ tiêu cơ lý của đất nền dùng để tính độ lún và sức chịu tải của nền vẫn đang trong quá trình biến đổi, chưa đạt tới giá trị ổn định (hằng số) nên hiển nhiên kết quả tính toán chưa chính xác. Độ lún của nền tính được sẽ lớn hơn thực tế và sức chịu tải của nền tính được sẽ nhỏ hơn thực tế. Vì vậy, trong trường hợp thi công nhanh, không thể xem nền đã xử lý như một nền tự nhiên. Tuy nhiên, nếu thiên về an toàn, vẫn có thể sử dụng kết quả tính toán độ lún và sức chịu tải của nền như đối với nền tự nhiên để phục vụ thiết kế nền móng công trình.

5.5.3.2. Trường hợp dùng cọc cát biển - xi măng để gia cố nền

Theo kết quả thí nghiệm xác định cường độ kháng nén của cọc cát biển - xi măng trình bày trong bảng 5.8, khi hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cát biển - xi măng lớn hơn 10% thì về bản chất, công nghệ cọc cát biển - xi măng giống công nghệ cọc đất - xi măng. Vì vậy, có thể sử dụng các phương pháp tính sức chịu tải của cọc đất - xi măng do B. Broms (Thụy Điển), B.T. Bergado (AIT) và nhiều người khác đề xuất để tính sức chịu tải của cọc cát biển - xi măng.

- *Với cọc đơn:*

Sức chịu tải của cọc được tính theo công thức:

$$Q = Q_s + Q_p \quad (5.27)$$

Với:

Q_s - sức chịu tải do ma sát xung quanh cọc

Q_p - sức chịu tải do sức kháng đầu mũi cọc.

Trong đó:

$$Q_s = \alpha c_u A_b$$

Với:

c_u - sức kháng không thoát nước của đất nền, xác định bằng thí nghiệm cắt cánh hoặc xuyên tĩnh, $c_u = q_c/15 - q_c/20$ với q_c là sức kháng xuyên đầu mũi.

α - hệ số phụ thuộc vào sức kháng cắt không thoát nước của đất xung quanh cọc, với $c_u \geq 50\text{kPa}$ thì $\alpha = 0,8-1,0$, $c_u < 50\text{kPa}$ thì $\alpha = 0,7$.

A_b - diện tích mặt bên cọc.

$$Q_p = c_u N_c A_m, \text{ với:}$$

N_c - hệ số sức chịu tải đầu mũi cọc, phụ thuộc vào khoảng cách giữa các cọc. Khi khoảng cách giữa các cọc trong khoảng 4 đến 5 lần đường kính cọc d thì với $d \leq 30\text{cm}$; $N_c = 9$; $30\text{cm} < d \leq 60\text{cm}$ $N_c = 7$ và $d > 60\text{cm}$ $N_c = 6$.

A_m - diện tích đầu mũi cọc.

- Với nhóm cọc gia cố:

Coi nhóm cọc và đất nền được gia cố như một khối, sức chịu tải của khối được tính theo công thức:

$$Q_{\text{khối}} = Q_{s \text{ khối}} + Q_{p \text{ khối}} \quad (5.28)$$

Trong đó:

$Q_{s \text{ khối}}$ - sức chịu tải do ma sát khối gia cố với đất xung quanh

$Q_{p \text{ khối}}$ - sức chịu tải của đất ở mặt dưới khối gia cố.

$$\text{với: } Q_{s \text{ khối}} = c_u A_b \text{ khối} = 2(B+L) H c_u$$

$$Q_{p \text{ khối}} = c_u N_c A_m \text{ khối} = (6-9) c_u BL.$$

và: B , L , H là chiều rộng, chiều dài và chiều cao khối gia cố.

* Nhận xét:

+ Phương pháp của Broms và một số tác giả khác tính sức chịu tải của cọc đơn gia cố như đối với cọc cứng, nghĩa là dựa vào sức kháng ma sát xung quanh cọc và sức kháng đầu mũi cọc. Nhóm nghiên cứu cho rằng, khi trong cấu trúc nền đất yếu, dưới mũi cọc gia cố có lớp đất tốt thì cách tính như vậy có thể chấp nhận được. Nhưng trong thực tế xây dựng, thường gặp trường hợp cấu trúc nền gồm nhiều lớp đất yếu, có chiều dày lớn không thể gia cố hết, do đó dưới mũi cọc vẫn là đất yếu. Trong trường hợp này thì cách tính toán như trên là không hoàn toàn hợp lý, bởi vì, đã coi cọc gia cố là cọc cứng thì toàn bộ tải trọng công trình sẽ do cọc tiếp nhận và nền đất xung quanh cọc hoàn toàn không tham gia vào sức chịu tải chung. Như vậy, cọc gia cố sẽ dễ

dàng bị phá hủy bởi cọc tựa vào lớp đất yếu dưới mũi cọc không có khả năng mang tải. Trong tính toán sức chịu tải của nhóm cọc gia cố cũng chỉ tính đến sức kháng cắt không thoát nước của đất nền ở chu vi mặt dưới khối gia cố mà không kể đến bản thân khối đất gia cố giữa các cọc.

+ Tính sức chịu tải của nền gia cố bằng cọc đất - xi măng theo Broms là đã bỏ qua sức chịu tải của vùng đất yếu xung quanh cọc vì vùng đất yếu này không được cải thiện về sức chịu tải sau khi gia cố. Tuy nhiên, đối với nền gia cố bằng cọc cát biển - xi măng thì ngoài sức chịu tải của cọc, tham gia vào sức chịu tải chung của hệ nền - cọc còn có sức chịu tải của vùng đất yếu xung quanh cọc, bởi vì sau khi gia cố, sức chịu tải của vùng đất yếu đã tăng lên đáng kể nhờ quá trình nén chặt cơ học, quá trình cố kết thoát nước của đất nền. Như vậy, với cùng cường độ cọc (cùng hàm lượng xi măng đưa vào cọc), cọc cát biển - xi măng có hiệu quả gia cố cao hơn so với cọc đất - xi măng. Do đó, có thể lựa chọn hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc cát biển - xi măng ít hơn hàm lượng xi măng trong cọc đất - xi măng nhưng vẫn đảm bảo cường độ của cọc cát biển - xi măng tương đương cường độ cọc đất - xi măng.

5.6. XÂY DỰNG QUY TRÌNH CÔNG NGHỆ CỌC CÁT BIỂN - XI MĂNG

Để có thể ứng dụng công nghệ cọc cát biển - xi măng vào thực tiễn xử lý nền đất yếu, ngoài việc xây dựng cơ sở lý thuyết, cơ sở thực nghiệm, cần phải xây dựng được quy trình thiết kế, thi công và nghiệm thu cọc, đảm bảo tin cậy và khả thi.

5.6.1. Thiết kế cọc cát biển - xi măng

5.6.1.1. Cơ sở khoa học thiết kế cọc

Như đã trình bày ở trên, nền đất yếu sau khi được xử lý trở thành nền mới (nền cọc) có thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý mới. Nền cọc gồm hai thành phần: cọc cát biển - xi măng và đất nền xung quanh cọc, trong đó, cọc có cường độ (sức chịu tải) lớn hơn nhiều so với đất nền; đất nền xung quanh cọc sau xử lý có sức chịu tải lớn hơn đất nền trước khi xử lý. Lúc này, sức chịu tải và độ lún của nền cọc được

quyết định không chỉ bởi sức kháng cắt và đặc trưng biến dạng của đất nền (đã thay đổi do tác dụng cơ học, hóa lý trong quá trình thi công cọc) mà còn bởi cường độ của cọc cát biển - xi măng được tạo ra trong nền. Nói cách khác, tham gia vào sức chịu tải và độ lún của nền mới (nền cọc) có vai trò rất lớn của cọc cát biển - xi măng.

Cọc cát biển - xi măng, về lý thuyết, vừa giống cọc cát lại vừa giống cọc đất - xi măng, vừa có tính năng cải tạo nền lại vừa có tính năng gia cố nền. Nếu cường độ của cọc nhỏ, có thể xem cọc cát biển - xi măng như cọc cát, đóng vai trò cải tạo nền. Nếu cường độ của cọc lớn, có thể xem cọc cát biển - xi măng như cọc đất - xi măng, đóng vai trò gia cố nền. Vì vậy, vấn đề cần làm rõ là khi nào thiết kế cọc để cải tạo nền và khi nào thiết kế cọc để gia cố nền. Các nghiên cứu đã chỉ ra, việc sử dụng cọc để cải tạo nền hay gia cố nền phụ thuộc vào cấu trúc nền đất yếu. Nếu cấu trúc nền gồm các lớp đất yếu chiều dày lớn và phía dưới vùng hoạt động nén ép của công trình phân bố các lớp đất yếu thì thiết kế cọc cát biển - xi măng để cải tạo nền là phù hợp. Nếu cấu trúc nền chỉ gồm các lớp đất yếu và phía dưới vùng hoạt động nén ép của công trình phân bố các lớp đất tốt thì thiết kế cọc cát biển - xi măng để gia cố nền là thích hợp. Do đó, cần tiến hành phân chia cấu trúc nền đất yếu khu vực xây dựng để thiết kế cọc cát biển - xi măng cho phù hợp.

5.6.1.2. Thiết kế cọc cát biển - xi măng để cải tạo nền

Thiết kế cọc cát biển - xi măng để cải tạo nền, nghĩa là cọc cát biển - xi măng đóng vai trò như cọc cát, vật liệu cát biển - xi măng chiếm thể tích lỗ rỗng trong đất làm tổng thể tích lỗ rỗng giảm đi, các hạt đất được sắp xếp lại, nền đất được nén chặt và sức chịu tải của nền tăng lên. Lúc này, cường độ của cọc không đáng kể, vai trò của xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc chỉ là chất kết dính các hạt cát biển để cọc không bị cắt, gãy và các hạt cát không di chuyển vào trong nền hoặc xuống phía dưới nền làm biến dạng cọc. Do đó, hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc không cần nhiều.

Quy trình thiết kế cọc cát biển - xi măng được tiến hành theo trình tự các bước sau:

1) Khảo sát địa chất công trình và phân chia cấu trúc nền khu vực xây dựng.

2) Xác định hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc (cường độ cọc mong muốn).

3) Xác định hệ số rỗng yêu cầu của đất yếu sau cải tạo.

4) Xác định các thông số kỹ thuật của cọc (chiều dài cọc, đường kính cọc, số lượng cọc và khoảng cách giữa các cọc).

** Khảo sát địa chất công trình và phân chia cấu trúc nền khu vực xây dựng*

Mục đích khảo sát địa chất công trình là xác định các yếu tố cần thiết để phân chia cấu trúc nền đất yếu bao gồm: địa tầng, tuổi, nguồn gốc, tính chất cơ lý của đất nền cũng như các yếu tố địa chất khác trong khu vực xây dựng, trong đó, cần đặc biệt chú ý làm rõ đối tượng đất yếu cần cải tạo với các đặc trưng: chiều dày, phạm vi phân bố trong không gian, thành phần, trạng thái và tính chất cơ lý của các loại đất yếu. Công tác khảo sát địa chất công trình được tiến hành theo các tiêu chuẩn xây dựng hiện hành. Việc phân chia cấu trúc nền đất yếu được tiến hành dựa vào đặc điểm các yếu tố của cấu trúc nền như đã trình bày ở mục 1.5 chương 1.

** Xác định hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc*

Hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cát biển - xi măng quyết định cường độ cọc. Với vai trò cải tạo nền, cường độ của cọc cát biển - xi măng sau khi đông cứng sẽ không lớn hơn nhiều so với cường độ của đất nền xung quanh cọc. Vì vậy, trước khi phối trộn vật liệu cọc theo tỷ lệ, cần tiến hành thí nghiệm xác định ảnh hưởng của hàm lượng xi măng đến cường độ kháng nén của cọc. Các nghiên cứu thực nghiệm đã chỉ ra, hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc sẽ hợp lý khi nhỏ hơn 5%, tạo ra cường độ kháng nén của cọc nhỏ hơn 0,3MPa - 0,5MPa.

** Xác định hệ số rỗng yêu cầu của đất yếu sau cải tạo (ε_{yc}):*

Hệ số rỗng là đặc trưng biến dạng cơ bản của đất. Đối với đất yếu, hệ số rỗng thường có giá trị lớn hơn 1. Vì vậy, trong cải tạo nền đất yếu, hiệu quả cải tạo được đánh giá thông qua so sánh giá trị hệ số

rỗng của đất yếu trước và sau khi cải tạo. Có thể xác định hệ số rỗng yêu cầu của đất yếu sau khi cải tạo như sau:

- Đối với nền cát:

Từ công thức xác định độ chặt tương đối (D) của đất cát:

$$D = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_0}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}} \quad (5.29)$$

thay hệ số rỗng ban đầu (ε_0) bằng hệ số rỗng yêu cầu (ε_{yc}) của đất cát sau cải tạo, xác định được độ chặt yêu cầu của đất cát sau cải tạo là:

$$D_{yc} = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{yc}}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}} \quad (5.30)$$

Hệ số rỗng yêu cầu (ε_{yc}) của đất cát sau cải tạo xác định theo công thức:

$$\varepsilon_{yc} = \varepsilon_{\max} - D_{yc} (\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}) \quad (5.31)$$

với D_{yc} - lấy bằng 0,7 - 0,8

ε_{\max} - hệ số rỗng lớn nhất của đất, xác định bằng thí nghiệm mẫu đất nền.

ε_{\min} - hệ số rỗng nhỏ nhất của đất, xác định bằng thí nghiệm mẫu đất nền.

- Đối với nền đất sét:

Hệ số rỗng yêu cầu (ε_{yc}) của đất sét sau cải tạo được xác định bằng thí nghiệm nén cố kết ở trong phòng với áp lực nén $p = 100\text{kPa}$ hoặc có thể tính gần đúng theo công thức:

$$\varepsilon_{yc} = \frac{\gamma_s}{\gamma_n \cdot 100} (W_d + 0,5I_d) \quad (5.32)$$

Trong đó:

γ_s - trọng lượng riêng hạt đất.

W_d - độ ẩm giới hạn dẻo của đất (%).

I_p - chỉ số dẻo của đất (%).

γ_n - trọng lượng riêng của nước.

** Xác định các thông số kỹ thuật của cọc*

- Tính chiều dài cọc:

Chiều dài cọc cũng chính là chiều sâu cần cải tạo nền, phụ thuộc vào cấu trúc nền đất yếu và chiều sâu vùng hoạt động nén ép của công trình. Với mục đích cải tạo nền khi cấu trúc nền có các lớp đất yếu chiều dày lớn, cho nên, trong mọi trường hợp, chiều dài cọc cần lớn hơn vùng hoạt động nén ép của công trình.

Chiều sâu vùng hoạt động nén ép của công trình phụ thuộc vào quy mô, tải trọng công trình, được tính theo các phương pháp hiện hành của lý thuyết Cơ học đất. Các kết quả nghiên cứu đã chỉ ra, chiều sâu vùng hoạt động nén ép của công trình là khoảng cách từ đáy móng công trình đến độ sâu mà ở đó, ứng suất nén ép (σ_z) do tải trọng công trình gây ra thỏa mãn một trong các điều kiện: $\sigma_z = 0,1\sigma_{bt}$ (kPa) với σ_{bt} là ứng suất bản thân của đất nền; bằng áp lực bắt đầu cố kết thâm của đất; bằng độ bền kết cấu đất (q_{kc}), với $q_{kc} = 2c \cos \varphi / (1 - \sin \varphi)$, trong đó c, φ là lực dính và góc ma sát trong của đất; hoặc bằng 20kPa - 30kPa.

- Tính đường kính cọc:

Đường kính cọc cát biển - xi măng được xác định phụ thuộc vào tính năng của thiết bị thi công cọc cũng như quy mô, tải trọng công trình. Thông thường, đường kính cọc có thể lựa chọn từ 30 - 120 cm.

- Tính số lượng cọc:

Số lượng cọc cát biển - xi măng (N) để cải tạo nền được xác định theo công thức:

$$N = \frac{F_c}{S} = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc}}{1 + \varepsilon_0} \cdot \frac{F}{S} \quad (5.33)$$

Trong đó:

F_c - diện tích phân rỗng cần giảm trên toàn bộ vùng được nén chặt

$$F_c = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc}}{1 + \varepsilon_0} F \quad (5.34)$$

với:

ε_0 - hệ số rỗng ban đầu của đất nền

ε_{yc} - hệ số rỗng yêu cầu của đất nền sau khi cải tạo

F - diện tích vùng nén chặt

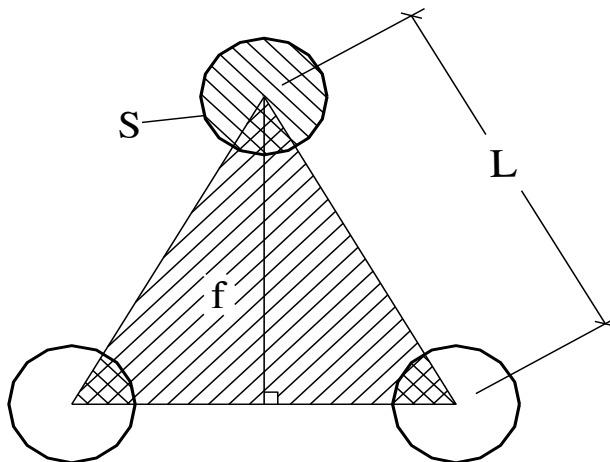
S - diện tích tiết diện ngang của một cọc.

- *Tính khoảng cách giữa các cọc:*

Để giảm diện tích phân đất nền không được nén chặt, có thể bố trí cọc cát biển - xi măng theo sơ đồ hình tam giác đều hoặc sơ đồ hình vuông.

Khoảng cách giữa các cọc theo sơ đồ hình tam giác đều được tính toán như sau:

Xét 3 cọc được bố trí như trong hình 5.23.



Hình 5.23. Bố trí cọc theo hình tam giác đều

+ Diện tích phân đất yếu giữa 3 cọc là:

$$f = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4} \quad (5.35)$$

+ Diện tích phần rỗng cần giảm trong phạm vi 3 cọc là:

$$f_c = \frac{S}{2} = \frac{\pi d_c^2}{8} \quad (5.36)$$

Từ công thức:
$$\frac{f_c}{f} = \frac{\frac{\pi d_c^2}{8}}{L^2 \frac{\sqrt{3}}{4}} = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc}}{1 + \varepsilon_0}$$
 ta có:

$$L = \frac{d_c}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{\pi(1 + \varepsilon_0)}{\sqrt{3}(\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc})}} \quad \text{hay:}$$

$$L = 0,952d_c \sqrt{\frac{(1 + \varepsilon_0)}{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc})}} \quad (5.37)$$

Nếu bố trí cọc theo mạng lưới ô vuông thì:

$$L = 0,866d_c \sqrt{\frac{(1 + \varepsilon_0)}{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc})}} \quad (5.38)$$

Trong đó:

S - diện tích tiết diện ngang của một cọc

L - khoảng cách giữa các cọc

ε_0 - hệ số rỗng ban đầu của đất nền

ε_{yc} - hệ số rỗng yêu cầu của đất nền sau khi cải tạo

d_c - đường kính cọc.

5.6.1.3. Thiết kế cọc cát biển - xi măng để gia cố nền

Thiết kế cọc cát biển - xi măng để gia cố nền, nghĩa là dùng sức chịu tải (cường độ) của bản thân cọc cát biển - xi măng để chống đỡ tải trọng công trình (giống như cọc đất - xi măng), cho nên sức chịu tải của cọc phải đủ lớn. Trình tự thiết kế cọc cát biển - xi măng để gia cố nền tương tự như trường hợp để cải tạo nền, bao gồm các bước sau:

1) Khảo sát địa chất công trình và phân chia cấu trúc nền khu vực xây dựng.

2) Xác định hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc (cường độ cọc mong muốn).

3) Xác định các thông số kỹ thuật của cọc (chiều dài cọc, đường

kính cọc, tính sức chịu tải của cọc, số lượng cọc và khoảng cách giữa các cọc).

** Khảo sát địa chất công trình và phân chia cấu trúc nền khu vực xây dựng*

Công tác khảo sát địa chất công trình khu vực xây dựng tiến hành theo các tiêu chuẩn xây dựng hiện hành. Phân chia cấu trúc nền đất yếu tiến hành như trong mục 1.5 của chương 1.

** Xác định hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc*

Với vai trò gia cố nền, cường độ của cọc sau khi đông cứng sẽ lớn hơn rất nhiều so với cường độ của đất yếu xung quanh cọc. Tuy nhiên, khác với cọc đất - xi măng không có tác dụng gia tăng cường độ của đất yếu xung quanh cọc, cọc cát biển - xi măng, ngoài việc có sức chịu tải lớn như cọc đất - xi măng còn có tác dụng gia tăng sức chịu tải của phần đất yếu xung quanh cọc. Nghĩa là, không giống nền cọc đất - xi măng, tham gia vào sức chịu tải của nền cọc cát biển - xi măng có cả sức chịu tải (cường độ) của cọc cát biển - xi măng và sức chịu tải của đất yếu đã được cải tạo xung quanh cọc. Do đó, hàm lượng xi măng trong cọc cát biển - xi măng có thể nhỏ hơn hàm lượng xi măng trong cọc đất - xi măng nhưng sức chịu tải của nền cọc cát biển - xi măng vẫn đảm bảo tương đương với nền cọc đất - xi măng.

Cường độ kháng nén của cọc cát biển - xi măng phụ thuộc vào hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc, có thể thiết kế tùy theo quy mô, tải trọng của công trình. Vì vậy, cần tiến hành thí nghiệm xác định hàm lượng xi măng hợp lý trong hỗn hợp vật liệu cọc, sao cho cường độ kháng nén của cọc không nhỏ hơn tải trọng của công trình tác dụng xuống đầu cọc. Các nghiên cứu thực nghiệm đã chỉ ra, hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc nên lớn hơn 10%, tạo ra cường độ kháng nén của cọc cát biển - xi măng $> 1,3\text{MPa}$.

** Xác định các thông số kỹ thuật của cọc*

- Tính chiều dài cọc:

Trong mọi trường hợp, chiều dài cọc cát biển - xi măng để gia cố

nền cần lớn hơn chiều sâu vùng hoạt động nén ép của công trình và đạt đến độ sâu phân bố lớp đất tốt dùng để tựa cọc.

- *Tính đường kính cọc, khoảng cách giữa các cọc:*

Đường kính cọc có thể lựa chọn từ 0,3 - 1,5m tùy quy mô, tải trọng công trình theo sức chịu tải móng muốn cần đạt được của cọc. Khoảng cách giữa các cọc xác định từ số lượng cọc tính được theo công thức 5.4 và theo sơ đồ mạng lưới bố trí cọc.

- *Tính sức chịu tải của cọc:*

Tính sức chịu tải của cọc đơn theo công thức 5.27, tính sức chịu tải của nhóm cọc gia cố theo công thức 5.28.

- *Tính số lượng cọc:*

Số lượng cọc cát biển - xi măng cần gia cố xác định theo công thức:

$$N = k \frac{P_{ct}}{P_c} \quad (5.39)$$

Trong đó:

N - số lượng cọc

k - hệ số an toàn

P_{ct} - tổng tải trọng công trình

P_c - sức chịu tải của cọc đơn.

5.6.2. Thi công cọc cát biển - xi măng

Sau khi đã có bản vẽ thiết kế, quy trình thi công cọc cát biển - xi măng được tiến hành theo trình tự các bước sau:

- 1) Lựa chọn thiết bị thi công,
- 2) Chuẩn bị mặt bằng thi công,
- 3) Thi công cọc thử,
- 4) Thi công đại trà.

5.6.2.1. Lựa chọn thiết bị thi công

Việc lựa chọn thiết bị thi công phụ thuộc vào năng lực thiết bị hiện có hoặc nghiên cứu chế tạo thiết bị mới phù hợp với điều kiện Việt Nam.

Đối với các công trình có quy mô tải trọng vừa và nhỏ, mặt bằng thi công hẹp, chiều dài cọc nhỏ hơn 10m có thể sử dụng máy khoan guồng xoắn UGB-50M để thi công (hình 5.24, 5.25).

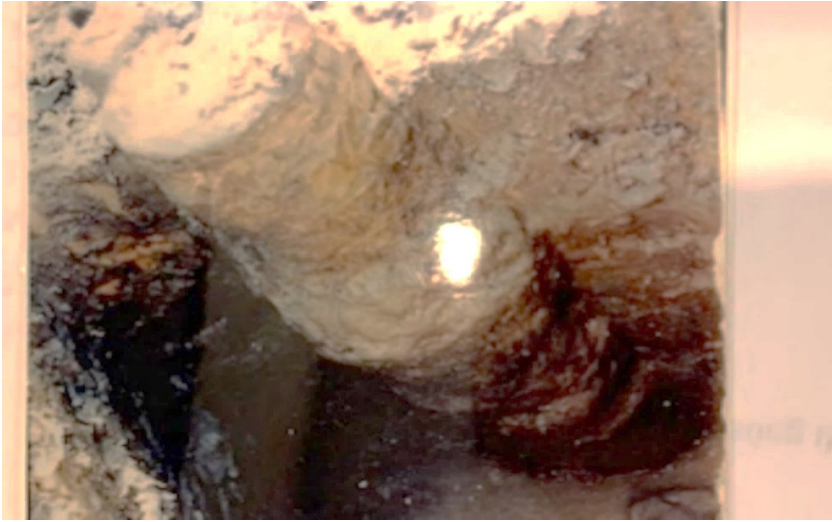


Hình 5.24. Lưỡi khoan guồng xoắn dùng để thi công cọc cát biển - xi măng



Hình 5.25. Máy khoan guồng xoắn UGB-50M

Thiết bị UGB-50M là loại máy khoan đa năng, có công suất 150 mã lực, có thể khoan bằng guồng xoắn với hai chiều quay xuôi, ngược với mô men xoắn rất lớn. Nguyên lý làm việc của thiết bị là dùng hệ thống thủy lực của máy và trọng lượng của xe làm đối trọng trong quá trình ép đất ra xung quanh, xuống sâu và nhồi vật liệu cọc. Thiết bị này đã được sử dụng ở nước ta khi thi công cọc cát - xi măng - vôi xử lý nền đất yếu tại Thái Bình, Quảng Ninh, Thanh Hóa và mang lại hiệu quả rõ rệt (hình 5.26, 5.27).



Hình 5.26. Cọc cát - xi măng - vôi thi công bằng máy khoan UGB-50M



Hình 5.27. Hiện trường cọc cát - xi măng - vôi thi công bằng UGB-50M

Đôi với công trình có quy mô, tải trọng lớn, chiều dài cọc lớn hơn 15m, mặt bằng thi công rộng rãi, khi thi công không ảnh hưởng đến công trình xung quanh có thể sử dụng các thiết bị của Thụy Điển, Nhật Bản, Trung Quốc... theo nguyên lý dùng máy đóng cọc hoặc búa rung tạo chấn động đưa ống thép xuống nền rồi nhồi vật liệu cọc, sau đó rút ống thép lên. Các thiết bị có thể sử dụng là Hitachi PD 100, Cobelco 100P, Nippon Sharyo DH 408, DH 608, có trọng tải từ 40T đến 65T; búa rung điện loại Tomen có công suất từ 90kW đến 150kW tùy theo chiều sâu cọc và mức độ yêu cầu xử lý.

5.6.2.2. Chuẩn bị mặt bằng thi công

Mặt bằng thi công được chuẩn bị theo quy định trong thiết kế và yêu cầu đối với môi trường, gồm lối vào cho máy móc thiết bị, san lấp, thu dọn mặt bằng, tạo lớp chịu lực cho thiết bị, tiếp nhận, kiểm tra và lưu giữ vật liệu. Vật liệu cát biển, xi măng nhập vào công trường phải có chứng chỉ kiểm định đặc tính kỹ thuật đã được quy định trong thiết kế. Kho chứa xi măng được bảo đảm chống ẩm, tránh tác động bất lợi trong sử dụng.

5.6.2.3. Thi công cọc thử

Số lượng cọc thử cần thi công theo quy định của cơ quan thiết kế. Mục đích thi công cọc thử nhằm xác nhận các yêu cầu thiết kế và tạo lập các trị số kiểm soát tới hạn cho thiết bị, vật liệu, quy trình kỹ thuật cùng chủng loại khi thi công đại trà. Các vị trí của cọc trên mặt bằng phải được định vị bằng các thiết bị chuyên dụng. Nếu sử dụng thiết bị hoặc máy khoan guồng xoắn thì các thông số kiểm soát thi công gồm: tốc độ khoan xuống và rút lên, tốc độ quay của cần khoan, áp lực khí nén và lượng vật liệu cát biển, xi măng sử dụng.

5.6.2.4. Thi công đại trà

Nếu kết quả đánh giá chất lượng cọc đạt yêu cầu thiết kế thì tiến hành thi công đại trà như khi thi công cọc thử. Nếu kết quả đánh giá chất lượng cọc không đạt yêu cầu, cần tính toán, điều chỉnh lại các thông số thiết kế.

5.6.3. Nghiệm thu cọc cát biển - xi măng

Sau khi hoàn thành thi công cọc, cần tiến hành đánh giá chất lượng, hiệu quả xử lý nền và tiến hành nghiệm thu. Trình tự các bước nghiệm thu cọc bao gồm đánh giá kết quả và lập hồ sơ nghiệm thu xử lý nền.

5.6.3.1. Đánh giá kết quả xử lý nền

Chất lượng cọc được đánh giá thông qua các thông số: cường độ kháng nén của cọc, biến dạng của cọc, độ đồng nhất của cọc và tính thấm của cọc (nếu cần thiết). Để đánh giá các thông số này, có thể khoan lấy mẫu cọc và tiến hành thí nghiệm mẫu ở trong phòng theo các phương pháp hiện hành.

Chất lượng nền được đánh giá thông qua việc so sánh các thông số: sức kháng cắt (lực dính kết đơn vị và góc ma sát trong), tính biến dạng (môđun tổng biến dạng, hệ số nén lún, hệ số rỗng) và các đặc trưng cơ lý khác (độ ẩm, khối lượng thể tích, độ sệt...) của đất nền trước và sau khi xử lý. Có thể sử dụng phương pháp khoan lấy mẫu và tiến hành thí nghiệm ở trong phòng hoặc sử dụng các thí nghiệm nén tĩnh, xuyên tiêu chuẩn, xuyên tĩnh, cắt cánh, nén ngang trong lỗ khoan... ở ngoài trời để xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất nền sau khi đã xử lý.

5.6.3.2. Xác định độ lún và sức chịu tải của nền sau xử lý

Cần tính toán độ lún và sức chịu tải của nền sau xử lý để đảm bảo rằng, công trình dự định xây dựng trên nền đất yếu đạt yêu cầu cho phép. Việc tính độ lún và sức chịu tải của nền sau xử lý cần phân biệt: trường hợp sử dụng cọc để cải tạo nền và trường hợp sử dụng cọc để gia cố nền đã trình bày ở trên.

5.6.3.3. Lập hồ sơ nghiệm thu nền

Hồ sơ nghiệm thu nền bao gồm: biên bản nghiệm thu chi tiết từng cọc, biên bản hoàn công cọc, gồm cả những sửa đổi đã được duyệt, chứng chỉ chi tiết vật liệu cát biển, xi măng và bản mô tả chi tiết điều kiện nền.

5.7. XÂY DỰNG MÔ HÌNH SỐ PHÂN TÍCH HIỆU QUẢ CỌC CÁT BIỂN - XI MĂNG XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU

5.7.1. Lựa chọn thông số kỹ thuật để xây dựng mô hình số

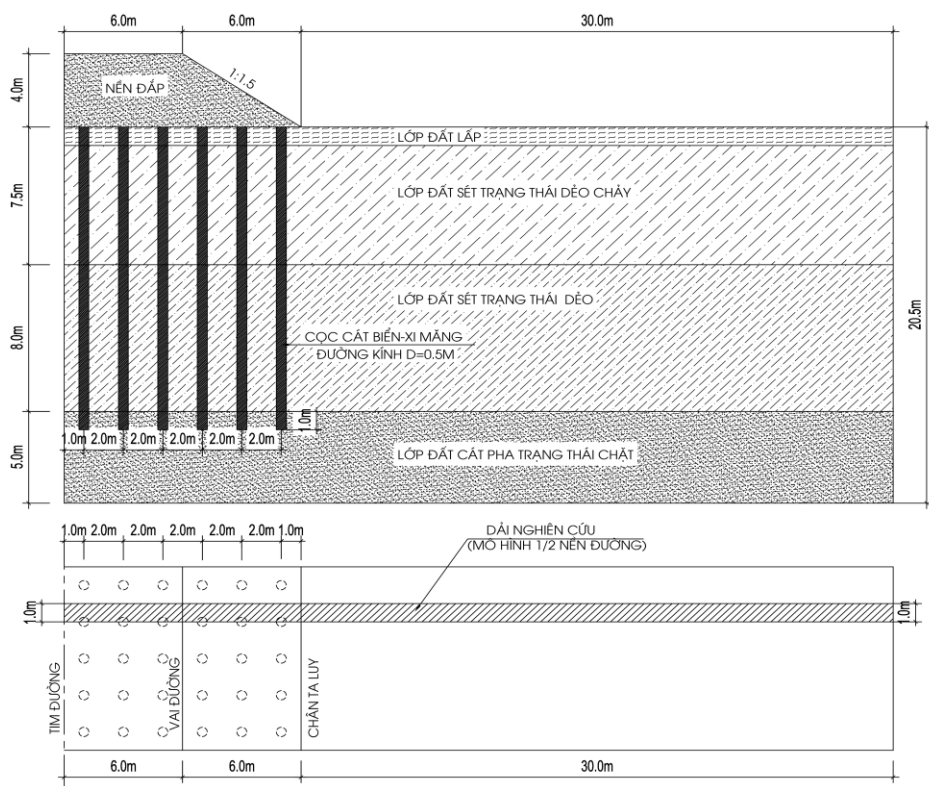
Để đánh giá hiệu quả xử lý nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng, nhóm nghiên cứu đã lựa chọn các thông số kỹ thuật của tuyến đường Hải Phòng - Nam Định, một công trình hạ tầng điển hình vùng ven biển để xây dựng mô hình số. Các chỉ tiêu kỹ thuật của nền đường đắp gồm: bề rộng mặt đường 12m, bề rộng làn đường bằng 2x3,5m, chiều rộng lề đường bằng 2x2,5m, lề gia cố bằng 2x2,0m. Chiều cao đường đắp 6,0m, mái ta luy đắp bên trái và bên phải bằng 1:1,5. Địa tầng theo thứ tự từ trên xuống gồm: (1) đất lấp, dày 1,0m; (2) đất sét trạng thái dẻo chảy (lớp 2), dày 6,5m; (3) đất sét trạng thái dẻo chảy (lớp 4a), dày 8,0m; (4) đất cát trạng thái chặt (lớp 5), dày 5,0 m (được xem như lớp chịu lực). Mực nước ngầm được xem xét ở mức cao độ bằng mặt đất, $\cos+0,0$. Các chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất nền được thống kê trong bảng 5.24.

Bảng 5.24. Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất nền tại vị trí thiết kế điển hình

Số TT	Số TT lớp	Loại đất	Khối lượng thể tích tự nhiên γ (g/cm^3)	Khối lượng thể tích khô γ_c (g/cm^3)	Chỉ số dẻo (Ip)	Độ sệt (Ii)	Hệ số rỗng e	Hệ số nền lún a_{1-2} (cm^2/kG)	Góc ma sát trong φ (độ)	Lực dính đơn vị c (kPa)
1	Lớp 1	Đất đắp, 1,0m	1,73	-	-	-	-	-	6°11'	6,2
2	Lớp 2	Sét dẻo chảy, 6,5m	1,73	1,19	20,58	0,87	1,261	0,910	6°11'	6,2
4	Lớp 4 (4a)	Sét dẻo chảy, 8m	1,68	1,1	27,08	0,85	1,145	0,111	6°27'	6,7
5	Lớp 5	Cát bụi, chặt, 5m	1,88	1,47	4,96	-	0,823	0,033	13°58'	5,4

5.7.2. Các thông số thiết kế cọc cát biển - xi măng

Dựa vào các thông số tuyến đường tại vị trí thiết kế điển hình, cọc cát biển - xi măng được thiết kế với các thông số như sau: đường kính cọc $d = 0,5m$, chiều dài cọc 16,5m (ngâm vào lớp đất cát chặt 1,0m), các cọc được bố trí theo lưới hình vuông, khoảng cách giữa các cọc $L = 2,0m$ (hình 5.28).

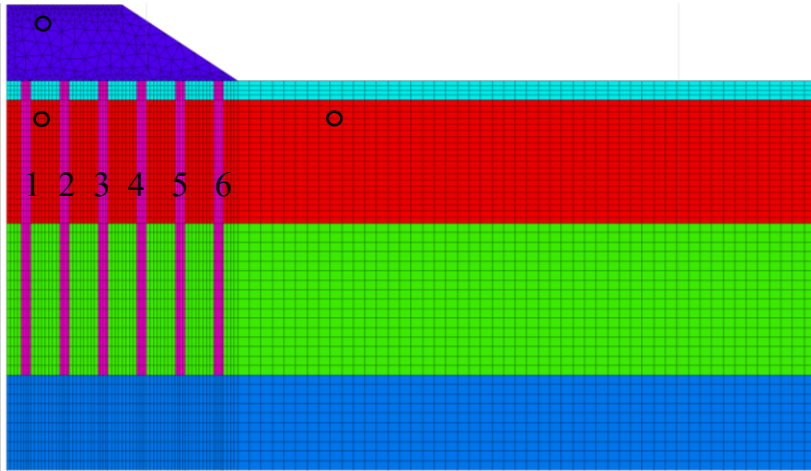


Hình 5.28. Thông số mặt cắt ngang được tính toán thiết kế

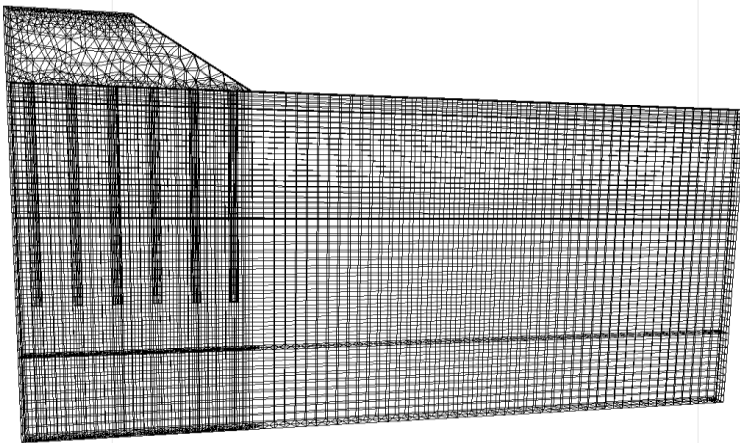
5.7.3. Xây dựng mô hình số 3D

Mô hình số 3D được xây dựng bằng phần mềm FLAC3D dựa trên lời giải của phương pháp sai phân hữu hạn. Do tính chất đối xứng nên mô hình được xây dựng theo dạng dải của một nửa nền đường với 6 cọc cát biển - xi măng, cho phép xác định ảnh hưởng của nhóm cọc và hiệu ứng vòm phía trên đầu các cọc trong nền đường (hình 5.28). Các phần tử khối đa diện được sử dụng trong phép lưới chia và được liên kết với nhau tại các nút, tạo thành lưới. Nền đất, cọc, lớp đệm cát và khối móng đều sử dụng các phần tử khối, cho phép quan sát ứng suất và chuyển vị của nền đất và cọc. Lưới của mô hình được thể hiện như ở hình 5.29. Để quan sát độ lún, chuyển vị, ứng suất, các điểm A, B, C và các cọc theo thứ tự từ 1 đến 6 sẽ được đặt tên như trên hình vẽ để thuận tiện trong việc mô tả kết quả. Trong các phân tích, nền đường đắp và các lớp đất yếu, lớp đất cát, cọc cát biển - xi măng sẽ được mô

hình hóa bằng mô hình đàn hồi tuyến tính, dẻo tuyệt đối kết hợp với tiêu chí phá hủy Mohr-Coulomb (mô hình Mohr-Coulomb). Các thông số của mô hình được sử dụng từ kết quả nghiên cứu thực nghiệm ở trong phòng. Sự tương tác giữa cọc, đất, đế móng và khối đắp được xem xét thông qua các mặt phẳng tiếp xúc chung (interfaces).



a) Mặt đứng của mô hình



b) Chia lưới 3D của mô hình dài 1/2 nền đường

Hình 5.29. Chia lưới mô hình

Về điều kiện biên, mô hình xem xét hết chiều dày lớp cát với cao độ biên dưới bằng $-20,5\text{m}$. Biên dưới của mô hình được xem như không có chuyển vị (tất cả các chuyển vị tại biên dưới được gán bằng 0), do

tính đối xứng của mô hình, chuyển vị ngang tại mặt cắt tìm đường chuyển vị theo phương y được gán bằng 0. Để giảm thiểu sự ảnh hưởng của các điều kiện biên ngang của mô hình, các phương x và y được lấy sang hai bên bằng 30m, xấp xỉ bằng 3 lần nửa bề rộng của nền đường đang xét, tại các biên ngang này, chuyển vị theo phương ngang cũng được gán bằng 0. Mặt biên vuông góc với phương y, cũng được gán chuyển vị theo phương y bằng 0.

5.7.4. Xây dựng mô hình ứng xử của vật liệu và các thông số của mô hình

Như đã trình bày ở phần trên, mô hình Mohr-Coulomb (MC) được kiến nghị sử dụng cho các lớp đất, các thông số của mô hình bao gồm: E - mô đun đàn hồi, ν - hệ số Poisson, φ - góc ma sát trong, c - lực dính đơn vị và γ - khối lượng thể tích. Các thông số đã được xác định từ các kết quả thí nghiệm ở trong phòng. Tiến hành loại bỏ bớt một số chỉ tiêu cơ lý không cần thiết, ta được bảng thông số của mô hình trong bảng 5.25.

Bảng 5.25. Bảng thông số của các mô hình trong tính toán mô phỏng

Vật liệu	Mô hình	Các thông số của mô hình
Đất lấp	MC	$E = 2,48 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\varphi = 6^\circ 11'$, $c = 6,2 \text{ kPa}$, $\gamma = 17,3 \text{ kN/m}^3$
Đất sét dẻo chảy	MC	$E = 2,48 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\varphi = 6^\circ 11'$, $c = 6,2 \text{ kPa}$, $\gamma = 17,3 \text{ kN/m}^3$
Đất sét dẻo chảy	MC	$E = 1,93 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\varphi = 6^\circ 27'$, $c = 6,7 \text{ kPa}$, $\gamma = 16,8 \text{ kN/m}^3$
Cát pha chặt	MC	$E = 6,15 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\varphi = 13^\circ 58'$, $c = 12,4 \text{ kPa}$, $\gamma = 18,8 \text{ kN/m}^3$
Nền đường đắp	MC	$E = 30 \text{ MPa}$, $\nu = 0,2$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Phần tử tiếp xúc	Sét dẻo chảy - cọc	$k_s = k_n = 1 \times 10^8 \text{ kN/m/m}$, $\varphi = 4^\circ 8'$, $c = 6,2 \text{ kPa}$
	Sét dẻo chảy - cọc	$k_s = k_n = 1 \times 10^8 \text{ kN/m/m}$, $\varphi = 4^\circ 18'$, $c = 6,7 \text{ kPa}$

Cọc cát biển - xi măng được làm từ vật liệu cát biển rời với xi măng, chúng được đại diện bởi mô hình Mohr-Coulomb sẽ phù hợp.

Dựa vào kết quả thí nghiệm mẫu vữa cát biển - xi măng theo thời gian, cường độ chịu nén của cọc sẽ dao động từ $q_u = 0,5\text{MPa} - 2,5\text{MPa}$. Kết quả này hoàn toàn phù hợp với kết quả nghiên cứu của Wang và nnk về cọc đất - xi măng (bảng 5.26).

Bảng 5.26. Các thông số của cọc cát biển - xi măng (D. Wang và nnk)

q_u (MPa)	E (MPa)	ν	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_o	ψ
0,5	670	0,24	22	161	43	0,32	13
1,0	947,6	0,24	22	273	43	0,32	13
1,5	1.160,6	0,24	23	386	43	0,32	13
2,0	1.340,2	0,24	23	498	43	0,32	13
2,5	1.498,4	0,24	24	611	43	0,32	13

Để mô phỏng sự tương tác giữa phần tử kết cấu và đất, các phần tử tương tác được gán tại mặt phẳng tiếp xúc kết cấu - đất, theo tài liệu hướng dẫn phần mềm FLAC3D, độ cứng cắt và độ cứng theo phương pháp tuyến của các phần tử tương tác được lấy bằng 10^8 kN/m/m, thông số lực dính đơn vị được lấy dựa theo kết quả thực nghiệm, góc ma sát trong của phần tử tương tác được lấy giả định bằng 2/3 giá trị góc ma sát trong của đất xung quanh cọc.

5.7.5. Tải trọng tác dụng

Trước khi tác dụng tải trọng, trạng thái ứng suất ban đầu của hệ thống phải được thiết lập, điều này cho phép định nghĩa trạng thái ứng suất ban đầu của đất theo tất cả các phương x, y, z, trạng thái ứng suất ban đầu được xác định thông qua các công thức:

$$\sigma_{zz} = \rho * g * z$$

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = K_0 * \rho * g * z$$

Tải trọng phân bố tác dụng lên toàn bộ diện tích của đỉnh nền đường là p , với giá trị được lấy tăng dần từ $p = 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40$ và 50kPa để xem xét sự ảnh hưởng của tải trọng đến độ lún và cơ chế truyền ứng suất của nền đắp và đất yếu.

5.7.6. Phân tích hiệu quả xử lý nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng

Hiệu quả trong việc giảm độ lún, giảm chuyển vị ngang của nền đường và ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu sẽ được xem xét thông qua việc so sánh 2 phương án: phương án nền đường đắp trên nền đất yếu chưa gia cố và phương án nền đường đắp trên nền đất yếu đã gia cố bằng cọc cát biển - xi măng. Ngoài ra, nghiên cứu cũng tập trung làm rõ ảnh hưởng của các thông số cọc cát biển - xi măng như độ cứng cọc, chiều dài cọc và tải trọng bên trên đường đắp đến độ lún, ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu và xuống đầu cọc.

Việc phân tích được xem xét trong trường hợp cọc cát biển - xi măng có đường kính 0,5m, chiều dài 16,5m đảm bảo thi công qua 2 lớp đất yếu (bằng 15,5m) và ngàm một phần vào lớp đất tốt, khoảng cách giữa các cọc bằng 2m, vật liệu cọc có sức kháng nén đơn trục $q_u = 1,5$ MPa.

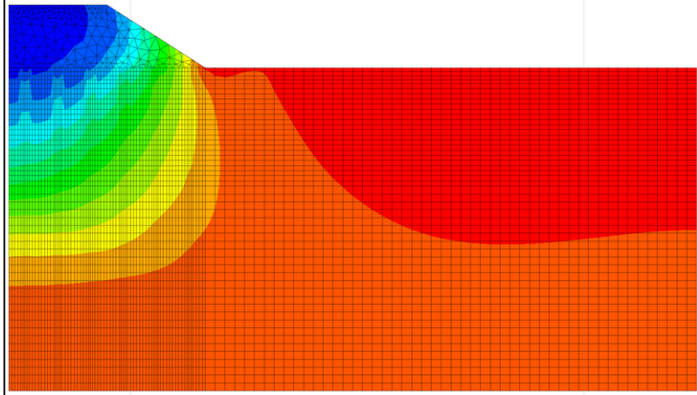
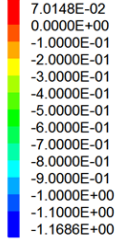
5.7.6.1. Ảnh hưởng của cọc cát biển - xi măng đến độ lún nền đất yếu

Mô hình đường đắp trên nền đất yếu chưa xử lý được xây dựng và được gán với tải trọng bản thân và một số thông số của mô hình, thể hiện trong hình 5.30a. Kết quả phân tích mô hình số 3D cho thấy, khi đường đắp trên nền đất yếu chưa xử lý, do tính nén lún của đất yếu rất lớn và sức chịu tải của đất yếu nhỏ đã gây ra độ lún của nền đất yếu rất lớn với giá trị bằng 117cm, vượt quá nhiều độ lún cho phép (30cm) của nền đường theo quy định trong Tiêu chuẩn ngành 22TCN262-2000.

Mô hình đường đắp trên nền đất yếu đã xử lý bằng cọc cát biển - xi măng được thể hiện trong hình 5.30b. Kết quả phân tích mô hình cho thấy, giá trị độ lún của đường đắp trên nền đất yếu đã xử lý bằng cọc cát biển - xi măng giảm đi đáng kể, chỉ vào khoảng 16cm, giá trị độ lún này sẽ được khắc phục khi thi công đắp bù và tiến hành lu lèn để đạt được cao độ thiết kế của mặt đường đắp. Như vậy, khi tiến hành xử lý bằng cọc cát biển - xi măng, độ lún tổng thể gây bởi tải trọng của đường đắp chỉ vào khoảng 1/7 độ lún của nền đường trên nền đất yếu khi chưa gia cố.

FLAC3D 5.00
©2012 Itasca Consulting Group, Inc.

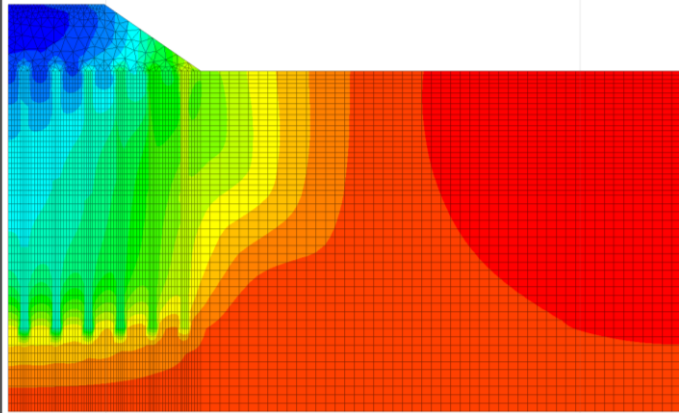
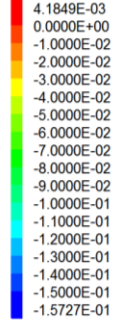
Contour Of Z-Displacement



a) *Nền đất chưa gia cố*

FLAC3D 5.00
©2012 Itasca Consulting Group, Inc.

Contour Of Z-Displacement



b) *Nền đất được xử lý bằng cọc cát biển - xi măng có $q_u = 1,5 \text{ MPa}$*

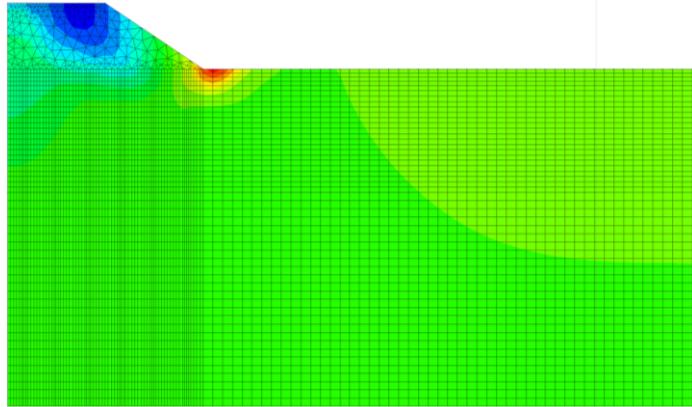
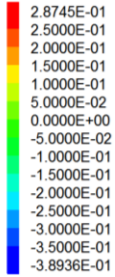
Hình 5.30. So sánh độ lún của nền đường khi chịu tác dụng của tải trọng bản thân khối đắp nền đường

5.7.6.2. Ảnh hưởng của tải trọng ngoài đến độ lún nền đất yếu

Sau khi nền đường đắp đến cao độ thiết kế, sẽ tiếp tục xem xét ảnh hưởng của tải trọng ngoài (tải trọng của phương tiện tham gia giao thông và các loại tải trọng khác tác dụng trên đỉnh nền đắp). Hình 5.31 so sánh độ lún của nền đất yếu trước khi xử lý và sau khi xử lý khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài $p = 15\text{kPa}$. Hình 5.30a biểu diễn độ lún của nền đất yếu trước khi xử lý khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài $p = 15\text{kPa}$. Kết quả phân tích xác định được độ lún của nền đất yếu bằng 39cm.

FLAC3D 5.00
©2012 Itasca Consulting Group, Inc.

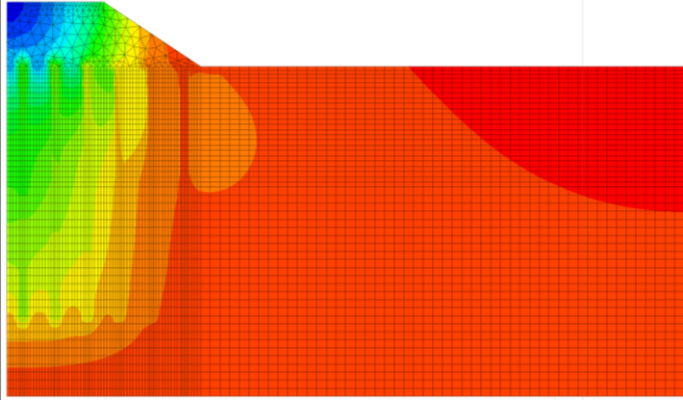
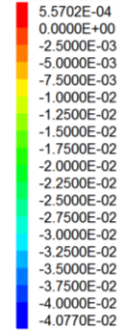
Contour Of Z-Displacement



a) *Nền đất chưa gia cố*

FLAC3D 5.00
©2012 Itasca Consulting Group, Inc.

Contour Of Z-Displacement



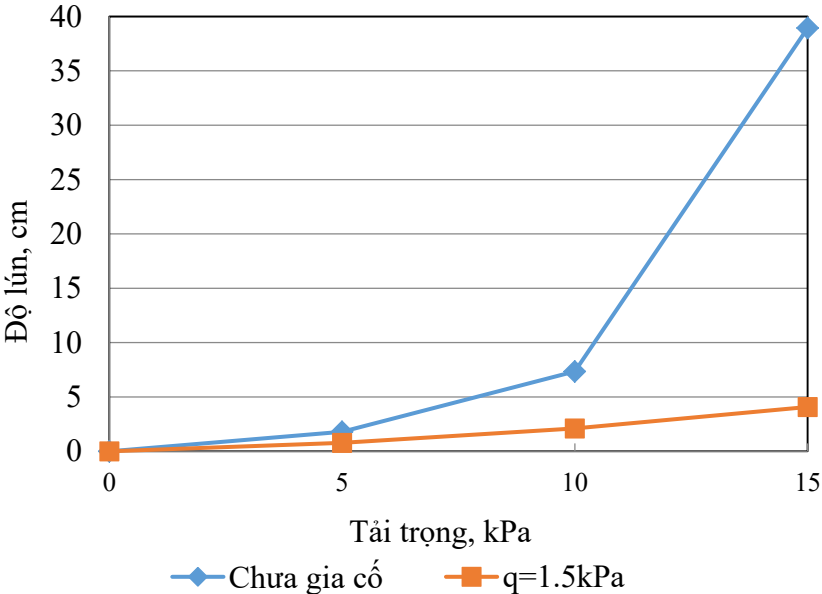
b) *Nền đất đã xử lý bằng cọc cát biển - xi măng có $q_u = 1,5MPa$*

Hình 5.31. So sánh độ lún của nền đất yếu khi chịu tác dụng của tải trọng bản thân khối đắp nền đường và tải trọng ngoài $p = 15kPa$

Có thể thấy rằng, độ lún của nền đất yếu trong trường hợp đã xử lý giảm đi rất nhiều, chỉ vào khoảng 4cm trong suốt thời gian sử dụng, Nghĩa là, so với độ lún của nền đất yếu chưa xử lý (xấp xỉ 39cm) thì hiệu quả xử lý là hết sức rõ ràng. Sau khi xử lý nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng, độ lún của nền đất yếu chỉ bằng khoảng 1/10 so với khi chưa gia cố.

Biểu đồ trên hình 5.32 biểu diễn ảnh hưởng của tải trọng đến độ lún của nền đường trong trường hợp nền đất yếu chưa và đã xử lý. Có thể nhận thấy, khi tải trọng tăng lên thì độ lún của nền đường cũng

tăng lên. Với đất yếu chưa được gia cố, quan hệ giữa tải trọng - độ lún chỉ quan sát thấy khi tải trọng ngoài bên trên khối đất nhỏ hơn 10kPa, khi tải trọng ngoài tăng lên đến 15kPa, quan hệ độ lún - biến dạng đã chuyển sang giai đoạn dẻo, nghĩa là biến dạng đã tăng lên rất nhiều khi tải trọng tăng lên hữu hạn. Trong khi đó, đường quan hệ độ lún - tải trọng của nền đất yếu đã xử lý hầu như là tuyến tính. Điều này cho thấy, sử dụng cọc cát biển - xi măng gia cố nền đất yếu không chỉ giảm đáng kể độ lún của nền đường mà còn mang lại hiệu quả trong việc cản trở sự phá hoại của nền đất yếu, đồng thời tăng sức chịu tải, như tăng mô đun đàn hồi và nở rộng phạm vi làm việc đàn hồi của nền đường.

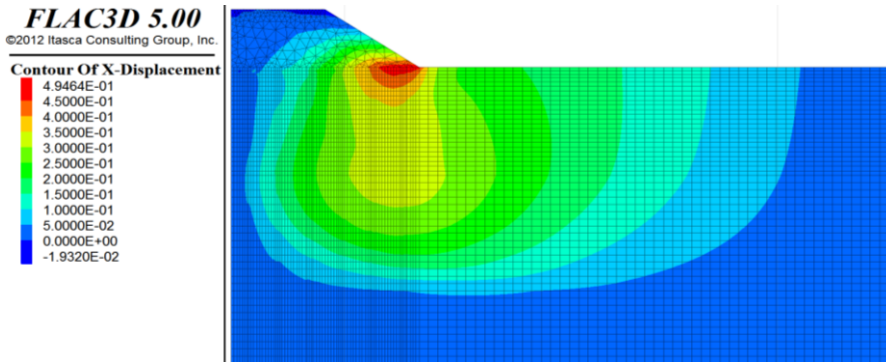


Hình 5.32. Ảnh hưởng của tải trọng tới độ lún của nền đường trong trường hợp nền đất yếu chưa và đã xử lý

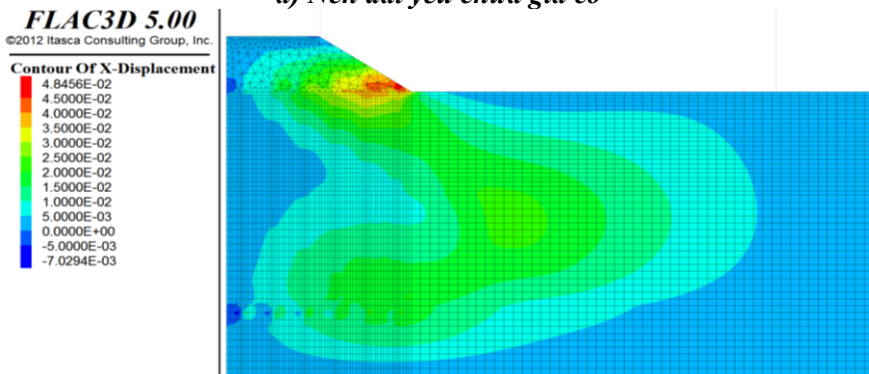
5.7.6.3. Ảnh hưởng của cọc cát biển - xi măng đến chuyển vị ngang của nền đường

Hình 5.33 phân tích chuyển vị ngang của nền đường trong trường hợp nền đất yếu chưa xử lý và nền đất yếu đã xử lý bằng cọc cát biển - xi măng khi chịu tải trọng bản thân của nền đường đắp. Có thể thấy rằng, chuyển vị ngang của vùng diện tích giáp với chân taluy nền

đường là lớn nhất. Hiện tượng nén ép vùng giữa của nền đường xuống nền đất yếu gây nên lực đẩy trôi sang hai bên. Khi nền đất yếu chưa xử lý thì chuyển vị ngang của chân taluy nền đường đắp bằng 49,4cm. Khi nền đất yếu đã xử lý thì chuyển vị ngang của chân taluy nền đường chỉ bằng 4,8cm. Khi nền đất yếu được xử lý bằng cọc cát biển - xi măng, hiện tượng đẩy trôi trên mặt đất bên cạnh taluy nền đường đắp không quan sát thấy. Vùng nén ép được quan sát thấy ở trong phạm vi chiều sâu nhất định của nền đất yếu phía dưới.



a) Nền đất yếu chưa gia cố



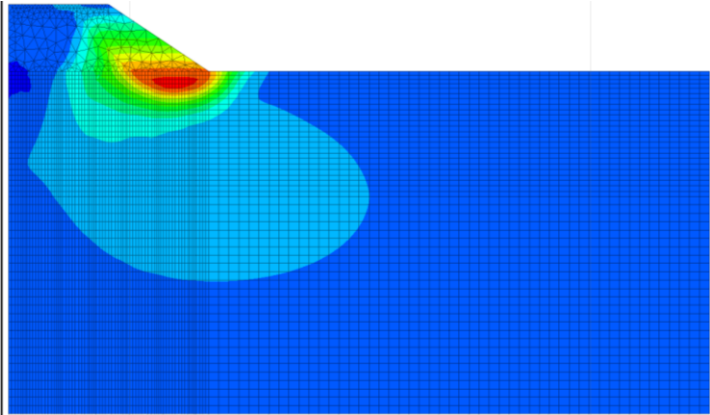
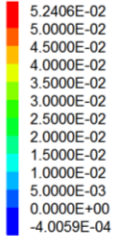
b) Nền đất yếu đã xử lý bằng cọc cát biển - xi măng có $q_u = 1,5\text{MPa}$

Hình 5.33. So sánh chuyển vị ngang của chân taluy nền đường khi chịu tác dụng của tải trọng bản thân khối đắp nền đường

Hình 5.34 so sánh chuyển vị ngang của nền đường khi chịu tác dụng của tải trọng bản thân khối đắp nền đường và tải trọng ngoài $p = 10\text{kPa}$. Khi nền đất yếu đã được xử lý, chuyển vị ngang của nền đường giảm đáng kể, chỉ còn khoảng 1,66cm.

FLAC3D 5.00
©2012 Itasca Consulting Group, Inc.

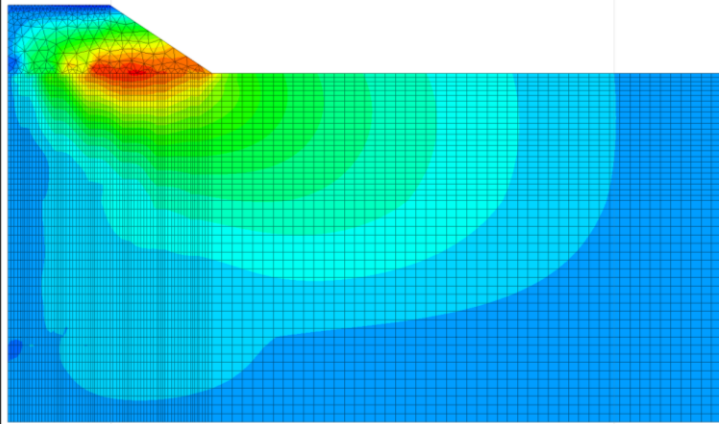
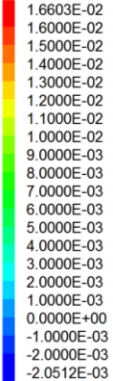
Contour Of X-Displacement



a) Nền đất yếu chưa gia cố

FLAC3D 5.00
©2012 Itasca Consulting Group, Inc.

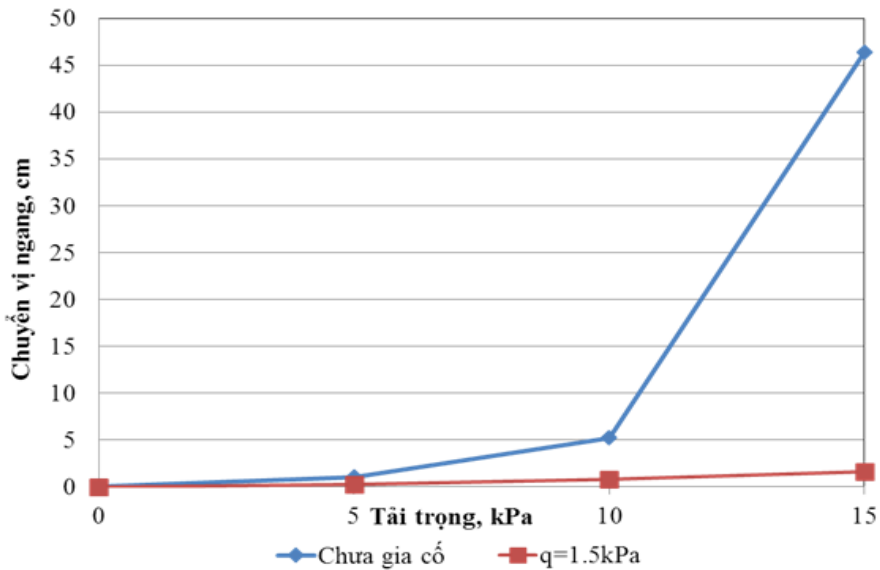
Contour Of X-Displacement



b) Nền đất yếu đã xử lý bằng cọc cát biển - xi măng có $q_u = 1,5$ MPa

Hình 5.34. So sánh chuyển vị theo phương ngang của chân taluy nền đường khi chịu tác dụng của tải trọng bản thân khối đắp nền đường và tải trọng ngoài $p = 10$ kPa

Hình 5.35 biểu diễn mối quan hệ giữa chuyển vị ngang với tải trọng ngoài tác dụng xuống nền đường, nhận thấy, khi tải trọng tác dụng lên nền đường đắp còn nhỏ (≤ 10 kPa), chuyển vị ngang của nền đường nhỏ và tăng gần như tuyến tính với tải trọng. Tuy nhiên, khi tải trọng tăng lên đến 15 kPa, chuyển vị ngang của nền đường trong trường hợp không gia cố tăng lên rõ rệt, xấp xỉ 47 cm. Trong khi đó, trường hợp tải trọng tăng với nền đã gia cố vẫn chưa đáng kể, khoảng 2,2 cm.

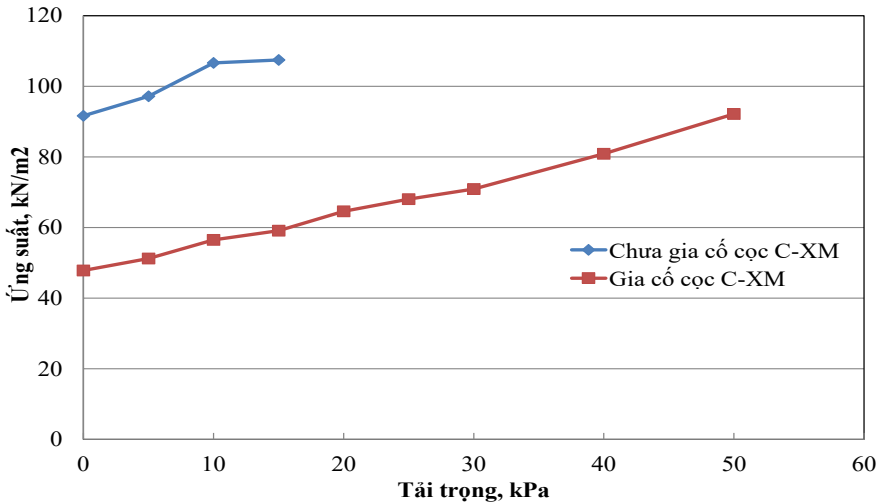


Hình 5.35. Ảnh hưởng của tải trọng tới chuyển vị ngang của nền đường trong hai trường hợp nền đất yếu đã và chưa xử lý

5.7.6.4. Ảnh hưởng của độ cứng cọc cát biến - xi măng đến độ lún, chuyển vị ngang, ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu và xuống đầu cọc

Theo lý thuyết gia cố nền đất yếu bằng cọc cứng, dưới tác dụng của tải trọng đường đắp và tải trọng ngoài do phương tiện tham gia giao thông gây ra thì hiện tượng truyền ứng suất của hệ chủ yếu dựa trên nguyên tắc hiệu ứng vòm bên trong khối đắp. Hiệu ứng vòm xảy ra trong khối đắp là do hiện tượng lún không đều giữa cọc và nền đất yếu, trong đó cọc sẽ lún ít và đất yếu sẽ lún nhiều hơn (do độ cứng của cọc lớn hơn nhiều so với nền đất yếu). Đồng thời, do sức kháng cắt của vật liệu khối đắp bên trên gây cản trở dịch chuyển xuống phía dưới của vật liệu khối đắp cùng với đất nền, tạo thành một bộ khung mang tải có dạng vòm, và toàn bộ lực phía trên của vòm sẽ được truyền theo vòm đất và xuống gối đỡ là vị trí các cọc cứng. Hiện tượng này đã làm tăng ứng suất truyền xuống đầu cọc và do đó sẽ giảm ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu. Hình 5.29 chỉ ra ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu trong trường hợp nền đất chưa gia cố và nền đất đã gia cố. Hiển nhiên rằng, khi nền đất yếu đã gia cố bằng cọc cát biến - xi măng, ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu giảm đi, giá

trị ứng suất bằng khoảng một nửa ứng suất trong trường hợp chưa gia cố (45kPa so với 90kPa). Khi ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu giảm, nó làm giảm độ lún của nền đất yếu như trong hình 5.36.

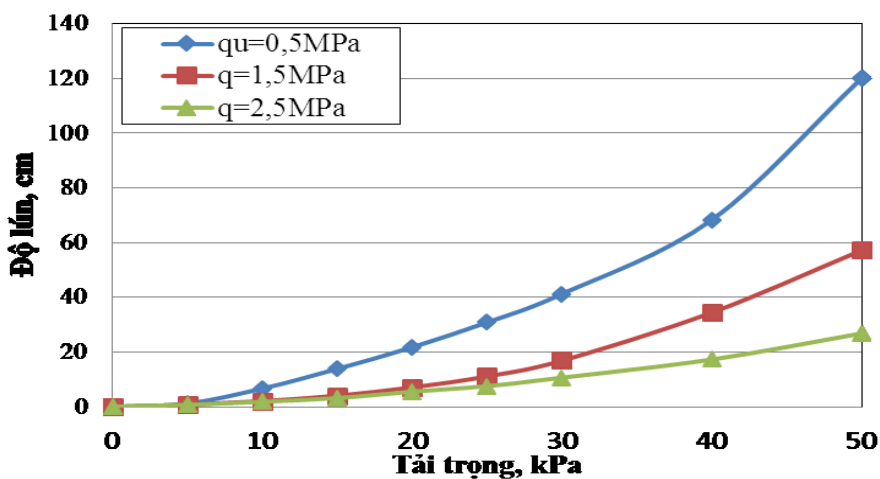


Hình 5.36. Ảnh hưởng của tải trọng tới ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu trong 2 trường hợp chưa xử lý và đã xử lý

Để xem xét ảnh hưởng của cường độ cọc cát biển - xi măng đến hiệu quả truyền ứng suất và đến độ lún nền đất yếu, cường độ của cọc cát biển - xi măng (q_u) sẽ thay đổi với các giá trị 0,5MPa, 1,5MPa và 2,5MPa. Nghiên cứu sẽ tập trung phân tích về độ lún, chuyển vị ngang của nền đường, ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu và ứng suất tác dụng xuống đầu cọc.

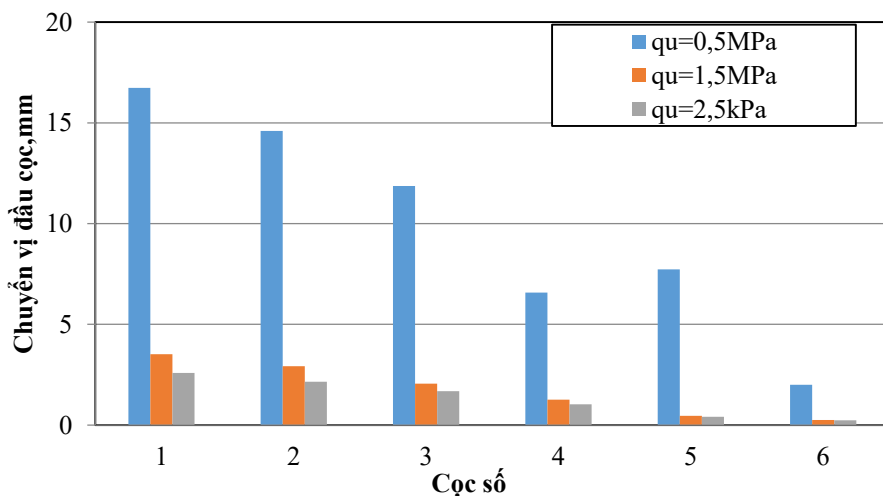
** Ảnh hưởng của độ cứng cọc đến độ lún của nền đường*

Hình 5.37 biểu diễn mối quan hệ giữa độ lún tổng thể của nền đường với cường độ của cọc cát biển - xi măng tương ứng với các cấp tải trọng khác nhau. Khi tải trọng tác dụng tăng lên thì độ lún của nền đường tăng lên. Có thể nhận thấy, khi tải trọng chưa đáng kể, độ lún của nền đường tương ứng với cọc có cường độ $q_u = 1,5\text{MPa}$ và $2,5\text{MPa}$ gần như nhau. Khi tải trọng lớn, độ lún của nền đường sẽ phụ thuộc đáng kể vào cường độ cọc. Ngoài ra, biểu đồ cũng chỉ ra, cường độ cọc tăng lên sẽ làm giảm đáng kể độ lún của nền đường. Độ lún ứng với cường độ cọc bằng 1,5MPa chỉ bằng 1/2 độ lún ứng với cường độ cọc bằng 0,5MPa.



Hình 5.37. Ảnh hưởng cường độ cọc cát biển - xi măng đến độ lún nền đường

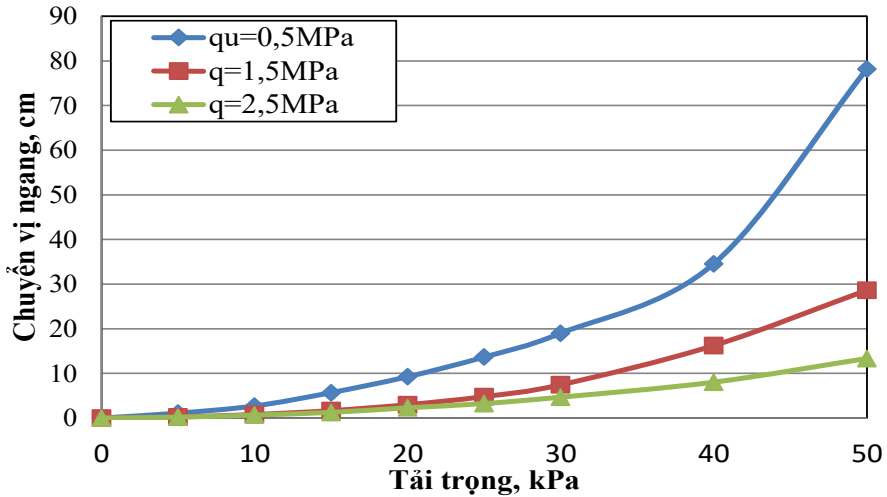
Hình 5.38 biểu diễn chuyển vị theo phương thẳng đứng của các cọc trong phạm vi nền đường tương ứng với cấp tải $p = 20\text{kPa}$. Hiển nhiên, ba cọc số thứ tự bằng 1, 2 và 3 gần tim đường lún nhiều hơn so với các cọc phía vai đường. Bên cạnh đó, biểu đồ cũng cho thấy, khi cường độ của cọc tăng lên từ $1,5\text{MPa}$ đến $2,5\text{MPa}$ thì chuyển vị của cọc đã giảm đi đáng kể so với trường hợp cường độ cọc bằng $0,5\text{MPa}$.



Hình 5.38. Ảnh hưởng cường độ cọc cát biển - xi măng đến chuyển vị đầu cọc

* Ảnh hưởng của độ cứng cọc đến chuyển vị ngang của nền đường

Hình 5.39 chỉ ra rằng, khi cường độ chịu nén của cọc tăng lên dẫn đến sự giảm đáng kể chuyển vị ngang của chân taluy đường. Với cấp áp lực bằng 50kPa, chuyển vị ngang quan sát được bằng 78cm, 30cm và 14cm ứng với cường độ chịu nén của cọc bằng 0,5 Mpa, 1,5 MPa và 2,5 MPa.

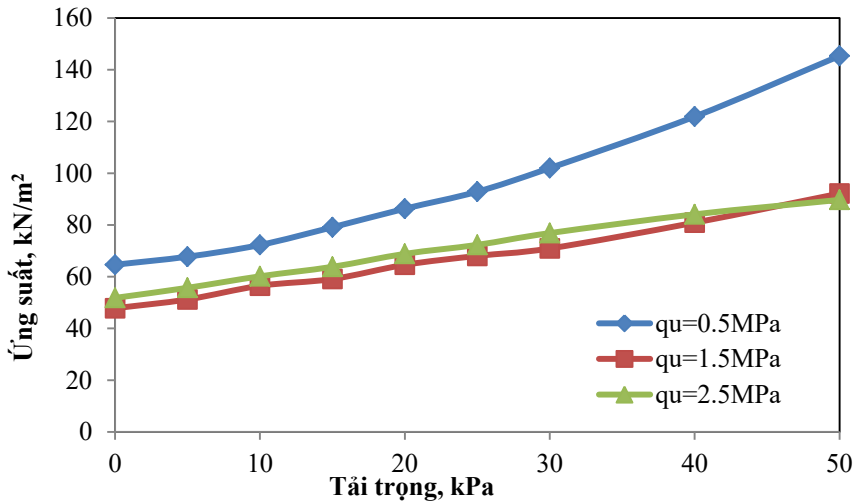


Hình 5.39. Ảnh hưởng của cường độ cọc cát biển - xi măng đến chuyển vị ngang của nền đường

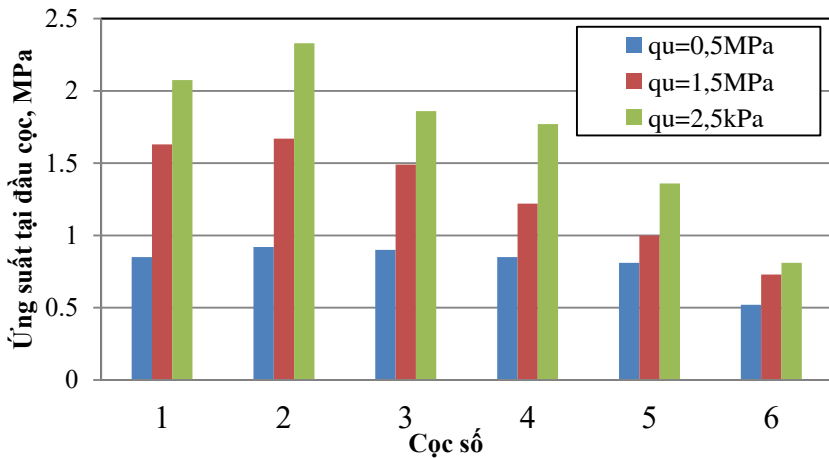
* Ảnh hưởng của độ cứng cọc đến ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu và xuống đầu cọc

Biểu đồ hình 5.40 và 5.41 mô tả ảnh hưởng của độ cứng cọc cát biển - xi măng đến giá trị ứng suất truyền xuống nền đất yếu và đầu cọc với các cấp tải trọng tác dụng trên nền đường. Từ hình 5.39 nhận thấy, khi cường độ chịu nén của cọc cát biển - xi măng tăng từ 0,5MPa đến 1,5MPa, ứng suất tác dụng xuống đất yếu đã giảm đi đáng kể, kết quả này tương đồng với các nghiên cứu trước đây của Han và Gabr, của Liu và nnk. Khi cường độ chịu nén của cọc tăng từ 1,5MPa đến 2,0MPa thì ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu không thay đổi đáng kể, điều này cho thấy giá trị cường độ cọc tối ưu trong thiết kế cọc cát biển - xi măng khi $q_u = 1,5MPa$. Biểu đồ hình 5.41

cũng cho thấy, sự chênh lệch ứng suất tác dụng xuống đỉnh cọc với các giá trị cường độ cọc.



Hình 5.40. Ảnh hưởng của cường độ cọc cát biển - xi măng đến ứng suất truyền xuống nền đất yếu



Hình 5.41. Ảnh hưởng của cường độ cọc cát biển - xi măng đến ứng suất truyền xuống đầu cọc, ứng với cấp tải trọng $p = 20\text{kPa}$

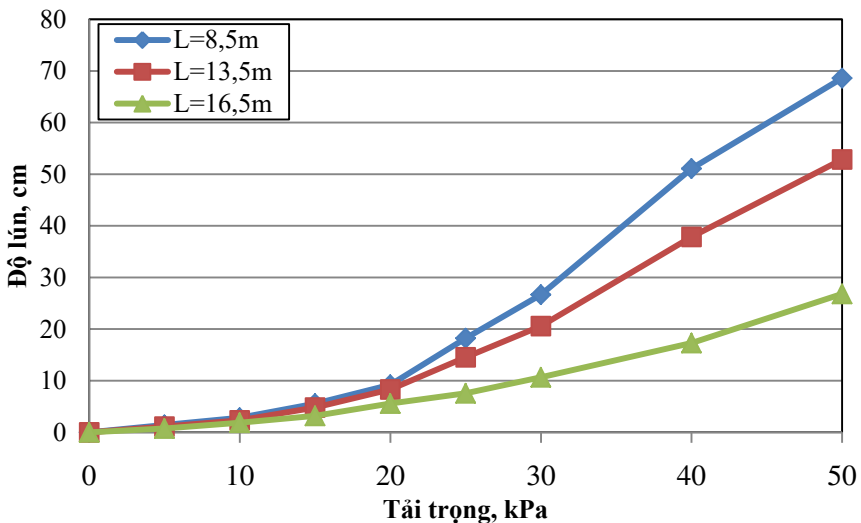
5.7.6.5. Ảnh hưởng của chiều dài cọc cát biển - xi măng đến độ lún, chuyển vị ngang của nền đường và ứng suất truyền xuống đất yếu và đầu cọc

Đề nghiên cứu ảnh hưởng của chiều dài cọc đến độ lún, chuyển vị ngang của nền đường và ứng suất truyền xuống đất yếu, nhóm

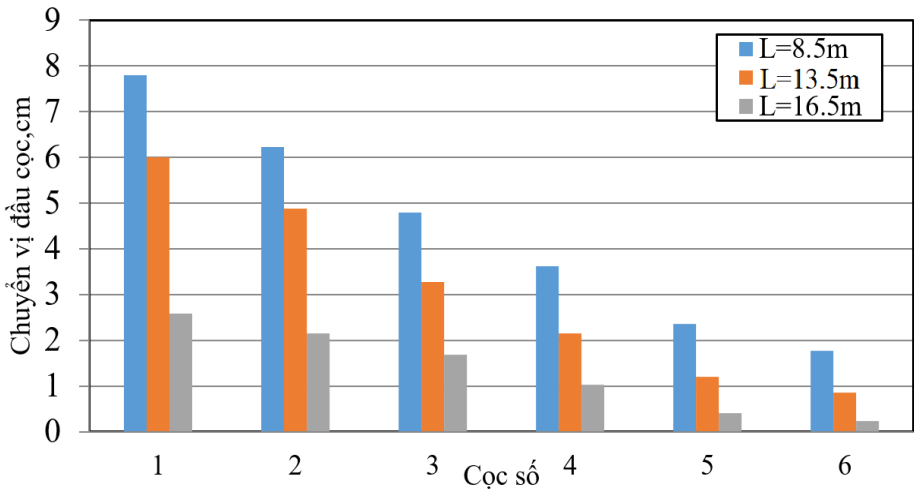
nghiên cứu tiến hành thay đổi một số giá trị chiều dài cọc với các trường hợp: (1) $L = 8,5\text{m}$ tương ứng với cọc xuyên qua lớp đất sét yếu đầu tiên; (2) $L = 13,5\text{m}$ tương ứng với mũi cọc đặt tại giữa lớp đất sét yếu thứ hai; (3) $L = 16,5\text{m}$ tương ứng với cọc xuyên qua hai lớp sét yếu và mũi cọc đặt tại lớp cát chịu lực. Cường độ chịu nén của cọc trong 3 trường hợp này được giữ không thay đổi với giá trị bằng $2,5\text{MPa}$.

**Ảnh hưởng của chiều dài cọc đến độ lún và chuyển vị đầu cọc*

Hình 5.42 và 5.43 xây dựng mối quan hệ giữa chiều dài cọc gia cố với độ lún của nền đường và chuyển vị của đầu cọc tương ứng. Độ lún khi chiều dài cọc bằng $8,5\text{m}$ lớn gấp 1,4 lần so với cọc có chiều dài bằng $13,5\text{m}$ và xấp xỉ 4 lần độ lún khi cọc chống trên lớp đất tốt. Do đó, có thể thấy rằng, hiệu quả tốt nhất của cọc cát biển - xi măng là chiều dài cọc lấy lớn hơn chiều sâu của đất yếu. Bên cạnh đó, xem xét tương quan giữa 2 hình trên, cho thấy, khi cọc đặt trong đất yếu, độ lún của đất yếu và chuyển vị đầu cọc xấp xỉ nhau, trong khi đó, chuyển vị của cọc ($2,5\text{cm}$) sẽ nhỏ hơn độ lún của đất yếu (5cm) khi cọc được ngàm vào tầng chịu lực.



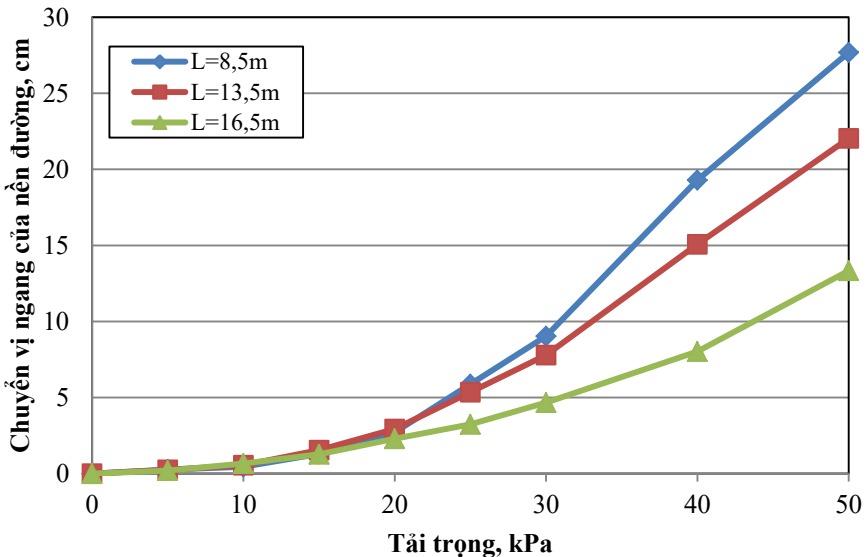
Hình 5.42. Ảnh hưởng của chiều dài cọc đến độ lún nền đường



Hình 5.43. Ảnh hưởng của chiều dài cọc đến chuyển vị đầu cọc, ứng với cấp tải trọng $p = 20\text{kPa}$

* Ảnh hưởng của chiều dài cọc đến chuyển vị ngang của chân taluy đường

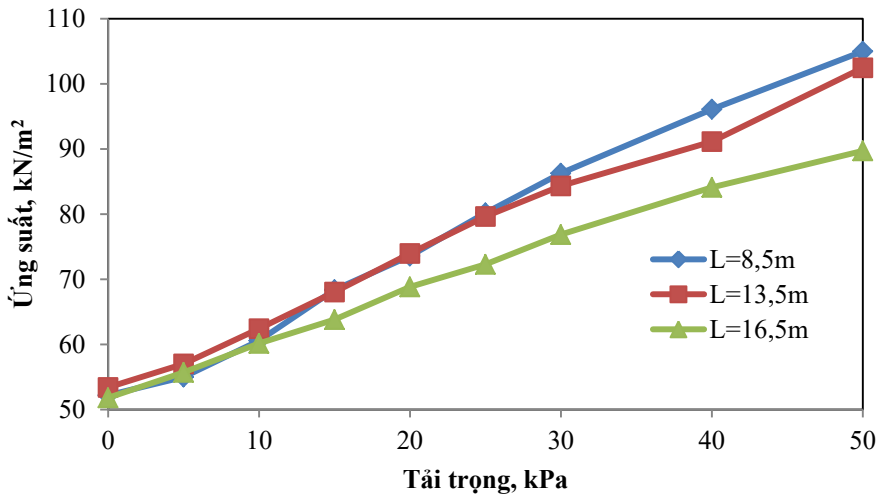
Hình 5.44 biểu diễn quan hệ giữa chiều dài cọc và chuyển vị ngang của chân taluy đường cũng tương đồng như kết quả về độ lún, khi tăng chiều dài cọc thì nền đường sẽ ổn định hơn theo phương ngang.



Hình 5.44. Ảnh hưởng của chiều dài cọc cát biển - xi măng đến chuyển vị ngang của chân taluy nền đường

** Ảnh hưởng của chiều dài cọc đến ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu*

Hình 5.45 thể hiện mối quan hệ giữa chiều dài cọc và ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu. Có thể thấy rằng, ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu ít phụ thuộc vào chiều dài cọc. Cụ thể, khi chiều dài cọc bằng 8,5m và 13,5m, ứng suất của nền đất yếu gần như tương đồng nhau. Khi chiều dài cọc cát biển - xi măng bằng 16,5m, ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu đã giảm tương đối so với 2 trường hợp trên. Như vậy, cọc chống thể hiện được ưu việt trong việc giảm ứng suất tác dụng xuống đất yếu, đây sẽ là cơ sở để giảm được độ lún của nền đường đắp dưới tác dụng của tải trọng.

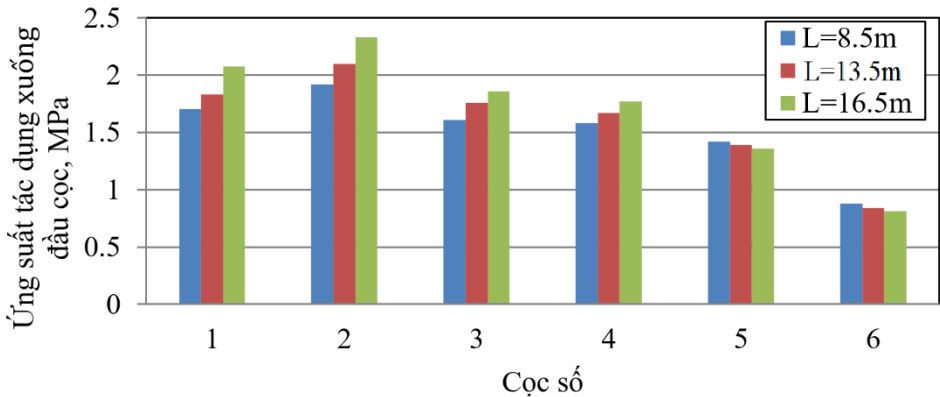


Hình 5.45. Ảnh hưởng của chiều dài cọc cát biển - xi măng đến ứng suất tác dụng xuống đầu cọc

** Ảnh hưởng của chiều dài cọc đến ứng suất tác dụng xuống đầu cọc*

Ứng suất phân bố xuống các cọc trên một mặt cắt ngang ứng với chiều dài cọc khác nhau được biểu thị trong hình 5.46. Có thể thấy rằng, ứng suất tác dụng xuống các cọc là không giống nhau trong phạm vi nền đường đắp và ứng suất tác dụng xuống đầu cọc cũng chênh lệch không quá lớn khi chiều dài cọc thay đổi. Ví dụ, đối với cọc thứ nhất, ứng suất tác dụng xuống đầu cọc bằng 1,70MPa, 1,83MPa và 2,08MPa tương ứng với chiều dài cọc bằng 8,5m, 13,5m

và 16,5m.



Hình 5.46. Ảnh hưởng của chiều dài cọc cát biển - xi măng đến ứng suất tác dụng xuống đầu cọc, ứng với cấp tải trọng $p = 20kPa$

5.8. KHẢ NĂNG SỬ DỤNG CÁT BIỂN LÀM VẬT LIỆU CỌC CÁT BIỂN - XI MĂNG

5.8.1. Thực trạng sử dụng cát biển làm vật liệu xây dựng

Trên thế giới, rất nhiều nước đã thăm dò, khai thác vật liệu xây dựng (VLXD) từ đáy biển, sử dụng cát biển làm cốt liệu bê tông, vật liệu xây, vật liệu san lấp nuôi bờ bãi... Hoạt động khai thác sa khoáng, khoáng sản VLXD đáy biển bắt đầu từ những năm 70 của thế kỷ trước, với sản lượng ngày càng tăng; một số nước sản lượng khai thác VLXD từ biển chiếm 10 - 30% tổng nhu cầu VLXD của cả nước. Vương quốc Anh và Bắc Ireland sử dụng một lượng lớn cát khai thác từ đáy biển: 50% lượng cát cho ngành công nghiệp xây dựng, 20% cho bảo vệ bờ biển và 30% còn lại là xuất khẩu. Tại Pháp, trong tổng số 400 triệu tấn VLXD các loại sử dụng hàng năm có 1,5 - 3% lượng cát sỏi khai thác từ biển. Ở Đức, sản lượng khai thác cát biển năm 2005 khoảng 0,7 triệu m^3 ; ở Nhật Bản khai thác VLXD từ đáy biển khoảng 70 - 80 triệu tấn/năm.

Ở nước ta, sự phát triển xây dựng những năm qua kéo theo nhu cầu về cát xây dựng ngày càng tăng và liên tục tăng trong những năm gần đây. Hiện nay, nguồn cát sử dụng trong xây dựng chủ yếu là cát sông, cát nhân tạo chỉ chiếm một lượng rất nhỏ 2,3% sản lượng. Theo

ước tính của Viện Vật liệu xây dựng (VIBM), lượng cát xây dựng tiêu thụ ở nước ta ước tính hằng năm lên tới 130 triệu m³ (tính trong năm 2018), sử dụng chủ yếu trong chế tạo bê tông cũng như vữa xây dựng. Theo Chiến lược phát triển ngành Vật liệu xây dựng (VLXD) Việt Nam thời kỳ 2021-2030 và định hướng đến 2050 đã được Thủ tướng Chính phủ phê duyệt trong Quyết định số 1266/QĐ-TTg ngày 18/8/2020 thì nhu cầu cát xây dựng (chỉ tính riêng cho bê tông và vữa) ở nước ta đến năm 2025 vào khoảng 170 - 190 triệu m³/năm, đến năm 2030 khoảng 200 - 220 triệu m³/năm.

Trên thực tế, do trữ lượng và lượng bồi đắp có hạn, trong khi các hoạt động khai thác cát, cuội, sỏi tràn lan và tăng liên tục dẫn đến nguồn cát tại các dòng sông thiếu hụt nghiêm trọng. Chính vì vậy, đặt ra nhiệm vụ tìm kiếm và đưa vào sử dụng các loại cát thay thế cho cát sông. Vấn đề này đã được Chính phủ quan tâm và đưa định hướng phát triển mở rộng các nguồn cát thay thế cát sông vào chiến lược phát triển VLXD trong thời gian tới. Vì vậy các nghiên cứu chuyển đổi sang khai thác sử dụng cát biển là cần thiết nhằm bổ sung và đáp ứng kịp thời cho nhu cầu xây dựng cơ sở hạ tầng phục vụ phát triển kinh tế xã hội, đặc biệt là các công trình cơ sở hạ tầng vùng ven biển và hải đảo của nước ta hiện nay.

Cọc cát biển - xi măng là công nghệ mới chưa được sử dụng ở nước ta nên cát biển chưa được sử dụng làm vật liệu cọc cát biển - xi măng. Tuy nhiên, với nguồn cát sông hiện đang khan hiếm, cạn kiệt và với việc cát biển được quan tâm nghiên cứu làm vật liệu xây dựng thì chắc chắn cát biển cũng sẽ được nghiên cứu sử dụng để làm vật liệu cọc cát biển - xi măng, phục vụ xây dựng công trình hạ tầng vùng ven biển và hải đảo ở nước ta.

5.8.2. Khả năng sử dụng cát biển làm vật liệu xây dựng và cọc cát biển - xi măng

5.8.2.1. Khái quát về trữ lượng cát biển Việt Nam

Nhu cầu cát xây dựng của Việt Nam năm 2015 là 92 triệu m³, năm 2020 dự báo tăng lên đến 130 triệu m³; nhu cầu cát san lấp giai

đoạn 2018 - 2022 là 2,5 - 3,0 tỷ m³. Trong khi đó tổng trữ lượng cát xây dựng và cát san lấp trong đất liền được dự báo đến nay chỉ là 2,1 tỷ m³. Với mức độ sử dụng như hiện tại thì đến năm 2025 nước ta sẽ đứng trước nguy cơ không còn cát phục vụ công trình xây dựng.

Theo thống kê, tổng diện tích đất cát và cồn cát ven biển của cả nước là trên 500.000 ha, trong đó, khu vực Duyên hải Nam Trung Bộ có 264.981 ha, Bình Thuận là tỉnh có diện tích đất cát và cồn cát ven biển lớn nhất nước với 125.935 ha. Cát ven biển và đụn cát ven biển vùng Bắc Trung Bộ cũng rất dồi dào, khoảng 116.232 ha (1.162 km²) (dự tính dựa trên bản đồ phân bố cát biển Bắc Trung Bộ tỷ lệ 1/100.000). Cát ven biển và đụn cát thường rất dễ khai thác với chi phí thấp. Ngoài cát đụn và cát ven biển, ở Việt Nam nguồn vật liệu cát ở ngoài khơi cũng rất lớn. Theo các kết quả điều tra, nghiên cứu hiện có, ở vùng biển từ 0 - 100m nước, nước ta có tiềm năng lớn về khoáng sản vật liệu xây dựng; đã xác định được 30 vùng triển vọng với tổng tài nguyên dự báo gần 150 tỷ m³, trong đó các vùng biển tỉnh Bình Thuận và Bà Rịa - Vũng Tàu, vùng biển Sóc Trăng, vùng biển Phú Quốc - Hà Tiên, vùng biển Hải Phòng - Quảng Ninh... rất triển vọng, có thể quy hoạch thăm dò, khai thác.

Công nghệ khai thác cát biển phổ biến là khai thác bằng gàu xúc, hút hoặc khai thác bằng tàu cuốc, trong đó khai thác bằng hệ thống đào phá vật liệu - bơm hút đặt trên tàu rất phổ biến, hiệu quả. Tuy nhiên, việc sử dụng cát biển trên bờ ở Việt Nam vẫn còn rất nhiều tiềm năng nên chưa cần sử dụng cát ngoài khơi. Nguồn vật liệu cát biển trên bờ rất dồi dào và nếu được sử dụng làm vật liệu xây dựng sẽ đem lại nguồn lợi rất lớn về mặt kinh tế.

5.8.2.2. Những thuận lợi và khó khăn khi sử dụng cát biển làm VLXD

Ở Việt Nam hiện nay, cát vàng (cát hạt trung) ở sông, suối đang là loại vật liệu tự nhiên chính để làm cốt liệu mịn trong chế tạo bê tông xi măng. Tuy nhiên, việc khai thác và sử dụng cát vàng, có hai vấn đề chính liên quan đến kỹ thuật và môi trường. Về mặt kỹ thuật, cát thường bị giới hạn mô đun độ lớn do bị mài mòn làm kích thước

hạt thu nhỏ. Tuy nhiên, nhược điểm lớn nhất là liên quan đến môi trường, việc khai thác cát sông bờ bãi, không theo quy hoạch dẫn tới hậu quả nghiêm trọng như làm gia tăng độ sâu của sông, đổi hướng dòng chảy, gây mất ổn định bờ sông, ảnh hưởng tới diện tích đất nông nghiệp và các công trình hai bên bờ sông. Điều đó đặt ra câu hỏi là liệu có thể sử dụng cát biển, nguồn cát dồi dào, làm thành phần cát mịn thay thế cát sông cho các công trình ven biển, hải đảo hay không? Các nghiên cứu đã chỉ ra, việc sử dụng cát biển cũng có những thuận lợi, khó khăn nhất định (bảng 5.27). Một trong những khó khăn lớn nhất của việc sử dụng cát biển làm VLXD là hàm lượng clorua trong cát vượt quá mức quy định trong tiêu chuẩn. Vì vậy, muốn sử dụng cát biển làm VLXD cần giảm lượng ion clorua bằng cách rửa cát hoặc sử dụng thêm các phụ gia.

Bảng 5.27. Những thuận lợi và khó khăn khi sử dụng cát biển làm VLXD

Thuận lợi	Khó khăn
Cốt liệu mịn rẻ tiền	Gây ăn mòn cốt thép
Dạng hạt tròn, lập phương như cát sông giúp giảm nước và xi măng	Khai thác cát ven bờ gây xói lở bờ biển
Trữ lượng cát dồi dào	Nếu phải rửa cát thì tăng chi phí
Ít chứa tạp chất	Khai thác cát biển ngoài khơi sẽ tốn kém về kinh phí
Khai thác trên bờ dễ dàng	Khai thác cát biển ngoài khơi sẽ tốn kém về kinh phí

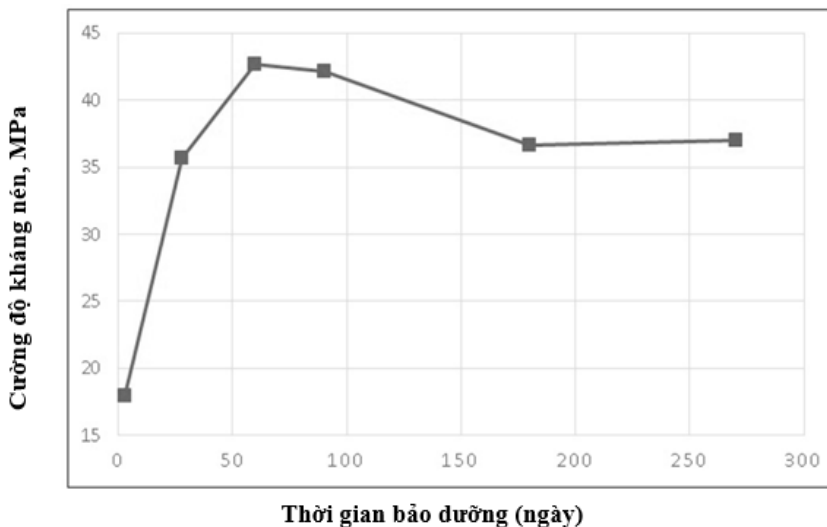
5.8.2.3. Khả năng sử dụng cát biển thay thế cát sông

Việc nghiên cứu sử dụng cát biển thay thế cát sông trong thành phần cốt liệu mịn của bê tông đã được nghiên cứu từ lâu và được sử dụng ở nhiều nơi trên thế giới. Năm 1949, báo cáo tại hội nghị quốc tế ở Lisbon, Fernandes đã đưa ra khả năng việc sử dụng cát biển để làm cốt liệu mịn trong chế tạo bê tông xi măng. Đến năm 1956, ở hội nghị quốc gia ở Mỹ về cát đã ra thông báo về việc sử dụng cát biển để chế tạo bê tông. Năm 1965, tại Liên Xô, F.M Ivanov và V.C. Glabkov đã công bố kết quả nghiên cứu sử dụng cát ở biển Đen để chế tạo bê tông thủy công. Nhìn chung, khi sử dụng cát biển thay thế cát sông thông thường thì hàm lượng muối clorua trong cát biển ít nhiều ảnh hưởng

đến chất lượng của bê tông xi măng (Lê Văn Bách, 2006). Ở một số nước châu Âu như Hà Lan, Anh, Đan Mạch, Pháp, cát bờ biển hay cát nạo vét đáy biển ở độ sâu lên đến 50m đã được ứng dụng từ nhiều năm nay và chiếm khoảng 20% nhu cầu cốt liệu, sỏi tự nhiên dùng trong xây dựng. Nhiều nghiên cứu trên thế giới cũng chỉ ra, cát biển có thể dùng làm cốt liệu mịn sản xuất bê tông (Limeira và Etxeberria, 2010, Dias và nnk, 2008, Chapman và Roeder, 1969). Ở châu Á, Nhật Bản là nước đi đầu trong việc dùng cát biển trên bờ làm cốt liệu mịn cho bê tông. Ngay từ năm 1973, cát biển đã trở thành một trong những nguồn nguyên liệu trong sản xuất bê tông ở Nhật Bản. Năm 2011, trong tổng số 70 triệu tấn cốt liệu dùng để sản xuất bê tông trộn sẵn tại Nhật Bản chiếm 12,2% cát biển. Nguồn cát ven bờ biển Nhật Bản đã nhanh chóng cạn kiệt và gần đây đã chuyển sang khai thác các mỏ cát ngoài khơi. Ở Trung Quốc, cát biển ở các khu vực duyên hải cũng đã được sử dụng rộng rãi trong xây dựng nhờ chi phí thấp, chỉ bằng 50 - 70% so với cát sông.

Ở Việt Nam, việc nghiên cứu sử dụng cát biển thay thế cát sông làm cốt liệu mịn cho bê tông hay sản xuất bê tông cát cũng đã được quan tâm trong những năm gần đây. Nghiên cứu của Nguyễn Khánh Sơn và Nguyễn Quang Thiết (2014) cho thấy, cát biển có thể dùng làm cốt liệu mịn lấp đầy các lỗ trống do đá dăm để lại trong khung chịu lực của vật liệu bê tông không cốt thép gia cường. Khi sử dụng xi măng bèn sunfat, xỉ lò cao cùng với phụ gia siêu dẻo không nhận thấy ảnh hưởng của các ion muối biển đến cường độ chịu lực của mẫu bê tông thường không cốt thép ở 90 ngày tuổi. Cát biển hạt tròn, ít góc cạnh có thể làm tăng độ sít chặt cho hỗn hợp vữa và tăng khối lượng thể tích của các mẫu vữa rắn. Vữa cát biển xi măng phát triển cường độ chịu nén và uốn chậm ở 3, 7 ngày tuổi và đạt rất cao ở 28, 60 ngày tuổi. Trần Tuấn Hiệp và nnk (2002) đã tiến hành nghiên cứu với cát biển tại 13 khu vực thuộc 10 tỉnh dọc bờ biển nước ta cho thấy, sử dụng cát biển trong chế tạo bê tông là rất triển vọng và hiệu quả với bê tông có cường độ từ 30Mpa đến 35Mpa. So với bê tông sử dụng cát sông, cường độ của bê tông sử dụng cát biển thấp hơn từ 4 - 10%, riêng các vùng Cửa Lò (Nghệ An), Kỳ Lô (Hà Tĩnh), Lăng Cô (Huế),

cường độ của bê tông sử dụng cát sông và cát biển là xấp xỉ nhau. Nghiên cứu của Đỗ Thị Lan Hoa (2001) và Lê Việt Hùng (2017) cho thấy, nếu sử dụng các biện pháp kỹ thuật như phụ gia ức chế ăn mòn, phụ gia siêu dẻo, phụ gia khoáng hoạt tính, cốt gia cường thì có thể sử dụng cát nhiễm mặn chế tạo bê tông cho các kết cấu bê tông cốt thép. Đối với cát đụn, nghiên cứu của Hoàng Minh Đức và Nguyễn Kim Thịnh (2014) cho thấy, cát đụn Phú Quốc có thể dùng để chế tạo bê tông có cường độ đến 40MPa phù hợp cho thi công đường bê tông xi măng trên đảo và giảm giá thành vật liệu xây dựng từ 11 - 16% so với phương án sử dụng cát sông. Xét về hiệu quả kinh tế, nghiên cứu của Lê Văn Bách (2006) cho thấy, bê tông xi măng dùng cát biển Bình Thuận và Vũng Tàu rẻ hơn bê tông xi măng dùng cát vàng thông thường là 19.330 đ/m³. Hoàng Quốc Gia và nnk (2020) đã nghiên cứu khả năng sử dụng cát ở một số vùng biển Việt Nam làm cốt liệu cho bê tông xi măng. Kết quả nghiên cứu cho thấy, việc sử dụng cát biển để chế tạo bê tông xi măng là hoàn toàn khả thi. Việc tính toán thiết kế thành phần của bê tông cát biển hoàn toàn tương tự như khi sử dụng cát sông. Tuy nhiên, bê tông cát biển thể hiện một số tính chất đặc biệt, đó là sự suy giảm cường độ ở tuổi dài ngày (hình 5.47). Đây cũng là một trong những điểm lớn nhất liên quan đến cường độ của bê tông cát biển.



Hình 5.47. Sự biến thiên cường độ bê tông cát biển theo thời gian

Ngoài việc sử dụng cát biển để thay thế cát sông làm cốt liệu mịn trong sản xuất bê tông xi măng và bê tông cốt thép, cát biển có thể dùng làm vật liệu xây dựng trong một số ứng dụng khác như làm bê tông cát. Nguyễn Thanh Sang và Trần Lê Thắng (2011) đã nghiên cứu sử dụng cát duyên hải miền Trung để chế tạo gạch bê tông tự chèn và tấm đan trong xây dựng đường ô tô. Nghiên cứu tiến hành thử nghiệm bê tông cát với 2 hỗn hợp cốt liệu khác nhau. Hỗn hợp thứ nhất có sự phối trộn giữa 40% cát đụn và 60% đá hỗn hợp đảm bảo hàm lượng cốt liệu lớn trong bê tông < 30% theo yêu cầu của bê tông cát. Hỗn hợp thứ hai sử dụng 40% cát mịn và 40% cát thô. Hai loại hỗn hợp cốt liệu này chế tạo thành 3 loại bê tông khác nhau. BTD20 là hỗn hợp bê tông cát sử dụng hỗn hợp thứ hai với cường độ thiết kế $f_c' = 20\text{MPa}$ dùng làm tấm đan. BG1 là hỗn hợp bê tông cát sử dụng hỗn hợp thứ hai với cường độ thiết kế $f_c' = 30\text{MPa}$ dùng làm gạch blog, BG1 là hỗn hợp bê tông cát sử dụng hỗn hợp thứ nhất với cường độ thiết kế $f_c' = 30\text{MPa}$ dùng làm gạch blog. Các thí nghiệm về cường độ chịu nén, cường độ ép chẻ 28 ngày và 56 ngày tuổi, mô đun đàn hồi, độ mài mòn, độ hút nước đã được tiến hành. Kết quả nghiên cứu cho thấy, cường độ của bê tông cát đều đạt yêu cầu thiết kế và tiếp tục tăng sau 28 ngày tuổi. Cường độ chịu nén của các mẫu BTD20, BG1, BG2 lần lượt là 70%, 91%, 89% so với cường độ 56 ngày tuổi của các mẫu đó. Cùng một tỷ lệ cấp phối chế tạo gạch tự chèn thì cường độ chịu nén và cường độ kéo uốn đạt được của bê tông cát sử dụng đá hỗn hợp đạt được cao hơn sử dụng cát thô. Bê tông cát khi sử dụng đá mịn và tro bay cải thiện đáng kể khả năng chống mài mòn. Khi thay thế một phần xi măng bằng bột khoáng mịn tro bay làm tăng khả năng chống mài mòn, cường độ chịu nén, cường độ kéo uốn cho bê tông cát chỉ sử dụng bột đá vôi.

Từ các phân tích trên có thể thấy rằng, việc sử dụng cát biển trong sản xuất bê tông xi măng, bê tông cốt thép, bê tông cát là hoàn toàn khả thi. Do đó, việc sử dụng cát biển để xử lý nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng là rất có triển vọng. Đặc biệt là đối với các công trình ven biển, hải đảo, nơi mà việc vận chuyển cát sông là rất khó khăn và tốn kém. Trong khi đó, cát biển lại có hầu hết ở các vùng biển với trữ

lượng lớn nên việc sử dụng cát biển thay thế cát sông hoặc cát xay để chế cọc cát biển - xi măng có ý nghĩa lớn trong việc giảm giá thành xây dựng, đảm bảo tốc độ thi công, giảm khó khăn trong khâu khai thác và vận chuyển đối với các vùng ven biển và hải đảo; không làm cạn kiệt tài nguyên môi trường. Nhược điểm chính của bê tông từ cát biển là sự ăn mòn cốt kim loại được khắc phục bằng việc sử dụng cốt sợi phi kim loại. Tuy nhiên, đặc điểm của cát biển ở Việt Nam là có độ cứng lớn, và tương đối mịn. Từ những lý do trên, việc nghiên cứu chế tạo bê tông sử dụng cát biển, áp dụng thích hợp cho cọc cát biển - xi măng là khả thi và rất cần thiết.

5.8.2.4. Kết luận

Cát biển Việt Nam nói chung có trữ lượng rất dồi dào, dễ khai thác với chi phí thấp (ngoại trừ khai thác ngoài khơi thì khó khăn và tốn kém hơn về mặt kinh phí). Theo các kết quả nghiên cứu, cát biển Việt Nam có rất nhiều tiềm năng và có thể sử dụng để thay thế cát sông làm cốt liệu mịn cho bê tông xi măng, bê tông cốt thép hoặc trong các lĩnh vực xây dựng có sử dụng cát khác. Đặc biệt, ứng dụng cát biển để làm cọc cát biển - xi măng để xử lý nền đất yếu trong xây dựng các công trình cơ sở hạ tầng vùng ven biển và hải đảo là hoàn toàn khả thi. Các kết quả nghiên cứu thực nghiệm trong phòng ở mục 5.3.1 đã chỉ ra, cường độ hỗn hợp cát biển - xi măng với cùng hàm lượng xi măng không thua kém nhiều cường độ hỗn hợp cát sông - xi măng, trong khi đó cát biển có trữ lượng lớn, dễ khai thác, rất phù hợp cho công trình xây dựng vùng ven biển. Ngoài việc giảm giá thành xây dựng, việc sử dụng cát biển làm cọc cát biển - xi măng xử lý nền đất yếu còn góp phần hạn chế sử dụng cát sông vốn đang ngày càng cạn kiệt và đất đỏ, giúp bảo vệ môi trường lòng sông và ổn định bờ sông thích ứng với điều kiện biến đổi khí hậu hiện nay.

Chương 6

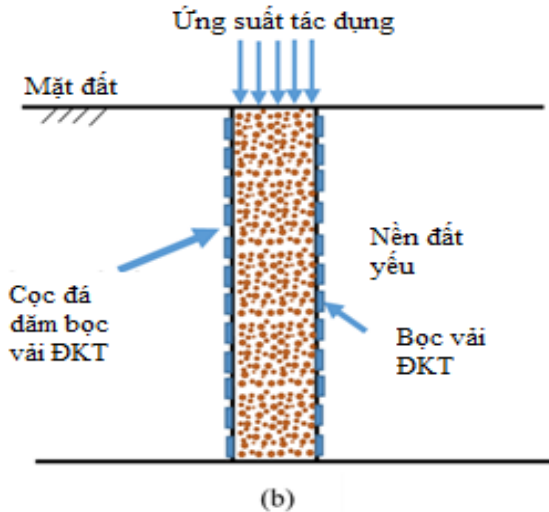
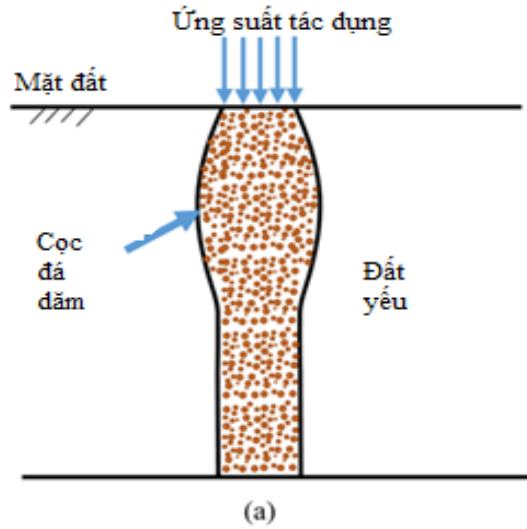
CÔNG NGHỆ GIA CỐ NỀN ĐẤT YẾU BẰNG CỌC ĐÁ DẪM BỌC VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

6.1. KHÁI QUÁT CHUNG

Công nghệ gia cố đất yếu bằng cọc đá dăm được sử dụng rộng rãi cho các công trình hạ tầng, bởi vì có ưu điểm giảm giá thành xây dựng, giảm tổng độ lún và giảm độ lún lệch, đẩy nhanh quá trình lún cố kết nhờ giảm được chiều dài thoát nước (Tandel 2012). Ngoài ra, gia cố đất yếu bằng cọc đá dăm cũng mang lại hiệu quả kinh tế - kỹ thuật nhờ công nghệ thi công đơn giản (Murugesan và Rajagopal, 2006).

Trên thực tế, khi các cọc đá dăm được thi công trong lớp đất rất yếu chịu tải trọng tương đối lớn, sức chịu tải của cọc đá dăm bị giảm đi do biến dạng theo phương ngang của chúng. McKenna và nnk (1975) đã chỉ ra, các lớp đất yếu xung quanh cọc không đủ cường độ để ổn định thành bên sẽ dẫn đến hiện tượng cọc đá dăm bị nở hông (phình ngang) và đất yếu xâm nhập vào các khe giữa các hạt cốt liệu, dẫn đến giảm khả năng chịu tải của các cọc đá dăm (hình 6.1.a). Do đó, công nghệ gia cố đất yếu bằng cọc vật liệu rời nói chung và cọc đá dăm nói riêng chỉ giới hạn để cải tạo đất yếu có lực dính không thoát nước đơn vị c_u hay s_u lớn hơn 15 kN/m^2 . Trong trường hợp đất yếu có lực dính không thoát nước nhỏ ($c_u < 15 \text{ kN/m}^2$), cọc vật liệu đá dăm bọc vải địa kỹ thuật (ĐKT) sẽ được ứng dụng (hình 6.1.b) nhằm khắc phục hiện tượng nở hông của cọc (van Impe và Silence, 1986).

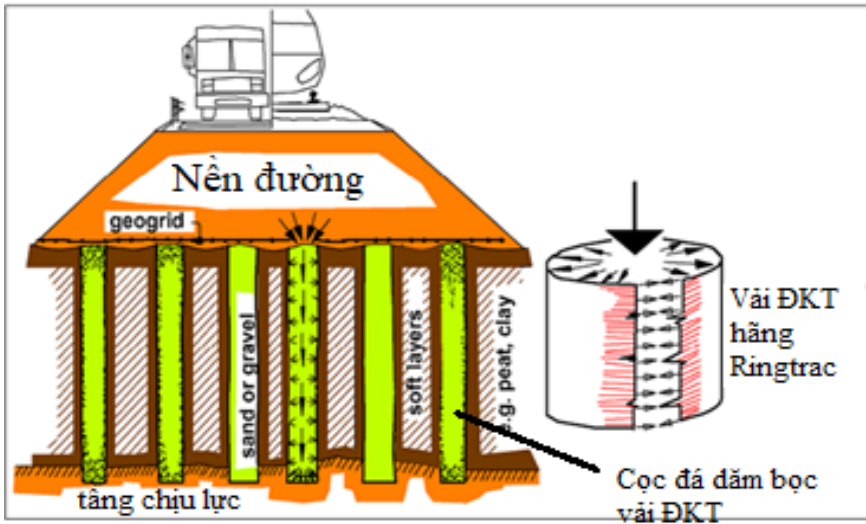
Đầu năm 1994, nhà thầu Möbius và công ty sợi tổng hợp tập đoàn HUESKER của Đức đã phát triển công nghệ cọc đá dăm bọc vải ĐKT cho nền đường đắp trên đất rất yếu (bùn nhão hoặc than bùn) nhằm hạn chế hiện tượng nở hông và đồng thời tăng cường khả năng chịu lực theo phương ngang của cọc. Vải ĐKT bọc cọc vật liệu rời (Geosynthetic Encased Columns, GECs) có mô đun đàn hồi cao làm tăng khả năng chịu tải và hạn chế biến dạng của cọc, do đó giảm độ lún của nền đất (Alexiew và nnk. 2005).



Hình 6.1. Hiện tượng nở hông (nở ngang) của cọc đá dầm không và có bọc vải ĐKT:

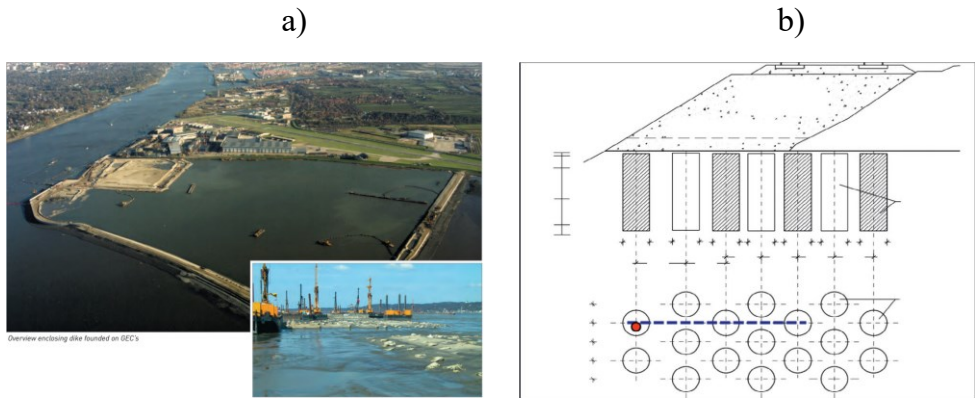
- a) Cọc đá dầm không bọc vải địa kỹ thuật;
b) Cọc đá dầm bọc vải địa kỹ thuật**

Bản chất công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc đá dầm bọc vải ĐKT là dùng thiết bị chuyên dụng đưa cọc đá dầm bọc vải ĐKT vào nền đất yếu (hình 6.2). Các cọc có thể bố trí theo lưới ô vuông, hình chữ nhật hay hình tam giác, đất yếu có thể được gia cố một phần hoặc toàn bộ chiều dài. Nền đường hoặc móng công trình sẽ được xây dựng trên nền đất yếu đã gia cố.



Hình 6.2. Sơ đồ gia cố nền đất yếu bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT

Phương pháp thiết kế và công nghệ thi công cọc đá dăm bọc vải ĐKT đã được đề xuất tương đối đầy đủ trong thập niên 1990, tạo điều kiện thuận lợi để ứng dụng vào các dự án cụ thể ở các nước Bắc Âu như Hà Lan, Thụy Điển...; ở Đông Âu như Ba Lan; ở Tây Âu như Đức, Pháp và ở Nam Mỹ như Braxin (Alexiev và Raithel, 2015) (hình 6.3).



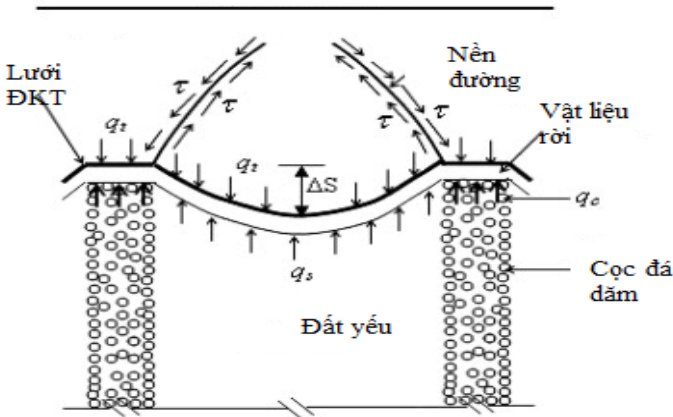
Hình 6.3. Một số dự án điển hình ứng dụng cọc đá dăm bọc vải ĐKT tại châu Âu.

a) Dự án mở rộng nhà máy sản xuất thiết bị hãng Airbus A30, Hamburg, Đức. b) Dự án mở rộng đường sắt ở Waltershof, Đức

6.2. ỨNG XỬ CƠ HỌC CỦA CỌC ĐÁ DẪM KHÔNG BỌC VÀ CÓ BỌC VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

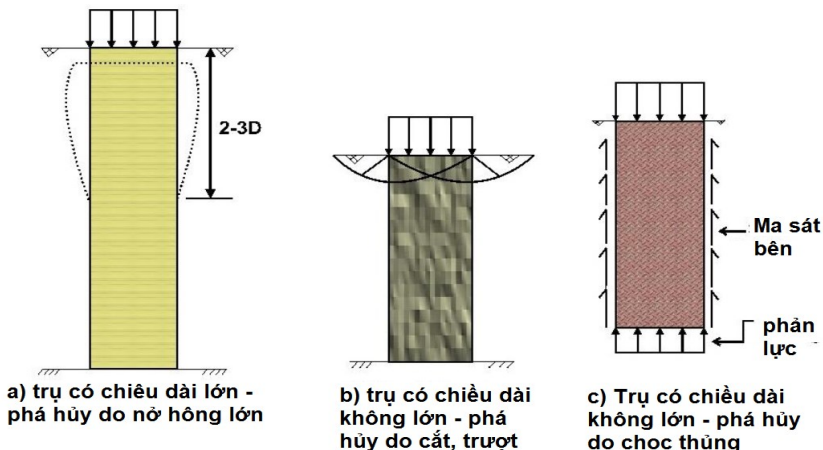
6.2.1. Cơ chế truyền tải trọng và các dạng phá hủy của cọc đá dăm không bọc vải địa kỹ thuật

Nguyên lý làm việc của công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc đá dăm không bọc và có bọc vải ĐKT tương tự như công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc cứng. Do độ cứng của cọc đá dăm lớn hơn nhiều so với nền đất yếu, nền đất yếu sẽ có xu hướng lún nhiều hơn so với cọc đá dăm, phần khối đắp phía trên đất yếu cũng có xu hướng dịch chuyển cùng. Tuy nhiên, phần khối đắp phía trên đầu cọc đá dăm làm bằng vật liệu rời với góc ma sát trong lớn (sức kháng cắt lớn) sẽ cản trở dịch chuyển của khối đắp trên đất yếu nhờ nhận thêm một phần lực ma sát từ khối bên cạnh truyền xuống, làm tăng ứng suất tác dụng xuống đầu cọc đá dăm, và do đó giảm ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu. Hiện tượng này được các nhà khoa học trên thế giới gọi là *hiệu ứng vòm* (hình 6.4). Ngoài ra, thành phần lực ma sát âm xung quanh thân cọc đá dăm phát sinh do độ lún của đất yếu lớn hơn độ lún của cọc đá dăm cũng sẽ tác dụng lên cọc đá dăm. Do đó, độ lún của nền đất yếu, của nền đắp bên trên và móng của công trình giảm đi. Lực tác dụng lên đầu cọc đá dăm và lực ma sát âm xung quanh thân cọc đá dăm được truyền dọc thân cọc xuống các lớp đất nằm dưới sâu thông qua lực ma sát bên và sức kháng tại mũi cọc đá dăm.



Hình 6.4. Hiệu ứng vòm trong khối đắp trên nền đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm

Trong quá trình gia tải, ứng suất tiếp sẽ sinh ra dọc theo thân cọc đá dăm, trong vùng tương tác giữa cọc đá dăm và đất yếu xung quanh do biến dạng thẳng đứng không đều, gây ra chuyển động tương đối giữa cọc đá dăm và đất. Do đó, ứng suất dọc trục của cọc đá sẽ giảm dần theo độ sâu khi tải trọng dọc trục truyền vào đất qua lực ma sát (Goughnour & Bayuk, 1979). Ba dạng phá hủy cọc đá dăm gồm: (a) phá hủy do nở hông, xảy ra khi cọc đá dăm xuyên qua đất yếu tựa mũi vào lớp cứng, có chiều dài lớn hơn 4 - 6 lần đường kính, (b) phá hủy do ứng suất cắt, khi chiều dài cọc ngắn và nằm trên nền đất cứng, (c) phá hủy do chọc thủng, có thể xảy ra khi mũi cọc đá dăm nằm trong nền đất yếu và chiều dài của cọc tương đối ngắn (tỷ lệ chiều dài và đường kính nhỏ hơn 2 (hình 6.5).



Hình 6.5. Các dạng phá hủy của cọc đá dăm: a) Phá hủy do nở hông lớn; b) Phá hủy do ứng suất cắt; c) Phá hủy do chọc thủng.

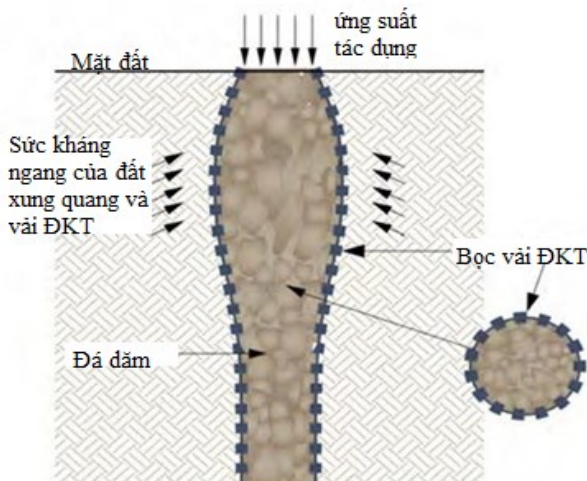
6.2.2. Cơ chế truyền tải trọng và các dạng phá hủy của cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật

Sơ đồ tổng quát của công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật (GEC) được thể hiện trong hình 6.6. Do cường độ kháng nén của cọc đá dăm cao, tải trọng tập trung ở đỉnh cọc nên làm giảm ứng suất xuống nền đất yếu. Tải trọng thẳng đứng trên cọc đá dăm bọc vải ĐKT tạo ra các ứng suất pháp tuyến theo hướng bán kính ra ngoài và mở rộng theo phương hướng tâm của cọc đá dăm. Do đó, ứng suất này cân bằng nhờ ứng suất từ đất yếu xung quanh và một ứng suất

vòng (bọc) của vải ĐKT (là sự khác biệt với cọc đá dăm không bọc vải ĐKT) (hình 6.7). Lực kéo căng vòng giới hạn tương ứng bằng F (kN/m) trong vải ĐKT phụ thuộc vào cường độ kéo vòng (J tính bằng kN/m) và độ bền kéo giới hạn (UTS tính bằng kN/m) của nó, cường độ thiết kế tương ứng F_d (kN/m): khi cường độ chịu kéo càng cao, sự nở hông càng bị hạn chế, biến dạng ngang càng nhỏ và do đó biến dạng thẳng đứng của cọc đá dăm (độ lún) giảm, làm giảm độ lún của nền đường và giảm áp lực lên đất yếu giữa các cọc đá dăm.



Hình 6.6. Sơ đồ làm việc của nền đắp trên đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT. Cân bằng của ứng suất theo phương đứng và phương ngang trong cọc đá dăm bọc vải ĐKT (Raithel (1999, 2000) và EBGeo 2011)



Hình 6.7. Lực kéo theo phương chu vi trong vải địa kỹ thuật bọc cọc đá dăm

6.3. ƯU ĐIỂM CỦA CÔNG NGHỆ CỌC ĐÁ DẪM BỌC VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

So với công nghệ cọc vật liệu rời, cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật có các ưu điểm như: nâng cao sức chịu tải của cọc theo phương đứng (sức kháng kéo của vải ĐKT sẽ hạn chế khả năng nở hông và ổn định thành bên của cọc), nâng cao sức kháng cắt của cọc và có thể áp dụng cho các loại đất yếu khác nhau.

Một số ưu điểm mang lại khi sử dụng vải địa kỹ thuật bọc cọc đá dăm, bao gồm:

- Hạn chế khả năng phá hoại theo phương ngang của cọc đá dăm nhờ cường độ chịu kéo của vải ĐKT cao.

- Không cho bùn đất xâm nhập vào bên trong cọc nhờ vải ĐKT đóng vai trò làm lớp ngăn cách. Ngoài ra, vải ĐKT còn có tác dụng thoát nước và ngăn chặn sự di chuyển lên trên của các hạt đất đường kính nhỏ.

- Giúp cho việc kiểm soát chất lượng của cọc được dễ dàng hơn.

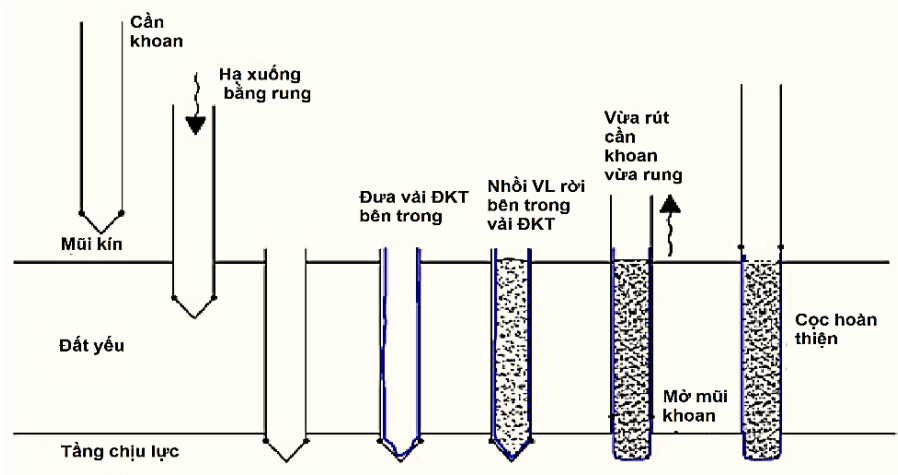
- Không ảnh hưởng đến cao độ mực nước ngầm nhờ đảm bảo khả năng thoát nước đứng và ngang của cọc, mang lại hiệu quả về môi trường và tự nhiên.

Nhờ những ưu điểm nêu trên, công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT đã được ứng dụng rộng rãi trong gia cố nền đất yếu cho các công trình hạ tầng cơ sở, đặc biệt cho các công trình đường giao thông, đê, đập.

6.4. THI CÔNG CỌC ĐÁ DẪM BỌC VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

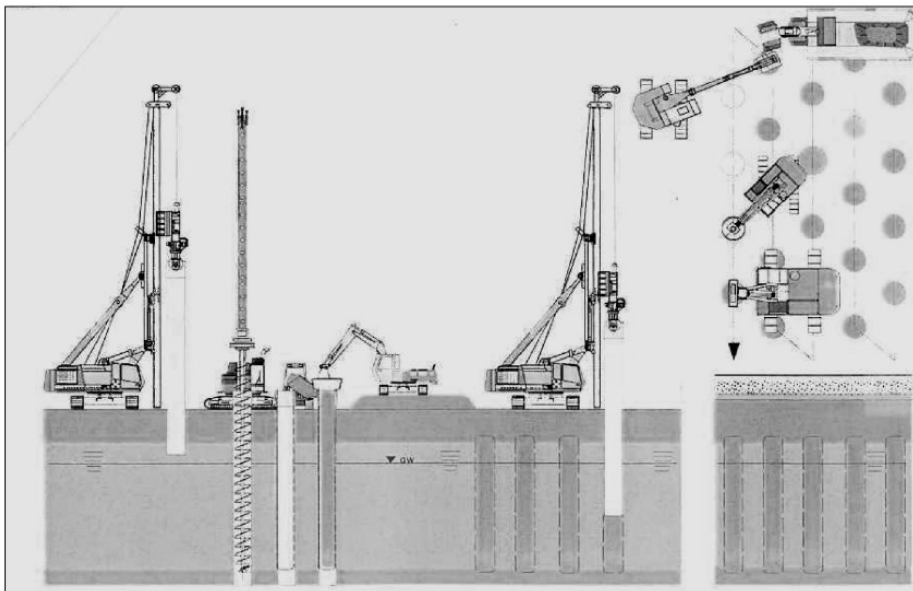
Trong thực tế, có hai phương pháp chủ yếu để thi công cọc đá dăm bọc vải ĐKT là phương pháp chuyển vị và phương pháp thay thế đất (Alexiew và nnk 2015). Trong phương pháp chuyển vị, cần khoan thép với mũi bịt kín sẽ được ấn vào nền đất yếu đến lớp đất chịu lực, ống vải ĐKT được đưa vào bên trong của cần khoan, vật liệu đá dăm (hay sỏi cuội) được đưa vào bên trong ống vải ĐKT, cần khoan được rút lên kết hợp với đầm rung sẽ làm cho vật liệu cọc được nén chặt

(hình 6.8). Phương pháp chuyển vị thường được sử dụng cho loại đất rất yếu ($s_u < 15 \text{ kN/m}^2$).



Hình 6.8. Phương pháp chuyển vị thi công cọc vật liệu rời bọc vải ĐKT (Alexiew và nnk 2015)

Trong phương pháp thay thế đất, cần khoan với mũi khoan mở được sử dụng và đất yếu bên trong ống sẽ được đào lên. Các bước thi công tiếp theo tương tự phương pháp chuyển vị (hình 6.9).



Hình 6.9. Phương pháp thay thế đất thi công cọc vật liệu rời bọc vải ĐKT (Alexiew và nnk 2011)

Trong tính toán thiết kế, một số giải pháp được áp dụng để kiểm soát độ lún và sức chịu tải của cọc, bao gồm:

- Tăng tỷ lệ diện tích của cọc trên tổng diện tích cần gia cố (10 - 20%) bằng cách tăng đường kính của cọc (thông thường 0,6m đến 0,8m) hay giảm khoảng cách giữa các cọc (thường từ 1,5m - 2,5 m).

- Sử dụng vật liệu cọc có chất lượng tốt (như dùng đá dăm, sỏi cuội thay cho cát).

- Tăng độ bền của vải ĐKT theo phương hướng tâm sẽ giảm được độ lún và tăng sức chịu tải của cọc đơn. Vải ĐKT có cường độ càng cao, biến dạng theo phương hướng tâm càng nhỏ và độ lún của cọc càng ít, dẫn đến giảm được độ lún của cọc.

6.5. CÁC THÔNG SỐ YÊU CẦU CỦA CỌC ĐÁ DĂM BỌC VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

6.5.1. Nền đất yếu

Thiết kế nền đường đắp trên nền đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT yêu cầu các thông số tương đối chính xác của đất yếu, xác định từ các thí nghiệm hiện trường hoặc trong phòng. Các thông số của đất yếu bao gồm: đặc tính nén lún, lịch sử ứng suất và các đặc trưng cường độ phục vụ tính toán độ lún và ổn định của nền đắp trên nền đất yếu.

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) thường sử dụng khi khảo sát sơ bộ khi không xác định được đầy đủ các thông số của nền đất yếu. Vì vậy, một số các thí nghiệm hiện trường khác và các thí nghiệm trong phòng sẽ phải được thực hiện đồng thời. Thí nghiệm cắt cánh (VST) được sử dụng để xác định độ bền cắt không thoát nước tại chỗ và độ nhạy của đất sét. Thí nghiệm đo áp suất lỗ rỗng Piezocone (CPTu) đặc biệt hiệu quả đối với đất sét mềm, vì nó cho phép xác định cường độ và cố kết là những đặc tính chủ yếu của loại đất mềm yếu. Ngoài ra, thí nghiệm CPTu cho phép xác định được cột địa tầng và lịch sử ứng suất của nền đất.

6.5.2. Vật liệu đá dăm

Các thông số địa kỹ thuật của vật liệu rời làm cọc đá dăm có thể được xác định bằng các thí nghiệm thông thường trong phòng thí nghiệm như thí nghiệm cắt trực tiếp hoặc thí nghiệm nén ba trục, cho phép xác định được các thông số trong tính toán mô hình số hoặc giải tích.

Đối với cọc đá dăm bọc vải ĐKT, đá dăm phải sạch, tốt nhất là đá nghiền, cứng và không có chất hữu cơ hoặc các vật liệu có hại khác. Sự suy giảm cường độ của đá dăm thường được xác định bằng thí nghiệm Los Angeles, kích cỡ hạt đá dăm phải từ 12mm đến 75mm (Castro, 2017).

Mật độ tương đối của đá dăm trong các cọc đá dăm thường không được đo và có thể thay đổi dọc theo chiều dài của cọc đá dăm, giá trị thích hợp phải đạt trên 75%. Góc ma sát trong của đá (ϕ_c) có ảnh hưởng đáng kể đến kết quả xử lý và giới hạn lên đến 50°. Mô đun đàn hồi của các cọc đá dăm thường dao động từ 25MPa đến 100MPa và thay đổi theo loại vật liệu sử dụng và áp suất hông. Quy luật hàm mũ hypebol “ m ” đôi khi được sử dụng để biểu diễn mối quan hệ giữa ứng suất với độ cứng của vật liệu (khoảng 0,3).

6.5.3. Vải địa kỹ thuật

Vải/lưới ĐKT có thể được mô hình hóa như một màng mềm dẻo không chịu ứng suất nén với bề dày không đáng kể, hoạt động như một vật liệu đàn hồi tuyến tính với mô đun J_g nằm trong khoảng từ 1.500kN/m đến 6.000kN/m.

Độ bền kéo của vải/lưới ĐKT thường đạt được đối với các biến dạng theo chu vi khoảng 5 - 10%, có nghĩa là giá trị độ bền đạt 100 - 300kN m⁻¹ (Alexiew và Raithel, 2015). Thông thường, độ bền kéo đối với vải/lưới ĐKT là dị hướng, và do đó các phương khác nhau sẽ có các thông số vật liệu khác nhau. Một số đặc điểm khác của vải ĐKT, chẳng hạn như độ chùng và hư hỏng trong quá trình lắp đặt, thường được xem xét thông qua các hệ số chiết giảm.

Trong các phân tích số gần đây của Liu và nnk (2017), vật liệu vải ĐKT được mô hình hóa như một phần tử liên tục có độ dày nhỏ nhưng không chịu nén và uốn. Ngoài ra, hệ số Poisson của vải ĐKT (η_g) thường không được xem xét, nhưng thực tế có ảnh hưởng đáng kể đến kết quả (Castro, 2017). Vải ĐKT tổng hợp phổ biến để bọc cọc đá dăm là loại vải dệt, có hai phương chịu lực gần như độc lập; vì vậy, có vẻ hợp lý khi sử dụng các giá trị hệ số Poisson gần bằng 0. Soderman và Giroud (1995) đề xuất giá trị $\eta_g = 0,1$ đối với vải địa kỹ thuật dệt và $\eta_g = 0,35$ đối với vải địa kỹ thuật không dệt.

6.6. TÍNH TOÁN CỌC ĐÁ DĂM BỌC VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

Để lý tưởng hóa một cọc đá dăm trong nền đất, ô hỗn hợp của cọc đá dăm và đất nền xung quanh cọc được coi là *ô đơn vị* với giả định các cọc đá dăm được sắp xếp theo một mô hình hình học cụ thể, ảnh hưởng của các điều kiện biên được bỏ qua và các thuộc tính của vật liệu được sử dụng là giống hệt nhau (Balaam và Booker, 1981, McKelvey và Sivakumar, 2000). Balaam và nnk (1978) đề xuất khái niệm *ô đơn vị* để biểu diễn một cọc đá dăm đơn lẻ trong một nhóm cọc thông qua đường kính tương đương (d_e) của cọc và đất chịu tải trọng phân bố đều. d_e tỷ lệ với khoảng cách giữa các cọc (s), theo các mẫu sắp xếp do Balaam và Poulos (1983) trình bày. *Ô đơn vị* có thể được mô hình vật lý trong phòng thí nghiệm như một buồng hình trụ có tường bên ngoài cứng, không ma sát được đặt đối xứng xung quanh cọc đá dăm.

Hầu hết các phương pháp lý thuyết của các nhà nghiên cứu đều dựa trên khái niệm *ô đơn vị*. Về cơ bản, *ô đơn vị* chứa hai phần: (i) cọc đá dăm và (ii) đất xung quanh trong vùng ảnh hưởng của cọc đá dăm.

Mối quan hệ giữa đường kính *ô đơn vị* và khoảng cách các cọc đá dăm được xác định theo công thức:

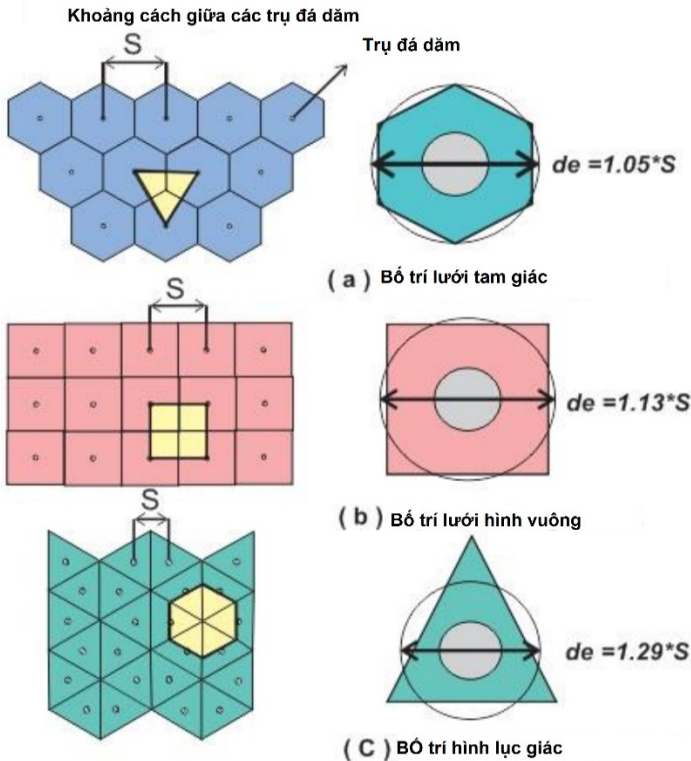
$$d_e = s \cdot c_g \quad (6.1)$$

Trong đó:

d_c - đường kính của ô đơn vị.

s - khoảng cách giữa các cọc liên kề.

c_g - hằng số liên quan đến việc bố trí các cọc đá dầm, nếu bố trí hình lục giác $c_g = 1,05$, bố trí hình vuông $c_g = 1,13$ và bố trí hình tam giác $c_g = 1,29$ (hình 6.10).



Hình 6.10. Các dạng bố trí cọc đá dầm

6.6.1. Phương pháp Raithel và Kempfert-EBGE 2010

Các mô hình tính toán dựa trên sự tương tác giữa cọc và đất yếu xung quanh, trong đó, các độ lún tại mặt phẳng đầu cọc (cọc và đất yếu) xấp xỉ bằng nhau (hình 6.11). Một số yêu cầu tối thiểu trên mô hình phân tích được sử dụng, bao gồm:

- Ứng xử chịu tải trọng trên đầu cọc, nghĩa là sự tập trung ứng suất trên đầu cọc theo thời gian phải được đo.

- Sự cố kết của đất yếu phải được ghi lại để phân tích độ lún theo thời gian, thừa nhận cọc như một giếng thoát nước theo phương thẳng đứng.

- Cường độ của đất yếu phải được thừa nhận là một hàm của ứng suất hữu hiệu (mô đun biến dạng phụ thuộc ứng suất).

- Nếu hiện tượng nở hông xảy ra, biến dạng hông của ống địa kỹ thuật phải được ghi lại chính xác như là một hàm của tải trọng và thời gian.

- Trường hợp thi công theo phương pháp chuyển vị, ảnh hưởng của chuyển vị ống rung đến các ứng suất trong nền đất yếu phải được xem xét.

- Trường hợp nền đất có nhiều lớp, các thông số của từng lớp đất phải được xác định riêng rẽ (không lấy giá trị trung bình của tất cả các lớp đất).

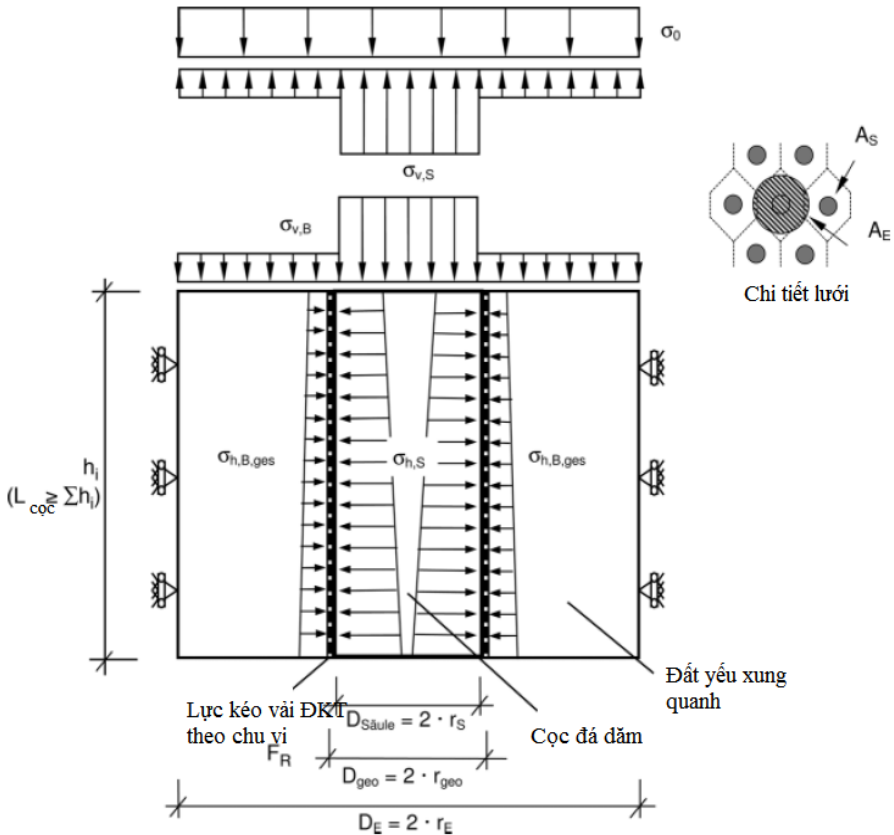
- Nếu hiệu ứng nén chặt xảy ra trong ống lưới địa kỹ thuật không có ống thép xung quanh (như khi đổ bằng máy rung sâu), tải trọng tác dụng lên bao vải ĐKT phải được xem xét.

- Các tham số ảnh hưởng đáng kể đến quá trình tính toán lực căng kéo quanh chu vi bao vải ĐKT và độ lún của nền đất, chuyển vị của cọc, bao gồm:

- + Hệ số mật độ cọc đá dăm a_s
- + Bán kính của cọc đá dăm r_s và bán kính của ống vải ĐKT r_{geo}
- + Độ cứng theo phương bán kính theo thời gian của ống vải ĐKT J
- + Chiều dày của các lớp đất yếu h_i
- + Hàm cường độ của các lớp đất yếu phụ thuộc trạng thái ứng suất (mô đun biến dạng $E_{s,i}$)
- + Các thông số về sức kháng cắt của các lớp đất φ'_B, c'_B và của cọc đá dăm φ'_s, c'_s .
- + Khối lượng thể tích của các lớp đất γ_B, γ'_B và đá dăm γ_s, γ'_s .
- + Hệ số áp lực ngang của đất ở trạng thái nghỉ $K_{O,B}$ và trạng thái ứng suất nguyên sinh của nền đất.
- + Giá trị áp lực phân bố trung bình σ_0 tại mặt phẳng đầu cọc đá dăm của phần tử đơn vị.

+ Hệ số thấm của các lớp đất $k_{f,B}$ và của cọc đá dăm $k_{f,S}$.

Mô hình phân tích đối xứng trục của một phần tử cọc đá dăm được thể hiện trong hình 6.11.



Hình 6.11. Sơ đồ chịu tải của cọc đá dăm bọc vải ĐKT và mô hình phân tích

Kết quả phân tích bao gồm biến dạng và lực kéo lớn nhất theo chu vi của ống vải ĐKT và độ lún ban đầu trong mặt phẳng đầu cọc đá dăm.

Phép tính đạo hàm được mô tả trong Raithel (1999) phân tích cho tám bản đặt trên nền đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT. Tuy nhiên, mô hình cũng có thể vận dụng cho bài toán khối đắp với chiều cao đắp cao hơn 1m. Ngoài ra, tùy thuộc vào cấu trúc nền đất, mô hình cho phép tính toán với nền nhiều lớp. Các lớp đất được xác định trên cơ sở ranh giới địa chất. Tổng độ lún được xác định bằng tổng độ lún của các lớp đất riêng lẻ.

Giả thiết mặt phẳng cân bằng lực tại đầu cọc đá dăm σ_0 và các lực thẳng đứng tương ứng của cọc đá dăm $\sigma_{v,S}$ và nền đất yếu xung quanh $\sigma_{v,B}$, ta có công thức:

$$\sigma_0 \cdot A_E = \sigma_{v,S} \cdot A_S + \sigma_{v,B} \cdot (A_E - A_S) \quad (6.2)$$

Các ứng suất ngang được gây bởi các ứng suất hướng tâm do tải trọng bên trên và trọng lượng bản thân của nền đất, trong đó $\sigma_{\bar{u},S}$ và $\sigma_{\bar{u},B}$ là các ứng suất phụ trong cọc đá dăm và trong nền đất:

$$\sigma_{h,S} = \sigma_{v,S} \cdot K_{a,S} + \sigma_{\bar{u},S} \cdot K_{a,S} \quad (6.3)$$

$$\sigma_{h,B} = \sigma_{v,B} \cdot K_{0,B} + \sigma_{\bar{u},B} \cdot K_{0,B}^* \quad (6.4)$$

Ống vải ĐKT (bán kính r_{geo}) được xem như vật liệu đàn hồi tuyến tính với độ cứng dọc trục J .

$$F_R = J * \Delta r_{geo} / r_{geo} \quad (6.5)$$

Ứng suất kéo theo chu vi có thể xác định dựa vào ứng suất ngang theo phương bán kính $\Delta \sigma_{h,geo}$, được phân bổ cho vải ĐKT, dựa vào phương trình:

$$\sigma_{h,geo} = F_r / r_{geo} \quad (6.6)$$

Các thành phần ứng suất theo phương ngang gây nên độ chênh lệch về ứng suất $\Delta \sigma'$. Điều này liên hệ đến sự huy động của thành phần áp lực đất tăng thêm trong nền đất, cho đến khi trạng thái cân bằng ứng suất theo phương ngang đạt được.

$$\sigma_{h,Diff} = \sigma_{h,S} - (\sigma_{h,B} + \sigma_{h,geo}) \quad (6.7)$$

Biến dạng của cọc đá dăm là do ứng suất chênh lệch. Biến dạng ngang theo phương bán kính Δr_S và độ lún của đất yếu theo mô đun biến dạng $E_{s,B}$ được xác định theo mô hình cọc rỗng có chiều cao h_0 chịu tải trọng chiều dài và theo phương bán kính (tỷ lệ (ν_B = hệ số Poisson của đất yếu):

$$\Delta r_S = \frac{\sigma_{h,Diff}}{E^*} \cdot \left(\frac{1}{a_s} - 1 \right) r_s \quad (6.8)$$

$$s_B = \left(\frac{\sigma_{v,B}}{E_{s,B}} - 2 \cdot \frac{1}{E^*} \cdot \frac{\nu_B}{1 - \nu_B} \sigma_{h,Diff} \right) h_0 \quad (6.9)$$

Trong đó:

$$E^* = \left(\frac{1}{1-\nu_B} + \frac{1}{1+\nu_B} \cdot \frac{1}{a_s} \right) \frac{(1+\nu_B)(1-2\nu_B)}{(1-\nu_B)} E_{s,B} \quad (6.10)$$

$$\text{và } a_s = A_s/A_E$$

Mối quan hệ giữa độ lún của cọc đá dăm s_s và biến dạng theo phương bán kính cọc đá dăm Δr_s với thể tích không đổi là một hàm số của bán kính ban đầu của cọc đá dăm r_0 hay chiều cao lúc đầu h_0 :

$$s_s = \left[1 - \frac{r_0^2}{(r_0 + \Delta r_s)^2} \right] \cdot h_0 \quad (6.11)$$

Biến dạng theo phương ngang sẽ được tính toán và hiện tượng nở hông cũng được xem xét:

$$\Delta r_s = \Delta r_{geo} + (r_{geo} - r_s) \quad (6.12)$$

Khi xem như chuyển vị tương đối giữa cọc đá dăm và nền đất xung quanh là bằng nhau:

$$s_s = s_B \quad (6.13)$$

Dựa vào các công thức trên, biến dạng ngang tại biên cọc đá dăm được xác định bằng công thức sau:

$$\Delta r_s = \frac{K_{a,s} \cdot \left(\frac{1}{a_s} \cdot \sigma_0 - \frac{1-a_s}{a_s} \cdot \sigma_{v,B} + \sigma_{\bar{u},s} \right) - K_{0,B} \cdot \sigma_{v,B} - K_{0,B}^* \cdot \sigma_{\bar{u},B} + \frac{(r_{geo} - r_s) \cdot J}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{\left(\frac{1}{a_s} - 1 \right) r_s} + \frac{J}{r_{geo}^2}} \quad (6.14)$$

Phương trình dưới đây cho một lớp đất chỉ bao gồm một biến không xác định là $\sigma_{v,B}$. Phương trình điều kiện có thể được giải quyết lặp đi lặp lại bằng cách ước lượng $\sigma_{v,B}$. Nên sử dụng một phần mềm hoặc công cụ tính toán để tiết kiệm thời gian.

$$\left\{ \frac{\sigma_{v,B}}{E_{s,B}} - \frac{2}{E^*} \frac{\nu_B}{1-\nu_B} \cdot \left[K_{a,s} \cdot \left(\frac{1}{a_s} \cdot \sigma_0 - \frac{1-a_s}{a_s} \cdot \sigma_{v,B} + \sigma_{\bar{u},s} \right) - K_{0,B} \cdot \sigma_{v,B} - K_{0,B}^* \cdot \sigma_{\bar{u},B} + \frac{(r_{geo} - r_s) \cdot J}{r_{geo}^2} - \frac{\Delta r_s}{r_{geo}^2} \right] \right\} \cdot h = \left[1 - \frac{r_s^2}{(r_s + \Delta r_s)^2} \right] \cdot h \quad (6.15)$$

Để kết hợp biến dạng theo phương ngang, trước tiên cần xác định tải trọng tác dụng và sau đó tính toán biến dạng ngang ở cạnh cọc, chấp nhận $J = 0$. Bằng cách sử dụng $\Delta r_s = r_{geo} - r_s$ làm điều kiện lặp,

có thể xác định tải trọng tác dụng lên ống vải địa kỹ thuật, độ lún trước và sau khi biến dạng.

Do cường độ của nền đất phụ thuộc nhiều vào trạng thái ứng suất, mô đun biến dạng của các lớp đất $E_{s,B}$ được đưa vào phân tích sẽ là một hàm số của ứng suất hữu hiệu p^* trong nền đất.

Ohde đã đề xuất một hàm mũ đơn giản để biểu diễn sự phụ thuộc ứng suất với mô đun biến dạng tham chiếu $E_{s,B,ref}$, ứng suất tham chiếu và một số mũ đại diện cho cường độ m (với đất cố kết thường, dính và hữu cơ $m \sim 1$):

$$E_{s,B} = E_{s,B,ref} \cdot \left(\frac{p^* + c'_B \cdot \cot \phi'_B}{p_{ref}} \right)^m \quad (6.16)$$

Đại lượng $c'_B \cdot \cot \phi'_B$ biểu diễn sự ảnh hưởng của lực dính và được sử dụng tương tự như các phương trình toán học trong phân tích số.

Khi các tải trọng tác dụng làm thay đổi ứng suất hữu hiệu trong nền đất trước khi tác dụng là (p_1^*) và sau khi tác dụng là (p_2^*) , sự thay đổi tải trọng sẽ được xác định. Giá trị ứng suất hữu hiệu được tính bằng công thức $p^* = (p_2^* - p_1^*) / \ln (p_2^* / p_1^*)$. Giá trị trung bình $(p_1^* + p_2^*)/2$ được sử dụng trong các tính toán. Có thể thấy rằng, ứng suất theo phương ngang trong thí nghiệm nén một trục được xác định nhờ vào hệ số áp lực đất ngang ở trạng thái nghỉ, trong khi đó thì ứng suất trong cọc đá dăm bọc vải ĐKT, sự thay đổi ứng suất ngang được xác định bằng giá trị $\Delta \sigma_{h,diff}$ tác dụng lên vùng đất xung quanh cọc. Nếu bỏ qua sự gia tăng ứng suất này sẽ xem như một phân tích bảo thủ. Việc xem xét gần đúng các tác động của giá trị của mô đun biến dạng và lực dính tương ứng được mô tả trong Raithel (1999).

Phần mềm có thể phát triển để phân tích thực tế hơn nhờ các phương pháp được giới thiệu ở đây. Nó cho phép mô phỏng sự gia tăng của tải trọng dựa theo đường cong tải trọng - độ lún hoặc đường cong ứng suất - biến dạng. Biến dạng nở ngang của cọc đá dăm sẽ được tính toán và cập nhật theo số gia của tải trọng tương ứng và sự làm việc của vải ĐKT được phát huy sau khi có sự gia tăng của tải trọng bên trên Raithel (1999).

** Phân tích sự truyền lực kéo trong vải ĐKT*

Phân tích hiện tượng truyền lực kéo trong vải ĐKT được thực hiện trong trạng thái phá hủy. Ảnh hưởng của tải trọng bản thân và tải trọng ngoài sẽ được xem xét.

Đối với cọc đá dăm bọc vải ĐKT cần lưu ý rằng, ứng xử phi tuyến tính xảy ra khi tải trọng ngoài tác dụng còn nhỏ thì lực kéo trong vải ĐKT tăng lên không đáng kể. Ngoài ra, các ảnh hưởng được xác định riêng rẽ cho tải trọng bản thân và tổng tải trọng tương ứng, có xem xét đến yếu tố phi tuyến do thời gian và tải trọng tác dụng. Ảnh hưởng từ các biến khác nhau này chỉ có thể xác định thông qua sự khác nhau trong kết quả.

Tính toán các lực kéo theo chu vi được xác định bởi E trong trạng thái giới hạn.

Giá trị thiết kế cho các ảnh hưởng E_d được xác định bằng cách nhân với các hệ số an toàn riêng rẽ cho các ảnh hưởng từ tải trọng vĩnh viễn và tải trọng biến đổi:

$$E_d = E_{G,k} \cdot \gamma_G + (E_{G+Q,k} - E_{G,k}) \cdot \gamma_Q \quad (6.17)$$

Tính toán lực căng kéo trong vải ĐKT được xác định theo trạng thái giới hạn dựa trên cơ sở cường độ chịu kéo thiết kế, điều này liên quan giống như giá trị thiết kế của sức kháng thành phần của kết cấu $R_{B,d}$:

$$E_d \leq R_{B,d} \quad (6.18)$$

Sức kháng của vải ĐKT $R_{B,d}$ được xác định theo công thức (6.19), áp dụng các hệ số giảm trừ thích hợp và được điều chỉnh theo công thức dưới đây:

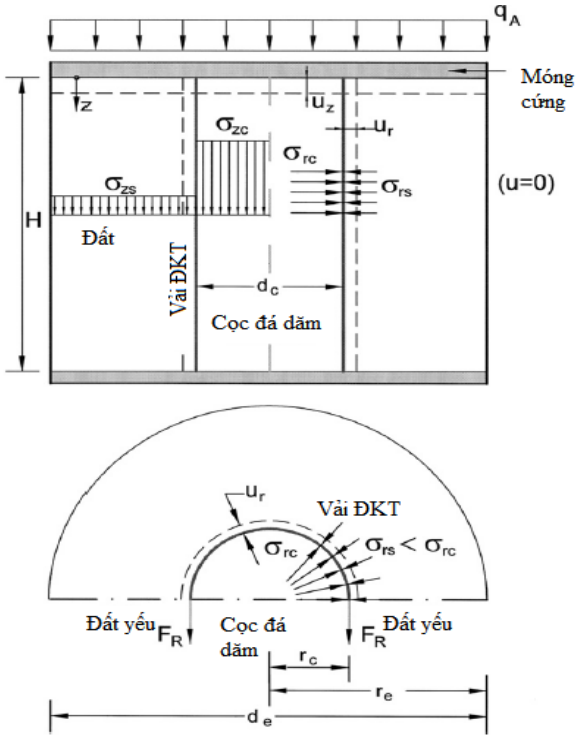
$$R_{B,d} = \frac{R_{B,k,5\%} \cdot \eta_M}{\gamma_M} \quad (6.19)$$

Trong đó, η_M là hệ số điều chỉnh mức độ an toàn cho trạng thái giới hạn, được lấy $\eta_M = 1.1$.

Ngoài ra, trong quá trình tính toán cũng phải xem xét đến loại vải ĐKT được sử dụng, hình thức gia công chế tạo (hình thức nối, dệt...); các tải trọng tác dụng lên hệ kết cấu như tải trọng động, tải trọng lặp, tải trọng chu kỳ...

6.6.2. Phương pháp Pulko

Phương pháp được đề xuất bởi Pulko và nnk năm 2011 là một phương pháp cải tiến so với phân tích đàn hồi được đề xuất bởi các tác giả Balaam, Booker (1985) và Raithel, Kempfert (2000) vì đã kể đến ứng xử đàn - dẻo của vật liệu cọc đá dăm và đường bao trạng thái dẻo dựa trên lý thuyết trương nở của Rowe (1962). Trong phương pháp này, biến dạng của cọc đá dăm và biến dạng của nền đất tại mặt phẳng đỉnh cọc được thừa nhận là như nhau (hình 6.12). Ứng suất trượt dọc giữa cọc đá dăm và đất tại mặt tiếp xúc chưa được xem xét. Ngoài ra, đất yếu vẫn được xem là vật liệu đàn hồi và cọc đá dăm xem là vật liệu đàn - dẻo tuyến tính tuân theo trạng thái phá hủy Mohr-Coulomb.



Hình 6.12. Mô hình phân tích cọc đá dăm bọc vải ĐKT theo Pulko và nnk (2011)

Ứng xử đàn - dẻo hoàn toàn của mô hình đơn vị chịu tải trọng nhận được dưới dạng kết hợp giữa ứng xử đàn hồi và ứng xử đàn - dẻo. Dưới tải trọng phân bố đều q_A , sự chảy dẻo (phình) của cọc đá dăm sẽ bắt đầu

ngay dưới mặt đất trong phạm vi có sức kháng theo phương ngang nhỏ nhất (Murugesan và Rajagopal, 2006; Gniel và Bouazza, 2009). Đối với một tải trọng cho trước, sự chảy dẻo (phình) của cọc đá dăm sẽ đạt đến độ sâu chảy dẻo cuối cùng z^y (phương trình 8.20):

$$z^y = \frac{q_A}{C_4 \gamma_S} \quad (6.20)$$

Khi độ sâu vùng chảy được xác định, biến dạng theo phương thẳng đứng $\varepsilon_z(z)$ có thể được tính cho hai vùng khác nhau: đối với độ sâu $0 < z < z^y$, tải phân phối q_A lớn hơn tải trọng chảy $\varepsilon_z(z)$ và đối với độ sâu $z \geq z^y$, cọc đá dăm vẫn còn làm việc ở trạng thái đàn hồi. Do đó, tổng biến dạng theo phương thẳng đứng $\varepsilon_z(z)$ thu được dưới dạng kết hợp giữa ứng xử đàn hồi và ứng xử đàn - dẻo xác định theo công thức:

$$\varepsilon_z(z) = \begin{cases} \varepsilon_z^y(z) + \varepsilon_z^p(z) = \frac{C_4 \gamma_S z}{E_{oed}} \beta^{el} + \frac{q_A - C_4 \gamma_S z}{E_{oed}} \beta^p & \text{với } z < z^y \\ \varepsilon_z^{el} = \frac{q_A}{E_{oed}} \beta^{el} & \text{với } z \geq z^y \end{cases} \quad (6.21)$$

Tương tự, ứng suất thẳng đứng ở độ sâu z trong đất ($\alpha = s$) và cọc ($\alpha = c$) có thể được biểu thị theo các yếu tố tập trung ứng suất η_α^{el} và η_α^p :

$$\Delta \sigma_{z\alpha}(z) = \begin{cases} \eta_\alpha^{el} q^y(z) + \eta_\alpha^p (q_A - q^y(z)) & \text{với } z < z^y \\ \eta_\alpha^{el} q_A & \text{với } z \geq z^y \end{cases} \quad (6.22)$$

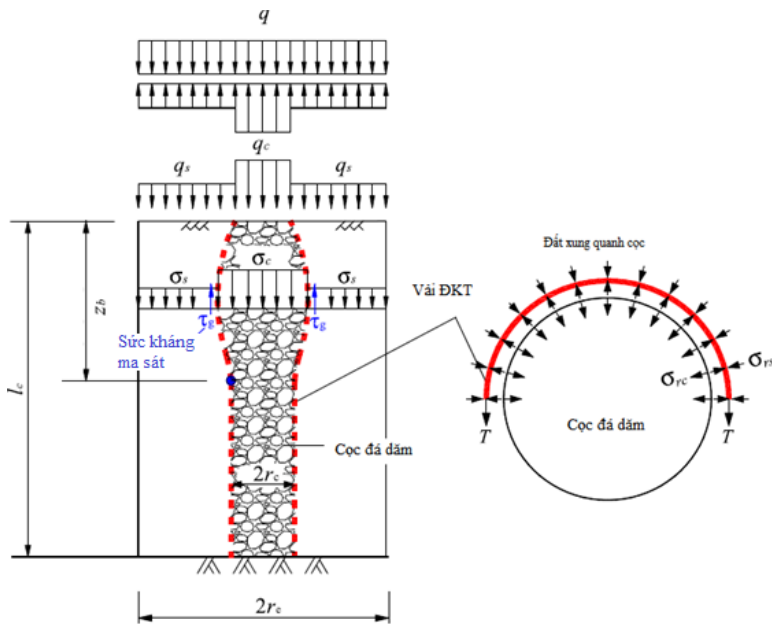
và lực chu vi F_R trong bao vải địa kỹ thuật bằng:

$$F_R(z) = \begin{cases} J \left[F \frac{C_4 \gamma_S z}{E_{oed}} \beta^{el} + \frac{DK\psi - k_0 E_{oed}}{C_5 E_{oed}} (q_A - C_4 \gamma_S z) \right] & \text{với } z < z^y \\ J F \frac{q_A}{E_{oed}} \beta^{el} & \text{với } z \geq z^y \end{cases} \quad (6.23)$$

Định nghĩa và phương pháp xác định các đại lượng được trình bày cụ thể trong công bố của Pulko và nnk (2011).

6.6.3. Phương pháp Zhang và Zhao

Zhang và Zhao (2014) đã triển khai phương pháp giải tích để thiết kế cọc đá dăm thông thường và cọc đá dăm bọc vải ĐKT trong gia cố nền đất yếu.



Hình 6.13. Mô hình tính toán cọc đá dăm bọc vải ĐKT theo Zhang và Zhao (2014)

Phương pháp thừa nhận quan điểm về phần tử đơn vị và xem xét vật liệu cọc đá dăm là vật liệu đàn hồi. Cọc đá dăm đã được chia thành i đoạn ($i = 1, 2, \dots, n$). Tại mỗi đoạn sẽ có độ lún không đổi và bán kính thay đổi. Độ lún của cọc đá dăm sẽ bằng tổng độ lún của các đoạn. So với phương pháp của Raithel và Kempfert (2000), phương pháp của Zhang và Zhao (2014) đã kể đến ứng suất trượt đất và cọc đá dăm và độ lún tại đầu cọc đá dăm và nền đất là khác nhau (hình 6.13).

* Áp lực đất ngang

Trong hoạt động mở rộng hông của cọc đá dăm, nền đất do bị nén đã làm hạn chế nở hông của cọc đá dăm. Một mô hình đường gãy đôi được sử dụng để mô tả áp lực đất hông này. Ở độ sâu z , áp lực đất ngang là:

$$p_{rs} = \begin{cases} p_{s0} + k_h \cdot \Delta r_s & \text{với } \Delta r_s \leq \Delta r_{su} \\ p_{su} & \text{với } \Delta r_s > \Delta r_{su} \end{cases} \quad (6.24)$$

Trong đó, Δr_s là chuyển vị ngang của đất; Δr_{su} là chuyển vị ngang tương đối khi áp lực đất bị động đạt giá trị cực đại (hình 6.14), có thể xác định từ thí nghiệm nén ba trục); p_{s0} là áp lực đất ở trạng

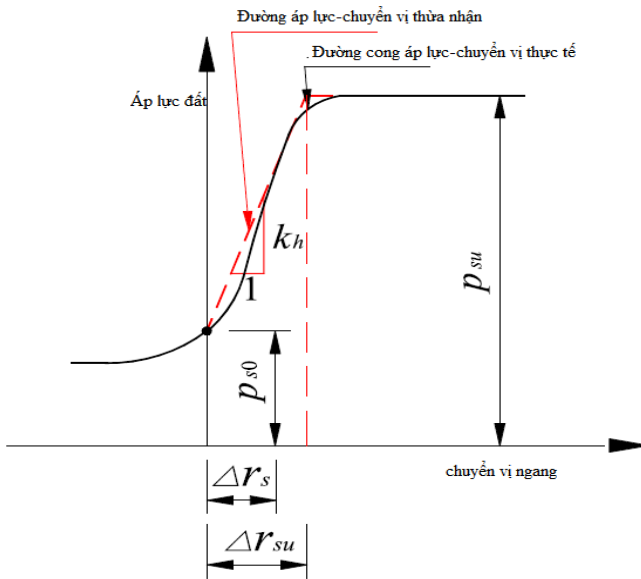
thái nghi, được tính bằng:

$$p_{s0} = K_{s0} \cdot (\gamma_s z + q_s) \quad (6.25)$$

Và p_{su} là giá trị áp lực ngang tới hạn được thể hiện trên hình 6.14, xác định bằng:

$$p_{su} = K_{ps} \cdot (\gamma_s z + q_s) + 2c_s \sqrt{K_{ps}} \quad (6.26)$$

Trong đó, K_{s0} là hệ số áp lực đất ở trạng thái nghi và có thể tính bằng $K_{0s} = \nu_s / (1 - \nu_s)$; K_{ps} là hệ số của áp lực đất bị động, được xác định bằng $K_{ps} = \tan^2(45^\circ + \varphi_s/2)$; γ_s , ν_s , φ_s và c_s là trọng lượng đơn vị, hệ số Poisson, góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất; và k_h là mô đun ngang của phản lực đất và giá trị của nó có thể được xác định bằng $k_h = (p_{su} - p_{s0}) / \Delta r_{su}$.



Hình 6.14. Biểu đồ áp lực đất ngang - chuyển vị

** Ứng suất hạn chế nở ngang từ đất tác dụng lên cọc*

Dựa vào các thừa nhận của phương pháp tính thì ứng suất hạn chế nở ngang từ đất tại đoạn có sự phình ngang được lấy bằng giá trị áp lực ngang của đất.

$$\sigma_{rs} = p_{rs} \quad (6.27)$$

** Ứng suất của vải ĐKT lên cọc*

Thừa nhận rằng ứng xử của vải ĐKT là đàn hồi tuyến tính và bỏ qua các ứng suất trượt giữa cọc đá dăm và vải ĐKT cũng như giữa vải ĐKT và đất theo phương chu vi của vòng tròn vải ĐKT, ứng suất hạn chế nở ngang cọc đá dăm gây ra bởi thành phần vải ĐKT phụ thuộc vào các thông số vải ĐKT và sự nở ngang của cọc đá dăm, xác định bằng công thức:

$$\sigma_{r,geo} = \frac{T^0}{r_c} + J \frac{\Delta r_c}{r_c^2} \quad (6.28)$$

** Trạng thái cân bằng ứng suất hướng tâm*

Khi cọc đá dăm bọc vải ĐKT được sử dụng để gia cố nền đất yếu, ứng suất chống lại sự nở hông của cọc đá dăm σ_{rc} sẽ gồm 2 thành phần: thành phần chống nở hông do nền đất xung quanh cọc đá dăm σ_{rs} và thành phần chống nở hông do sức kéo của vải ĐKT $\sigma_{r,geo}$. Được biểu diễn bằng công thức:

$$\sigma_{rc} = \sigma_{rs} + \sigma_{r,geo} \quad (6.29)$$

** Chuyển vị nở hông theo phương bán kính Δr_c*

Do khả năng ngăn cản chuyển vị nở hông của đất là chưa đủ, đường kính của cọc đá dăm sẽ nở ngang từ d_c đến $d_c + 2 \cdot \Delta r_c$, và ứng suất theo phương bán kính cũng thay đổi từ σ_{rc}^0 đến σ_{rc} . Dựa vào phương trình cân bằng ứng suất, ta xác định chuyển vị theo phương bán kính theo công thức:

$$\Delta r_c = \frac{-B_3 + \sqrt{B_3^2 - 4A_3C_3}}{2A_3} \quad (6.30)$$

Trong đó:

$$A_3 = \frac{J}{r_c^2} \quad (6.31)$$

$$B_3 = \frac{T^0}{r_c} + p_{su} + A_3 r_c \quad (6.32)$$

$$C_3 = \left(\frac{T^0}{r_c} + p_{su} - \sigma_{rc}^0 \right) r_c \quad (6.33)$$

** Ứng suất thẳng đứng tác dụng lên cọc*

Ứng suất thẳng đứng tác dụng lên cọc đá dăm tại chiều sâu z được xác định theo công thức:

$$\sigma_{zc} = q_c + \gamma_c z - \int_0^z \left(\frac{2\tau_{cs}}{r_c + \Delta r_c} \right) dz \quad (6.34)$$

** Biến dạng nén của cọc*

Dựa vào định luật Hook, quan hệ ứng suất - biến dạng của cọc đá dăm trong bài toán đối xứng trục có thể được xác định từ mô đun biến dạng không nở hông của cọc đá dăm, $E_{oedom,c}$, bởi công thức:

$$\sigma_{zc} = E_{oedom,c} \left(\varepsilon_{zc} + \frac{2\nu_c}{1-\nu_c} \varepsilon_{rc} \right) \quad (6.35)$$

Trong đó:

$$E_{oedom,c} = \frac{1-\nu_c}{(1+\nu_c)(1-2\nu_c)} E_c \quad (6.36)$$

Với E_c là mô đun đàn hồi của cọc đá dăm, ε_{zc} là biến dạng thẳng đứng của cọc đá dăm, và ε_{rc} là biến dạng theo phương bán kính của cọc đá dăm trong môi liên hệ với chuyển vị theo phương bán kính, được xác định theo công thức:

$$\varepsilon_{rc} = -\frac{\Delta r_c}{r_c} \quad (6.37)$$

Biến dạng thẳng đứng của cọc đá dăm ε_{zc} có thể xác định được nhờ vào công thức:

$$\varepsilon_{zc} = \frac{\sigma_{zc}}{E_{oedom,c}} + \frac{2\nu_c}{1-\nu_c} \cdot \frac{\Delta r_c}{r_c} \quad (6.38)$$

Sau đó, tổng biến dạng nén của cọc đá dăm tại mặt phẳng đỉnh cọc đá dăm, s_c , là một hàm tích phân của biến dạng thẳng đứng ε_{zc} , được xác định theo công thức:

$$s_c = \int_0^{l_c} \varepsilon_{zc} dz \quad (6.39)$$

** Chiều sâu nở hông của cọc z_b*

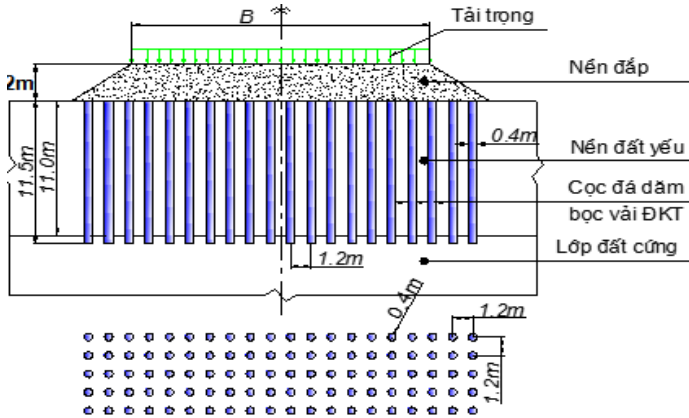
Chiều sâu kết thúc nở hông của cọc đá dăm là điểm mà ứng suất của đất ở trạng thái nghỉ, được xác định dựa vào công thức:

$$p_{rs}(z_b) = p_{s0}(z_b) = K_{s,0}(\gamma_s z_b + q_s) \quad (6.40)$$

Ví dụ tính toán theo EBGE0 2010

* Số liệu đầu vào

Nền đường rộng $B = 12\text{m}$, cao 2m trên nền đất yếu dày 10m , được gia cố bằng cọc đá dầm bọc vải ĐKT với các thông số đầu vào như hình vẽ dưới:



Hình 6.15. Mô hình nền đất gia cố

Mật độ gia cố:

$$a_s = \frac{A_s}{A_E} = 0,0873$$

với

$$A_s = \pi \cdot \frac{d_c^2}{4} = \pi \cdot \frac{0,4^2}{4} = 0,126 \text{ m}^2 ; A_E = s \times s = 1,2 \times 1,2 = 1,44 \text{ m}^2$$

Thi công theo phương pháp chuyên vị.

Thông số về vải ĐKT bọc cọc đá dầm:

$$J = 1.500 \text{ KN/m}$$

$$r_{\text{geo}} = 0,2 \text{ m}$$

Thông số về đất yếu:

$$\varphi_s = 4^\circ 34'$$

$$c_s = 3,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_s = 16 \text{ kN/m}^3$$

$K_{0,B}^* = 1,0$ phương pháp chuyển vị

$$v_B = 0,40$$

$$E_{s,B} = E_{s,B,ref} \cdot \left(\frac{p^*}{p_{ref}} \right) m$$

Trong đó:

$$p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{s,B,ref} = 750 \text{ kN/m}^2$$

$$m = 1$$

Thông số vật liệu cọc đá dăm:

$$\varphi'_s = 37^\circ$$

$$c_s = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{a,s} = K_{agh} = 0,301 \text{ với } \alpha = \beta = \delta_a = 0$$

Tải trọng tác dụng tại mặt phẳng đầu cọc:

$$\Delta\sigma_0 = 2 * 18 + 30 = 66 \text{ kN/m}^2$$

** Tính toán*

1) Xác định ứng suất ban đầu:

Tại vị trí giữa móng:

$$\sigma_{\ddot{u},B} = 0,5 * 1 * 15 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\ddot{u},S} = 0,5 * 1 * 19 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

2) Thừa nhận hệ số phân bố lại tải trọng E:

$E = 0,253$ (theo hướng dẫn trong EBGEO 2010)

$$\sigma_{v,B} = \frac{\sigma_0 - E\sigma_0}{(1 - a_s)} = \frac{66 - 0,253 * 66}{(1 - 0,087)} = 54,05 \text{ kN/m}^2$$

3) Xác định các thông số về độ cứng:

$$p^* = \frac{p_2 - p_1}{\ln\left(\frac{p_2}{p_1}\right)}$$

Trong đó:

$$p_1 = \sigma_{\ddot{u},B} = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = \sigma_{\ddot{u},B} + \sigma_{v,B} = 7,5 + 54,05 = 61,55 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow p^* = \frac{54,05}{\ln\left(\frac{61,55}{7,5}\right)} = 25,68 \text{ kN/m}^2$$

$$p^* + c'_B \cdot \cot\varphi'_B = 25,68 + 3,4 * \cot(4^\circ 34') = 68,88 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{s,B} = E_{s,B,ref} \cdot \left(\frac{p^* + c'_B \cdot \cot\varphi'_B}{p_{ref}} \right) m = 750 \cdot \frac{68,88}{100} \cdot 1 = 518,60 \text{ kN/m}^2$$

$$E^* = \left(\frac{1}{1-\nu_B} + \frac{1}{1+\nu_B} \cdot \frac{1}{a_s} \right) \frac{(1+\nu_B)(1-2\nu_B)}{(1-\nu_B)} E_{s,B}$$

$$E^* = \left(\frac{1}{1-0,4} + \frac{1}{1+0,4} \cdot \frac{1}{0,0873} \right) \frac{(1+0,4)(1-2*0,4)}{(1-0,4)} 518,60$$

$$= 2374,3 \text{ kN/m}^2$$

4) Biến dạng hông của cọc Δr_s :

$$\Delta r_s = \frac{K_{a,S} \cdot \left(\frac{1}{a_s} \cdot \sigma_0 - \frac{1-a_s}{a_s} \cdot \sigma_{v,B} + \sigma_{\ddot{u},S} \right) - K_{0,B} \cdot \sigma_{v,B} - K_{0,B}^* \cdot \sigma_{\ddot{u},B} + \frac{(r_{geo} - r_s) \cdot J}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{\left(\frac{1}{a_s} - 1 \right) r_s} + \frac{J}{r_{geo}^2}}$$

$$\Delta r_s = \frac{0,3 \cdot \left(\frac{1}{0,087} \cdot 66 - \frac{1-0,087}{0,087} * 54,05 + 9,5 \right) - 0,741 * 54,05 - 1 * 7,5 + 0}{\frac{2374,3}{\left(\frac{1}{0,087} - 1 \right) * 0,2} + \frac{1500}{0,2^2}}$$

$$\Delta r_s = 0,00033m = 0,33mm$$

5) Xác định độ lún của cọc:

Dựa vào phương trình $s_B = s_C$, các giá trị $\sigma_{v,B}$ (E) khác nhau sẽ được đưa ra, sau đó tính lặp, khi nào VT = VP thì coi như đẳng thức được thỏa mãn.

$$\left\{ \frac{\sigma_{v,B}}{E_{s,B}} - \frac{2}{E^*} \frac{\nu_B}{1 - \nu_B} \cdot \left[K_{a,S} \cdot \left(\frac{1}{a_s} \cdot \sigma_0 - \frac{1 - a_s}{a_s} \cdot \sigma_{v,B} + \sigma_{\ddot{u},S} \right) - K_{0,B} \cdot \sigma_{v,B} - K_{0,B}^* \cdot \sigma_{\ddot{u},B} \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{(r_{geo} - r_s) \cdot J}{r_{geo}^2} - \frac{\Delta r_s}{r_{geo}^2} \right] \right\} \cdot h = \left[1 - \frac{r_s^2}{(r_s + \Delta r_s)^2} \right] \cdot h$$

Kết quả tính toán: VT= 0,03300 m và VP= 0,03296 m

Kết quả thu được $s_B = s_C = 0,03300 \text{ m} = 3,3 \text{ cm}$.

6.7. XÂY DỰNG MÔ HÌNH SỐ MÔ PHÒNG SỰ LÀM VIỆC CỦA NỀN ĐƯỜNG ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU GIA CỐ BẰNG CỌC ĐÁ DẪM BỌC VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

6.7.1. Đặt vấn đề

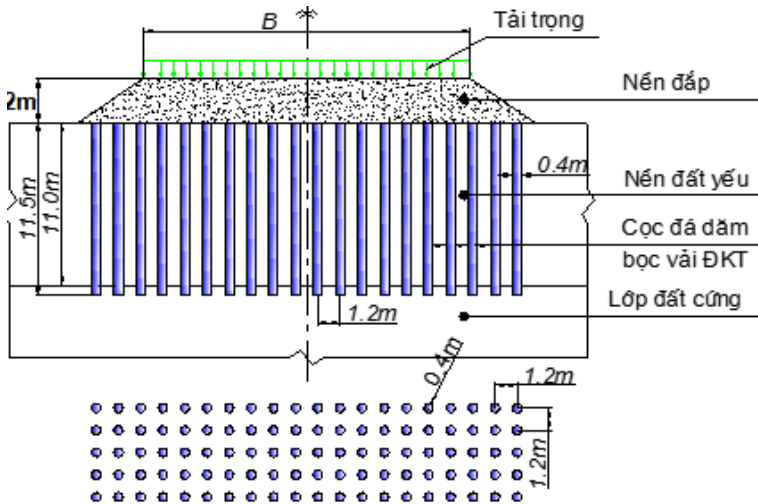
Để phân tích sự làm việc của nền đường đắp trên đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm, cần tiến hành xây dựng mô hình số 3D mô phỏng trường hợp gia cố bằng cọc đá dăm truyền thống và bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT, chịu tác dụng của tải trọng nền đường và tải trọng tĩnh phân bố đều bên trên nền đường. Việc nghiên cứu đánh giá hiệu quả của vải ĐKT bọc vật liệu đá dăm sẽ được tiến hành thông qua phân tích độ lún của nền đường, hiện tượng truyền ứng suất bên trong khối đắp và hiện tượng nở hông của cọc đá dăm trong cả hai trường hợp.

6.7.2. Thông số hình học

Tương tự như trong phần tính toán giải tích, mô hình số 3D được xây dựng cho nền đất gồm 3 lớp, theo thứ tự từ trên xuống gồm: sét yếu dày 11m, sét nửa cứng dày 6,5m, đất cứng dày 12m. Nền đường đắp cao $H = 2,0\text{m}$ được đặt trên nền đất yếu chưa gia cố, trên nền đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm truyền thống và trên nền đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT. Các cọc đá dăm có đường kính bằng 0,4m, chiều dài bằng 11,5m (đảm bảo gia cố hết lớp đất sét yếu dày 11m và ngàm 0,5 m vào lớp sét nửa cứng, $L_c = 11,5\text{m}$), được bố trí lưới hình vuông kích thước $1,2 \times 1,2\text{m}$. Vải ĐKT được bọc toàn chiều dài của cọc đá dăm (hình 6.15).

6.7.3. Xây dựng mô hình số 3D

Theo tổng hợp của Castro (2017), một số mô hình hình học đã được sử dụng trong nghiên cứu mô phỏng cọc đá dăm có và không bọc vải ĐKT gồm: mô hình ô đơn vị, mô hình phẳng, mô hình dài, mô hình nền đồng nhất... Trong nghiên cứu này, chúng tôi sử dụng mô hình 3D với ô đơn vị gồm cọc đá dăm và môi trường đất xung quanh cọc đá dăm (hình 6.16). Trong mô hình, cọc đá dăm, các lớp đất và nền đường được xây dựng bằng các phần tử khối, vải ĐKT được xây dựng bằng phần tử mặt GEOGRID. Một số mô hình vật liệu khác nhau được sử dụng, gồm: mô hình Mohr-Coulomb cho nền đường và cọc đá dăm; mô hình Cam-clay cải tiến cho nền đất sét yếu và sét nửa cứng; mô hình đàn hồi cho vải ĐKT. Thông số của các mô hình tương ứng với các lớp đất được thể hiện trong bảng 6.1 và 6.2. Thông số của phần tử GEOGRID cho vải ĐKT được thừa nhận trong phần hướng dẫn sử dụng phần mềm FLAC3D (Itasca, 2009).



Hình 6.16. Sơ đồ nền đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT

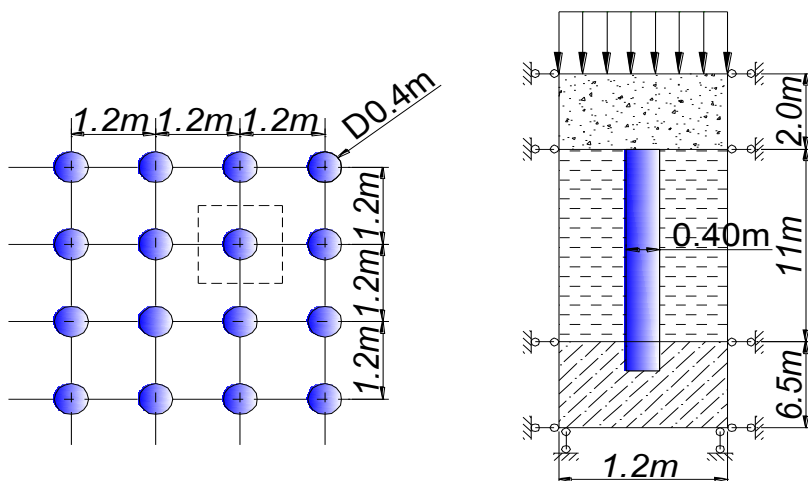
Bảng 6.1. Thông số mô hình Cam-clay cải tiến cho nền (Nguyễn và nnk, 2017)

Lớp đất	κ	ν	λ	M	e	γ (kN/m ³)
Đất sét yếu	0,03	0,3	0,187	0,621	1,379	16
Đất sét nửa cứng	0,017	0,3	0,126	0,73	0,932	18

**Bảng 6.2. Thông số mô hình Mohr-Coulomb cho nền đường
(Do và nnk. 2013)**

E (MPa)	ν	φ ($^{\circ}$)	c (kPa)	ψ ($^{\circ}$)	γ (kN/m ³)
150	0,3	40	0,0	0,0	18

Do tính chất đối xứng của mô hình, các mặt biên đứng bị ngăn chặn chuyển vị ngang. Mặt đáy của mô hình bị ngăn chặn chuyển vị đứng (hình 6.17). Các bước tính toán được thực hiện theo trình tự: giai đoạn ban đầu để thiết lập trạng thái ứng suất ban đầu; giai đoạn đắp nền cao 2m và giai đoạn tải trọng tác dụng trên nền đường. Trong nghiên cứu, quá trình thi công cọc đá dăm không được xem xét. Ngoài ra, các tính toán mô phỏng được thực hiện trong điều kiện thoát nước, cho phép xem xét quá trình làm việc lâu dài của nền đường.



Hình 6.17. Mô hình phần tử đơn vị trong mô phỏng số 3D

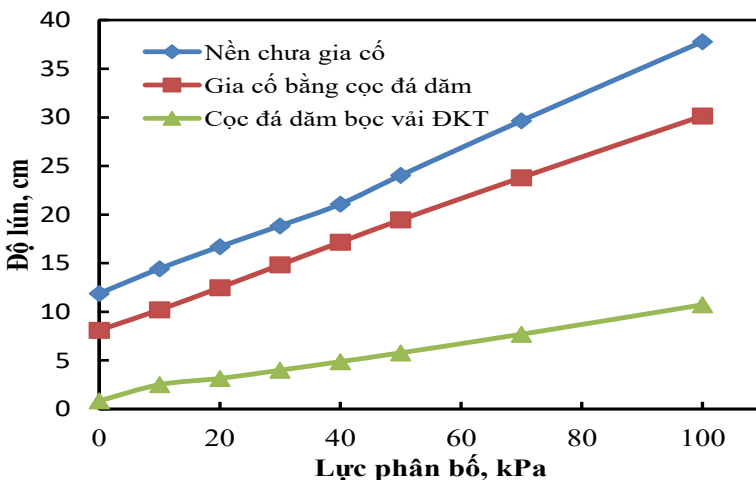
6.7.4. Kết quả tính toán

Trong nghiên cứu mô phỏng số, 3 trường hợp đã được xây dựng: nền đường đắp trực tiếp trên nền đất yếu; nền đường đắp trên nền đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm và nền đường đắp trên nền đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT. Nhờ so sánh ba trường hợp, hiệu quả của vải ĐKT bọc cọc đá dăm trong việc giảm độ lún của khối đắp; nâng cao hiệu ứng vòm và giảm hiện tượng nở hông của cọc đá dăm sẽ được chỉ ra.

** Độ lún của nền đường*

Hình 6.17 so sánh độ lún của nền đường trong ba trường hợp: nền đất chưa gia cố, nền đất gia cố bằng cọc đá dăm và nền đất gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT. Kết quả đã chỉ ra rằng, sử dụng cọc đá dăm truyền thống và sử dụng trụ đá dăm bọc vải ĐKT trong gia cố nền đất yếu đã mang lại hiệu quả trong việc giảm độ lún của nền đường. Trong khi độ lún nền đường trường hợp cọc đá dăm thông thường giảm 1/4 độ lún so với nền chưa gia cố (9cm) thì độ lún nền đường trường hợp cọc đá dăm bọc vải ĐKT đã giảm tới 4/5 độ lún của nền đường (30cm). Ngoài ra, biểu đồ cũng cho thấy, độ lún của nền đường gần như tỷ lệ thuận với tải trọng phân bố đều tác dụng phía trên nền đường với cả ba trường hợp.

Kết quả tính toán giải tích theo phương pháp của Raithel và Kempfert 2000 (EBGEO 2012) tương ứng với giá trị $q = 30\text{kPa}$ độ lún của nền thu được $s_B = 3,3\text{ cm}$, còn kết quả mô phỏng số từ đồ thị $s_B = 3,95\text{ cm}$. Ta thấy, độ lún theo kết quả mô phỏng số có giá trị lớn hơn là vì trong phương pháp mô phỏng số, các mô hình nền đất được sử dụng phức tạp hơn và có xem xét đến các thông số tiếp xúc giữa cọc đá dăm - vải ĐKT và vải ĐKT - đất. So sánh kết quả giữa mô phỏng số và tính toán giải tích cho thấy, kết quả mô phỏng số cho kết quả tương đối chính xác và có thể sử dụng mô hình số cho các tính toán tiếp theo.



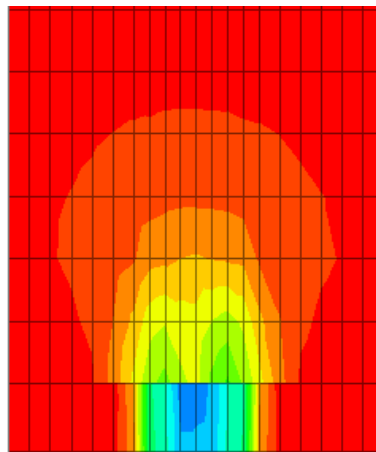
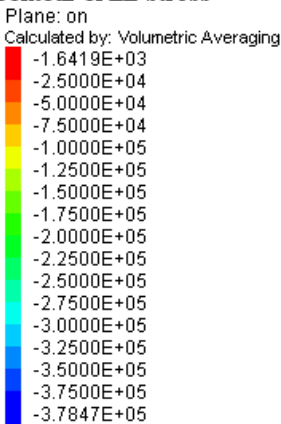
Hình 6.18. Độ lún của nền đường trong các trường hợp gia cố khác nhau

** Hiện tượng truyền ứng suất trong khối đắp*

Nghiên cứu trước đây của Han và Gabr (2002), Liu và nnk (2007) đã chỉ ra, nhờ sức kháng cắt của vật liệu nền đường và sự chênh lệch độ cứng giữa cọc đá dăm và nền đất yếu, ứng suất truyền lên đầu cọc đá dăm sẽ lớn gấp nhiều lần ứng suất truyền lên đất yếu. Hình 6.18 và 6.19 biểu diễn ứng suất tác dụng lên đầu cọc đá dăm và đất yếu khi nền đất gia cố chịu tác dụng của tải trọng nền đắp và tải trọng nền đắp + tải trọng phân bố. Có thể thấy rằng, ứng suất truyền lên đầu cọc đá dăm bọc vải ĐKT lớn gấp 2,5 lần ứng suất truyền lên đầu cọc đá dăm thông thường: 328kPa so với 145kPa (hình 6.18); 826kPa so với 318kPa (hình 6.19). Hiện tượng tăng ứng suất tác dụng lên cọc đá dăm bọc vải ĐKT là do vải ĐKT làm giảm khả năng biến dạng hướng tâm của cọc đá dăm, do đó độ cứng của cọc đá dăm được cải thiện rõ rệt.

Ngoài ra, dựa trên việc so sánh giá trị ứng suất truyền xuống đầu cọc đá dăm cho từng trường hợp gia cố, khi tải trọng phụ thêm trên mặt đường tăng thì ứng suất tác dụng lên đầu cọc đá dăm tăng lên. Nếu xem tải trọng phụ thêm trên mặt đường là 50kPa tương đương với chiều cao đắp thêm H_p thì $H_p = q/\gamma = 50/18 = 2,78\text{m}$. Khi tăng chiều cao nền đắp lên 2,4 lần (từ 2m lên 4,78m), ứng suất truyền lên đầu cọc đá dăm cũng tăng lên theo tỷ lệ tương ứng (từ 145kPa lên 328kPa).

Contour of ZZ-Stress

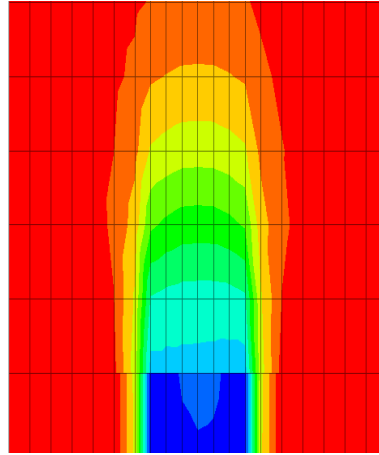
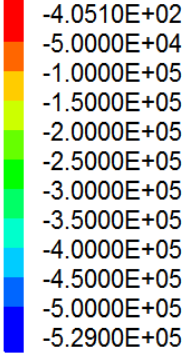


a) Ứng suất tác dụng lên đầu cọc đá dăm $\sigma_{zz} = 145 \text{ kPa}$

Contour of ZZ-Stress

Plane: on

Calculated by: Volumetric Averaging



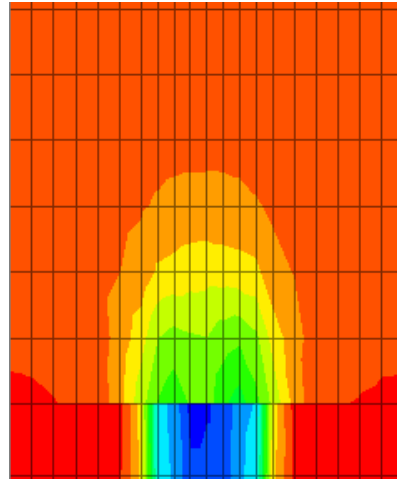
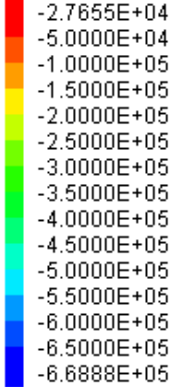
b) Ứng suất tác dụng lên đầu cọc đá dăm $\sigma_{zz} = 328 \text{ kPa}$

Hình 6.19. Sự phân bố ứng suất trong nền đường khi chịu tác dụng của tải trọng nền đường: a) Nền đường gia cố bằng cọc đá dăm không bọc vải ĐKT, b) Nền đường gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT

Contour of ZZ-Stress

Plane: on

Calculated by: Volumetric Averaging

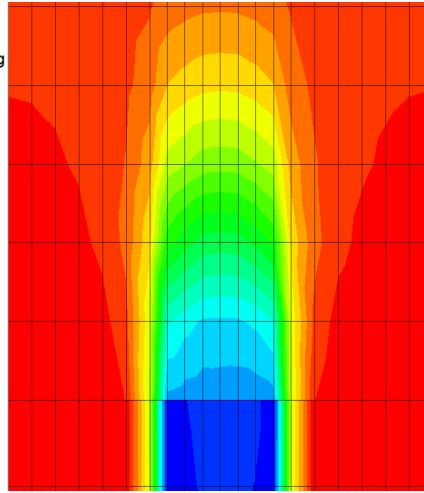
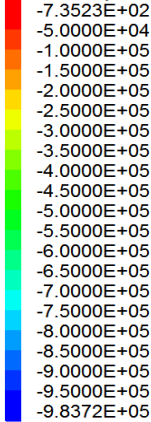


a) Ứng suất tác dụng lên đầu cọc đá dăm $\sigma_{zz} = 318 \text{ kPa}$

Contour of ZZ-Stress

Plane: on

Calculated by: Volumetric Averaging

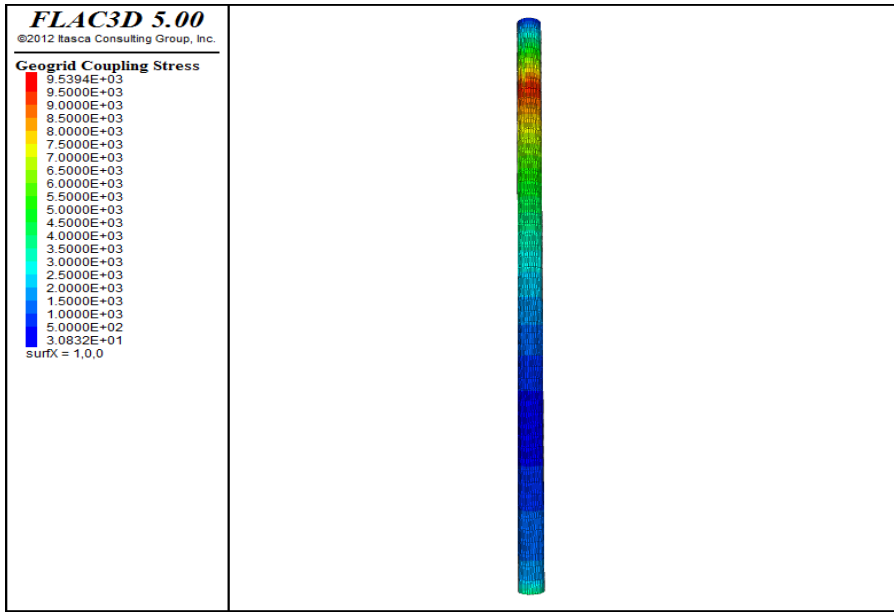


b) Ứng suất tác dụng lên đầu cọc đá dăm $\sigma_{zz} = 826 \text{ kPa}$

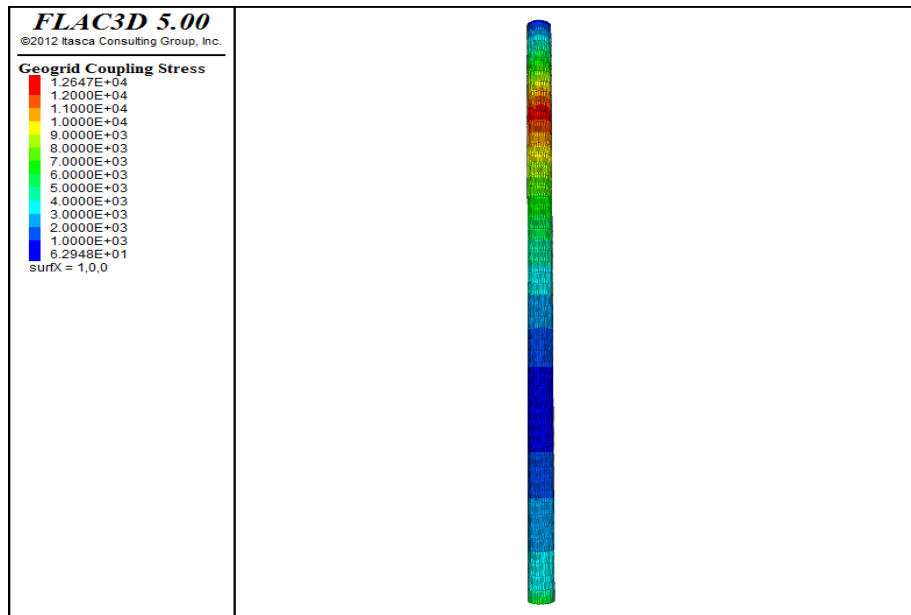
Hình 6.20. Sự phân bố ứng suất trong nền đường khi chịu tác dụng của nền đường và tải trọng phân bố đều $q = 50 \text{ kPa}$: a) Nền đường gia cố bằng cọc đá dăm; b) Nền đường gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT.

**** Ứng suất tác dụng của cọc đá dăm bọc vải ĐKT***

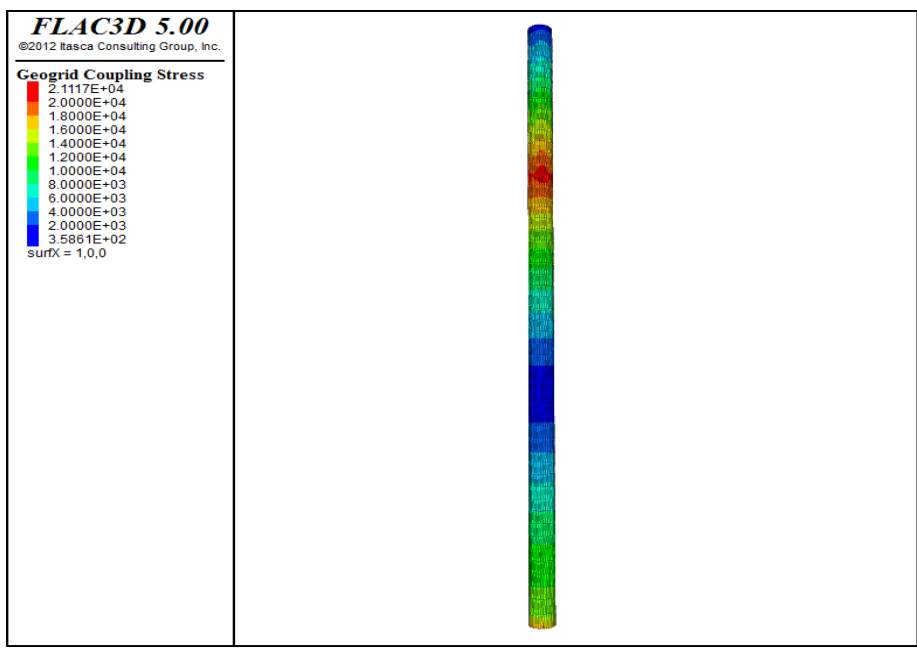
Hình 6.20 biểu diễn quá trình phân bố ứng suất dọc theo cọc đá dăm dưới các giá trị khác nhau của tải trọng. Ta thấy có quy luật chung rằng, ứng suất tác dụng lên cọc đá dăm sẽ tăng dần theo chiều sâu cọc và đạt giá trị cực đại tại một độ sâu nhất định (mặt phẳng cân bằng), sau đó giảm dần theo chiều sâu. Hiện tượng này đã được kiểm chứng, là do xung quanh cọc đá dăm xuất hiện lực ma sát âm hướng xuống dưới gây bởi nền đất yếu. Bên cạnh đó, dưới sự gia tăng của tải trọng ngoài, ứng suất tác dụng lên cọc đá dăm tăng lên và chiều sâu của mặt phẳng cân bằng có xu hướng dịch chuyển đi xuống. Cụ thể, khi tải trọng tác dụng còn nhỏ $q = 10 \text{ kPa}$, giá trị ứng suất lớn nhất tác dụng lên cọc đá dăm $\sigma_g = 9,54 \text{ kPa}$ tại $H = 1,5 \text{ m}$ (hình 6.21.a), khi tải trọng tăng lên đến $q = 30 \text{ kPa}$, ứng suất lớn nhất tác dụng lên cọc đá dăm $\sigma_g = 12,65 \text{ kPa}$ tại $H = 2,0 \text{ m}$ (hình 6.21.b), khi tải trọng đạt $q = 30 \text{ kPa}$, giá trị ứng suất lớn nhất tác dụng lên cọc đá dăm $\sigma_g = 21,11 \text{ kPa}$ tại $H = 3,1 \text{ m}$ (hình 6.21.c).



a) $q = 10\text{kPa}$, ứng suất lớn nhất tác dụng lên cọc đá dăm
 $\sigma = 9,54\text{kPa}$ tại $H = 1,5\text{m}$



b) $q = 30\text{kPa}$, ứng suất lớn nhất tác dụng lên cọc đá dăm
 $\sigma = 12,65\text{kPa}$ tại $H = 2,0\text{m}$



*c) $q = 100\text{kPa}$, ứng suất lớn nhất tác dụng lên cọc đá dầm
 $\sigma_g = 21,11\text{kPa}$ tại $H = 3,1\text{m}$*

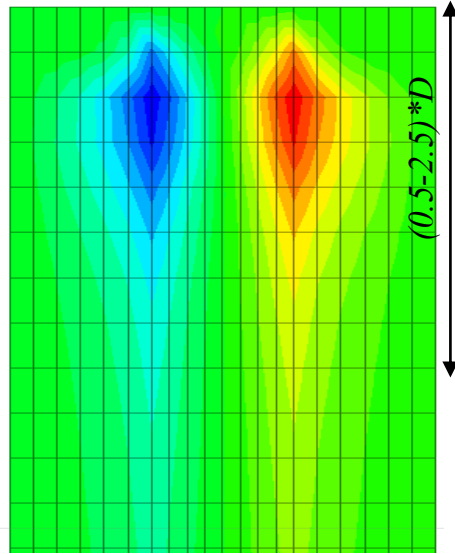
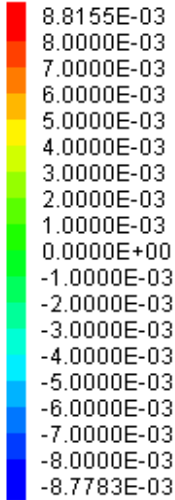
Hình 6.21. Phân bố ứng suất kéo trong ống vải ĐKT của cọc đá dầm theo chiều dài

** Biến dạng nở hông (ngang) của cọc đá dầm*

Hiện tượng biến dạng ngang của cọc đá dầm theo phương bán kính (biến dạng nở hông) do ứng suất tác dụng lên đầu cọc đá dầm và do thành đất rất yếu không đủ khả năng chịu lực đã được chỉ ra bởi tác giả McKenna và nnk (1975), Van Impe và Silence (1986), Malarvizhi và Ilamparuthi (2007). Hình 6.22.a cho thấy, hiện tượng biến dạng nở hông của cọc đá dầm chủ yếu trong phạm vi $(0,5-2,5)D$ tính từ đỉnh cọc đá dầm. Giá trị lớn nhất của biến dạng ngang theo phương bán kính, $\Delta d = 1,7 \times 10^{-2}$ m tại $z = 1,5D = 0,6$ m, phù hợp với kết quả mô phỏng của Malarvizhi và Ilamparuthi (2007), trong đó biến dạng nở hông lớn nhất phát hiện ra ở độ sâu $z = 1,75D$.

Contour Of X-Displacement

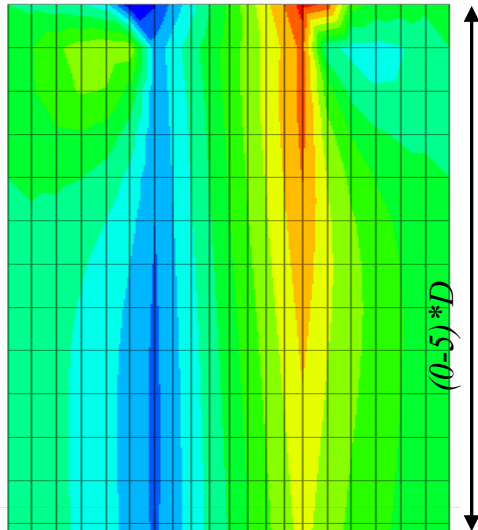
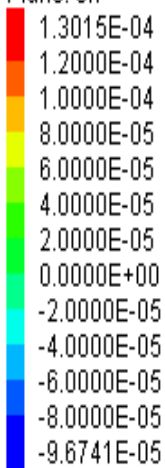
Plane: on



a) Biến dạng lớn nhất $\Delta d = 1,7 \times 10^{-2} \text{ m}$ tại $z = 1,5D = 0,6 \text{ m}$

Contour Of X-Displacement

Plane: on



b) Biến dạng lớn nhất $\Delta d = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}$ tại $z = (0-5) D$

Hình 6.22. Biến dạng nở hông của trụ đá khi chịu tác dụng của nền đường và tải trọng phân bố đều $q = 50 \text{ kPa}$: a) Nền đường gia cố bằng cọc đá dầm; b) Nền đường gia cố bằng cọc đá dầm bọc vải ĐKT

Khi cọc đá dầm được bọc bằng vải ĐKT, lực căng của vải ĐKT gây nên lực nén theo phương bán kính, do đó, biến dạng nở hông của

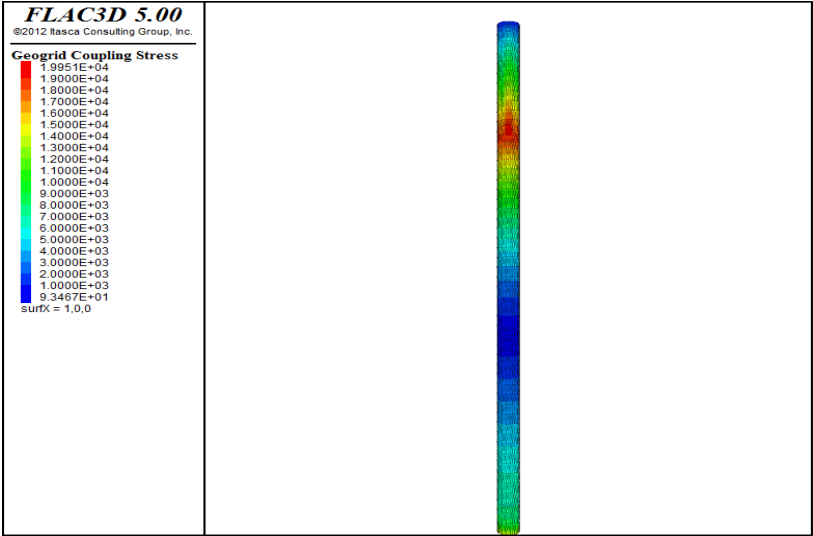
cọc đá dăm đã giảm đi rõ rệt, $\Delta d = 1,6 \times 10^{-4}$ m (chỉ bằng 1/100 giá trị cọc đá dăm). Ngoài ra, phạm vi phân bố biến dạng tương đối đồng đều trong khoảng (0-5) D từ đỉnh cọc đá dăm.

6.8. ẢNH HƯỞNG CỦA MỘT SỐ THÔNG SỐ ĐẾN SỰ LÀM VIỆC CỦA CỌC ĐÁ DẪM BỌC VẢI ĐKT

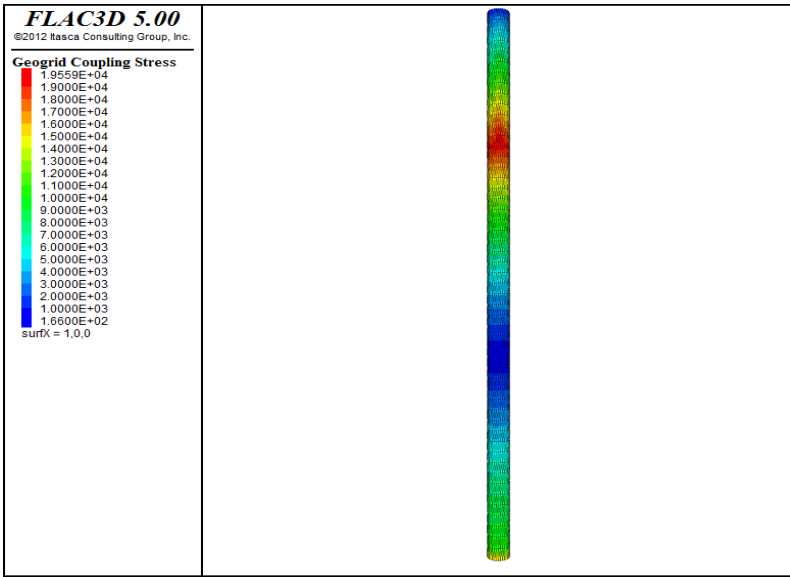
6.8.1. Ảnh hưởng của cường độ vải ĐKT

Một số sản phẩm vải ĐKT tổng hợp làm từ sợi polyester có cường độ cao với độ bền kéo lên đến 200.000 kN/m (ví dụ, vải địa kỹ thuật cường độ cao do Huesker, Hoa Kỳ sản xuất). Ảnh hưởng của cường độ vải ĐKT bọc cọc đá dăm được nghiên cứu bằng cách thay đổi cường độ của vải địa kỹ thuật trong phạm vi tương đối lớn từ 5MPa - 26MPa, trong khi tất cả các tham số khác được giữ nguyên.

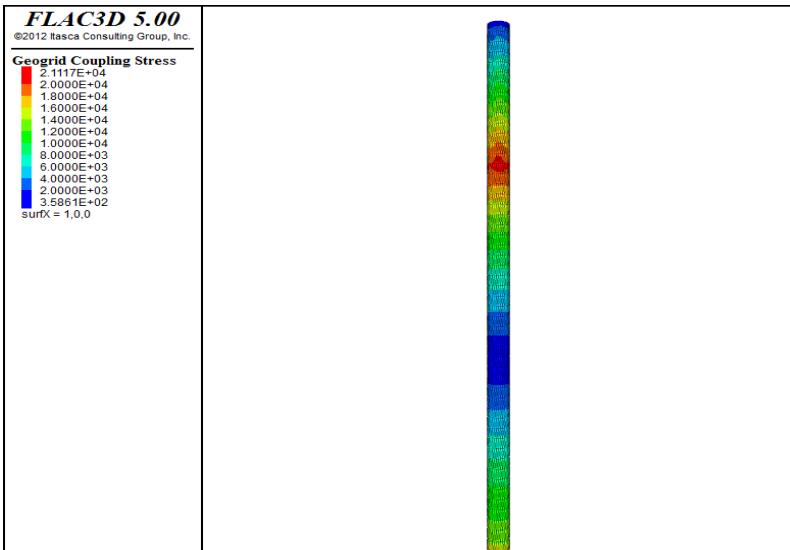
Hình 6.23 cho thấy, sử dụng vải ĐKT với cường độ khác nhau không ảnh hưởng đến ứng suất tác dụng lên cọc đá dăm bọc vải ĐKT. Tương ứng với tải trọng ngoài tác dụng $q = 100\text{kPa}$, với $J = 5\text{GPa}$, 10GPa , 26GPa giá trị ứng suất tác dụng lên vải ĐKT xấp xỉ 20kPa .



a) $J = 5\text{GPa}$



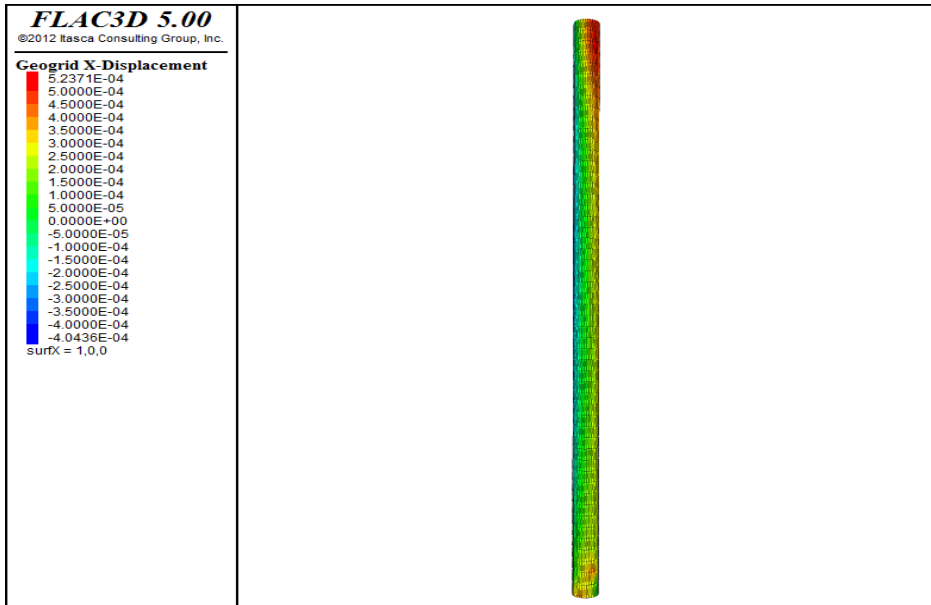
b) $J = 10\text{GPa}$



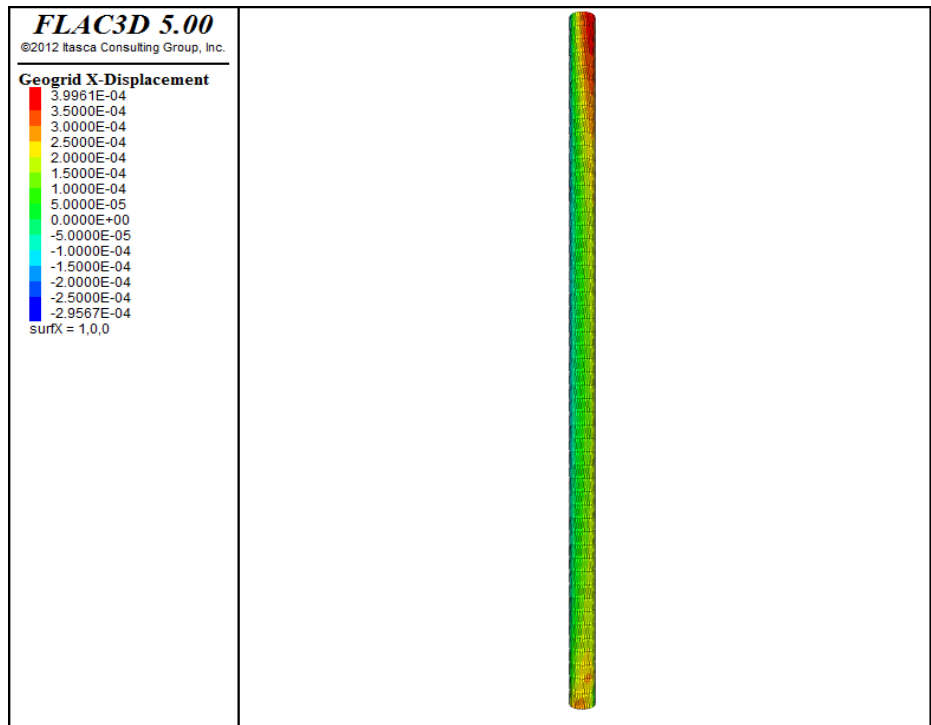
c) $J = 26\text{GPa}$

Hình 6.23. Ảnh hưởng của cường độ vải ĐKT đến phân bố ứng suất tác dụng lên cọc đá dăm.

Tuy nhiên, do cường độ của vải ĐKT khác nhau, gây ra biến dạng nở ngang của các cọc đá dăm sẽ khác nhau. Hình 6.24 chỉ ra rằng, khi cường độ vải ĐKT tăng lên thì biến dạng ngang của cọc đá dăm giảm.

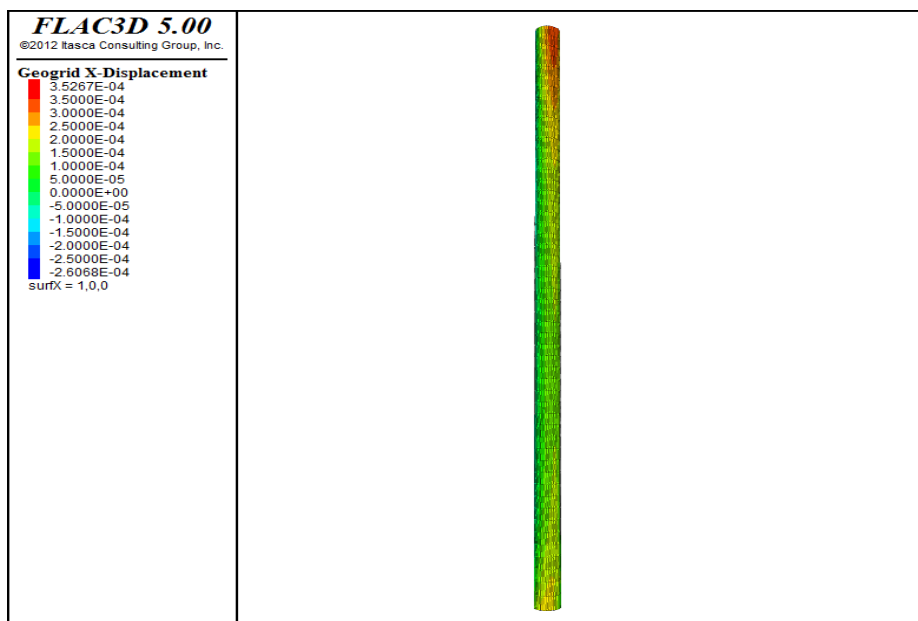


a) $J = 5\text{GPa}$, biến dạng ngang lớn nhất của cọc đá dầm $\Delta d = 5,23 \times 10^{-4} \text{ m}$



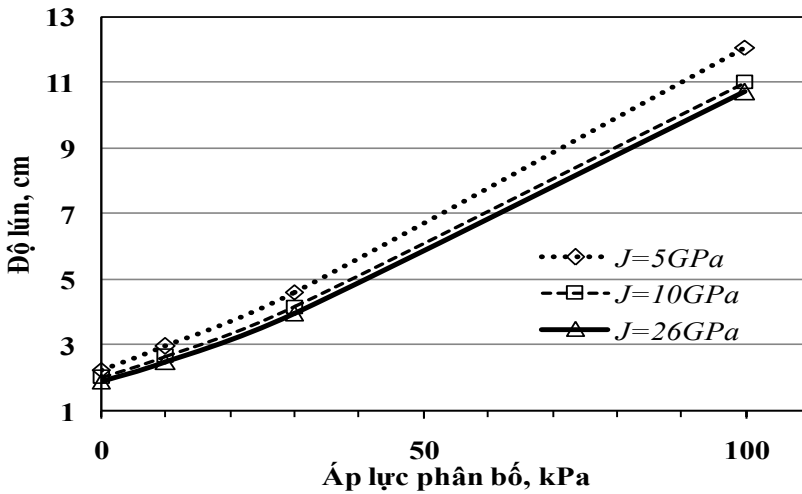
b) $J = 10\text{GPa}$, biến dạng ngang lớn nhất của cọc đá dầm $\Delta d = 4.0 \times 10^{-4} \text{ m}$

c) $J = 26 \text{ GPa}$, biến dạng ngang lớn nhất của cọc đá dầm
 $\Delta d = 3.53 \times 10^{-4} \text{ m}$



Hình 6.24. Ảnh hưởng của cường độ vải ĐKT đến chuyển vị ngang của cọc đá dầm

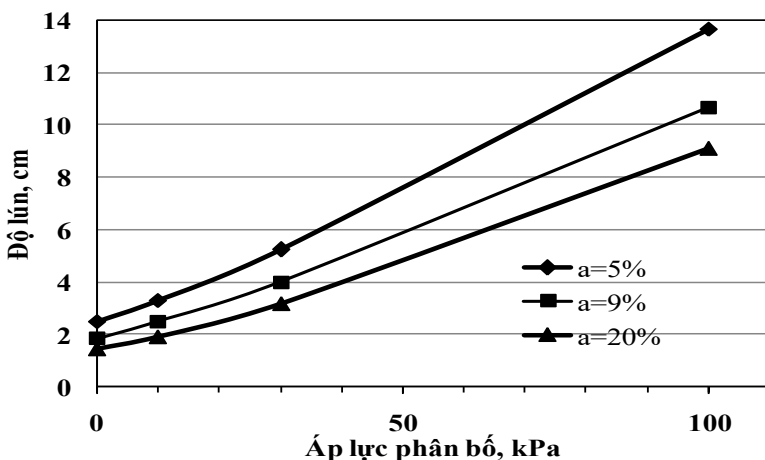
Hình 6.25 thể hiện mối quan hệ giữa cường độ vải ĐKT bọc cọc đá dầm và độ lún của nền đường với một số trường hợp tải trọng khác nhau. Có thể thấy rằng, khi cường độ của vải ĐKT bọc cọc đá dầm tăng lên thì độ lún của nền đường giảm đi. Điều này có thể được giải thích là do cường độ của vải ĐKT tăng sẽ làm tăng độ cứng tổng thể của cọc đá dầm, dẫn đến việc giảm độ lún của nền đường (theo nghiên cứu của Han và Gabr, 2002). Khi cường độ của vải ĐKT tăng từ 5GPa đến 10GPa, độ lún của nền đường giảm khoảng 10%; khi cường độ vải tăng từ 10GPa đến 26GPa, độ lún của nền đường không giảm đi rõ rệt. Trong tính toán thiết kế gia cố nền đất yếu bằng cọc đá dầm bọc vải ĐKT, việc lựa chọn cường độ vải ĐKT hợp lý sẽ mang lại hiệu quả kinh tế và kỹ thuật. Hình 6.24 cho thấy, thay vì sử dụng vải ĐKT với cường độ $J > 10\text{GPa}$ (15, 20, 25GPa), sử dụng $J = 10\text{GPa}$ sẽ mang lại hiệu quả kinh tế hơn về phương diện lún của nền đường.



Hình 6.25. Ảnh hưởng của độ cứng của vải ĐKT đến độ lún của nền đường

6.8.2. Ảnh hưởng của mật độ gia cố cọc đá dăm bọc vải ĐKT

Mật độ gia cố của cọc đá dăm được xác định bằng công thức: $a = A_c/A_s$, trong đó A_c - diện tích của cọc đá dăm chiếm chỗ (m^2); A_s - diện tích nền đất được gia cố. Khi nghiên cứu với cùng một tỷ lệ gia cố, Murugesan và Rajagopal (2006) thấy rằng, với các cọc đá dăm truyền thống, quan hệ áp lực - độ lún gần như giống nhau cho cả hai đường kính 0,6m và 1m. Trong khi đó, với các cọc đá dăm bọc vải ĐKT, cọc đá có đường kính bằng 0,6m mang lại hiệu quả cao hơn so với cọc đá dăm có đường kính bằng 1m. Trong nghiên cứu, các mô hình số với đường kính trụ đá $d_c = 0,3m, 0,4m$ và $0,6m$; khi khoảng cách giữa các cọc đá dăm không đổi, $s = 1,2m$, tương ứng với tỷ lệ gia cố bằng 5%, 9% và 20% đã được phân tích. Kết quả phân tích số thể hiện trong hình 6.26, cho thấy, khi tăng mật độ gia cố của nền đất yếu, độ lún của nền đường đã giảm đi rõ rệt. Độ lún của nền đường bằng 13,8cm với trường hợp nền đất được gia cố bằng cọc đá dăm $d_c = 0,3m$ và đã giảm đi 20% và 30% tương ứng với đường kính cọc đá dăm bằng 0,4 và 0,6m.



Hình 6.26. Ảnh hưởng của mật độ gia cố đến độ lún của nền đường

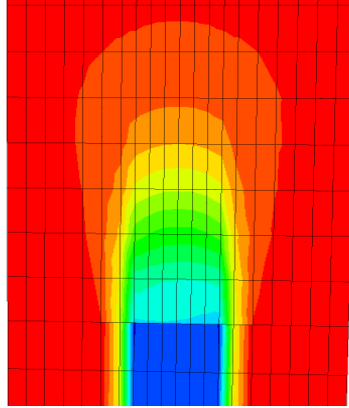
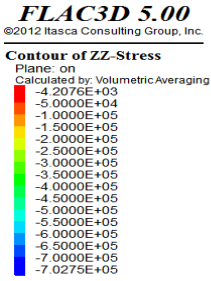
6.8.3. Ảnh hưởng của chiều dài bọc vải ĐKT

Các mô hình số khác nhau cũng được xây dựng để nghiên cứu ảnh hưởng của chiều dài cọc đá dăm bọc bằng vải ĐKT. Trong nghiên cứu, các chiều dài bọc tương ứng $L_r = 2d_c, 4d_c, 6d_c$ và bọc toàn chiều dài, trong đó $d_c = 0,4m$. Kết quả nghiên cứu được thể hiện thông qua cơ chế truyền ứng suất và độ lún của đỉnh nền đường.

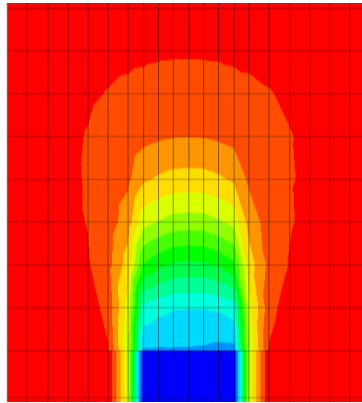
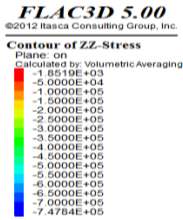
* Quá trình truyền ứng suất trên đầu cọc và đất yếu

Hình 6.27 biểu diễn quá trình truyền ứng suất bên trong nền đắp trên đỉnh của cọc đá dăm, trong trường hợp chiều cao nền đường đắp $H = 2m$, và tải trọng phân bố đều $q = 30kPa$. Hình vẽ cho thấy, nhờ độ cứng của cọc đá dăm bọc vải ĐKT lớn hơn độ cứng của nền đất yếu xung quanh, làm xuất hiện hiệu ứng vòm bên trong nền đắp, do đó ứng suất truyền lên đầu cọc đá dăm sẽ lớn hơn nhiều lần ứng suất tác dụng lên đất yếu xung quanh. So sánh kết quả trong hình 6.26 a, b, c ta thấy rằng, khi chiều dài gia cố bằng vải ĐKT của cọc đá dăm càng lớn thì ứng suất tác dụng lên cọc đá dăm tăng lên, tuy nhiên tăng không đáng kể. Cụ thể, khi chiều dài bọc vải ĐKT $L = 0,8m, 1,6m, 2,4 m$, ứng suất tác dụng tại đầu cọc đá dăm tương ứng $\sigma_c = 7,02 \times 10^5 kPa, 7,48 \times 10^5 kPa, 7,57 \times 10^5 kPa$. Điều này có thể được giải thích rằng, khi đoạn gia cố bằng vải ĐKT càng dài, độ cứng tổng thể của cọc đá dăm tăng làm cho ứng suất tác dụng lên đầu cọc đá dăm sẽ lớn hơn.

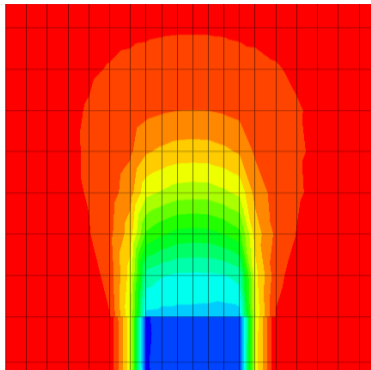
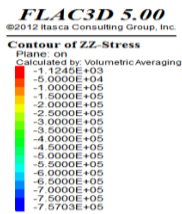
a) Chiều dài gia cố $L = 2D = 0,8m$



b) chiều dài gia cố $L=4D = 1,6m$



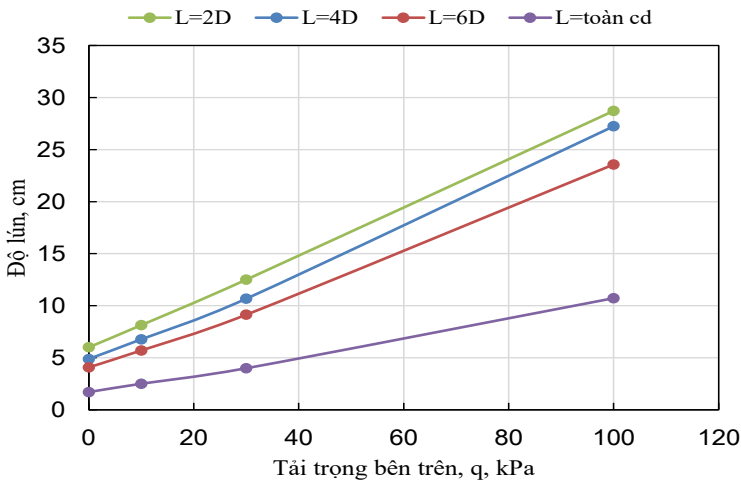
c) chiều dài gia cố $L=6D = 2,4m$



Hình 6.27. Ảnh hưởng của chiều dài gia cố bằng vải ĐKT đến quá trình truyền ứng suất bên trong nền đường đắp

* Độ lún của nền đắp

Các nghiên cứu giải tích trước đây phần lớn chưa xem xét ảnh hưởng của chiều dài gia cố đến độ lún của khối đắp, do khối lượng tính toán lớn và phức tạp. Do đó, việc xem xét ảnh hưởng của chiều dài gia cố cường cọc đá dăm bằng vải ĐKT phải được kể đến tổng thể cả về ứng suất và biến dạng (độ lún).



Hình 6.28. Ảnh hưởng của chiều dài gia cố bằng vải ĐKT đến độ lún của nền đường

Hình 6.28 trình bày hiệu quả của chiều dài cọc đá dăm bọc vải ĐKT thông qua độ lún của đỉnh nền đường. Có thể rõ ràng nhận thấy, khi chiều dài bọc vải ĐKT của cọc đá dăm tăng thì độ lún của nền đường giảm. Ngoài ra, ảnh hưởng của tải trọng tác dụng trên nền đường đắp cũng được xem xét. Khi chưa có tải trọng ngoài tác dụng, ảnh hưởng của chiều dài gia cố chưa thực sự rõ, trong khi độ lún của nền đường trong 3 trường hợp gia cố $L = 2d_c$, $4d_c$ và $6d_c$ xấp xỉ bằng 5cm. Trong khi đó độ lún của nền đắp với trường hợp cọc đá dăm được gia cố suốt chiều dài chỉ khoảng 1,8cm. Khi tải trọng tác dụng lên trên nền đắp là đáng kể, hiệu quả của chiều dài gia cố có thể được thấy rõ ràng hơn. Tương ứng với cấp tải trọng ngoài $q = 30\text{kPa}$, độ lún nền đắp tương ứng với chiều dài gia cố $L = 2D$, $4D$ và $6D$ bằng 12,5cm, 10,7cm và 9,1cm trong khi độ lún của nền đường khi gia cố toàn chiều dài chỉ xấp xỉ 4 cm. Hiện tượng khi gia cố toàn chiều dài có

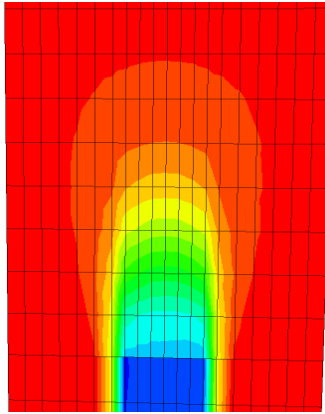
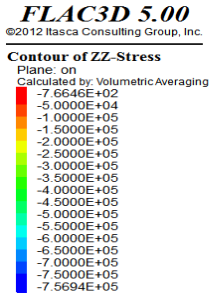
tác dụng rõ rệt về khía cạnh giảm độ lún có thể do sự tăng lên của độ cứng tổng thể của cọc đá dăm và vải ĐKT làm tăng ma sát, hay truyền ứng suất xung quanh cọc sang nền đất xung quanh.

6.8.4. Ảnh hưởng của góc ma sát trong của vật liệu cọc đá dăm

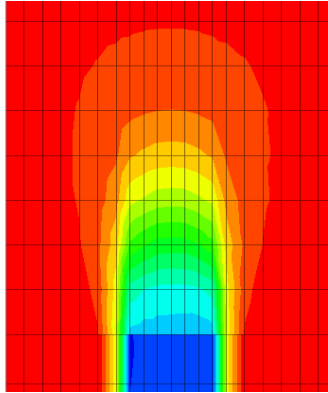
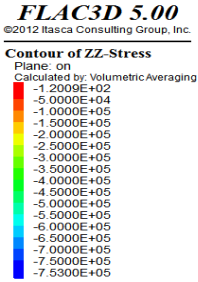
Nghiên cứu các thông số ảnh hưởng đến sự làm việc của hệ thống nền đường đắp trên đất yếu gia cố bằng cọc đá dăm bọc vải ĐKT, giúp chỉ ra các thông số chính ảnh hưởng đến sự làm việc của hệ thống. Trên cơ sở đó đưa ra những lựa chọn tối ưu về mặt kích thước mô hình, chủng loại vật liệu, chiều dài tính toán... Theo lý thuyết của Mohr-Coulomb, $\tau = c + \sigma g \varphi$, góc ma sát trong hữu hiệu của vật liệu rời, như cát, đá dăm... có ảnh hưởng rất lớn đến sức chịu tải của vật liệu đó.

Trong nghiên cứu, các tác giả xem xét giá trị góc ma sát của vật liệu đá dăm của cọc đá dăm có giá trị từ 30° đến 40° , tương ứng 3 giá trị $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$ và 40° . Hình 6.29 biểu diễn ảnh hưởng của góc ma sát trong vật liệu cọc đá dăm đến quá trình truyền ứng suất bên trong nền đường đắp. Kết quả cho thấy, quá trình truyền ứng suất bên trong khối đắp ít chịu ảnh hưởng của góc ma sát trong của cọc đá dăm, điều này tương đồng với kết quả nghiên cứu trước đây khi nghiên cứu ảnh hưởng của độ cứng của cọc đá dăm đến hiệu quả truyền ứng suất trong nền đắp. Hình 6.29 biểu diễn mối quan hệ giữa góc ma sát trong của cọc đá dăm đến độ lún của nền đường. Có thể thấy rằng, góc ma sát trong ảnh hưởng không đáng kể trong việc giảm độ lún của nền đường. Điều này được giải thích rằng, khi sử dụng vải ĐKT bọc cọc đá dăm, lực căng kéo hướng tâm của vải ĐKT làm cho các hạt đá dăm tự dồn ép, tự móc nối với nhau để tạo ra ma sát, làm cản trở sự dịch chuyển lẫn nhau, và do đó làm giảm độ lún và đồng thời tăng cường được sức chịu tải của cọc đá dăm.

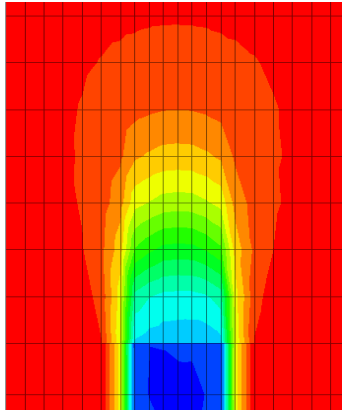
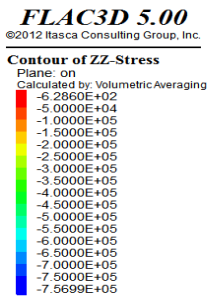
a) $\varphi = 30^\circ$



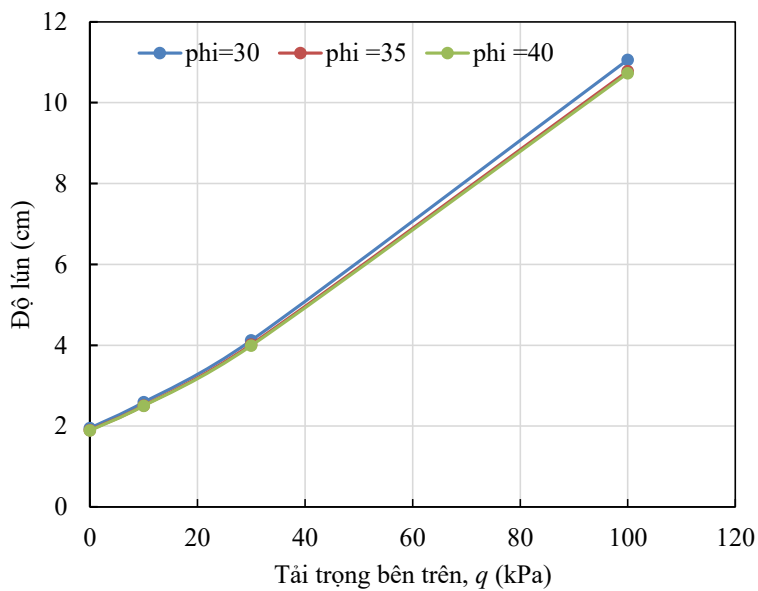
b) $\varphi = 35^\circ$



c) $\varphi = 40^\circ$



Hình 6.29. Ảnh hưởng của góc ma sát trong vật liệu trụ đá dầm đến quá trình truyền ứng suất bên trong nền đường đắp



Hình 6.30. Ảnh hưởng của góc ma sát trong của vật liệu cọc đá dăm đến độ lún của nền đường

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt

1. Bộ Xây dựng (1993). *Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam (TCXDVN 5747:1993) Đất xây dựng - Phân loại.*
2. Bộ Xây dựng (2009). *Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 8217:2009) Đất xây dựng công trình Thủy lợi - Phân loại.*
3. Bộ Xây dựng (2012). *Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 9355:2012) Gia cố nền đất yếu bằng bấc thấm thoát nước.*
4. Bộ Xây dựng (2012). *Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 9403:2012) Gia cố nền đất yếu bằng trụ đất xi măng.*
5. Bộ Xây dựng (2013). *Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 9842:2013) Xử lý nền đất yếu bằng cốt kết hút chân không.*
6. Bộ Xây dựng (2017). *Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 1713:2017) Gia cố nền đất yếu bằng giếng cát.*
7. Bergado. B.T và nnk (1996). *Những biện pháp kỹ thuật mới cải tạo đất yếu trong xây dựng*, Nhà xuất bản Giáo dục.
8. Nguyễn Ngọc Bích và nnk (2001). *Đất xây dựng - Địa chất công trình và Kỹ thuật cải tạo đất trong xây dựng*, Nhà xuất bản Xây dựng.
9. Phạm Văn Hùng và nnk (2020). Báo cáo tổng kết đề tài “Nghiên cứu phương pháp gia cố nền đất yếu bằng cọc đá dăm bọc vải địa kỹ thuật cho các dự án giao thông ở Việt Nam, mã số T19-12. Trường Đại học Mở - Địa chất.
10. Trần Đình Kiên và nnk (2016). “Nghiên cứu đánh giá tổng hợp điều kiện địa chất công trình vùng ven biển Bắc Bộ phục vụ quy hoạch phát triển kinh tế - xã hội, an ninh - quốc phòng, ứng phó với biến đổi khí hậu và mực nước biển dâng”, mã số CTB-2012-02. Báo cáo tổng kết chương trình KHCN cấp Bộ GD&ĐT, Trường Đại học Mở - Địa chất Hà Nội.
11. Lomtadze V.D (1978). *Địa chất công trình - Thạc luận công trình*, Nhà xuất bản Đại học và Trung học chuyên nghiệp.

12. Nguyễn Sĩ Ngọc (2015). *Địa kỹ thuật công trình*, Nhà xuất bản Giao thông vận tải.
13. Nguyễn Văn Phóng, Tạ Đức Thịnh (2010), *Bước đầu xác định hệ số cố kết ngang của một số loại đất yếu phân bố phổ biến ở đồng bằng Bắc Bộ bằng thiết bị CPTu*, Tạp chí Khoa học kỹ thuật Mỏ - Địa chất, số 31/7, tr. 44-48.
14. Nguyễn Văn Phóng và nnk (2016). Báo cáo tổng kết đề tài “*Nghiên cứu các đặc tính xây dựng của đất yếu và đặc điểm cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ, đề xuất các giải pháp gia cố, xử lý nền đất yếu thích hợp phục vụ xây dựng các công trình ven biển trong điều kiện biến đổi khí hậu và nước biển dâng*”, mã số CTB-2012-02-06. Trường Đại học Mỏ - Địa chất.
15. Nguyễn Huy Phương, Tạ Đức Thịnh và nnk (2004), *Thu thập, kiểm chứng các tài liệu đã có, nghiên cứu bổ sung lập bản đồ phân vùng đất yếu Hà Nội phục vụ phát triển bền vững Thủ đô*. Báo cáo tổng kết đề tài KHCN cấp TP. Hà Nội, Trường Đại học Mỏ - Địa chất.
16. Tạ Đức Thịnh (2002), *Nghiên cứu đề xuất phương pháp xử lý nền đất yếu bằng cọc cát - xi măng - vôi*, Báo cáo tổng kết đề tài cấp Bộ của Bộ Giáo dục và Đào tạo, Trường Đại học Mỏ - Địa chất.
17. Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Huy Phương (2005), *Cơ học đất*, Nhà xuất bản Xây dựng.
18. Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Huy Phương, Nguyễn Hồng, Nguyễn Văn Phóng (2009), *Nền và móng công trình*, Nhà xuất bản Xây dựng.
19. Tạ Đức Thịnh và nnk (2010), *Nghiên cứu xây dựng hệ thống chuẩn các phương pháp thí nghiệm xác định đặc trưng cơ học của đất yếu khu vực Đồng bằng Bắc Bộ phục vụ tính toán nền móng công trình trên mặt và công trình ngầm*, Báo cáo tổng kết đề tài KHCN cấp Bộ, mã số B2007-02-43-TĐ.
20. Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Thị Dịu (2020), *Nghiên cứu đề xuất phương pháp tính độ lún và sức chịu tải của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển - xi măng*, Kỷ yếu Hội nghị khoa học toàn quốc Khoa học trái đất và Tài nguyên với sự phát triển bền vững (ERSD).
21. Tạ Đức Thịnh và nnk (2022), “*Nghiên cứu phát triển công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc cát biển - xi măng phục vụ xây dựng công*

- trình hạ tầng vùng ven biển Bắc Trung Bộ*”, mã số: CT 2020.04. MĐA.03, Báo cáo tổng kết đề tài, Trường Đại học Mở - Địa chất.
22. Viện Vật liệu xây dựng. *Báo cáo Chiến lược phát triển ngành vật liệu xây dựng Việt Nam thời kỳ 2021-2030 và định hướng đến năm 2050*, Hà Nội, 8/2020.
 23. <https://baotainguyenmoitruong.vn/khoang-san-lam-vat-lieu-xay-dung-vung-bien-nong-tiem-nang-con-bo-ngo-311724.html>
 24. <https://tuoitre.vn/con-cat-ven-bien-hua-hen-tai-nguyen-1152388.htm>

B- Tiếng Anh

1. Alexiew, D., Raithel, M (2015). *Geotextile-Encased columns case studies over twenty years*, Ground improvement case histories. Elsevier Ltd. Ambily.
2. Balaam N.P., Booker J.R. (1985), *Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.
3. Barksdale R.D, Bachus R.C (1983), *Design and construction of stone columns federal highway administration*, RD-83/026.
3. Black, J.A., Sivakumar, V., Madhav, M. R., Hamill, G. A (2007), *Reinforced stone columns in weak deposits: Laboratory model study*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133(9)
5. Castro, J. (2017). *Modeling stone columns*. Materials (Basel), 10(7):782.
6. Collin I. G, Han. J, and Huang. J (2006), *Geosynthetic-Reinforced Column-Support Embankment Design Guidelines*.
7. Deshpande, P.M and Vyas, A. V (1996), *“Interactive encased stone column foundation,” Bombay*, Accessed: Jan. 25, 2021.
8. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P., Irini, D.M. (2013). *3D modelling for mechanized tunnelling in soft ground-influence of the constitutive model*. American Journal of Applied Sciences, 10, 863-875.
9. Ezoe. A, K. Harada, and J. Otani (2019), *Sand Compaction Pile Method and Its Applications*, Int. J. Geosynth. Ground Eng., Vol. 5, no. 3, p. 24
10. Gandhi A.P (2007), *Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental

11. Ghazavi, M, A. Ehsani Yamchi, and J. Nazari Afshar (2018), "*Bearing capacity of horizontally layered geosynthetic reinforced stone columns,*" *Geotext. Geomembr.*, Vol. 46, no. 3, pp. 312 - 318
12. Han. J and M. Gabr (2002), "*Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil,*" *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 128, no. 1, pp. 44 - 53,
13. Liu. H.L, Charles. W.N, and Fei.K (2007), "*Performance of a Geogrid-Reinforced and Pile-Supported Highway Embankment over Soft Clay: Case Study,*" *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, Vol. 133, no. 12, pp. 1483 - 1493.
14. Lo, S.C.R., Zhang, R., Mak J. (2009), *Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: A numerical study*, *Geotextiles and Geomembranes* 28(3):292-302.
15. Pulko, B.; Majes, B., Logar, J. (2011). *Geosynthetic encased stone columns: Analytical calculation model*. *Geotextiles and geomembranes*, 29(1):29-39.
16. Raithel, M., Kempfert H.G (2000), *Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns*, ISRM International Symposium, 19-24 November, Melbourne, Australia.
17. Zhang, L. & Zhao, M. (2014). *Deformation analysis of geotextile-encased stone columns*. *Int. J. Geomech*, 15(3).
18. Zhou. W.H, J. Y. Lao, Y. Huang, and R. Chen (2016), "*Three-dimensional finite element modelling of soil arching in pile-supported geogrid-reinforced embankments*", *Procedia Eng.*, Vol. 143, pp. 607 - 614.
19. Yoo, C. and Kim S.B (2009), *Numerical modeling of geosynthetic-encased stone column-reinforced ground*, *Geosynthetics International*, Volume 16 Issue 3, June 2009, pp. 116-126.
20. Ta Duc Thinh, Nguyen Thi Diu, Nguyen Duc Manh, Pham Van Hung and Bui Anh Thang. *Study on Application of Sea Sand-Cement Column in Soft Soil Improvement for Hai Phong - Nam Dinh Coastal highway. CIGOS 2021, Emerging Technologies and Applications for Green Infrastructure*, *Lecture Notes in Civil Engineering* 203, p. 1191-1199 https://doi.org/10.1007/978-981-16-7160-9_121.

Chịu trách nhiệm xuất bản
GIÁM ĐỐC - TỔNG BIÊN TẬP
BÙI MINH CƯỜNG

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 200 bản, khổ 16×24 cm, tại Công ty Phát triển dịch vụ Minh Vương
Địa chỉ: C13, khu 2,5 ha, tổ 28 phường Dịch Vọng Hậu, Q. Cầu Giấy, TP. Hà Nội
Số xác nhận đăng ký xuất bản: 1448-2022/CXBIPH/8-64/KHKT
Quyết định xuất bản số: 73/QĐ-NXBKHKT, ngày 06 tháng 5 năm 2022
In xong và nộp lưu chiểu năm 2022.
Mã ISBN: 978-604-67-2297-7