



BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC MỎ - ĐỊA CHẤT

TUYỂN TẬP CÁC BÁO CÁO

HỘI NGHỊ KHOA HỌC LẦN THỨ 21



Hà Nội, tháng 11 - 2014

HỘI NGHỊ KHOA HỌC LẦN THỨ 21
TRƯỜNG ĐẠI HỌC MỎ - ĐỊA CHẤT

BAN TỔ CHỨC

Trưởng ban:	PGS.TS. Lê Hải An
Phó trưởng ban:	PGS.TS. Trần Thanh Hải
Ủy viên thư ký:	PGS.TS. Nguyễn Quang Luật
Ủy viên:	PGS.TS. Bùi Xuân Nam
	TS. Nhữ Thị Kim Dung
	TS. Trần Thùy Dương
	GS.TS. Võ Trọng Hùng
	TS. Nguyễn Quang Khánh
	TS. Nguyễn Duy Lạc
	PGS.TS. Nguyễn Văn Lâm
	PGS.TS. Nguyễn Phương
	TS. Trần Đình Sơn
	TS. Nguyễn Chí Tình
	TS. Nguyễn Thế Vinh
	PGS.TS. Nguyễn Bình Yên
	PGS.TS. Nguyễn Quang Minh
	TS. Phạm Đức Thiên
	TS. Trần Xuân Trường
	ThS. Phạm Thị Thu Thủy

BAN BIÊN TẬP

Trưởng ban:	PGS.TS. Đinh Văn Thắng
Ủy viên:	ThS. Nguyễn Thị Ngọc Dung
	ThS. Hoàng Thu Hằng
	TS. Phạm Văn Hòa
	ThS. Nguyễn Tài Tiến
	TS. Hoàng Văn Long
	TS. Trần Văn Anh
	TS. Nguyễn Anh Dũng
	TS. Vũ Bá Dũng
	TS. Lê Văn Hưng
	TS. Phan Thị Thái
	ThS. Đặng Thị Thanh Trâm
	PGS.TS. Nguyễn Đức Khoát
	TS. Đỗ Văn Bình

LỜI NÓI ĐẦU

Hội nghị Khoa học lần thứ 21 Trường Đại học Mở - Địa chất được tổ chức vào ngày 14 tháng 11 năm 2014 nhân dịp kỷ niệm 48 năm ngày thành lập Trường (15/11/1966-15/11/2014). Hội nghị khoa học là diễn đàn để các nhà khoa học, các chuyên gia trong và ngoài trường gặp gỡ trao đổi, công bố các kết quả nghiên cứu, thảo luận và cùng hợp tác giải quyết những vấn đề về khoa học và công nghệ đang đặt ra cho sự phát triển kinh tế - xã hội của nước ta thuộc tất cả các lĩnh vực Khoa học nói chung và lĩnh vực các khoa học Trái đất và Mỏ nói riêng.

Hội nghị khoa học lần thứ 21 Trường Đại học Mở - Địa chất cũng là dấu ấn ghi nhận thành tích về các hoạt động nghiên cứu khoa học và chuyển giao công nghệ phục vụ phát triển kinh tế - xã hội của Nhà trường giai đoạn 2010 - 2015, góp phần thực hiện thắng lợi Nghị quyết của Hội nghị lần thứ 8, Ban Chấp hành Trung ương (khóa XI) về Đổi mới căn bản, toàn diện giáo dục và đào tạo, đáp ứng yêu cầu công nghiệp hóa, hiện đại hóa trong điều kiện kinh tế thị trường định hướng xã hội chủ nghĩa và hội nhập quốc tế.

Ban Tổ chức Hội nghị đã nhận được sự hưởng ứng tích cực của các thầy, cô giáo, các nghiên cứu sinh và học viên cao học trong Nhà trường và đặc biệt có sự tham gia nhiệt tình của nhiều nhà khoa học đang công tác tại các cơ quan nghiên cứu, các cơ sở sản xuất và các địa phương trong cả nước. Ban Biên tập phối hợp cùng với các Tiểu ban chuyên môn đã tuyển chọn được 280 báo cáo khoa học có chất lượng với nội dung phong phú, đa dạng, phản ánh những kết quả nghiên cứu khoa học thuộc nhiều lĩnh vực khác nhau. Để có được tầm nhìn bao quát toàn bộ những kết quả nghiên cứu, những ý tưởng khoa học mới được trình bày tại Hội nghị, Ban Tổ chức Hội nghị đã xuất bản Tuyển tập tóm tắt các báo cáo tại Hội nghị khoa học trường lần thứ 21 và toàn văn các báo cáo tại Hội nghị trong đĩa CD (định dạng file *.PDF) về các lĩnh vực:

- | | |
|-------------------------|---------------------------------|
| 1 - Cơ điện | 7 - Khai thác mỏ - Tuyển khoáng |
| 2 - Công nghệ thông tin | 8 - Lý luận chính trị |
| 3 - Dầu khí | 9 - Môi trường |
| 4 - Địa chất | 10 - Trắc địa |
| 5 - Khoa học cơ bản | 11 - Xây dựng |
| 6 - Kinh tế và QTKD | |

Để đảm bảo tính thời sự và kịp thời phục vụ Hội nghị của những thông tin khoa học, các thành viên Ban biên tập và các Tiểu ban chuyên môn đã cố gắng hết sức trong việc tuyển chọn và biên tập, chỉnh sửa các lỗi kỹ thuật để các bài viết được ngắn gọn và súc tích hơn. Trong quá trình biên tập, in ấn do nhiều yếu tố khách quan, nhất là thời gian rất gấp nên không thể rà soát hết các lỗi kỹ thuật, rất mong nhận được sự cảm thông của tác giả báo cáo và bạn đọc.

Trường Đại học Mở - Địa chất xin chân thành cảm ơn các nhà khoa học trong và ngoài trường đã gửi báo cáo khoa học tới Hội nghị, đặc biệt là các cơ quan đã hợp tác nhiệt tình, góp phần vào sự thành công của Hội nghị này. Mong rằng trong các kỳ Hội nghị khoa học tiếp theo, Trường Đại học Mở - Địa chất tiếp tục nhận được sự hợp tác nhiều hơn nữa của các nhà khoa học, để nội dung các bài viết đăng trong các Tuyển tập báo cáo tóm tắt và toàn văn được phong phú hơn.

BAN BIÊN TẬP

MỤC LỤC BÁO CÁO TIỂU BAN XÂY DỰNG

	<i>Trang</i>
1. Đỗ Ngọc Anh. <i>Một số phương pháp mới tính toán kết cấu vỏ hàm lắp ghép</i>	3
2. Phan Tuấn Anh. <i>Ứng dụng cừ ván thép trong thi công công trình ngầm đô thị</i>	12
3. Đào Văn Canh, Phạm Văn Vĩ. <i>Lựa chọn phương pháp thi công công trình ngầm đô thị tiết diện lớn bố trí nông bằng phương pháp kích đẩy</i>	19
4. Nguyễn Trọng Dũng. <i>Sự phát triển tính chất cơ học của hồ xi măng trong quá trình thủy hóa</i>	26
5. Nguyễn Tiến Dũng, Đào Văn Canh, Phạm Văn Vĩ. <i>Nghiên cứu lựa chọn giải pháp đào, chống đường hầm tiết diện nhỏ đào qua đất đá phân lớp nghiêng, nứt nẻ</i>	32
6. Đào Việt Đoàn, Phạm Ngọc Huy. <i>Phân tích biến dạng và vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò hình chữ nhật tại các độ sâu khác nhau bằng phương pháp số</i>	38
7. Nguyễn Duy Giang, Nguyễn Chí Thành, Phạm Văn Vĩ, Phạm Quang Nam, Nguyễn Huy Hoàng, Nguyễn Thị Phương Thanh. <i>Nghiên cứu, đề xuất kết cấu chống gia cố hợp lý khi thi công đường hầm ô tô Nam Cường trên tuyến đường cao tốc Nội Bài - Lào Cai</i>	45
8. Trần Mạnh Hùng, Nguyễn Trọng Dũng, Phạm Văn Hùng, Đặng Quang Huy. <i>Nghiên cứu ứng dụng của cọc xi măng đất trong công trình hạ tầng cơ sở</i>	53
9. Trần Mạnh Hùng, Đặng Quang Huy, Phạm Văn Hùng, Bùi Anh Thắng. <i>Nghiên cứu sức kháng uốn của dầm bê tông cốt thép gia cường bằng vật liệu sợi Polymer</i>	61
10. Phạm Văn Hùng, Nguyễn Trọng Dũng, Đặng Quang Huy, Trần Mạnh Hùng. <i>Nghiên cứu các dạng phá hủy của nền đường đắp trên đất yếu và các giải pháp phòng ngừa</i>	68
11. Trịnh Đăng Hưng, Zhao Li An. <i>Tác dụng dự ứng lực của neo trong chống giữ công trình ngầm</i>	76
12. Nguyễn Hải Hưng, Nguyễn Xuân Mãn, Nguyễn Duyên Phong. <i>Ảnh hưởng của thời gian tác dụng nổ đến kết cấu công trình ngầm quân sự</i>	81
13. Đặng Văn Kiên. <i>Ảnh hưởng của loại phân tử biên đến điều kiện biên và kết quả mô hình số trong việc phân tích chấn động nổ mìn khi đào hầm bằng phương pháp khoan nổ mìn ở khu vực thành phố</i>	88
14. Đặng Văn Kiên. <i>Đánh giá ảnh hưởng của chấn động do nổ mìn đào hầm ở khu vực thành phố: đường hầm Croix-Rousse, Lyon</i>	97
15. Tăng Văn Lâm, Ngô Xuân Hùng. <i>Nghiên cứu sử dụng bê tông cường độ cao mác 60 để chế tạo các kết cấu chống gia cố trong các công trình ngầm</i>	106
16. Nguyễn Xuân Mãn, Đinh Ngọc Huy, V.A.Tsarev. <i>Một số kết quả của mô hình toán học về lan truyền và biến đổi dầu trên biển Caspi – Liên bang Nga</i>	113
17. Nguyễn Văn Mạnh, Lê Huy Việt. <i>So sánh phương pháp tính toán tải trọng gió lên công trình dạng tháp theo tiêu chuẩn Việt Nam và tiêu chuẩn Mỹ</i>	121
18. Trần Tuấn Minh, Phan Tuấn Anh, Pankratenko A.N. <i>Xác định chuyển vị của đất đá trên biên hầm và bán kính vùng biến dạng dẻo xung quanh đường hầm bằng phương pháp giải tích có quan tâm đến yếu tố giãn nở thể tích của đất đá</i>	129

19. **Trần Tuấn Minh, Ngô Văn Giáp, Nguyễn Việt Định.** *Nghiên cứu và xác định kết cấu chống giữ xung quanh công trình ngầm có xem xét đến yếu tố trạng thái ứng suất nguyên sinh* 136
20. **Đình Hải Nam.** *Ứng dụng phần mềm Geo 5 tính toán thiết kế công trình ngầm dân dụng và công nghiệp* 144
21. **Phạm Quang Nam, Đào Văn Phú, Nguyễn Chí Thành.** *Nghiên cứu và đề xuất các biện pháp thi công hợp lý cho các đường lò tại khu vực Quảng Ninh có tiết diện (6-8)m² khi đào qua vùng đất đá yếu để đẩy nhanh tốc độ thi công các đường lò này* 152
22. **Pankratenko A.N, Trần Tuấn Minh, Phan Tuấn Anh.** *Nghiên cứu và lựa chọn công nghệ thi công các công trình ngầm tiết diện nhỏ trong điều kiện thành phố* 160
23. **Pankratenko. A.N, Nguyễn Quang Huy, Sammal. A.S, Trần Tuấn Minh.** *Mô hình toán học trạng thái ứng suất trọng kết cấu chống giữ đường hầm và khối đá xung quanh khi xây dựng gần nó một đường hầm bằng phương pháp đóng ống* 168
24. **Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Văn Mạnh, Ngô Doãn Hào, Nguyễn Quang Luật, Phạm Đăng Khảm.** *Nước dưới đất - các tác động đến công trình ngầm, khai thác hầm lò và biện pháp phòng ngừa* 174
25. **Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Văn Mạnh, Đình Hải Nam, Phạm Đăng Khảm.** *Sử dụng các phương pháp số mô phỏng, phân tích tai biến địa chất* 182
26. **Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Quang Luật, Nguyễn Văn Mạnh, Nguyễn Văn Quyển, Lê Tuấn Anh, Phạm Đăng Khảm.** *Tai biến địa chất - kỹ thuật trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ* 191
27. **Nguyễn Quang Phích, Đỗ Ngọc Thái, Nguyễn Quang Luật, Vũ Đức Quyết.** *Về các dạng phát triển vùng phá hủy xung quanh công trình ngầm trong khối đá có đứt gãy* 200
28. **Nguyễn Văn Quyển, Đặng Văn Phi.** *Xác định tải trọng khi tính tháp giếng bốn cột bằng thép* 212
29. **Nguyễn Gia Riêm, Trần Tuấn Minh.** *Nghiên cứu xác định mô đun biến dạng và các tham số cơ học khác của khối đá trên cơ sở phân loại khối đá* 219
30. **M.A. Rozenbaum, C.B Kuzmin., C.A Antoniuk., Do Quang Tuan, Pham Quang Nam, S.V Kuzmin, S.A. Antonyuk.** *Những phương pháp mới chống bùng nổ trong các đường lò ở mỏ than «SUEK - KUZBAS»* 230
31. **Đặng Trung Thành.** *Sử dụng phương pháp mô phỏng phân tích ảnh hưởng của điều kiện địa chất đến tốc độ thi công công trình ngầm bằng máy đào hầm loại nhỏ* 236
32. **Nguyễn Chí Thành, Phạm Văn Vĩ.** *Một số kiến nghị trong quản lý dự án công trình ngầm ở Việt Nam* 243
33. **Đặng Hoàng Thông.** *Biểu diễn sự hình thành và phát triển vết nứt của liên kết bu lông bằng phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman* 251
34. **Đặng Hoàng Thông.** *Nghiên cứu các giai đoạn làm việc của liên kết bu lông dưới hiệu ứng biên* 258
35. **Phạm Văn Thương, Nguyễn Đình Thịnh, Nguyễn Chí Trường, Nguyễn Văn Huy.** *Nghiên cứu giải pháp nâng cao ổn định các đường lò dọc vỉa phân tầng khi khai thác phân tầng trên không để lại trụ bảo vệ* 263
36. **Nguyễn Tài Tiến.** *Nghiên cứu lựa chọn sơ đồ công nghệ thi công hầm đường bộ Đèo Cả* 268
37. **Nguyễn Tài Tiến.** *Nghiên cứu hoạt động của hệ thống thông gió để kiểm soát khói khi có cháy trong đường hầm trong quá trình sử dụng* 277
38. **Phạm Văn Vĩ, Nguyễn Chí Thành, Phạm Quang Nam, Lê Minh Sơn.** *Nghiên cứu và nâng cao hiệu quả thi công công trình ngầm kích thước lớn bố trí nông trong điều kiện thành phố Hà Nội bằng phương pháp kích đẩy kết cấu hộp (Box Jacking)* 289

MỘT PHƯƠNG PHÁP MỚI TÍNH TOÁN KẾT CẤU VỎ HÀM LẮP GHÉP

Đỗ Ngọc Anh, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Do sự tồn tại của mối nối giữa các đốt vỏ hàm, đặc tính làm việc của kết cấu vỏ hàm lắp ghép không giống với vỏ hàm liền khối. Tuy nhiên, hiện nay để tính toán vỏ hàm lắp ghép, chúng ta thường chấp nhận các phương pháp tính gần đúng trên cơ sở các phương pháp tính toán dành cho vỏ chống liền khối. Bài báo trình bày một phương pháp phát triển trên cơ sở phương pháp lực kháng đàn hồi (HRM) cho phép tính toán kết cấu vỏ hàm lắp ghép. Ảnh hưởng của mối nối giữa các đốt vỏ hàm được mô phỏng trực tiếp nhờ sử dụng hệ số liên kết, xác định dựa vào độ cứng chống xoay. Phương pháp tính toán này cho phép mô phỏng mối nối vỏ hàm tại vị trí bất kỳ. Ngoài ra, độ cứng chống xoay của mối nối vỏ hàm đã được mô phỏng sử dụng hàm phi tuyến, gắn với điều kiện làm việc thực tế. Các kết quả phân tích áp dụng cho 3 giả thiết khác nhau về tương tác giữa các vòng vỏ chống đã được so sánh và kiểm chứng bằng kết quả thu được từ mô hình số 3 chiều, cho phép xác định giả thiết phù hợp nhất. Kết quả thu được cho thấy phương pháp số mới HRM có thể sử dụng để khảo sát sự làm việc của kết cấu vỏ hàm lắp ghép.

1. Mở đầu

Do sự tồn tại của mối nối giữa các đốt vỏ hàm, đặc tính làm việc của vỏ hàm lắp ghép không giống với vỏ hàm liền khối. Trong thực tế, các phương pháp giải tích, thực nghiệm và các phương pháp số đã được sử dụng để xác định nội lực trong vỏ hàm lắp ghép. Nghiên cứu tổng quan về các phương pháp tính toán vỏ hàm lắp ghép, được trình bày bởi Đỗ và n.n.k. [4], [5], đã chỉ ra những hạn chế của các phương pháp hiện tại và cho thấy sự cần thiết phải có những phương pháp tính toán mới cho phép đánh giá chính xác hơn sự ảnh hưởng của mối nối tới sự làm việc chung của vỏ hàm lắp ghép.

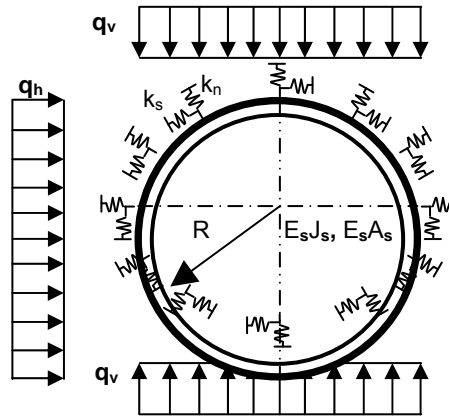
Nội dung bài báo giới thiệu một phương pháp số mới (HRM) phát triển trên cơ sở phương pháp lực kháng đàn hồi [4] (Hình 1). Ảnh hưởng của mối nối liên kết giữa các đốt vỏ hàm được mô phỏng trực tiếp nhờ sử dụng hệ số liên kết, xác định dựa vào độ cứng chống xoay. Phương pháp này cho phép tính tới hiệu ứng ba chiều của vỏ hàm lắp ghép dọc theo trục đường hàm và sự phân bố bất kỳ của mối nối giữa các đốt vỏ hàm.

Cũng trong bài báo này, một mô hình số 3 chiều đơn giản hóa đã được phát triển sử dụng phần mềm FLAC^{3D} nhằm mục đích kiểm chứng, đánh giá tính hiệu quả của phương pháp HRM. Các kết quả thu được cho thấy phương pháp HRM có thể sử dụng để khảo sát sự làm việc của kết cấu vỏ hàm lắp ghép.

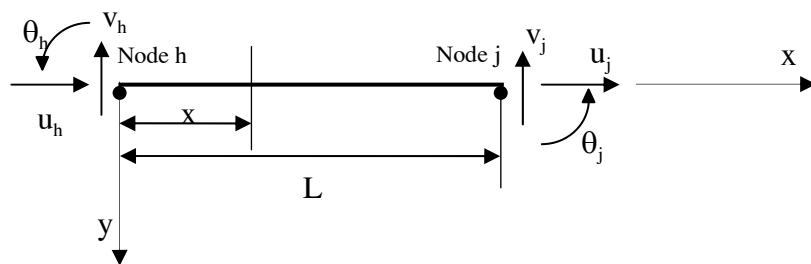
2. Phương pháp lực kháng đàn hồi áp dụng cho vỏ hàm lắp ghép

Trên cơ sở kết quả của Oreste [13] và Đỗ và n.n.k. [4], Đỗ và n.n.k. [5] đã phát triển một phương pháp tính mới áp dụng cho kết cấu vỏ hàm lắp ghép, trong đó mối nối giữa các đốt vỏ hàm được mô phỏng trực tiếp thông qua hệ số liên kết được đề xuất bởi Monforton và Wu [14]. Nội dung của phương pháp được trình bày chi tiết trong bài báo của Đỗ và n.n.k. [4], ở đây chỉ trình bày ngắn gọn những nội dung chủ yếu của phương pháp.

Trong phương pháp này, kết cấu vỏ hàm được mô phỏng sử dụng các phần tử một chiều (Hình 2) [4]. Vỏ hàm tương tác với khối đất xung quanh thông qua: lò xo đàn hồi theo phương pháp tuyến và phương tiếp tuyến, áp lực chủ động (q_v và q_h) (Hình 1). Ấn số cần tìm là chuyển vị của các nút của từng phần tử.



Hình 1. Sơ đồ tính toán kết cấu vỏ hình theo phương pháp lực kháng đàn hồi [4]



Hình 2. Phần tử dầm trong hệ tọa độ địa phương. h : nút thứ nhất; j : nút thứ hai;
 u : dịch chuyển dọc trục; v : dịch chuyển theo phương vuông góc với trục phần tử;
 θ : dịch chuyển xoay; x và y : các trục của hệ tọa độ địa phương (theo Đỗ và n.n.k. [4])

Các ẩn số chuyển vị tại các nút được xác định trên cơ sở xây dựng ma trận độ cứng của hệ các phần tử trong hệ tọa độ chung và xác định tải trọng ngoài tác dụng lên kết cấu. Ma trận độ cứng của toàn bộ vỏ hình được xây dựng bằng cách lắp ghép ma trận độ cứng của từng phần tử.

Với mỗi phần tử thứ i có ma trận độ cứng trong hệ tọa độ địa phương Z_i , ta có:

$$Z_i \cdot \begin{bmatrix} u_{h,i} \\ v_{h,i} \\ \theta_{h,i} \\ u_{j,i} \\ v_{j,i} \\ \theta_{j,i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} G_{xh,i} \\ G_{yh,i} \\ G_{zh,i} \\ G_{xj,i} \\ G_{yj,i} \\ G_{zj,i} \end{bmatrix}, \quad (1)$$

ở đây:

u và v - chuyển vị theo phương dọc trục và vuông góc với trục phần tử trong hệ tọa độ địa phương;

θ - chuyển vị xoay trong hệ tọa độ địa phương;

$G_{xh,i}$, $G_{yh,i}$ và $G_{zh,i}$ tương ứng là lực dọc, lực cắt và mô men uốn tại nút h của phần tử i ;

$G_{xj,i}$, $G_{yj,i}$ và $G_{zj,i}$ - các giá trị tương ứng tại nút j của phần tử i (Hình 2).

Ma trận độ cứng Z_i của phần tử i trong hệ tọa độ địa phương được chuyển đổi thành ma trận độ cứng k_i trong hệ tọa độ chung trước khi lắp ghép vào ma trận độ cứng tổng thể K của toàn hệ kết cấu, sử dụng nguyên lý lắp ghép của Huebner và n.n.k. [10]. Cần chú ý, do toàn bộ mặt cắt ngang của vỏ hình tròn được đưa vào trong tính toán, ma trận độ cứng của phần tử cuối cùng phải được kết nối với ma trận độ cứng của phần tử đầu tiên [5].

Ma trận độ cứng tổng thể K của hệ kết cấu

$$\begin{matrix}
 \longleftarrow & & & & & & & & & & \longrightarrow & \mathbf{q} & \mathbf{F} \\
 \begin{pmatrix}
 (k_{n,d} + k_{1,a}) & k_{1,b} & 0 & 0 & 0 & k_{n,c} \\
 k_{1,c} & (k_{1,d} + k_{2,a}) & k_{2,b} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & k_{2,c} & (k_{2,d} + k_{3,a}) & k_{3,b} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & k_{3,c} & (k_{3,d} + k_{4,a}) & \dots & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & k_{n-1,b} \\
 k_{n,b} & 0 & 0 & 0 & \dots & k_{n-1,c} & (k_{n-1,d} + k_{n,a})
 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \dots \\ q_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \dots \\ F_n \end{pmatrix} \\
 \end{matrix} \quad (2)$$

ở đây:

$k_{i,a}, k_{i,b}, k_{i,c}, k_{i,d}$ - ma trận thành phần (kích thước 3×3) của ma trận k_i ;

$q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ - véc tơ thành phần dịch chuyển của từng nút kết cấu trong hệ tọa độ chung;

$F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ - véc tơ thành phần của ngoại lực tác dụng lên từng nút kết cấu trong hệ tọa độ chung;

Dựa vào véc tơ dịch chuyển tại các nút q xác định từ phương trình 2, chúng ta có thể tính toán các thành phần nội lực tác dụng tại các điểm nút của các phần tử [10].

Khác với vỏ hầm liên khối, trong vỏ hầm lắp ghép có sự hiện diện của các mối nối giữa các đốt vỏ hầm với đặc tính làm việc thay đổi trong phạm vi của hai trạng thái giới hạn là liên kết cứng và liên kết khớp. Do đó các mối nối trong vỏ hầm lắp ghép có thể xem như các liên kết nửa cứng, đặc trưng bởi khả năng truyền mô men theo quy luật phi tuyến dưới tác dụng của tải trọng (Kartal và n.n.k. [12]).

Trong phương pháp HRM, phần tử mối nối được tích hợp vào trong các phần tử dầm thông qua sử dụng lò xo xoay "ảo" (lengthless rotational spring) gắn tại mỗi đầu nút của phần tử dầm (Burn và n.n.k. 2002). Bằng cách này, số bậc tự do của hệ mới không thay đổi so với hệ bao gồm các phần tử liên kết cứng thông thường. Lò xo xoay được mô phỏng sử dụng phương trình phi tuyến của Janssen (Groeneweg [9]) (Hình 3).

Để xem xét ảnh hưởng của mối nối trong các kết cấu lắp ghép, Monforton và Wu [14] đã định nghĩa "hệ số liên kết" (r_j) (Burn và n.n.k. [1], Kartal và n.n.k. [12]):

$$r_j = \frac{1}{1 + \frac{6E_s J_s L}{K_\theta L}} \quad (3)$$

trong đó:

K_θ - độ cứng chống xoay tại điểm nút của phần tử dầm;

$E_s J_s / L$ - độ cứng chống uốn của dầm.

Đối với liên kết nửa cứng, giá trị của r_j thay đổi trong khoảng từ 0 đến 1. Sử dụng hệ số liên kết này, chúng ta chỉ cần có một số điều chỉnh nhỏ đối với ma trận độ cứng của phần tử áp dụng cho vỏ chống liên khối để thu được ma trận độ cứng của phần tử có mối nối (Đỗ và n.n.k. [4]). Thực vậy, ma trận độ cứng của phần tử nửa cứng thứ i (K_i^{SR}) được xác định trên cơ sở ma trận độ cứng (Z_i) của phần tử thông thường với liên kết cứng tại hai đầu kết hợp với một ma trận hiệu chỉnh (C_i) [1] [2]:

$$K_i^{SR} = Z_i \cdot C_i \quad (4)$$

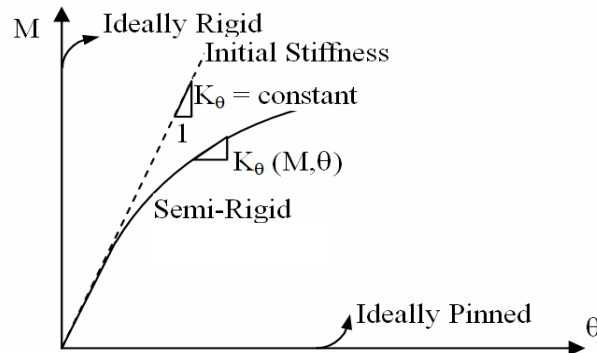
Đối với phần tử dầm có 6 bậc tự do, ma trận hiệu chỉnh C_i xác định theo công thức 5 [1] [2].

Trong công thức 5:

L_i - chiều dài phần tử dầm thứ i ;

r_1 và r_2 - hệ số liên kết, tương ứng với độ cứng chống xoay $K_{\theta 1}$ và $K_{\theta 2}$ tại 2 đầu của phần tử dầm thứ i , xác định theo phương trình 3.

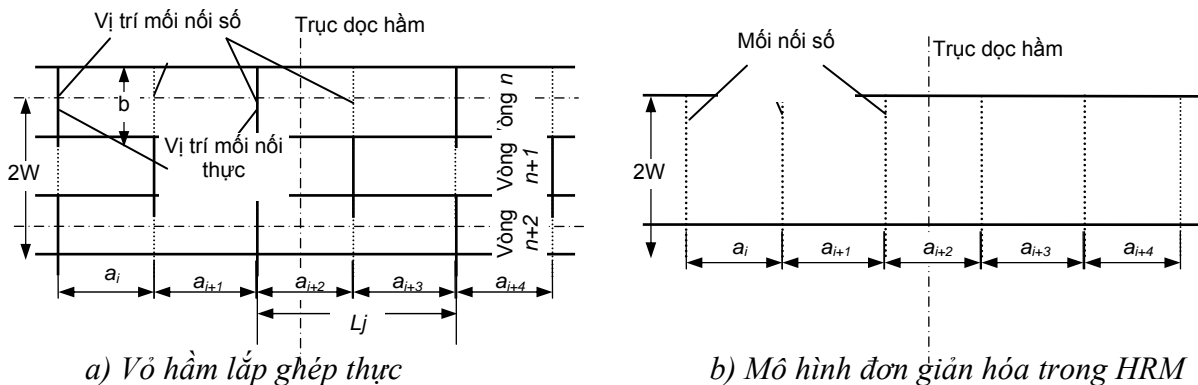
$$C_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{r_1 r_2 + 4r_2 - 2r_1}{4 - r_1 r_2} & \frac{2L_i r_1 (r_2 - 1)}{4 - r_1 r_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-6(r_2 - r_1)}{L_i (4 - r_1 r_2)} & \frac{-3r_1 (r_2 - 2)}{4 - r_1 r_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{r_1 r_2 + 4r_1 - 2r_2}{4 - r_1 r_2} & \frac{-2L_i r_2 (r_1 - 1)}{4 - r_1 r_2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-6(r_2 - r_1)}{L_i (4 - r_1 r_2)} & \frac{-3r_2 (r_1 - 2)}{4 - r_1 r_2} \end{bmatrix}, \quad (5)$$



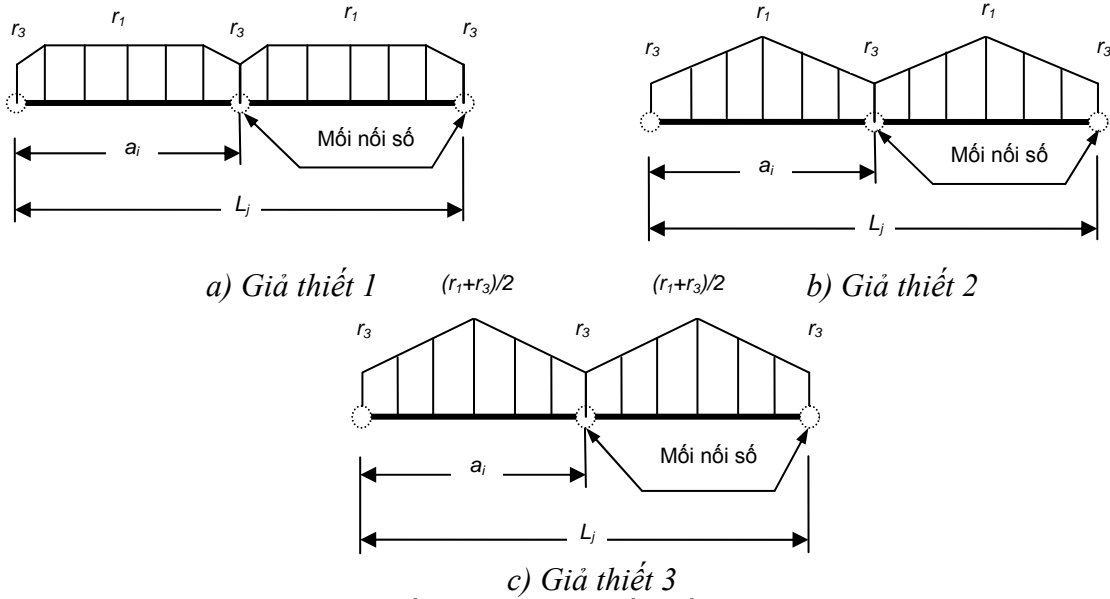
Hình 3. Quan hệ giữa mô men uốn (M) và góc xoay (θ) trong phương trình của Janssen (theo Đổ và n.n.k. [4])

Thay thế ma trận độ cứng của phần tử liên kết cứng (Z_i) bằng ma trận độ cứng của phần tử nửa cứng (K_i^{SR}), quy trình tính toán đối với kết cấu lắp ghép được thực hiện tương tự như những gì áp dụng cho kết cấu liên khối, sử dụng nguyên lý của phương pháp “chuyển vị” [5] [13]. Do áp dụng mỗi nối có đặc tính làm việc phi tuyến, một quy trình lặp đã được áp dụng để điều chỉnh liên tục ma trận độ cứng của phần tử nửa cứng tại mỗi bước lặp. Thời gian cần thiết cho mỗi phép tính sử dụng phương pháp mới, viết bằng ngôn ngữ Matlab, là 5 giây.

Vỏ hầm lắp ghép là kết cấu ba chiều, trong đó vị trí của các mối nối trong các đốt hầm kế tiếp nhau thường lệch nhau. Sự phân bố so le của mối nối vỏ hầm là lý do chính dẫn đến sự khác biệt giữa vỏ hầm lắp ghép và vỏ hầm liên khối và do đó cần phải được chú ý tới trong tính toán [7]. Trong phương pháp HRM, hiệu ứng ba chiều này được chú ý tới bằng cách sử dụng một khái niệm mới: mối nối số. Một mô hình đơn giản hóa trong đó một đoạn hầm có chiều dài bằng hai lần chiều rộng của mỗi vòng vỏ hầm đã được sử dụng. Mối nối số được sử dụng tại bất kỳ vị trí nào có sự tồn tại của mối nối thực của các vòng vỏ hầm (Hình 4). Ba giải thiết về độ cứng chống uốn của các nút nằm giữa các mối nối số đã được sử dụng để mô phỏng tương tác giữa các vòng vỏ chống (Hình 5).



Hình 4. Sơ đồ tính toán vỏ hầm lắp ghép (Đổ và n.n.k. [4])



Hình 5. Ba giả thiết mô phỏng vỏ hầm lắp ghép (Đỗ và n.n.k. [4])

$r_1 = 1$ cho mặt cắt bê tông (liên kết cứng hoàn toàn); r_2 hệ số liên kết của mối nối thực; r_3 giá trị trung bình của r_1 và r_2 ; L_j : chiều dài của đốt vỏ hầm theo chu vi đường hầm.

r_1 và r_2 trên hình 5 là các hệ số liên kết, xác định dựa vào phương trình 3, tại các mặt cắt bê tông và vị trí mối nối thực. Trong bài báo này, giá trị của r_1 bằng một đã được chấp nhận trên cơ sở giả thiết rằng vị trí mặt cắt bê tông có liên kết cứng hoàn toàn. Giá trị r_2 tại vị trí mối nối thực được tự động cập nhật lại sau mỗi bước tính toán lặp. Giá trị r_3 được định nghĩa là trung bình của r_1 và r_2 (nghĩa là $r_3 = 0.5(r_1+r_2)$).

3. Mô tả mô hình số 3 chiều

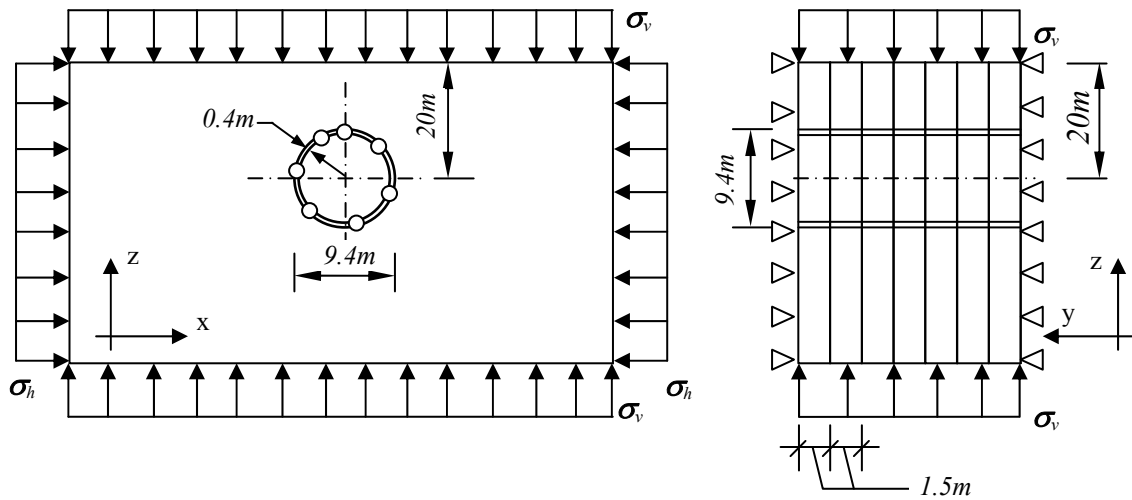
Một mô hình đơn giản hóa đã được phát triển sử dụng phần mềm sai phân hữu hạn FLAC^{3D} [11]. Trong mô hình này, hiệu ứng ba chiều của vỏ hầm lắp ghép đã được mô phỏng (Hình 6). Mục đích chính của việc xây dựng mô hình này là nhằm đánh giá một cách chính xác nhất ảnh hưởng của mối nối đến sự làm việc của vỏ hầm.

Các đốt vỏ chống đường hầm được mô phỏng sử dụng phần tử vỏ chống đàn hồi tuyến tính, tương tác với khối đất đá xung quanh thông qua các lò xo pháp tuyến và tiếp tuyến với độ cứng tương ứng là k_n và k_s . Độ cứng của các lò xo liên kết trên bề mặt tiếp xúc vỏ chống – khối đất đá được giả thiết bằng 100 lần độ cứng tương đương của phần tử khối đất cứng nhất sát biên đường hầm [11].

Trong bài báo này, đặc tính liên kết của mối nối giữa các đốt vỏ hầm trong mô hình số đơn giản hóa được đặc trưng bằng lò xo chống xoay với độ cứng K_θ . Ảnh hưởng của độ cứng biến dạng dọc trục và độ cứng chống cắt tại vị trí mối nối được bỏ qua. Điều này cho phép mô hình số đơn giản hóa có các tính chất làm việc gần với mô hình HRM. Độ cứng chống xoay của mối nối được mô phỏng sử dụng quan hệ bán tuyến tính.

Khối đất xung quanh được mô phỏng bằng vật liệu đàn hồi tuyến tính và không trọng lượng, tương tự như điều kiện áp dụng trong mô hình HRM. Tải trọng ngoài, đặc trưng bằng thành phần tải trọng thẳng đứng σ_v và thành phần tải trọng nằm ngang σ_h , được áp dụng lên các biên tương ứng của mô hình số (Hình 6).

Trên cơ sở một nghiên cứu thông số, kích thước tối thiểu của mô hình bằng 10.5m theo phương dọc trục đường hầm, tương đương với 7 vòng vỏ chống, đã được chấp nhận, nó cho phép loại bỏ ảnh hưởng của điều kiện bên mô hình đến vị trí vòng vỏ chống ở giữa được theo dõi. Thời gian cần thiết cho mỗi tính toán bằng mô hình đơn giản hóa 3 chiều trong phần mềm FLAC^{3D} là 15 phút, sử dụng một máy tính core i7, 2.67GHz.



Hình 6. Mô hình số 3 chiều đơn giản hóa trong FLAC^{3D}

4. So sánh giữa mô hình HRM và mô hình số 3 chiều trong FLAC3D

Thông số của đường hầm đường sắt cao tốc Bologna-Florence [3] đã được chấp nhận làm thông số đầu vào cho các tính toán trong bài báo này. Đặc tính của khối đất và vỏ hầm được giả thiết là đàn hồi tuyến tính. Các thông số được thể hiện trong bảng 1.

Bảng 1. Thông số đầu vào tại vòng vỏ chống 582 [3]

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
<i>Tính chất của đất</i>			
Trọng lượng thể tích	γ	17	kN/m ³
Mô đun đàn hồi	E	150	MPa
Hệ số Poisson	ν	0,3	-
Góc ma sát trong	ϕ	37	độ
Hệ số áp lực ngang	K_0	0,5	-
Chiều dày lớp đất phủ	H	20	m
<i>Tính chất của vỏ hầm</i>			
Mô đun đàn hồi	E_s	35.000	MPa
Hệ số Poisson	ν_s	0,15	-
Chiều dày vỏ chống	t	0,4	m
Đường kính ngoài	D	9,1	m

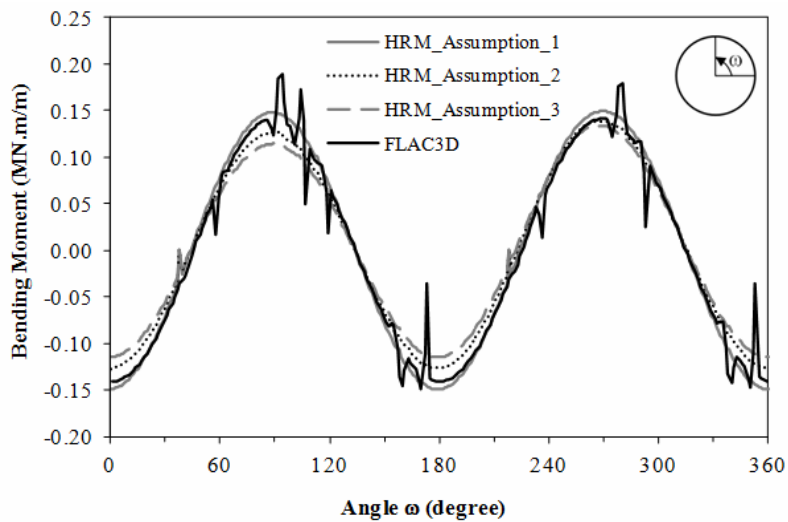
Trong phần 2 đã đề xuất ba giả thiết để mô phỏng tương tác giữa các vòng vỏ chống theo trục dọc đường hầm. Mục đích của phần 4 này là xác định giả thiết phù hợp nhất để mô phỏng tính chất so le của mối nối giữa các vòng vỏ chống.

Nhằm mục đích so sánh, thay vì sử dụng lò xo với đặc tính làm việc phi tuyến [4] [5], các lò xo tuyến tính đã được sử dụng tại các điểm nút của hệ trong phương pháp HRM. Giá trị độ cứng của lò xo được xác định trên cơ sở kết quả so sánh nội lực phát sinh trong vỏ chống thu được từ phương pháp HRM và mô hình FLAC^{3D} (xét cho trường hợp vỏ liền khối). Kết quả so sánh nội lực trong vỏ chống lắp ghép thu được bằng phương pháp HRM và mô hình FLAC^{3D}, sử dụng các thông số đầu vào trong bảng 1, được thể hiện trên hình 7.

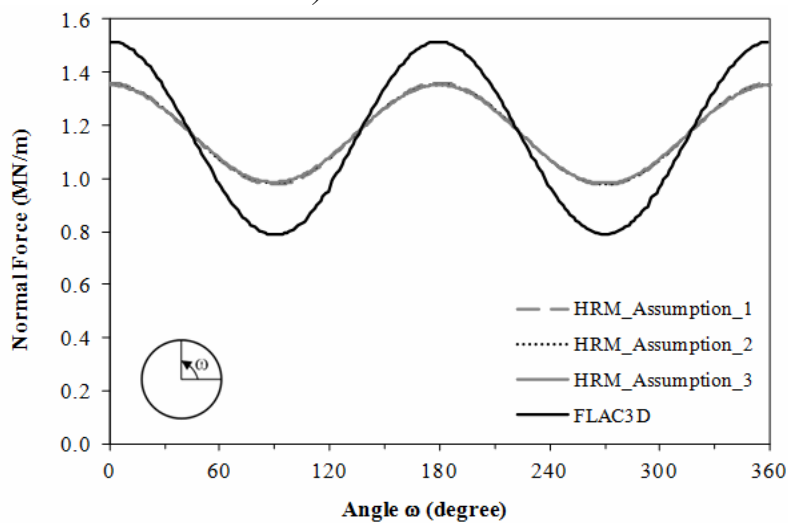
Có thể nhận thấy từ hình 7, lực dọc trong vỏ chống xác định bằng phương pháp HRM khi sử dụng 3 giả thiết đã nêu là gần giống nhau (Hình 7b). Tuy nhiên, có sự khác biệt đáng kể về giá trị cực trị của chúng thu được bằng phương pháp HRM và mô hình FLAC^{3D}. Nguyên nhân có thể là do ảnh hưởng tương tác qua lại giữa các phần tử dầm trong phương pháp HRM. Dưới tác dụng của lò xo đàn hồi đặt dọc theo các nút trong hệ trong phương pháp HRM, khi vỏ chống đường hầm dịch chuyển về phía khối đất sẽ phát sinh phản lực từ khối đất tác dụng ngược

lên vỏ chống thông qua các lò xo này (tại vùng hông trong trường hợp này). Lực nén dọc phát sinh trong vỏ chống tại những vị trí này sẽ truyền tới các vị trí lân cận tại đó giá trị lực nén dọc còn đang nhỏ hơn (tại vùng nóc và nền trong trường hợp này). Kết quả là lực nén dọc trong vỏ chống tại những vị trí đó (nóc và nền) sẽ tăng lên như quan sát thấy trong kết quả của phương pháp HRM.

Bỏ qua các bước nhảy đột biến quan sát thấy tại vị trí các mối nối, hình 7a cho thấy giá trị trung bình của mô men uốn phát sinh trong vỏ chống xác định bằng mô hình FLAC^{3D} gần hơn với kết quả thu được bằng phương pháp HRM khi sử dụng giả thiết 1 so với khi sử dụng hai giả thiết còn lại.



a) Mô men uốn



b) Lực dọc

Hình 7. So sánh nội lực phát sinh trong vỏ chống giữa phương pháp HRM và mô hình số FLAC^{3D}

Trên cơ sở các kết quả thu được, có thể đi đến kết luận rằng nội lực phát sinh trong vỏ chống lắp ghép xác định bằng phương pháp HRM về cơ bản phù hợp với kết quả thu được bằng mô hình số FLAC^{3D}. Sự tồn tại của các mối nối trong vỏ hầm lắp ghép có thể được mô phỏng thông qua việc sử dụng khái niệm mối nối số, sử dụng một trong ba giả thiết đã đề cập.

5. Kết luận

Bài báo giới thiệu một mô hình số 3 chiều đơn giản hóa sử dụng phần mềm FLAC^{3D} và một phương pháp số mới (HRM) áp dụng cho phương pháp lực kháng đàn hồi để tính toán kết cấu vỏ hầm lắp ghép. Phương pháp HRM cho phép mô phỏng các mối nối sắp xếp so le nhau giữa các vòng vỏ chống. Kết quả so sánh giữa hai mô hình cho thấy phương pháp HRM có thể

sử dụng hiệu quả để khảo sát sự làm việc của vỏ hầm lắp ghép. Trong ví dụ ứng dụng đề cập trong bài báo, giả thiết 1 cho ra kết quả tính toán nội lực gần hơn với kết quả thu được bằng mô hình FLAC^{3D} so với hai giả thiết còn lại.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Burns, S.A., Arora, J.S., Balling, R., Cheng, F.Y., et al. 2002. Recent advances in optimal structural design.
- [2]. Chen, W.F. 2000. Practical analysis for semi-rigid frame design. World Scientific Pub Co Inc. ISBN-10: 9810241380, ISBN-13: 978-9810241384.
- [3]. Croce, A. 2011. Analisi dati di monitoraggio del rivestimento della galleria del passante ferroviario di Bologna. Degree dissertation, Polytechnics di Torino, Italy.
- [4]. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. 2014a. A New Numerical Approach to the Hyperstatic Reaction Method for Segmental Tunnel Linings. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, in press. Doi: 10.1002/nag.2277.
- [5]. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. 2014b. The Behaviour of the Segmental Tunnel Lining Studied by the Hyperstatic Reaction Method. European Journal of Environmental and Civil Engineering, in press. Doi: 10.1080/19648189.2013.872583.
- [6]. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. 2014c. Three-dimensional numerical simulation for a twin mechanized tunnelling in soft ground. Tunnelling and Underground Space Technology, 42: 40-51.
- [7]. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. 2014d. Three-Dimensional numerical simulation for mechanized tunnelling in soft ground - The influence of the joints, Acta Geotechnica, in press, Doi: 10.1007/s11440-013-0279-7.
- [8]. Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. 2013. 2D numerical investigation of segmental tunnel lining behaviour. Tunnelling and Underground Space Technology, 37, pp 115-127.
- [9]. Groeneweg, T.W. 2007. Shield driven tunnels in ultra high strength concrete, reduction of the lining thickness. Master thesis. Delft University of Technology.
- [10]. Huebner, K.H., Dewhirst, D.L., Smith, D.E., Byrom, T.G. 2001. The finite element method for engineers, John Wiley and Sons, Inc., New York.
- [11]. Itasca Consulting Group, Inc. 2009. FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 4.0. User's manual, <<http://itascacg.com>>
- [12]. Kartal, M.E., Basaga, H.B., Bayraktar, A., Muvafik, M. 2010. Effects of semi-rigid connection on structural responses. Electronic journal of structural Engineering, 10, pp 22-35.
- [13]. Oreste, P.P. 2007. A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports. Tunnelling and Underground Space Technology, 22, pp 185-205.
- [14]. Monforton, G.R. and Wu, T.S. 1963. Matrix Analysis of Semi-Rigidly Connected Frames. Journal of Structural Engineering, ASCE, 89(6), pp 13-42.

SUMMARY

Segmental Tunnel Linings - Comparison between the Hyperstatic Reaction Method and a 3D Numerical Model

Do Ngoc Anh, Hanoi university of Mining and Geology

This paper proposes a numerical approach to the Hyperstatic Reaction Method (HRM) for the analysis of segmental tunnel linings. The influence of segmental joints has been considered directly using a fixity ratio that is determined on the basis of the rotational stiffness. The parameters necessary for the calculation are presented. A specific implementation has been developed using a finite element method (FEM) framework, which is able to consider the

three-dimensional (3D) effect of segment joints in successive rings on the tunnel lining behaviour. The present HRM method allows an arbitrary distribution of segment joints along the tunnel boundary to be taken into consideration. In addition, the rotational stiffness of segment joints has been simulated using nonlinear behaviour, as it is closer to the true behaviour of a joint than linear or bilinear behaviour.

The results from the HRM method for three assumptions on ring interaction have been compared and validated with results obtained by means of a 3D numerical model. The numerical results presented in the paper show that the proposed HRM method can be used to investigate the behaviour of a segmental tunnel lining.

Người biên tập: **GS.TS. Võ Trọng Hùng**

ỨNG DỤNG CỪ VÁN THÉP TRONG THI CÔNG CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ

Phan Tuấn Anh, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Trong thi công công trình ngầm đô thị, vấn đề giữ ổn định thành hố đào và bảo vệ các công trình lân cận là một vấn đề cần đặc biệt được quan tâm. Bài báo giới thiệu về việc lựa chọn cừ ván thép (hay còn gọi là cừ Larssen, thuật ngữ tiếng anh là steel sheet pile) làm kết cấu chống giữ, ổn định thành hố đào trong điều kiện thi công công trình ngầm thành phố Hà Nội. Ngoài ra cừ ván thép không chỉ được sử dụng trong các công trình tạm thời mà còn có thể xem như một loại vật liệu xây dựng với những đặc tính riêng biệt, thích dụng với một số bộ phận chịu lực trong các công trình ngầm. Ngoài khả năng chịu lực, chống giữ hố móng, cừ ván thép có khả năng liên kết, chống thấm nước cao. Với trọng lượng nhỏ, khả năng chịu lực cao, ứng dụng trong nhiều điều kiện đất đá khác nhau cừ ván thép còn được sử dụng làm tường vĩnh cửu trong các công trình ngầm như tầng hầm nhà cao tầng, bãi đỗ xe ngầm và các công trình giao thông ngầm.

1. Đặt vấn đề

Trong những năm gần đây, do nhu cầu phát triển kinh tế xã hội của đất nước, việc xây dựng mới, cải tạo nâng cấp cơ sở hạ tầng ở thành phố Hà Nội đã và đang được nhà nước và doanh nghiệp quan tâm. Là một trong những thành phố đông dân cư, giao thông phức tạp, các công trình ngầm trong thành phố như nhà cao tầng với nhiều tầng hầm, những bãi đỗ xe ngầm, những đường hầm ngầm ngày càng được sử dụng rộng rãi. Bên cạnh đó thành phố Hà Nội còn có rất nhiều các công trình cổ, các di tích cần được gìn giữ và bảo tồn. Từ những thực tế trên, việc nghiên cứu và lựa chọn kết cấu để giữ tính ổn định thành hố đào và bảo vệ các công trình lân cận trong thi công công trình ngầm là một vấn đề cần được quan tâm. Ngoài ra trong các công trình dân dụng cừ ván thép cũng có thể được sử dụng để làm tường hầm trong nhà nhiều tầng hoặc trong các bãi đỗ xe ngầm thay cho tường bê tông cốt thép, ngăn chống cho các hố đào nền móng, xử lý nước thải, các đường vượt, hầm ngầm. Cừ ván thép không chỉ được sử dụng trong các công trình tạm thời mà còn có thể xem như một loại vật liệu xây dựng với những đặc tính riêng biệt, thích dụng với một số bộ phận chịu lực, được sử dụng làm kết cấu chống vĩnh cửu trong các công trình ngầm đô thị.

2. Tổng quan về cừ ván thép

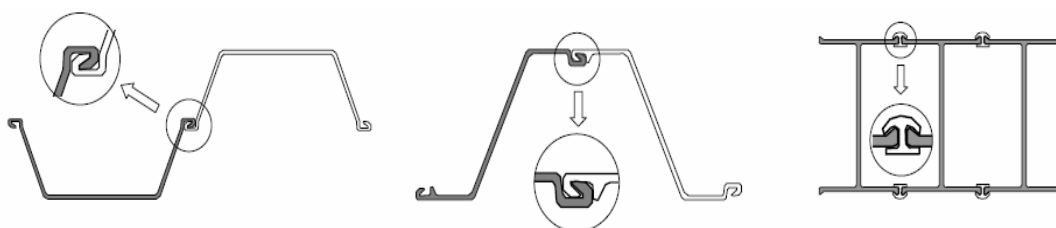
2.1. Giới thiệu chung về cừ ván thép

Trong lĩnh vực xây dựng, xây dựng công trình ngầm cừ ván thép được sử dụng phổ biến sử dụng như một kết cấu tạm để giữ ổn định cho các hố đào nền móng, cho các hố đào phục vụ cho công trình ngầm tiết diện nhỏ. Bên cạnh đó cừ ván thép còn được sử dụng làm kết cấu chống vĩnh cửu để làm tường hầm trong nhà nhiều tầng hoặc các bãi đỗ xe ngầm trong thành phố.

Cừ ván thép được sử dụng lần đầu tiên vào năm 1908 tại Mỹ trong công trình “Black Rock Harbour”, tuy nhiên trước đó người Ý đã sử dụng tường cừ bản gỗ để làm tường vây khi thi công móng mố trụ cầu trong nước. Bên cạnh gỗ và thép, cọc bản cũng có thể được chế tạo từ nhôm, từ bê tông ứng lực trước. Tuy nhiên với những ưu điểm vượt trội, cừ ván thép vẫn chiếm tỉ lệ cao trong nhu cầu sử dụng. [4]

Cho đến nay cừ ván thép được sản xuất với nhiều hình dạng, kích thước khác nhau với các đặc tính về khả năng chịu lực ngày càng cải thiện. Ngoài cừ ván thép với mặt cắt ngang hình chữ U, Z thông thường còn có loại mặt cắt ngang Omega (Ω), dạng tấm phẳng (straight web) cho các kết cấu tường chắn tròn khép kín, dạng hộp (box pile) được cấu thành bởi 2 cọc chữ U hoặc 4 cọc Z hàn với nhau. Tùy theo mức độ tải trọng tác dụng mà tường chắn có thể chỉ dùng cừ ván thép

với cọc ống thép (steel pipe pile) hoặc cọc thép hình chữ H nhằm tăng khả năng chịu mômen uốn (**hình 1**). Cừ ván thép có bề rộng từ 400mm đến 750mm. Sử dụng cọc có bề rộng bản lớn thường đem lại hiệu quả kinh tế hơn so với cọc có bề rộng bản nhỏ vì cần ít số lượng cọc hơn nếu tính trên cùng một độ dài tường chắn. Hơn nữa, việc giảm số cọc sử dụng cũng có nghĩa là tiết kiệm thời gian và chi phí cho khâu hạ cọc, đồng thời làm giảm lượng nước ngầm chảy qua các rãnh khóa của cọc. Chiều dài cọc ván thép có thể được chế tạo lên đến 30m tại xưởng, tuy nhiên chiều dài thực tế của cọc thường được quyết định bởi điều kiện vận chuyển (thông thường từ 9 đến 15m), riêng cọc dạng hộp gia công ngay tại công trường có thể lên đến 72m.



Hình 1. Hình dạng mặt cắt ngang của các loại cừ ván thép hình chữ U, Z, H

Cừ ván thép là một cấu kiện xây dựng dạng tấm (ván) với hệ rãnh khóa liên động ở phần rìa cừ. Rãnh khóa liên động cho phép các cây cừ độc lập liên kết với nhau hình thành một tường chắn khép kín ngăn chống đất và nước.

Ngoài khớp nối liên kết thông dụng kiểu “Larssen” do một kỹ sư trưởng người Đức có tên Tryggve Larssen sáng chế ra, cừ ván thép còn có các kiểu khớp nối khác nhau, như kiểu tay nắm (thumb and finger joint) kiểu khớp xương (ball and socket joint) được thể hiện trên hình 2.

Khớp nối liên kết kiểu Larssen theo TC EN10248-2	
Khớp nối liên kết kiểu Larssen biến thể	
Khớp nối liên kết kiểu Larssen biến thể	
Khớp nối liên kết kiểu “đơn hàm” Single jaw	
Khớp nối liên kết kiểu PEINER	
Khớp nối liên kết kiểu “tay kéo 3 điểm tiếp xúc” thumb & finger	
Khớp nối liên kết kiểu ngàm Hook & Grip	
Khớp nối liên kết kiểu “khớp xương” Ball & Socket	

Hình 2. Các loại rãnh khóa cừ ván thép

2.2. Ưu nhược điểm của cừ ván thép

Ưu điểm

- Khả năng chịu ứng suất động khá cao (cả trong quá trình thi công lẫn trong quá trình sử dụng);
- Khả năng chịu lực lớn so với trọng lượng khá nhỏ;

- Cừ ván thép có thể nối dễ dàng bằng mối nối hàn hoặc bulông nhằm gia tăng chiều dài;
- Cừ ván thép có thể được sử dụng nhiều lần, do đó hiệu quả về mặt kinh tế cao.

Nhược điểm

Cừ ván thép có tính ăn mòn trong môi trường làm việc (khi sử dụng cọc ván thép trong các công trình vĩnh cửu). Tuy nhiên nhược điểm này hiện nay hoàn toàn có thể khắc phục bằng các phương pháp bảo vệ như sơn phủ chống ăn mòn, mạ kẽm, chống ăn mòn điện hóa hoặc có thể sử dụng loại cừ ván thép được chế tạo từ loại thép đặc biệt có tính chống ăn mòn cao.

Ngoài ra, mức độ ăn mòn của cọc ván thép theo thời gian trong các môi trường khác nhau cũng đã được nghiên cứu và ghi nhận lại. Theo đó, tùy thuộc vào thời gian phục vụ của công trình được quy định trước, người thiết kế có thể chọn được loại cừ ván thép với độ dày phù hợp đã xét đến sự ăn mòn này.

3. Ứng dụng cừ ván thép trong thi công công trình ngầm đô thị

3.1. Chống giữ thành hố đào

Lĩnh vực cừ ván thép được sử dụng nhiều nhất đó là làm tường vây chắn đất hoặc nước khi thi công các hố đào tạm thời. Sử dụng cừ ván thép là một phương pháp để chống giữ thành hố đào hiệu quả, và được sử dụng trong nhiều công trình khác nhau. Từ những thành hố đào có tiết diện nhỏ (hình 3), cho đến những thành hố đào có độ sâu vài mét cho những công trình không quá lớn như trụ cầu, các giếng khai đào đường hầm tiết diện nhỏ (hình 4). Do mặt bằng hạn hẹp, và tránh ảnh hưởng đến giao thông trên bề mặt khu đô thị, những công trình có thành hố đào tiết diện nhỏ phục vụ cho các công trình khác nhau đang được thực hiện rất phổ biến.



Hình 3. Bảo vệ thành hố đào bằng cừ ván thép tại công trường xây dựng tuyến 2 metro Vácava – Balan [5]



Hình 4. Giếng khai đào đường hầm tiết diện nhỏ, đường Czerniakowskiej Vácava – Balan [5]

3.2. Công trình ngầm công nghiệp và dân dụng trong thành phố

Tại các trung tâm thành phố, đặc biệt là thành phố Hà Nội với lượng dân cư đông đúc và giao thông phức tạp, không gian hạn chế không thể đáp ứng được nhu cầu sinh hoạt, làm việc của người dân. Việc phát triển, xây dựng các loại hình công trình ngầm là một xu hướng tất yếu cần được quan tâm. Trong đó các loại hình công trình ngầm phổ biến là các tầng hầm nhà nhiều tầng, các bãi đỗ xe ngầm, các đường hầm giao thông phục vụ nhu cầu người dân.

Nhà cao tầng thường có một vài tầng hầm để làm tầng kỹ thuật, chứa đựng máy móc thiết bị, hệ thống kỹ thuật và xử lý như: bể nước thô, hệ thống bơm nước, thiết bị lọc, bể nước sạch, hệ thống bể chứa phế thải và xử lý, hệ thống biến áp và tủ điều khiển, tủ phân phối điện. Ngoài ra, còn làm kho chứa hàng và gara ô tô. Cừ ván thép có thể được sử dụng làm tường của các tầng hầm nhà cao tầng hay các bãi đỗ xe ngầm thay cho tường bê tông cốt thép. Khi đó, tương tự như phương pháp thi công topdown, chính cừ ván thép sẽ được hạ xuống trước để làm tường vây chắn đất phục vụ thi công hố đào. Bản thân cừ ván thép sẽ được hàn thép chờ ở mặt trong để có thể bám dính chắc chắn với bê tông của các dầm biên được đổ sau này. Trên các rãnh khóa giữa các cừ ván thép sẽ được chèn bitum để ngăn nước chảy vào tầng hầm hoặc có thể dùng đường

hàn liên tục để ngăn nước (trong trường hợp này nên dùng cừ bản rộng để hạn chế số lượng các rãnh khóa). Ngoài ra việc thi công và sử dụng cừ ván thép trong các tầng hầm nhà cao tầng, các bãi đỗ xe ngầm không cần đến khoảng không gian quá lớn, và cũng không ảnh hưởng đến những công trình, tòa nhà lân cận.



Hình 5. Tầng hầm nhà cao tầng [6]

Sử dụng cừ ván thép làm tường chắn cố định cho tầng hầm nhà cao tầng, bãi đỗ xe ngầm

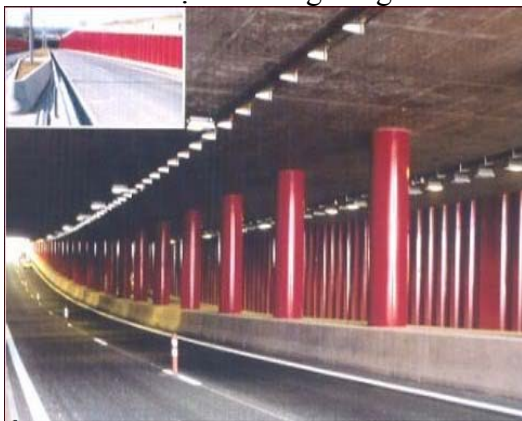


Hình 6. Bãi đỗ xe ngầm [1]

3.3. Đường hầm thành phố

Cho đến nay, cừ ván thép trong các dự án đường tại Việt Nam chủ yếu được sử dụng như một kết cấu tạm thời, chống giữ thành hố đào. Có rất ít các dự án mà cừ ván thép được sử dụng làm kết cấu vĩnh cửu. Các công trình đường hầm thành phố, trụ cầu vượt (hình 7, 8) là các công trình được ứng dụng cừ ván thép nhiều nhất. Kết cấu cừ ván thép được sử dụng như:

- Kết cấu tường chắn dạng conxon
- Kết cấu tường chắn gia cố bằng neo
- Kết cấu tường chắn vĩnh cửu cho các đường hầm
- Mố trụ cầu trong công trình cầu vượt



a)



b)



c)

Hình 7. Ứng dụng cừ ván thép trong xây dựng đường hầm giao thông [4]

a) Công trình Collectrice du Sud – Lurxembourg

b) Đường cao tốc – Hà Lan

c) Công trình nối rong Vienna Metro – Áo



Hình 8. Cầu vượt truyền Galicyjska – Cracow – Balan

3.4. Tu sửa, bảo tồn di tích, công trình văn hóa

Khu văn hóa Kubicki (hình 9) nằm ở chân đồi, bên sườn dốc của Cung điện hoàng gia Vácsava – Balan. Công trình gồm 17 phòng trưng bày được kết nối với nhau với tổng chiều dài 193m. Phía sau tường phía tây của cung điện là những tòa nhà được xây dựng ngầm bao gồm các phòng riêng lẻ. Với địa hình của khu văn hóa Kubicki bên cạnh sườn dốc dẫn đến việc nước từ vườn cung điện thấm vào tường khu văn hóa và không có khả năng thoát ra. Kết quả khiến cho gạch, vữa của tường khu văn hóa bị ăn mòn và phá hủy.

Với tình trạng đó vào năm 1994 công trình khu trưng bày Kubicki bắt đầu được cải tạo sửa chữa. Với công nghệ sử dụng cừ Larssen (hình 10) làm tường chắn đất cũng như nước từ phía bờ dốc của cung điện việc cải tạo, tu sửa khu trưng bày đã được hoàn thành vào năm 2009.



Hình 9. Khu văn hóa thuộc cung điện hoàng gia Vácava - Balan



Sử dụng cừ
Larssen 2
tàng neo

Hình 10. Ứng dụng cừ ván thép 2 tầng neo tại công trình khu văn hóa thuộc cung điện hoàng gia Vácava – Balan [2]

4. Kết luận và kiến nghị

Các công trình xây dựng lớn ở Việt Nam gặp bất lợi vì có nền địa chất yếu, đòi hỏi phải có kỹ thuật xử lý nền móng cao cùng với cấu kiện cao cấp, trong khi đó các công trình phức tạp thường kéo theo kinh phí lớn cho việc xử lý kỹ thuật. Vì thế rào cản lớn nhất chính là kinh phí. Hiện nay có rất nhiều các phương pháp thi công sử dụng các kết cấu tường chắn, kết cấu chống khác nhau. Mỗi loại vật liệu, mỗi loại kết cấu chống đều có những ưu và nhược điểm khác nhau. Bài báo đã giới thiệu tổng quan về kết cấu tường cừ ván thép và những ứng dụng trong các công trình đô thị đã và đang được áp dụng trên rất nhiều nước trên thế giới. Cùng với ứng dụng công nghệ mới trong kết cấu công trình thì thay đổi công nghệ thi công là cần thiết và phù hợp với khoa học tiến bộ hiện tại. Cừ ván thép là một trong những tiến bộ khoa học cần nghiên cứu ứng dụng rộng rãi trong xây dựng công trình ngầm bởi tính ưu việt của nó. Hiện nay tại Việt Nam nói chung và thành phố Hà Nội nói riêng, cừ ván thép mới chỉ được sử dụng chủ yếu làm tường chắn đất tạm thời cho các công trình xây dựng, xây dựng công trình ngầm. Qua đây tác giả muốn đề xuất ứng dụng cừ ván thép để sử dụng làm kết cấu chống vĩnh cửu thay cho tường bê tông truyền thống mang lại một khoản tiết kiệm đáng kể cho chi phí xây dựng các công trình ngầm đô thị, cũng như lợi ích chung cho cộng đồng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. ArcelorMittal: Piling handbook, 2008.
- [2]. Dr inż Zenon DuDa: Ścianka oporowa dla umożliwienia wykonania hydroizolacji Arkad Kubickiego przy zamku króleskim w Warszawie.
- [3]. Mgr inż Ewa Sakwerda: Arcelor Long Commercial Polska.
- [4]. http://namphat-ttt.com/4_produces1_23_cu-lasen.aspx.
- [5]. http://www.inzynierbudownictwa.pl/technika,materialy_i_technologie.stalowe_scianki_szczelne_-_oryginalne_zastosowania,7399
- [6]. <http://sheetpileinvietnam.blogspot.com>

SUMMARY

Application steel sheet pile in the urban underground construction

Phan Tuan Anh, *Ha Noi University of Mining and Geology*

In the urban underground construction, stabilizing the excavation and protecting the surrounding buildings are special problems which have to be attended. This paper presents a selection of steel sheet pile (also known as piles Larssen, or steel sheet pile) to against holding structures, stability of excavations in underground construction in Hanoi conditions. Moreover, the steel sheet pile is not only used in temporary structures, but also viewed as a kind of building material with unique properties, used for a number of load-bearing parts of the underground. In addition to bearing capacity, anti-kept nail holes, steel sheet pile can link capable and highly waterproof. With small weight, high bearing capacity, many applications in different rock conditions the steel sheet pile is also used as a permanent wall in the basement underground of high-rise buildings, underground parking and underground traffic works.

Người biên tập: **TS. Đỗ Ngọc Anh**

LỰA CHỌN PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ TIẾT DIỆN LỚN BỐ TRÍ NÔNG BẰNG PHƯƠNG PHÁP KÍCH ĐẨY

Đào Văn Canh, Phạm Văn Vĩ
Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Việc lựa chọn phương pháp kích đẩy trong xây dựng các công trình ngầm đô thị tiết diện lớn bố trí nông là một phương án hợp lý. Trong phương pháp kích đẩy kết cấu tiết diện lớn gồm có 3 công nghệ chính là kích đẩy kết cấu hộp, kích đẩy kết cấu vòm và kích đẩy kết cấu sàn. Trong đó, kích đẩy kết cấu hộp khá đơn giản. Các dự án sẽ luôn được dễ dàng và kinh tế hơn nếu kích đẩy kết cấu hộp được xem xét và đưa ra trong giai đoạn thiết kế. Quan trọng trong kích đẩy kết cấu hộp là thành công trong việc kiểm soát bề mặt và hiệu quả trong việc bôi trơn và giảm lực cản của khối đất lên bề mặt kết cấu. Trong mọi trường hợp, rõ ràng kích đẩy kết cấu hộp có băng chống giảm ma sát là một lựa chọn hợp lý nhất trong điều kiện thành phố Hà Nội.

1. Đặt vấn đề

Một đô thị hiện đại phải xây dựng một hệ thống các công trình ngầm hiện đại, đồng bộ và hoàn chỉnh. Nhìn nhận, đánh giá lại hiện trạng hạ tầng công trình ngầm ở Việt Nam để từ đó có một hướng đi chắc chắn cho tương lai là một công việc cấp thiết hiện nay.

Công trình ngầm đô thị chủ yếu gồm [1]: Các công trình ngầm giao thông-vận tải; Các công trình ngầm dân dụng; Các công trình hạ tầng kỹ thuật ngầm; Các công trình ngầm công nghiệp; Phần ngầm của các công trình xây dựng-kiến trúc lộ thiên...

Với nhu cầu xây dựng công trình ngầm nói chung và công trình ngầm đô thị nói riêng ngày càng nhiều, đặc biệt là ở các nước công nghiệp phát triển, hàng loạt các giải pháp kỹ thuật đã được hình thành và hoàn thiện tùy theo các điều kiện, yêu cầu thi công và theo trình độ phát triển khoa học kỹ thuật. Với những tiến bộ khoa học kỹ thuật và trình độ công nghệ hiện nay có thể thi công công trình ngầm đô thị bố trí nông bằng nhiều phương pháp khác nhau (phương pháp thông thường, phương pháp khiên đào và phương pháp kích đẩy). Tuy nhiên thi công công trình ngầm đô thị bố trí nông có chiều dài không lớn bằng phương pháp kích đẩy là phương pháp tiên tiến, hiệu quả nhưng cần đề xuất các giải pháp phù hợp.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

Bài báo áp dụng phương pháp tổng hợp: thu thập tài liệu từ các nguồn: các bài báo khoa học, các bài giảng chuyên ngành, các tài liệu sách tham khảo, thông tin báo mạng trên các website, thuyết minh dự án đầu tư xây dựng và tài liệu địa chất khu vực thành phố Hà Nội.

2.1. Các công trình ngầm nằm nông

- *Khái niệm về công trình ngầm nằm nông:*

Hiện nay có rất nhiều quan điểm khác nhau về độ sâu của công trình ngầm nằm nông.

Có quan điểm cho rằng công trình ngầm nằm nông là công trình có độ sâu đặt công trình ngầm $H < 2,5B$ (B - Chiều rộng đường hầm). Quan điểm khác lại cho rằng khi độ sâu đặt công trình ngầm $H < (10 \div 12 \text{ m})$ [2] thì công trình đường ống coi là nằm nông.

Nói chung, việc phân loại giữa công trình ngầm nằm nông và công trình ngầm nằm sâu chỉ mang tính chất tương đối tùy thuộc vào quan điểm mỗi tác giả, mỗi trường phái khác nhau. Như vậy chung qui lại, việc quan điểm tính toán áp lực đất lên công trình ngầm nằm nông lại tương đối giống nhau, đó là quan điểm không hình thành vòm cân bằng tự nhiên.

• Các công trình ngầm đô thị kích thước lớn bố trí nông được thi công bằng phương pháp kích đẩy:

Với mỗi một mức giao thông ngầm cũng như đặc tính của tuyến giao thông người ta có các giải pháp thi công phù hợp khác nhau. Những tuyến giao thông ngầm nằm nông, có chiều dài ngắn với đòi hỏi về thi công là không làm gián đoạn, ảnh hưởng đến các hoạt động của các công trình có trước ở trên bề mặt thì khi thi công công trình giao thông ngầm nằm nông bằng phương pháp kích đẩy tỏ ra rất hiệu quả so với các phương pháp khác như đào thông thường và phương pháp khiên đào.

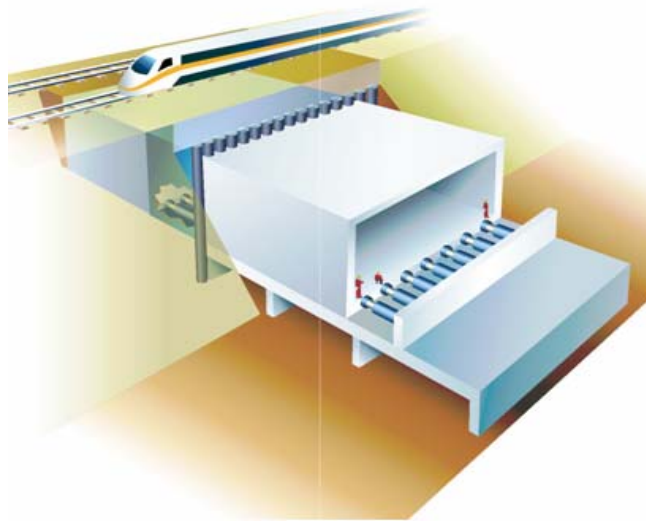
2.2. Các phương pháp kích đẩy khi thi công các công trình ngầm đô thị bố trí nông

Ứng dụng phương pháp kích đẩy thi công các đường ống có đường kính lớn hơn $3 \div 4\text{m}$ được kích đẩy vào vị trí bên dưới đường cao tốc, đường sắt và tàu điện ngầm. Nhu cầu ngày càng tăng để lắp đặt kết cấu lớn hơn, chẳng hạn như đường hầm chui dưới đường sắt và đường cao tốc với yêu cầu hạn chế tối thiểu làm gián đoạn tới các công trình bên trên [3÷5]. Công nghệ kích đẩy hầm kích thước lớn có thể phân ra làm 3 loại:

- Kích đẩy kết cấu hộp;
- Kích đẩy kết cấu vòm;
- Kích đẩy kết cấu sàn.

2.2.1. Kích đẩy kết cấu hộp

Kích đẩy kết cấu hộp là một sự tiến bộ của việc đúc trước các kết cấu có tiết diện hình chữ nhật hoặc dạng khác tại hiện trường trong một bãi đúc. Sau đó sử dụng kích thủy lực công suất lớn đẩy kết cấu này theo phương nằm ngang có gắn khiên ở phía trước, công tác đào đất được thực hiện phía trong của kết cấu. (hình 1)



Hình 1. Kích đẩy kết cấu hộp

Kích đẩy kết cấu hộp thường xuyên được sử dụng thi công các đường hầm ngắn nằm nông và có không gian cho việc đúc kết cấu ở cạnh đó. Chiều dài của một kết cấu hộp có thể là cả chiều dài của hầm (hầm có chiều dài ngắn) hoặc có thể chỉ là một đoạn của đường hầm.

Phương pháp kích đẩy hộp là một phương án hiệu quả để thay thế công nghệ đào lộ thiên, phương pháp đào hầm thông thường khi không thích hợp để thi công ở những nơi không cho phép làm gián đoạn các hoạt động cũng như yêu cầu về lún sụt trên bề mặt.

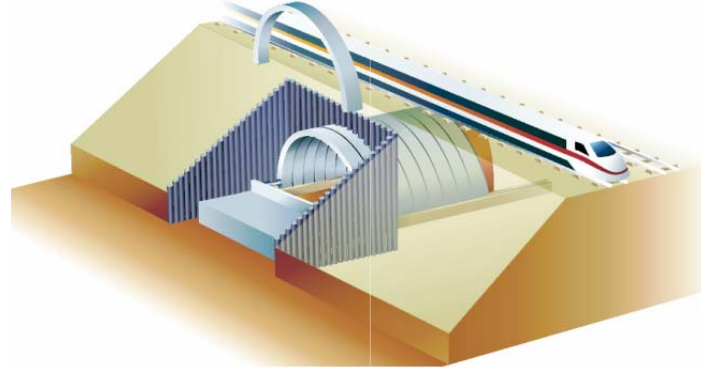
Những ưu điểm của phương pháp kích đẩy kết cấu hộp:

- Kích đẩy kết cấu hộp là phương pháp thi công không xâm nhập;
- Làm hạn chế tối đa ảnh hưởng tới các cơ sở hạ tầng bên trên;
- Lưu lượng giao thông được duy trì trong suốt thời gian thi công;
- Lưu lượng giao thông được duy trì với những cản trở tối thiểu trong khi lắp đặt kết cấu hộp;

- Kết cấu có dạng hộp nên áp lực nền tác dụng lên móng không lớn;
- Kết cấu đảm bảo chất lượng do được bảo dưỡng tốt hơn.

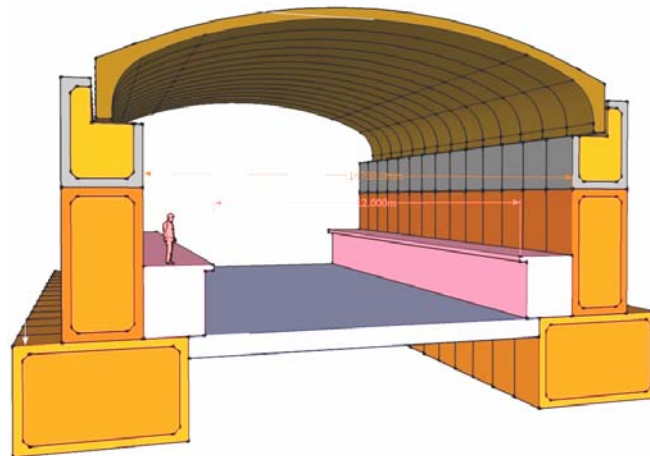
2.2.2. Kịch đẩy kết cấu vòm

Một phát minh cho việc lắp đặt kết cấu công trình ngầm kích thước lớn là phương pháp kịch đẩy kết cấu vòm. Thi công bằng công nghệ này bao gồm các giai đoạn dưới đây (hình 2).



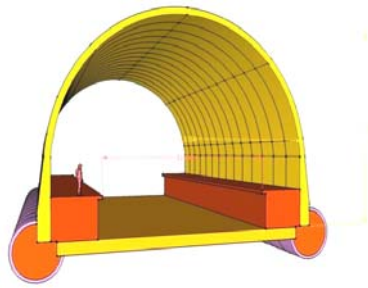
Hình 2. Kịch đẩy kết cấu vòm

- Giai đoạn 1. Đầu tiên lắp đặt móng hộp hoặc thiết kế đường ống trước cho móng tùy thuộc vào điều kiện của khối đất để làm đường định hướng cho việc kịch đẩy kết cấu vòm.
- Giai đoạn 2. Sau khi thi công xong phần đường định hướng cho kết cấu vòm thì lắp đặt thiết bị định hướng và bộ điều khiển kịch đẩy.
- Giai đoạn 3. Kết cấu vòm đã được đúc trước (vòm đơn hoặc vòm kép) được kịch đẩy theo các đường định hướng đã lắp đặt ở giai đoạn 2. Tiến hành đào đất ở bên trong kết cấu vòm vận chuyển ra ngoài.
- Giai đoạn 4. Sau khi kết thúc công tác đào thì tiến hành thi công nền lắp dựng thích hợp cho việc sử dụng.

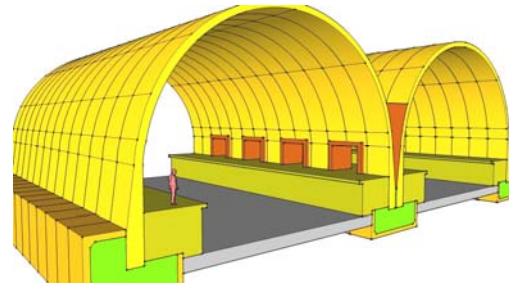


Hình 3. Kịch đẩy đường hầm có dạng phía trên là dạng vòm và phía dưới là kết cấu dạng tường hộp

Phương pháp kịch đẩy kết cấu vòm thích hợp thi công các đường hầm chui, nhà ga ngầm và chi phí thi công thấp. Có thể thay đổi hình dáng của đường hầm khi sử dụng kết hợp giữa kết cấu vòm và kết cấu tường thẳng đứng (hình 3). Sự kết hợp này có tác dụng làm tăng chiều cao đường hầm khi chiều rộng đường hầm nhỏ, ngoài ra có thể sử dụng cả vòm ngược khi địa chất phức tạp hơn. Công tác đào có thể sử dụng thiết bị đào truyền thống hoặc có thể cho phép sử dụng TBM tạo áp lực cân bằng nơi có xuất hiện nước ngầm và đất đá rất yếu. Kịch đẩy vòm có tính linh hoạt cao về phạm vi khẩu độ của đường hầm, tùy vào từng khẩu độ ta có thể thiết kế lắp dựng vòm đúc sẵn 2 pin (vòm có 2 đường định hướng) cho khẩu độ nhỏ hơn và vòm đúc sẵn 3 pin (vòm kép có 3 đường định hướng) cho đường hầm có khẩu độ lớn (hình 4).



Kết cấu vòm 2 pin



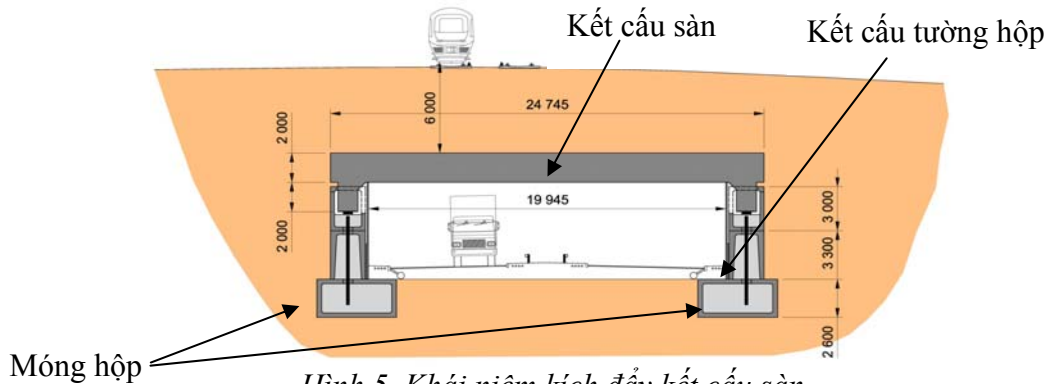
Kết cấu vòm 3 pin

Hình 4. Kích đẩy kết cấu vòm 2 pin và 3 pin

2.2.3. Kích đẩy kết cấu sàn

Khái niệm cơ bản của phương pháp kích đẩy kết cấu sàn là kết cấu sàn (sàn nóc) đã được đúc sẵn trước và được kích đẩy vào trong khối đất. Phương pháp này có tác dụng làm hạn chế tối thiểu sự phá vỡ bề mặt và công trình bề mặt bên trên, không làm xáo trộn giao thông bề mặt. Phương pháp này sử dụng trong điều kiện hầm đặt nông như là hầm chui (hình 5). Nó cũng có thể sử dụng trong thi công công trình ngầm nằm sâu như là nhà ga ngầm thi kinh tế hơn để lắp đặt kết cấu. Sử dụng phương pháp kích đẩy sàn sẽ tạo ra một lớp vỏ chống trước và công việc đào đất được thực hiện ở bên trong kết cấu sàn/nóc, vì thế tránh việc bị phá hủy khối đất khi khai đào và an toàn cho người và thiết bị làm việc

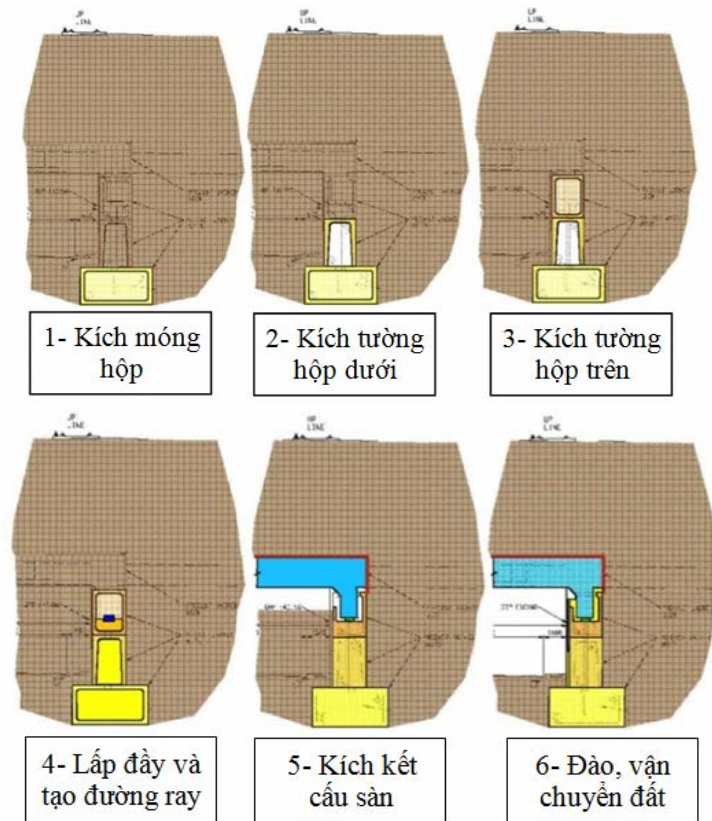
Phương pháp này cho phép toàn bộ kết cấu công trình ngầm thi công theo trình tự lắp dựng - móng, tường và sàn/nóc để tránh phá hủy bề mặt. Chiều độ của hầm theo phương pháp này có thể lên tới 10m hoặc hơn và độ sâu thi công từ 1,5 m trở lên tính từ nóc của đường hầm tới mặt đất. Sử dụng khiếm tạm thời gắn ở phía trước của kết cấu sàn với việc chuẩn bị lối vào cho người và thiết bị máy móc làm việc ở bên trong.



Hình 5. Khái niệm kích đẩy kết cấu sàn

Công nghệ kích đẩy kết cấu sàn là tổ hợp kích đẩy các bộ phận riêng lẻ tạo thành đường hầm, các bộ phận này được đúc sẵn ở bãi đúc và vận chuyển tới khu vực thi công kích đẩy vào những vị trí đã định vị và được liên kết với nhau. Các bước thực hiện như sau: (hình 6).

- Bước 1: xác định vị trí đặt móng hộp, tiến hành kích kết cấu móng hộp vào trong đất.
- Bước 2: sau khi kích xong phần móng hộp thì tiến hành kích phần chân của kết cấu móng tường hộp và liên kết với móng hộp.
- Bước 3: tiếp đó kích kết cấu tường hộp phần nóc và liên kết với kết cấu hộp phần chân
- Bước 4: sau khi kích đẩy xong các bộ phận móng hộp và tường hộp thì tiến hành lấp đầy bên trong của hộp bằng bê tông, riêng kết cấu tường hộp nóc thì đổ bê tông một phần sau đó lắp đặt đường ray định hướng cho kích đẩy kết cấu sàn.
- Bước 5: tiến hành đưa kết cấu sàn vào vị trí kích, kích theo đường ray đã định hướng ở bước 4. Kích đến đâu thì tiến hành đào một phần đất ở phần nóc vận chuyển ra ngoài.
- Bước 6: tiến hành đào hết phần đất còn lại và hoàn thiện đường hầm (đổ nền đường, lắp đặt các thiết bị phụ trợ cần thiết...).



Hình 6. Trình tự các bước thi công trong kích đẩy kết cấu sàn

Đặc trưng chủ yếu của kích đẩy kết cấu sàn:

- Sàn có thể có dạng từ các tấm đúc hoặc các thanh đúc sẵn tại hiện trường
- Khiên đào thì được chia thành các ngăn cho phép điều khiển mặt gương đào.
- Bề mặt của sàn có thể kích đẩy gần mặt đất và dễ điều khiển.
- Độ sâu của khu vực thi công trong khiên có thể tăng lên bằng việc đào phía dưới sàn như vậy thì an toàn hơn do được bảo vệ bởi các kết cấu xung quanh.
- Sàn thì được kích đẩy về phía trước, được điều khiển trên các rãnh trượt phía trên của tường hộp và làm việc như vỏ chống cố định.
- Chiều dài thi công có thể dài hơn.
- Khẩu độ hầm lên tới 20 m hoặc có thể lớn hơn.
- Lực ma sát giữa đất và mặt trên của sàn có thể được giảm đi bởi việc sử dụng các hệ thống giảm lực cản (anti drag system) của khối đất lên kết cấu sàn.
- Lực kích đẩy của tất cả các giai đoạn trong khi thi công thì tương đối nhỏ do việc chia kích nhỏ thước dẫn tới làm giảm lực ma sát.

3. Lựa chọn phương pháp kích đẩy phù hợp cho các công trình ngầm bố trí nông trong điều kiện thành phố Hà Nội

Mỗi một phương pháp thi công phụ thuộc vào dạng kết cấu, kích thước đường hầm, điều kiện địa chất, điều kiện kỹ thuật công nghệ thi công. Với kinh nghiệm trong thi công các dự án công trình ngầm đô thị ở Việt Nam, có thể nói, chúng ta hầu như chưa có nhiều kinh nghiệm trong thi công công trình ngầm đô thị bằng phương pháp kích đẩy. Những hạn chế này sẽ gây bất lợi lớn trong quá trình triển khai các dự án công trình ngầm tại các đô thị đặc biệt là tại Hà Nội.

Phương pháp kích đẩy kết cấu vòm và kích đẩy kết cấu sàn có một số ưu điểm nhưng về công nghệ và thi công lại yêu cầu trình độ kỹ thuật chính xác cao hơn nhiều như việc đúc các móng hộp, tường hộp cũng như kích đẩy chúng vào khối đất để tạo ra trước đường định hướng cho bước tiếp là kích đẩy kết cấu vòm, kết cấu sàn được hiệu quả và chính xác, đây là tổ hợp các

giai đoạn thi công rất phức tạp rất khó có thể thi công nếu như không có hệ thống các trang thiết bị hiện đại.

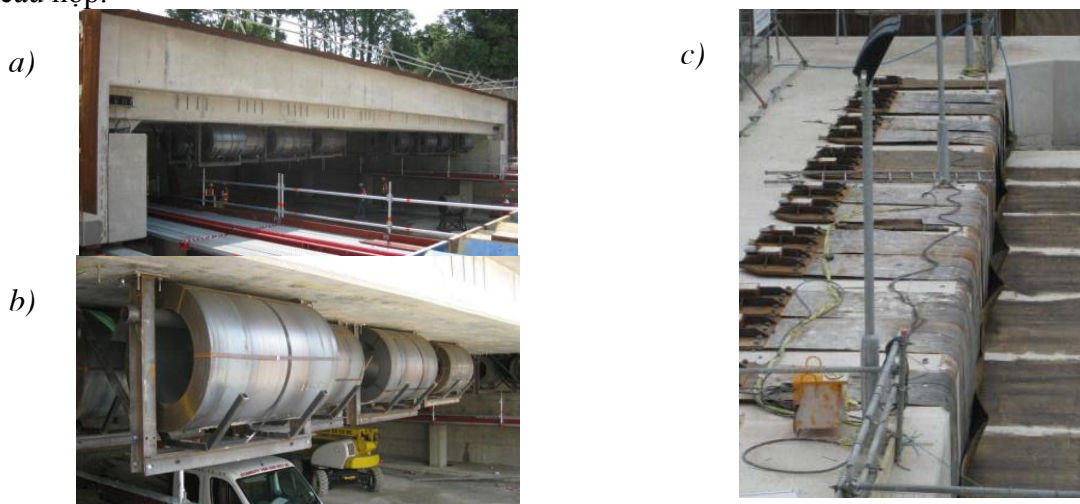
Bên cạnh đó thì phương pháp kích đẩy kết cấu hộp vừa đơn giản hơn nhưng vẫn có thể giải quyết được các vấn đề trên. Kích đẩy kết cấu hộp có ưu điểm sau:

- ❖ Phương pháp kích đẩy kết cấu hộp đơn giản. Tiến hành đúc kết cấu hộp trong bãi đúc gần với vị trí thi công đường hầm sau đó kết cấu hộp được đẩy về phía trước và được định hướng bởi hai đường định hướng 2 bên của kết cấu,

- ❖ Kết cấu được đúc trước thành một khối với chiều dài hộp theo yêu cầu. Ở những nơi hạn chế về không gian thì kết cấu hộp có thể được đúc chia thành các đoạn có chiều dài thích hợp và được ghép lại trong quá trình thi công đường hầm.

- ❖ Phương pháp này cho phép hiệu quả tối đa về kinh tế, thời gian thi công nhanh và an toàn cho người, thiết bị thi công do được làm việc trong kết cấu hộp hạn chế tối đa khả năng lún sụt mặt đất và phá hủy kết cấu bên trên.

- ❖ Sự phát triển về hệ thống giảm lực cản của khối đất xung quanh lên bề mặt ngoài của kết cấu hộp như dung dịch bôi trơn, sử dụng kích trung gian, ..., đặc biệt là việc áp dụng băng chống giảm ma sát cho hiệu quả rất tốt (hình 7). Băng chống giảm ma sát là một tiến bộ rất lớn trong công nghệ kích đẩy kết cấu hộp, nó vừa có tác dụng định hướng, giảm tối đa dịch chuyển khối đất xung quanh và đồng thời giảm lực kích đẩy do giảm lực ma sát vì nó chuyển đổi ma sát giữa đất và mặt ngoài kết cấu hộp thành ma sát giữa băng chống giảm ma sát với mặt ngoài của kết cấu hộp.



Hình 7. Hình ảnh về băng chống giảm ma sát

4. Kết luận và kiến nghị

- ❖ Thi công công trình ngầm đô thị là nhu cầu cấp thiết để hiện đại hóa các đô thị lớn của đất nước nhất là thủ đô Hà Nội trong những năm tới.

- ❖ Để thi công công trình ngầm đô thị tiết diện lớn bố trí nông có nhiều phương pháp: phương pháp thông thường, phương pháp khiên đào, phương pháp kích đẩy. Tuy nhiên với những hầm ngắn và đoạn đường hầm thì sử dụng phương pháp kích đẩy là hiệu quả hơn.

- ❖ Để giảm thiểu những sự cố trong thi công bằng phương pháp kích đẩy nên sử dụng băng chống giảm ma sát kết hợp với sử dụng dung dịch bentonite ở hai bên hông của kết cấu hộp trong phương pháp kích đẩy kết cấu hộp

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Nguyễn Đức Nguyên, 2012. Cơ sở thiết kế và thi công công trình ngầm đô thị. Nhà xuất bản xây dựng. Hà Nội.
[2]. L.V. Makopski, 2008. Công trình ngầm giao thông đô thị. NXB Xây dựng.

- [3]. T.E. Clakson and J.W.T Ropkins – ‘Pipe-jacking applied to large structure’ - Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 1, 1997, 62 (Nov), 539-561, London, UK.
- [4]. J.W.T Ropkins – ‘Jacking Box Tunnel Design’ – Proceedings of sessions of Geo-Congress 98, American Society of Civil Engineers, October 18-21, 1998, Boston, Massachusetts.
- [5]. J.W.T. Ropkins and D. Allenby - 'Jacked Box Tunnelling' - Underground Construction 2001 Symposium, 18-20 September, ExCeL, London Docklands, UK.

SUMMARY

The selection of working methods of urban underground with large section in shallow by jacking method

Dao Van Canh, Pham Van Vi, *Ha Noi University of Mining and Geology*

The selection of Jacking method used in construction of urban underground with large section in shallow is a reasonable plan. In the jacking methods of large structural section includes three main technologies that enable Box Jacking, the Jacked Arch and Jacked Deck. Box jacking is basically quite and straightforward. Such projects will always be easier and more economical if consideration is given in the design stage to the box jacking option. There are critical areas such as tolerancing, face control, effective lubrication and anti-drag system which bear importantly on a successful outcome. Another approach, gaining favor, is to put the job out as design-build. In any case, explicitly allowing box jacking as an option can return significant reasonable in urban of Hanoi.

Người biên tập: **TS. Đặng Trung Thành**

SỰ PHÁT TRIỂN TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA HỒ XI MĂNG TRONG QUÁ TRÌNH THỦY HÓA

Nguyễn Trọng Dũng, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Quá trình thủy hóa trong hồ xi măng là quá trình tiêu thụ nước và tỏa nhiệt, kèm theo đó là các cơ chế phức tạp về cân bằng nhiệt và cân bằng thủy lực giữa các pha. Quá trình này có ý nghĩa quan trọng đến sự hình thành và phát triển các tính chất cơ học của bê tông ngay từ khi bắt đầu trộn đến khi đạt cường độ sử dụng. Tuy nhiên việc xây dựng mối liên hệ giữa tốc độ thủy hóa và sự phát triển các tính chất cơ lý của hồ xi măng là hết sức khó khăn do các cơ chế phản ứng phức tạp ở cấp độ phân tử cũng như việc quan sát và đo đạc các đại lượng đòi hỏi phải có phương tiện thí nghiệm hiện đại. Hướng đến việc khắc phục những khó khăn này, việc xây dựng các mô hình số cho phép dự đoán tốc độ thủy hóa cũng như sự hình thành cường độ của hồ xi măng là một hướng đi phù hợp với xu hướng nghiên cứu chung hiện nay trên thế giới trong đó ưu tiên sử dụng các công cụ số để tối ưu hóa việc tính toán cũng như tiết kiệm chi phí thực nghiệm. Trong báo cáo này, tác giả trình bày về cơ chế và khái niệm mức độ thủy hóa xi măng cũng như các mô hình dự báo tốc độ thủy hóa. Việc dự báo sự hình thành và phát triển một số tính chất cơ học tiêu biểu của hồ xi măng (cường độ chịu nén, chịu kéo, mô đun đàn hồi, từ biến, co ngót ...) theo mức độ thủy hóa thông qua các mô hình số cũng sẽ được đề cập trong phần sau của báo cáo.

1. Quá trình thủy hóa và tốc độ thủy hóa

1.1 Quá trình thủy hóa xi măng và các phụ gia khoáng hoạt tính

Hiện nay, trên thế giới cũng như tại Việt Nam, xi măng được sử dụng trong bê tông chủ yếu là xi măng Portland (poóc lăng). Loại xi măng này có thành phần chính là các khoáng Alit ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ viết tắt là C_3S) và Belit ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ viết tắt là C_2S), phần còn lại chứa lượng lớn của Aluminat Tricanxit ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ viết tắt là C_3A) và Feroaluminat Tetracanxi ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ viết tắt là C_4AF) cùng một số khoáng phụ khác.

Trên thực tế, quá trình thủy hóa xi măng chính là các phản ứng hòa tan các hợp chất trên nhằm tạo ra pha kết dính chủ lực C-S-H (Hydrosilicat canxi) và CH (Canxi hydroxit hay còn gọi là poóc lăng đi) (tham khảo [1-4]). Các phản ứng thủy hóa đều là phản ứng tiêu thụ nước và tỏa nhiệt đồng thời gây ra sự biến đổi thể tích của hỗn hợp hồ xi măng.

Sản phẩm của quá trình thủy hóa clinker xi măng ngoài các chất kết dính tuýp C-S-H còn có CH (canxi hydroxit), đây là hợp chất không ổn định khi độ pH trong bê tông nhỏ hơn 12,5 và có thể bị hòa tan trong nước làm giảm độ ổn định và độ bền của bê tông [5]. Để khắc phục nhược điểm này, các phụ gia khoáng tiêu biểu như tro bay, muối silic, xi lò cao, ... hay còn gọi là các chất pozzolan nói chung (tính chất pozzolan là tính chất của các hợp chất chứa oxit silic có thể phản ứng với canxi hydroxit) sẽ phản ứng với CH để tạo ra các chất kết dính ổn định, qua đó cải thiện cường độ và độ bền của bê tông.

1.2. Mức độ thủy hóa và phương pháp xác định

Trên thực tế, quá trình thủy hóa diễn ra ngay khi nước bắt đầu tiếp xúc với các hạt xi măng khan và mức độ thủy hóa xi măng tại thời điểm t được xác định bằng tỷ số giữa khối lượng xi măng đã hòa tan hoàn toàn và tổng khối lượng xi măng khan ban đầu ($t=0$):

$$\alpha(t) = \frac{m_{ch}(t)}{m_{can}(t=0)} = 1 - \frac{m_{can}(t)}{m_{can}(t=0)}, \quad (1)$$

trong đó :

- $m_{ch}(t)$ - khối lượng xi măng đã hòa tan tại thời điểm t ;
- $m_{can}(t)$ - khối lượng xi măng khan còn lại tại thời điểm t .

Tham số này có thể được xác định thông qua phương pháp phân tích hình ảnh (MEB) [5], [6] nhằm trực tiếp xác định hàm lượng chất khan còn lại. Ngoài ra có thể sử dụng một số phương pháp gián tiếp như thông qua đo nhiệt lượng tỏa ra, đo hàm lượng nước liên kết, ... để xác định $\alpha(t)$. Cùng với các phương pháp gián tiếp này, mức độ thủy hóa có thể được định nghĩa bổ sung như sau [5]:

Với phương pháp đo nhiệt tỏa ra:

$$\alpha(t) = \frac{Q(t)}{Q_{max}}, \quad (2)$$

Với phương pháp đo lượng nước liên kết :

$$\alpha(t) = \frac{W_n(t)}{W_n max}, \quad (3)$$

Sự thay đổi hàm lượng nước sẽ có ảnh hưởng đến quá trình thủy hóa (quá trình có thể ngưng lại do thiếu nước). Mức độ thủy hóa lớn nhất đạt được trong hồ xi măng sẽ có thể đạt ngưỡng cao nhất nếu tỷ lệ nước/xi măng lớn. Ngoài ra, sự có mặt của các phụ gia pozzolan có thể gây ra các hiệu ứng làm chậm (tro bay), hoặc đẩy nhanh (muội silic) quá trình thủy hóa.

2. Các mô hình dự báo mức độ thủy hóa

Trên thực tế, việc quan sát và đánh giá trực tiếp mức độ thủy hóa xi măng là rất khó khăn do hạn chế về mặt thiết bị và công nghệ. Chính vì vậy, việc xây dựng các mô hình số cho phép dự báo, tính toán mức độ thủy hóa là xu hướng tất yếu trong nghiên cứu vật liệu xi măng và bê tông, trong đó có một số mô hình tiêu biểu như :

2.1. Mô hình thủy hóa toàn bộ

Rất nhiều tác giả đã đề xuất các công thức kinh nghiệm đánh giá sự phát triển mức độ thủy hóa toàn bộ theo thời gian :

- Mô hình của Gutteridge [7]:

$$\alpha(t) = 1 - \exp\left(-k \times (t - t_0)^\beta\right), \quad (4)$$

- Mô hình của Roelfstra [8]:

$$\alpha(t) = \exp\left[-\left(\frac{t_1}{t}\right)^\beta\right], \quad (5)$$

trong đó: k, β, t_0, t_1 - các tham số của mô hình gắn với chất kết dính nghiên cứu.

Các mô hình này có ưu điểm chung là đơn giản với số lượng ít các tham số cần xác định, tuy nhiên điều kiện áp dụng bị hạn chế do các mô hình này chỉ có độ tin cậy trong các điều kiện nội sinh và đẳng nhiệt, đồng thời phải loại bỏ hoàn toàn các ảnh hưởng nhiệt động học trong tính toán.

2.2. Mô hình của Avrami

Trong nghiên cứu [9], Avrami đưa ra công thức chi tiết hơn cho phép tính toán mức độ thủy hóa α_i của từng pha khan thứ i trong clinker (C_3S, C_2S, C_3A và C_4AF) theo thời gian :

$$\alpha_i = 1 - \exp\left(-a_i(t - b_i)^{c_i}\right), \quad (6)$$

trong đó : a_i, b_i và c_i được xác định theo kinh nghiệm tùy từng loại xi măng sử dụng.

Trong mô hình này, các chất khan được giả thuyết là thủy hóa độc lập, ngoài ra ảnh hưởng nhiệt động học vẫn không được kể đến trong tính toán do các hệ số chỉ phụ thuộc vào loại xi măng.

2.3. Mô hình của De Schutter

Mô hình phát triển bởi Schutter [10] cũng là một mô hình trong điều kiện nội sinh do nó không xét đến ảnh hưởng của sự biến đổi lượng nước đến quá trình thủy hóa. Tuy nhiên trong nghiên cứu này, tác giả đề xuất một mô hình 2 pha cho phép dự đoán sự phát triển của quá trình thủy hóa của các chất kết dính thành phần trong xi măng và phụ gia xỉ lò cao:

$$\begin{cases} \alpha'_p = c_p [\sin(\pi\alpha_p)]^{a_p} \cdot \exp(-b_p\alpha_p) \cdot \exp\left(\frac{-E_p}{RT}\right) \\ \alpha'_s = [\sin(\pi\alpha_s)]^{a_s} \cdot \exp\left(\frac{-E_s}{RT}\right) \end{cases}, \quad (7)$$

trong đó :

- a_p, b_p, c_p - các hệ số điều chỉnh liên quan đến xi măng;
- a_s - hệ số điều chỉnh liên quan đến phụ gia xỉ lò cao;
- E_p, E_s - năng lượng hoạt động của clinker xi măng và xỉ lò cao.

Các hệ số điều chỉnh của mô hình được xác định thông qua phương pháp sai số trùng phương tối giản [10] nhờ các thí nghiệm đo nhiệt lượng trong điều kiện đoạn nhiệt.

3. Sự hình thành và phát triển các tính chất cơ học của hồ xi măng trong quá trình thủy hóa

3.1. Cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo và khái niệm ngưỡng ngậm chiết

Cường độ chịu nén trong suốt quá trình thủy hóa phụ thuộc trực tiếp vào thành phần của xi măng, tỷ lệ nước/xi măng, thể tích của hồ xi măng, phụ gia... Tuy nhiên, tại thời điểm ban đầu, hiệu ứng làm chậm khi có mặt của các chất phụ gia có thể gây ra những ảnh hưởng lớn đến cường độ của hồ xi măng ở một thời điểm nào đó trong quá trình thủy hóa. Đây cũng là hạn chế mà các mô hình cổ điển không thể giải đáp thỏa đáng trong việc đánh giá sự hình thành cường độ của hồ xi măng.

Trên thực tế, muốn xác định cường độ của hồ xi măng trong giai đoạn này, ngoài phương pháp thực nghiệm, một số tác giả [11],[12] đã đề xuất sử dụng mối liên hệ tuyến tính giữa tốc độ thủy hóa ở các thời kỳ khác nhau. Các tác giả cho rằng mối liên hệ này chỉ bắt đầu khi mức độ thủy hóa đạt tới một giá trị nhất định α_{ng} , gọi là ngưỡng ngậm chiết cơ học :

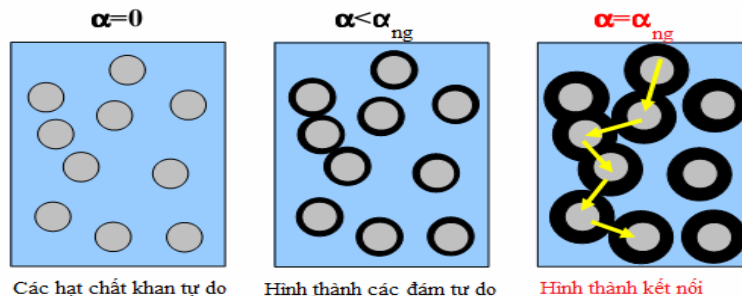
- Khi $\alpha < \alpha_{ng}$: $f_c = 0$, (8)

- Khi $\alpha \geq \alpha_{ng}$: $f_c(t) = f_c(\infty) \frac{\alpha(t) - \alpha_{ng}}{1 - \alpha_{ng}}$, (9)

trong đó :

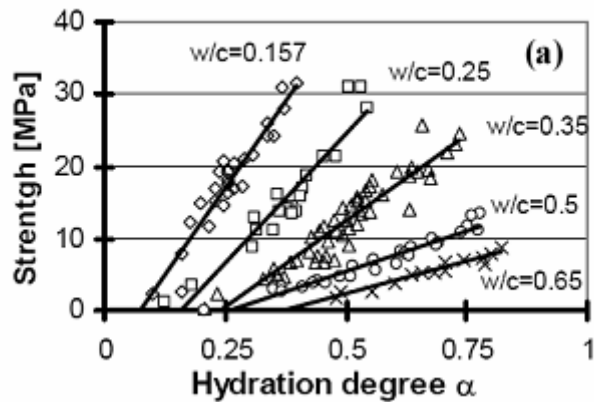
- $\alpha(t)$ - mức độ thủy hóa chung ở thời điểm t ;
- α_{ng} - mức độ thủy hóa ngưỡng mà dưới giá trị đó cường độ của hồ xi măng chưa hình thành ;

- $f_c(t)$ - cường độ chịu nén tại thời điểm t ;
- $f_c(\infty)$ - cường độ chịu nén cuối cùng của hồ xi măng.



Hình 1. Sơ đồ minh họa sự hình thành các kết nối ở ngưỡng ngậm chiết [5]

Trong bê tông, ngưỡng ngậm chiết này cũng sẽ chịu ảnh hưởng bởi hàm lượng của cốt liệu vì sự xuất hiện của chúng trong hồ xi măng khi trộn sẽ dẫn tới sự gia tăng các pha rắn và làm giảm sự hình thành các kết nối. Ngoài ra giá trị này cũng phụ thuộc vào tỷ lệ nước/xi măng trong hồ (hình 2).



Hình 2. Ảnh hưởng của tỷ lệ nước/xi măng đến cường độ của hồ xi măng [12]

Mối quan hệ giữa cường độ chịu nén và cường độ chịu kéo được xác định bởi công thức :

$$\frac{f_t(t)}{f_t(\infty)} = \left(\frac{f_c(t)}{f_c(\infty)} \right)^b, \quad (10)$$

trong đó :

- $f_t(t)$, $f_c(\infty)$ lần lượt là cường độ chịu kéo tại thời điểm t và cường độ chịu kéo cuối cùng;
- b - một hệ số xác định bởi vật liệu.

Trong nghiên cứu của mình, Gutsch [13] chỉ ra rằng có thể lấy giá trị $b=2/3$ trong khi tác giả De Larrard [14] đề xuất $b=0,57$.

3.2. Mô đun đàn hồi Young và hệ số Poissons

➤ Mô đun Young :

Tác giả Laube [15] đề xuất công thức đơn giản để tính toán mô đun đàn hồi :

$$\frac{E(t)}{E(\infty)} = \left(\frac{\alpha(t) - \alpha_{ng}}{1 - \alpha_{ng}} \right)^{2/3}, \quad (11)$$

trong đó :

- $E(t)$ và $E(\infty)$ lần lượt là mô đun đàn hồi ở thời điểm t và mô đun đàn hồi cuối cùng.
- α_{ng} - mức độ thủy hóa ở ngưỡng ngậm chiết.

Ngoài ra, xuất phát từ các công thức cổ điển trong nghiên cứu về ứng xử nhiệt đàn hồi, Waller trong nghiên cứu [16] đã đề xuất một công thức kinh nghiệm như sau :

$$\frac{E(t)}{E(\infty)} = \frac{1 + 1.37 f_c^{2.204}(\infty) \left(\frac{f_c(t)}{f_c(\infty)} \right)^{2.675}}{1 + 1.37 f_c^{2.204}(t) \left(\frac{f_c(t)}{f_c(\infty)} \right)}, \quad (12)$$

➤ Hệ số Poissons:

Rất ít tác giả xây dựng công thức về sự phát triển của hệ số Poissons trong quá trình ninh kết của hồ xi măng. Tác giả De Schutter [17] đề xuất công thức sau:

$$v(\alpha) = 0.18 \sin \frac{\pi \alpha}{2} + 0.5 e^{-10\alpha}, \quad (13)$$

3.3. Co ngót nội sinh và từ biến

➤ Co ngót nội sinh

Co ngót nội sinh trong hồ xi măng là kết quả của quá trình gia tăng ứng suất kéo do mất nước hóa học trong quá trình thủy hóa. Với giả thuyết đẳng nhiệt, không có biến dạng dẻo và

không có biến dạng do từ biến, Byfors [11] bằng phép lấy đạo hàm đề xuất công thức sau để xác định sự thay đổi ứng suất do co ngót theo mức độ thủy hóa:

$$d\sigma_{ij} = \left(K - \frac{2}{3}G \right) d\varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2Gd\varepsilon_{ij} + 3Bd\alpha\delta_{ij}, \quad (14)$$

trong đó :

- Hệ số kháng nén K và hệ số kháng trượt G được xác định dưới dạng hàm số của mức độ thủy hóa α và được xác định bằng thực nghiệm trong khi B là hệ số của mô hình [11].
- σ_{ij} , ε_{ij} , δ_{ij} lần lượt là các thành phần của tenxơ ứng suất, tenxơ biến dạng và tenxơ đơn vị.

➤ Từ biến

Cũng như hệ số Poisson, rất hiếm các nghiên cứu đề xuất quy luật phát triển của quá trình từ biến khi hồ xi măng đông cứng. Tác giả De Schutter đã đề xuất một mô hình dựa trên mô hình của Kelvin trong đó mô tả ảnh hưởng của quá trình từ biến lên môđun đàn hồi E và hệ số nhớt η [17]:

$$E_1(\alpha) = \frac{E_0(\alpha)}{m - n\alpha}; \quad \eta_1(\alpha) = \tau E_1(\alpha), \quad (15)$$

trong đó :

- τ - thời gian của quá trình từ biến;
- m, n - các hệ số điều chỉnh của mô hình

Trong nghiên cứu này, tác giả chấp nhận giả thuyết rằng thời gian của quá trình từ biến là không đổi trong suốt quá trình thủy hóa.

4. Kết luận

Trong bài báo, tác giả đã trình bày về cơ chế thủy hóa và khái niệm cũng như các phương pháp xác định mức độ thủy hóa xi măng. Các mô hình dự báo tốc độ thủy hóa khác nhau trong điều kiện nội sinh được đề cập trong đó có việc đánh giá mức độ thủy hóa của từng thành phần riêng biệt của xi măng và các chất phụ gia khoáng thêm vào. Sự hình thành cường độ của hồ xi măng được giả lập với khái niệm về ngưỡng ngấm chiết trong khi quá trình phát triển một số tính chất cơ học tiêu biểu của hồ xi măng (cường độ chịu nén, chịu kéo, môđun đàn hồi, từ biến, co ngót ...) theo mức độ thủy hóa thông qua các mô hình số cho phép xác định các đại lượng này tại các thời điểm khác nhau trong suốt quá trình ninh kết.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Vernet C., 1994. « Pour une nouvelle approche de la structure des silicates de calcium hydrates (C-S-H) des ciments ». Séminaires des Laboratoires des Ponts et Chaussée (LPC).
- [2]. Taylor H.F.W., 1990. « Cement chemistry ». ISBN 0-12-683900-X.
- [3]. Adenot F., 1992. « Durabilité du béton: caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment ». Thèse de Doctorat, Université d'Orléans,
- [4]. Rilem., 1987. « Mathematical modelling of hydration of cement: Hydration of dicalcium silicate », First RILEM Congress in Versailles, Matériaux et Constructions.
- [5]. Lacarrière L., 2007. « Prévision et évaluation de la fissuration précoce des ouvrages en béton ». Thèse de Doctorat, INSA Toulouse, 250p.
- [6]. Lei Z., 2006. « Caractérisation de l'hydratation des liants composés ». Rapport du stage, LMDC, INSA Toulouse.
- [7]. Gutteridge W.A., Dalziel J.A., 1990. « Filler cement: the effect of the secondary component on the hydration of Portland cement. Part 1&2 ». Cement and Concrete Research, vol. 20, n°5/6.
- [8]. Roelfstra P.E., Salet T.A.M., 1994. « Modelling of heat and moisture transport in hardening concrete. » Thermal cracking in concrete at early age, Rilem proceeding 25, ISBN 0-419-18710-3, pp. 273-281.

- [9]. Avrami M., 1939. Journal of Chemical Physics vol. 7, pp. 1103–1108.
- [10]. De Schutter G., 1999. «Hydration and temperature development of concrete made with blast-furnace slag cement». Cement Concrete Research, vol. 29, pp. 143-149.
- [11]. Byfors, J., 1980. «Plain concrete at early ages». PhD Thesis, Swedish, Cement and Concrete Institute, Sweden.
- [12]. Torrenti J-M., Bendoudjema F., 2005. «Mechanical threshold of cementitious materials at early age ». Materials and Structures, vol. 38, n°277, pp. 299-304.
- [13]. Gutsch A., Rostásy F.S., 1994. «Young concrete under high tensile stresses- creep, relaxation and cracking». Thermal cracking at early ages, Rilem proceeding 25, ISBN 0-419-187103, pp. 111-119
- [14]. De Larrard F., 2000. «Structures granulaires et formulations des bétons ». Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, OA 34, 414 p., ISSN 1161 028X
- [15]. Laube M., 1990. «Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter». Dissertation TU Braunschweig
- [16]. Waller V., D'Aloia L., Cussigh F., Lecrux S., 2004. «Using the maturity method in concrete cracking control at early ages». Cement and Concrete Composites, vol. 26, pp. 589-599
- [17]. De Schutter G., 2002. «Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws». Computers and Structures, vol. 80, pp. 2035-2042.
- [18]. Waller V., 1999. «Relations entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression ». Thèse de Doctorat, ENPC Paris, 297p.

SUMMARY

Evolution of mechanical properties of ciment paste during hydration process

Nguyen Trong Dung, Hanoi University of Mining and Geology

The hydration of the ciment paste is a process which consume water and heat releasing while attaching the complex physico-chemical mechanism of thermal -hydraulic equilibrium. This process has important role in the formation and evolution of mechanical properties of the concrete from the early age until it reaches useful strength. However, the formulation of the relation between hydration degree and the evolution of mechanical properties is difficult due to the complex mechanism at the molecular level which require modern equipment to observe and measure in the laboratory. In order to resolve this problem, the formulation of the model calculation which allows to estimate the hydration degree and mechanical properties is an good approach consistent with the trend of the current research whose priority to propose the numerical model to optimize the calculation and reduce the cost experimental. In this work, we present the concept and mechanism of hydration process of ciment as well as the model calculation of hydration degree. The prediction of the formation and evolution of typical mechanical properties (compressive and tensile strength, elastic modulus, creep, shrinkage...) in term of hydration degree is also mentioned later in this report.

Người biên tập: ThS. Tăng Văn Lâm

NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN GIẢI PHÁP ĐÀO, CHỐNG ĐƯỜNG HẦM TIẾT DIỆN NHỎ ĐÀO QUA ĐÁ ĐÁ PHÂN LỚP NGHIÊNG, NÚT NẸ

Nguyễn Tiên Dũng, Học viện Kỹ thuật Quân sự
Đào Văn Canh, Phạm Văn Vi, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Độ ổn định của đường hầm phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: Độ bền của đá, tính phân lớp nứt nẻ của khối đá cũng như hình dáng và kích thước của đường hầm. Ngoài ra nó còn phụ thuộc vào phương pháp thi công và sơ đồ đào-chống. Sự dịch chuyển, biến dạng và vùng phá hủy là nguyên nhân chính gây ra áp lực đất đá tác dụng lên kết cấu chống. Bài báo trình bày kết quả mô phỏng sự hình thành vùng phá hủy và hướng dịch chuyển của đất đá phân lớp, nứt nẻ phụ thuộc vào phương pháp đào chống khác nhau. Kết quả cho thấy khi thay đổi thứ tự đào chống trên gương ảnh hưởng đến sự hình thành vùng phá hủy cũng như sự dịch chuyển, biến dạng đất đá xung quanh đường hầm là khác nhau. Từ đó sẽ lựa chọn sơ đồ đào và chống hợp lý khi đào qua đá phân lớp, nứt nẻ.

1. Đặt vấn đề

Trong những năm gần đây, nhiều công trình nghiên cứu của các nhà khoa học trên thế giới và trong nước về trạng thái ứng suất, biến dạng, chuyển vị của đất đá xung quanh đường hầm đã đạt được những thành tựu to lớn, góp phần không nhỏ trong việc hình thành và phát triển cơ sở lý thuyết tính toán áp lực đất đá tác dụng lên kết cấu chống giữ công trình ngầm. Các tác giả thường lý tưởng hóa môi trường đất đá theo một vài tiêu chí khác nhau [3÷8] để đưa ra các giả thuyết đặc trưng cho những hiện tượng xảy ra trong đất đá làm cơ sở nghiên cứu trạng thái ứng suất, biến dạng của đất đá sau khi khai đào. Bằng các phương pháp giải tích dựa trên lý thuyết đàn hồi, lý thuyết cân bằng giới hạn, lý thuyết dẻo, từ biến ... các tác giả đã xây dựng được các phương pháp tính toán áp lực đất đá cho từng mô hình cụ thể. Các phương pháp này đã được sử dụng tương đối rộng rãi, Tuy nhiên những giả thuyết các tác giả đưa ra mới chỉ phản ánh được tương đối một số mô hình các hiện tượng xảy ra trong đất đá và tác dụng của nó lên kết cấu chống giữ công trình ngầm. Do tính đa dạng và phức tạp về thành phần cấu tạo và đặc điểm cấu trúc của khối đá, liên quan đến kích thước không gian của khối đá, nên việc xác định các tính chất cơ học của khối đá cho đến nay vẫn là vấn đề nan giải.

Có nhiều nguyên nhân ảnh hưởng đến sự hình thành vùng phá hủy và hướng dịch chuyển, biến dạng của khối đá xung quanh công trình ngầm như tính chất cơ lý của khối đá, phương pháp thi công đường hầm (cách thức đào toàn gương, chia gương và thứ tự lắp dựng kết cấu chống), hình dạng và kích thước mặt cắt ngang đường hầm, độ sâu bố trí đường hầm.

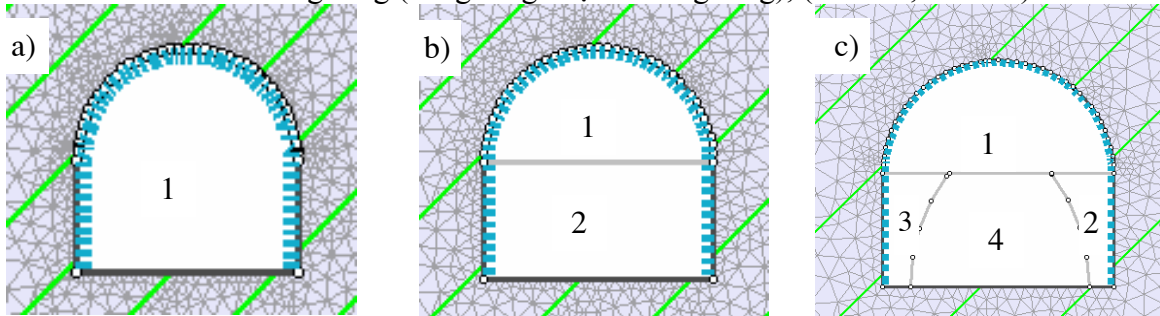
Vùng phá hủy xung quanh công trình ngầm đã được nhiều tác giả nghiên cứu bằng lý thuyết, thực nghiệm và mô hình số như [3÷8]. Chính vì vậy việc nghiên cứu ảnh hưởng của phương pháp đào và chống có ý nghĩa rất quan trọng trong quá trình xây dựng mô hình địa cơ học nhằm nghiên cứu trạng thái ứng suất-biến dạng, vùng phá hủy của khối đá phân lớp nghiêng. [1]

Phần nội dung bài báo sẽ trình bày kết quả nghiên cứu sự dịch chuyển biến dạng và vùng phá hủy trong khối đá phân lớp nứt nẻ xung quanh công trình ngầm bằng phương pháp mô phỏng số dựa trên sự thay đổi các công tác đào - chống khác nhau và lựa chọn được phương pháp đào chống hợp lý khi đào đường hầm trong khối đá phân lớp nghiêng nứt nẻ.

2. Các sơ đồ thi công đường hầm

Trong thi công đường hầm đào qua đá phiến nghiêng nứt nẻ có thể thi công theo các sơ đồ:

- Sơ đồ đào toàn gương (hình 1a);
- Sơ đồ đào chia gương (hai gương hoặc nhiều gương), (hình 1b, hình 1c).

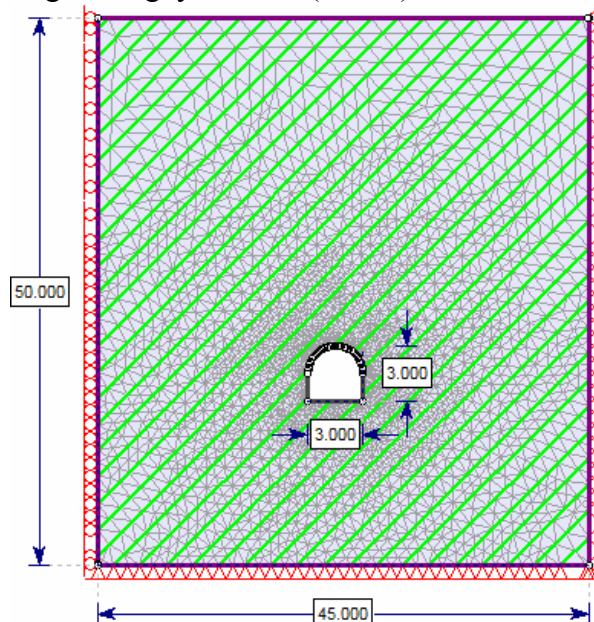


Hình 1. Các sơ đồ thi công đường hầm: với các số từ 1 đến 4 là thứ tự thi công đào chia gương và chống giữ đường hầm

Trong các sơ đồ đào ở hình 1, hình 1a là sơ đồ đào toàn gương, trong sơ đồ này tiến hành đào phá đất đá toàn bộ gương hầm và sau đó mới tiến hành lắp đặt kết cấu chống; hình 1b thì chia gương thành 2 phần, đào phá đất đá phần gương trên trước rồi tiến hành lắp đặt kết cấu chống giữ gương trên sau đó mới đào phá đất đá phần gương còn lại và hoàn thiện lắp đặt kết cấu chống của đường hầm; hình 1c chia gương làm 4 phần trong đó các gương có diện tích như sau: $S_1 = 3.53 \text{ m}^2$; $S_2 = S_3 = 0.9 \text{ m}^2$; $S_4 = 2.7 \text{ m}^2$. Đào và chống trong hình 1c cũng được thực hiện theo số thứ tự từ 1 đến 4 được ghi trên gương.

3. Xây dựng mô hình tính

Đường hầm được xây dựng trong mô hình tính có mặt cắt ngang hình vòm bán nguyệt, tường thẳng với kích thước chiều rộng và chiều cao tương ứng đều là 3m. Đường hầm được bố trí ở độ sâu 30m so với mặt đất. Mô hình tính toán được xây dựng bằng chương trình Phase 2 [2;9] với kích thước chiều rộng 45 m, chiều cao 50 m. Bài toán có xét đến cả tự trọng bản thân của đất đá và trạng thái ứng suất nguyên sinh. (hình 2)



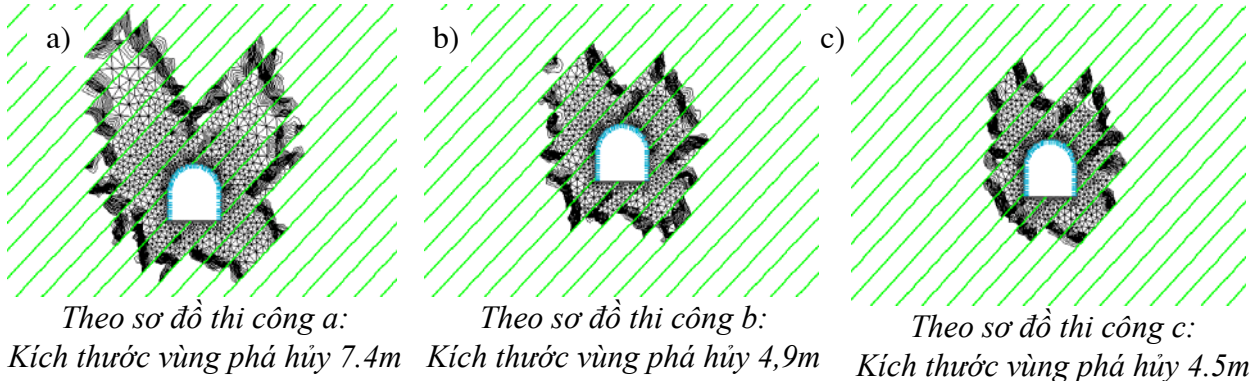
Hình 2. Sơ đồ mặt cắt ngang mô hình bài toán

- Mô hình khối đá được lựa chọn là mô hình phá hủy Mohr-Coulomb. Các tham số cơ học của khối đá ban đầu như sau: mô đun đàn hồi $E = 1000 \text{ MPa}$; hệ số Poát-xông $\nu = 0,3$; lực dính kết $C = 0.05 \text{ MPa}$; góc ma sát trong $\varphi = 28^\circ$; góc nghiêng của phân lớp $\theta = 45^\circ$; trọng lượng riêng $\gamma = 0.024 \text{ MN/m}^3$.

- Tính chất của kết cấu chống, sử dụng kết cấu chống có khả năng làm việc tương đương với vỏ chống bằng bê tông có chiều dày 0.3 m; mô đun đàn hồi $E = 30000 \text{ MPa}$; hệ số Poát-xông $\nu = 0,25$. Để tính toán các tác giả đã sử dụng chương trình Phase 2 để tiến hành xây dựng mô hình tính toán.

4. Kết quả phân tích bằng phần mềm phase 2

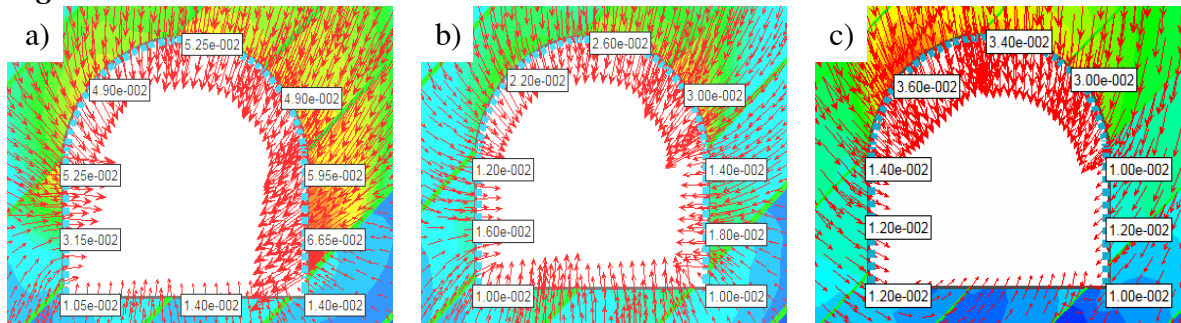
4.1. Kết quả về vùng phá hủy xung quanh công trình ngầm khi thực hiện trình tự thi công khác nhau



Hình 3. Vùng phá hủy xung quanh đường hầm khi thay đổi thứ tự đào - chống

Từ kết quả cho thấy kích thước vùng phá hủy (các giá trị ghi trên hình vẽ là khoảng kích thước trung bình của vùng phá hủy khối đá tính từ biên đường hầm) khi đào toàn gương (hình 3a) có giá trị lớn nhất và không đối xứng rõ nhất, vùng phá hủy lớn nhất tập trung phân bố ở phía nóc của đường hầm. Trong trường hợp còn lại thì cho kết quả vùng phá hủy nhỏ hơn nhiều và nhỏ nhất thể hiện trên hình 3c có giá trị là 4.5m.

4.2. Kết quả về dịch chuyển biến dạng xung quanh đường hầm khi thực hiện trình tự thi công khác nhau

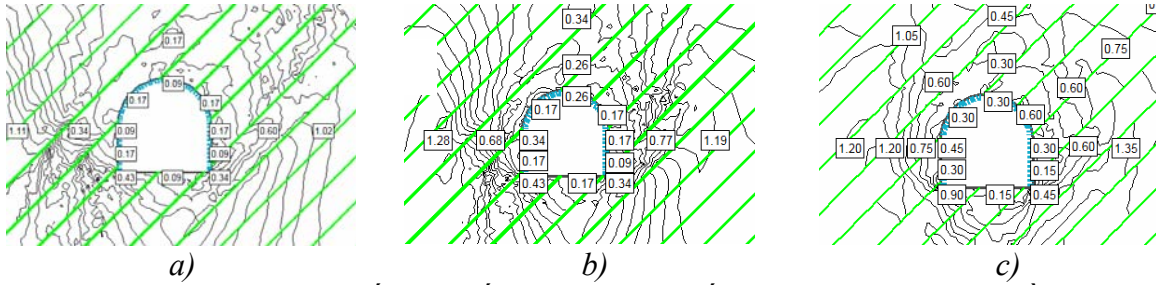


Hình 4. Sự dịch chuyển, biến dạng xung quanh đường hầm khi thay đổi thứ tự đào - chống

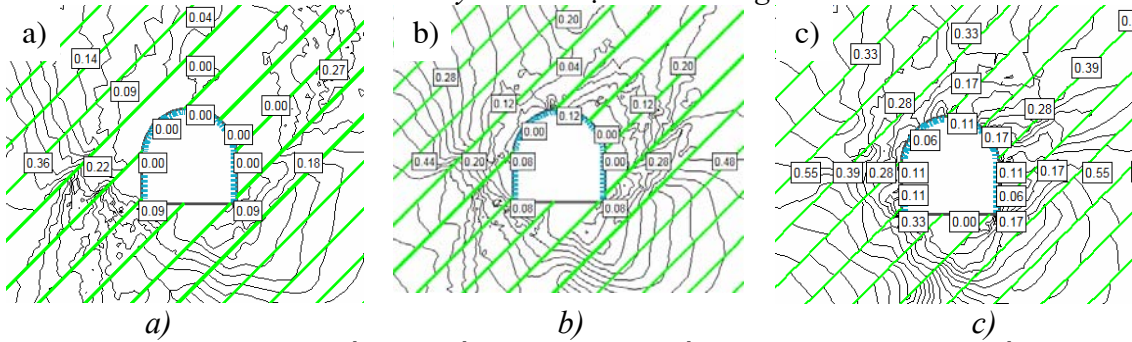
Khi thay đổi thứ tự đào - chống thì sự dịch chuyển đất đá xung quanh biên hầm cũng cho kết quả khác nhau rõ rệt. Cụ thể ở hình 4a đào toàn cho thấy sự dịch chuyển xung quanh đường hầm ở phía nóc bên phải cho giá trị rất lớn, lớn hơn nhiều so với các vùng khác. Trong các trường hợp hình 4b thì giá trị dịch chuyển xung quanh biên hầm cho giá trị nhỏ hơn nhiều nhưng biến dạng không đều, còn ở hình 4c thì hợp lý hơn cả khi sự dịch chuyển xung quanh biên hầm tương đối đều và đối xứng

4.3. So sánh kết quả về biến đổi ứng suất xung quanh đường hầm khi thực hiện trình tự thi công khác nhau

Kết quả của sự phân bố ứng suất σ_1 là ứng suất theo phương thẳng đứng (hình 5) và ứng suất σ_3 theo phương ngang (hình 6) cho thấy rõ ảnh hưởng của công nghệ đào - chống tới sự phân bố ứng suất cuối cùng xung quanh công trình ngầm là rất quan trọng, nghĩa là phân bố chịu tác dụng của ứng suất theo 3 trục sẽ làm việc ổn định hơn khi cũng phân bố chịu tác dụng của ứng suất theo hai trục hoặc đơn trục. Như vậy việc lựa chọn phương pháp đào - chống hợp lý sẽ dẫn tới sự làm việc ổn định của kết cấu chống cũng như của khối đá được tốt hơn.



Hình 5. Sự phân bố ứng suất σ_1 của khối đá bao quanh đường hầm khi thay đổi thứ tự đào – chống



Hình 6. Sự phân bố ứng suất σ_3 của khối đá bao quanh đường hầm khi thay đổi thứ tự đào – chống

4.4. Lựa chọn sơ đồ công nghệ đào - chống phù hợp khi đào hầm qua đá phân lớp nghiêng, nứt nẻ

❖ Các nhận xét:

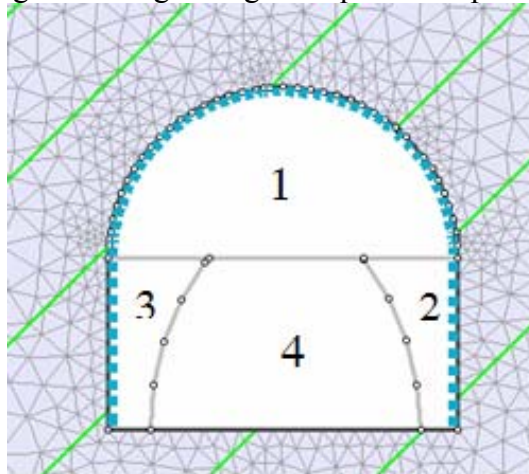
Từ các kết quả nghiên cứu về vùng phá hủy (4.1), giá trị dịch chuyển biến dạng xung quanh đường hầm (4.2) và kết quả nghiên cứu về sự biến đổi ứng suất xung quanh đường hầm (4.3) khi ta thay đổi trình tự thi công khác nhau thì ta thấy:

- Kích thước vùng phá hủy là nhỏ nhất khi đào – chống hầm theo sơ đồ hình 1c
- Vùng dịch chuyển biến dạng khi đào – chống hầm theo sơ đồ hình 1c có giá trị nhỏ và phân bố hợp đều
- Khi đào – chống hầm theo sơ đồ hình 1c thì sự phân bố ứng suất xung quanh đường hầm cho kết quả hợp lý hơn.

Từ các kết quả nghiên cứu trên ta thấy khi đào hầm tiết diện nhỏ qua đá phân lớp nghiêng, nứt nẻ nên thi công đào – chống theo sơ đồ hình 1c là phù hợp

❖ Trình tự công nghệ thi công:

Trình tự khi thi công đào chống đường hầm qua đá phân lớp nghiêng đã lựa chọn ở hình 1c.



Hình 7. Sơ đồ công nghệ thi công

Bước 1: trước tiên người ta tiến hành đào phần vòm hầm bằng phương pháp khoan nổ mìn khẩu độ ngắn (đủ bước tiến 1 vì chống SVP). Sau khi xúc hết đất đá phần vòm bằng phương pháp thủ công người ta tiến hành lao dầm từ vòm của các vì chống có trước tới sát gương và tiến hành lên xà và chèn tấm chèn bê tông.

Bước 2: đào phần hông phải của đường hầm để vào cột (vì phần hông phải của hầm chịu trực tiếp áp lực). Phần tiết diện cần phải đào không cần lớn, chỉ đủ để người đứng điều chỉnh cột khi lắp đặt.

Sau khi vào cột phải xong tiến hành bắt gông, giằng giữa vì chống mới và cũ rồi lắp dựng các tấm chèn hông theo thứ tự từ dưới lên.

Bước 3: đào phần hông trái của đường hầm để vào cột trái. Trình tự thi công tương tự như phần cột phải.

Bước 4: tiến hành khoan đào phần trung tâm đường hầm đủ tiến độ. Đất đá nổ mìn sẽ được máy xúc xúc chuyển hết vào goòng vận chuyển ra ngoài

Các chu kỳ đào hầm sau đó được lặp lại theo 4 bước đã nêu.

5. Kết luận và kiến nghị

❖ Xác định sự hình thành vùng phá hủy cũng như hướng dịch chuyển của đất đá xung quanh đường hầm đào qua đá phân lớp nghiêng, nứt nẻ có nghĩa rất lớn trong quá trình thiết kế kết cấu chống giữ cho đường hầm, vì đây là nguyên nhân chính gây ra áp lực lên kết cấu chống.

❖ Đường hầm tiết diện nhỏ đào trong đá phân lớp nghiêng, nứt nẻ có những khác biệt về sự phân bố áp lực lên đường hầm. Điều này dẫn đến cần phải thay đổi về kết cấu chống đỡ vì kết cấu chống truyền thống chỉ làm việc phù hợp với áp lực phân bố đều.

❖ Khi đào hầm qua đá phân lớp nghiêng, nứt nẻ không nên sử dụng sơ đồ đào toàn gương mà phải đào theo sơ đồ đào chia gương mỏng nhỏ để giảm áp lực lên kết cấu chống đỡ và nâng cao sự ổn định của đường hầm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Võ Trọng Hùng, Phùng Mạnh Đắc, 2008. Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ. NXBKHK. Hà Nội.
- [2]. Nguyễn Quang Phích và nnk, 2007. Sử dụng phần mềm phương pháp số trong tính toán công trình ngầm và mỏ. Đề tài cấp Bộ. Hà Nội.
- [3]. I.V. BAKLASÓP, B.A.KARTODIA, 1986. Các quá trình cơ học trong khối đá, NXB Lòng đất, Matcova.
- [4]. I.V. BAKLASÓP, B.A.KARTODIA, 1988. Cơ học công trình ngầm và kết cấu chống, NXB Lòng đất, Matcova.
- [5]. Tsang, Chin-Fu, Bernier, F., and Davies, C., 2005. Geohydromechanical processes in theExcavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays – In the context of radioactive waste disposal. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 42 (1), pp 109-25.
- [6]. Martin, C. D., Read, R. S., Martino, J. B., 1997. Observation of brittle failure around acircular test tunnel. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 34(7), pp 1065-1073.
- [7]. Fishman, Y.A. and Lavrov, V.E., 1996. Designing of rock supports of tunnels on the basis of generalized data on thickness of distressed zone. in G. Barla (ed.), Eurock 96, Balkema: Rotterdam, 915-21
- [8]. Fakhimi, A., carvalho, F., Ishida and T., Labuz, J. F., 2002. Simulation of failurearound a circular opening in rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 39, pp 507-515
- [9]. www.rocscience.com.

SUMMARY

**The research choose excavation and support methods with small section
in stratified rock, joints with dip across tunnel**

Nguyen Tien Dung - *Military Technical Academy*

Dao Van Canh, Pham Van Vi - *Ha Noi University of Mining and Geology*

The stability of tunnel depend on various factors such as strength of rocks, the stratified, joints of rock mass as well as the shape and size of the tunnel. It also depends on the methods of construction and excavation-support schemes. The displacement, deformation and failure zone is the major cause of the pressure exerted on the support structure against. This article presents simulation results of the formation and failure zone of the direction of movement of stratified rock, joints with dip across tunnel that depends of excavation and support methods. When changed of excavation and support methods the results showed that the other difference formation and the failure zone, deformation around the tunnel. Then the selection reasonable excavation and support method with small section in stratified rock, joints with dip across tunnel.

Người biên tập: **ThS. Nguyễn Tài Tiến**

PHÂN TÍCH BIẾN DẠNG VÀ VÙNG PHÁ HỦY ĐEO XUNG QUANH ĐƯỜNG LÒ HÌNH CHỮ NHẬT TẠI CÁC ĐỘ SÂU KHÁC NHAU BẰNG PHƯƠNG PHÁP SỐ

Đào Viết Đoàn, Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Phạm Ngọc Huy, Trường Cao đẳng Xây dựng số 1

Tóm tắt: Khi các mỏ khai thác xuống sâu cũng đồng nghĩa với việc phải đối mặt với một loạt các vấn đề như: nhiệt độ cao, khí nổ cao, điều kiện địa chất phức tạp, áp lực địa tầng lớn...vv. Biến dạng đất đá xung quanh đường lò phụ thuộc vào rất nhiều các yếu tố, một trong những yếu tố đó là áp lực địa tầng. Khi càng xuống sâu áp lực địa tầng càng lớn và biến dạng xung quanh đường lò tỷ lệ thuận với độ lớn của áp lực địa tầng. Bài viết sử dụng phần mềm FLAC^{3D} phân tích quy luật biến đổi địa cơ học xung quanh lò chuẩn bị hình chữ nhật có kích thước chiều rộng 5m, chiều cao 4m, được đào trong khối đá trầm tích phân lớp, gồm 8 lớp đất đá khác nhau. Kết quả tính toán cho phép rút ra các nhận định về quy luật biến dạng, cũng như kích thước của vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò nằm ngang hình chữ nhật tại các độ sâu bố trí công trình khác nhau. Các quy luật thể hiện rất rõ sự phụ thuộc của các đại lượng được khảo sát vào độ sâu bố trí công trình, đặc điểm cấu trúc của khối đá phân lớp.

1. Mở đầu

Biến dạng và vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò phụ thuộc vào rất nhiều các yếu tố như: tính chất cơ lý của đất đá xung quanh đường lò; địa chất cấu tạo; độ sâu bố trí đường lò; góc nghiêng của các lớp đất đá; tác dụng của nước ngầm; ảnh hưởng của thời gian; vị trí bố trí đường lò; để lại trụ bảo vệ; phương pháp phá vỡ đất đá trong đào lò; kết cấu chống giữ cho đường lò.

Hiện nay trong khai thác mỏ, nhiều đường lò có hình dạng tiết diện ngang hình thang, hình vuông, hình chữ nhật được sử dụng trong các đường lò chuẩn bị, đường lò có thời gian tồn tại ngắn. Cho đến nay việc nghiên cứu biến dạng, xác định vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò bằng phương pháp giải tích thường mới chỉ thấy các lời giải cho những công trình hình tròn hoặc có chu vi tròn; với các công trình ngầm có chu vi không tròn mới chỉ có các lời giải gần đúng với giả thiết khối đá là môi trường đàn hồi. Khi sử dụng phương pháp số để tính toán sẽ cho lời giải cụ thể bằng giá trị số cũng như cho phép có thể giải các bài toán với các điều kiện biên phi tuyến.

2. Các yếu tố ảnh hưởng đến biến dạng và phá hủy dẻo xung quanh đường lò

Các yếu tố ảnh hưởng đến biến dạng và phá hủy dẻo xung quanh đường lò bao gồm yếu tố tự nhiên và các yếu tố kỹ thuật đào lò, khai thác. Dưới đây sẽ phân tích hai nhóm yếu tố này.

2.1. Các yếu tố tự nhiên

2.1.1. Tính chất cơ lý của khối đá xung quanh đường lò

Tính chất cơ lý của khối đất đá xung quanh là yếu tố chính quyết định biến dạng và phá hủy dẻo xung quanh đường lò. Sự tồn tại đất đá mềm yếu, đất đá có tính trương nở không chỉ làm biến dạng, phá hủy xung quanh đường lò mà các hình thức biến dạng và phá hủy cũng phong phú và đa dạng như: sập lở biến dạng nóc đường lò, hiện tượng bùng nền, hiện tượng biến dạng nóc lò và bùng nền cùng xuất hiện, hiện tượng biến dạng hai bên hông đường lò, hiện tượng nóc biến dạng hông nén bẹp, hiện tượng nóc vòng nhọn lên hông nén bẹp, hiện tượng biến dạng từ 4 hướng [1].

2.1.2. Địa chất cấu tạo

Sự tồn tại phân lớp, khe nứt nguyên sinh và phay phá đứt gãy trong khối đá làm khối đá xung quanh đường lò hình thành cấu tạo các mặt yếu không quy cách, mất tính nguyên khối, liên tục trong khối đá, làm giảm cường độ mang tải của khối đá. Dưới tác dụng của ứng suất cấu tạo, của áp lực địa tầng thường dẫn đến sự phá hủy đất đá hai bên hông đường lò, bùng nền và sập nóc lò, tách các mặt yếu dẫn đến mất ổn định đường lò.

2.1.3. Độ sâu bố trí đường lò

Khi chiều sâu khai thác tăng, áp lực địa tầng lớn, ứng suất tập trung xung quanh đường lò vượt quá cường độ bản thân của khối đá làm cho đường lò biến dạng mạnh. Vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò phát triển mở rộng làm cho lực dính kết và góc ma sát trong trong của đất đá trong vùng này giảm xuống, dẫn đến đường lò bị mất ổn định. Ngoài ra khi càng xuống sâu nhiệt độ tăng cao làm thúc đẩy tính dẻo của khối đá chuyển thành tính dẻo điều này cũng dễ làm cho đất đá xung quanh đường lò phát sinh biến dạng dẻo.

2.1.4. Góc nghiêng của các lớp đất đá

Khi góc nghiêng của các lớp đất đá khác nhau, đường lò chịu áp lực và phương tác dụng của áp lực cũng khác nhau, do đó đặc trưng biến dạng và phá hủy của đường lò cũng khác nhau. Thông thường đất đá phân lớp theo phương ngang hoặc phân lớp với góc dốc nhỏ thì biến dạng nóc đường lò thường đối xứng, hai bên đường lò biến dạng đều nhau. Khi lớp đất đá có góc dốc lớn lúc này biến dạng, phá hủy thường không đối xứng, trong trường hợp này biến dạng bên hông đường lò thường lớn hơn biến dạng nóc lò.

2.1.5. Tác dụng của nước ngầm

Khi khối đất đá xung quanh đường lò ngậm nước lớn, sẽ làm biến dạng và phá hủy xung quanh đường lò tăng nhanh. Vì khi khối đá gặp nước phổ biến tồn tại hiện tượng mềm hóa khối đất đá, làm cho cường độ của khối đá giảm. Đối với các loại đá có hàm lượng sét lớn khi gặp nước thường sây ra bùn hóa, vỡ vụn, trương nở làm cho đất đá xung quanh đường lò xuất hiện biến dạng dẻo lớn, nước còn làm cho hệ số ma sát giữa các khe nứt giảm dễ dẫn đến các khối đá bị trượt, sập đổ. Ngoài ra nước chảy vào trong đường lò làm cho đất đá nền lò mềm yếu dẫn đến hiện tượng bùng nền.

2.1.6. Ảnh hưởng của thời gian

Do tính lưu biến của đất đá đặc biệt là đất đá mềm yếu, dưới tác dụng của tải trọng tĩnh không biến đổi thì biến dạng sẽ tăng dần theo thời gian. Khi khối đá lưu biến đến một mức độ nhất định thì khối đá sẽ mất đi tính chịu tải vốn có của bản thân làm cho đất đá xung quanh đường lò biến dạng lớn.

2.2. Các yếu tố kỹ thuật đào lò, khai thác

2.2.1. Vị trí bố trí đường lò

Các đường lò bố trí tại những vị trí không hợp lý sẽ làm cho biến dạng lớn thí dụ bố trí đường lò tại những nơi ảnh hưởng của áp lực động (áp lực động một lần, nhiều lần thường xuất hiện khi khai các cụm vỉa), ảnh hưởng của áp lực tựa (áp lực tựa chông áp lực tựa thường xuất hiện khi khai thác cụm vỉa) sẽ làm cho đất đá xung quanh đường lò biến dạng lớn.

2.2.2. Để lại trụ bảo vệ

Trong khai thác nếu để lại trụ bảo vệ quá nhỏ thường dẫn đến sự biến dạng phá hủy lớn của đất đá xung quanh đường lò, dẫn đến đường lò không còn đủ diện tích sử dụng và phải cải tạo lại đường lò có thể là phải cải tạo nhiều lần làm cho chi phí đào và chống giữ đường lò tăng cao.

2.2.3. Phương pháp phá vỡ đất đá trong đào lò

Hiện nay để phá vỡ đất đá thi công các đường lò chủ yếu vẫn sử dụng phương pháp khoan nổ mìn để phá vỡ đất đá, khi phá vỡ đất đá bằng khoan nổ mìn thì do ảnh hưởng của sóng nổ mìn sẽ làm cho khối đất đá xung quanh đường lò phát triển các khe nứt nguyên sinh vốn có trong khối đất đá và hình thành các khe nứt thứ sinh làm cho cường độ của khối đá xung quanh đường lò giảm xuống dưới tác dụng của áp lực đất đá sẽ làm cho đường lò bị biến dạng và phá hủy.

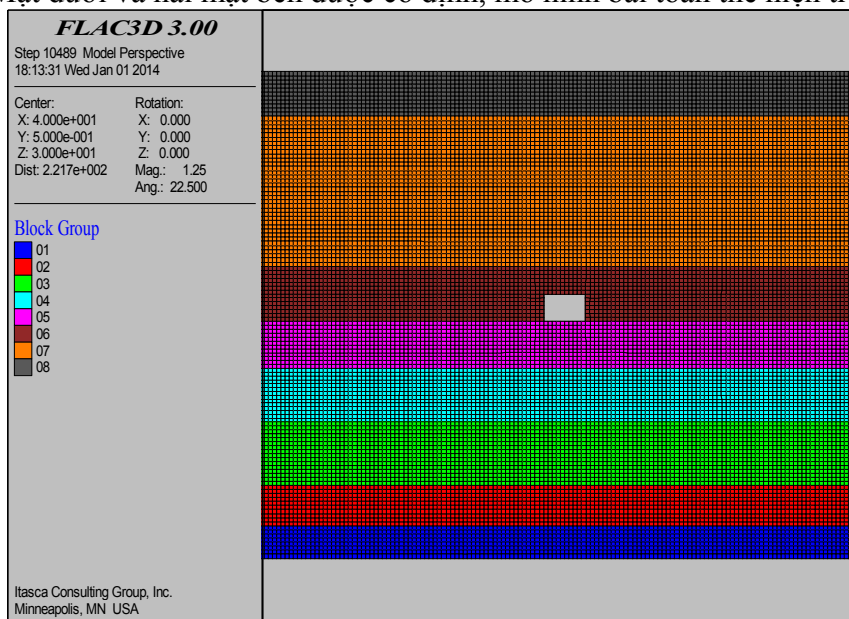
2.2.4. Kết cấu chống giữ cho đường lò

Sử dụng kết cấu chống giữ và phương thức chống giữ không phù hợp sẽ làm cho lượng biến dạng và phá hủy tăng lên. Thí dụ trong đường lò áp lực lớn sử dụng kết cấu chống không đủ khả năng chịu lực sẽ làm cho kết cấu chống bị biến dạng và dẫn đến đất đá xung quanh đường lò cũng bị biến dạng và phá hủy theo.

3. Phân tích biến dạng và vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò bằng phần mềm Flac

Các thông số đầu vào của bài toán:

Mô hình mô phỏng có 8 lớp đất đá chiều dày các lớp theo chiều từ dưới lên trên như sau: 5,5m; 18,5m; 6,8m; 5,8m; 3,6m; 7,8m; 5m và 4m chiều rộng chiều cao 80m x 60m mô hình thể hiện trên hình số 1, đường lò hình chữ nhật kích thước rộng x cao bằng 5m x 3,5m. Mặt trên mô hình đặt tải trọng phân bố đều, tải trọng này chính bằng tải trọng các lớp đất đá phía trên tác dụng lên, trong mô hình giả sử các lớp đất đá phía trên đều có trọng lượng thể tích $\gamma = \rho \cdot g = 25 \text{ kN/m}^3$ khi đó tải trọng tác dụng lên mặt trên của mô hình và chiều sâu đặt công trình thể hiện trên bảng 1. Mặt dưới và hai mặt bên được cố định, mô hình bài toán thể hiện trên hình vẽ 1.



Hình 1. Mô hình bài toán

Bảng 1. Bảng tham số cơ học đầu vào của khối đá

Lớp đá	Chiều dày m	Mật độ kg/m^3	Mô đun thể tích K/GPa	Mô đun cắt G GPa	Góc ma sát trong φ	Lực dính kết c MPa	Độ bền kéo σ_k^* MPa
Lớp 8	4	2500	3,3	4,3	30	4,0	2,5
Lớp 7	5	2300	3,1	3,4	28	3,4	1,9
Lớp 6	7,8	2500	5,6	4,5	32	4,2	2,8
Lớp 5	3,6	2200	3,6	3,0	25	2,8	2,5
Lớp 4	5,5	1400	1,9	1,3	20	2,3	1,0
Lớp 3	6,8	2000	3,1	2,3	24	2,9	1,9
Lớp 2	18,5	2600	5,6	4,6	32	4,6	2,9
Lớp 1	5,5	2500	5,6	4,2	30	4,2	2,8

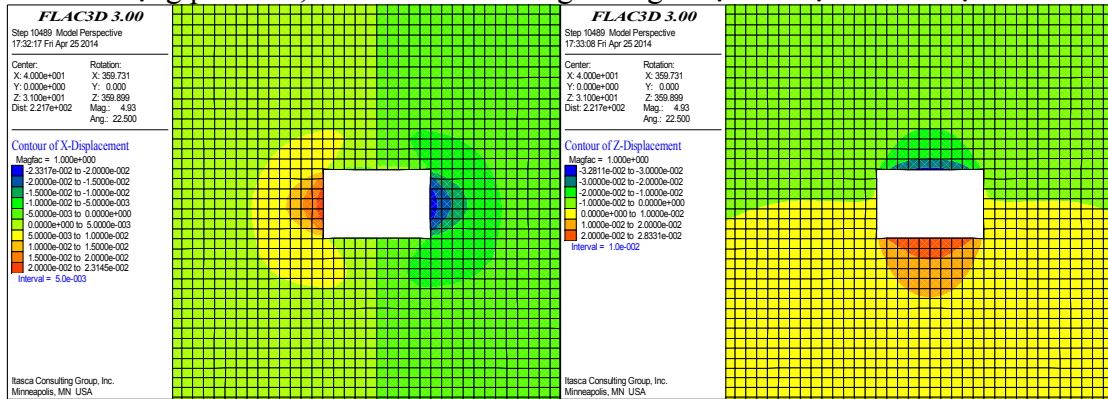
Bảng 2. Tải trọng tác dụng lên mặt trên của mô hình và chiều sâu đặt công trình

Chiều sâu từ mặt đất đến mặt trên mô hình (m)	100	200	300	400	500	600
Độ sâu đặt công trình (m)	130	230	330	430	530	630
Ứng suất theo phương thẳng đứng $q = \gamma \cdot z$ (Mpa)	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0

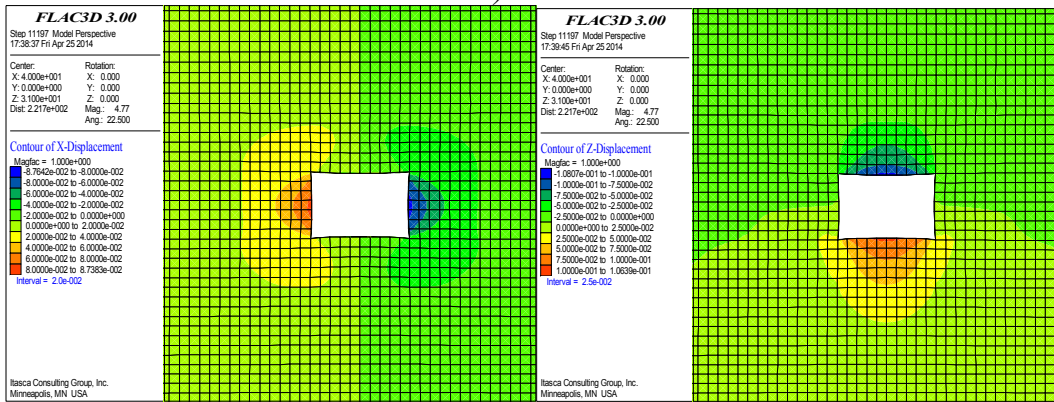
4. Phân tích kết quả tính toán

4.1. Biến dạng phía nóc, nền và hai bên hông

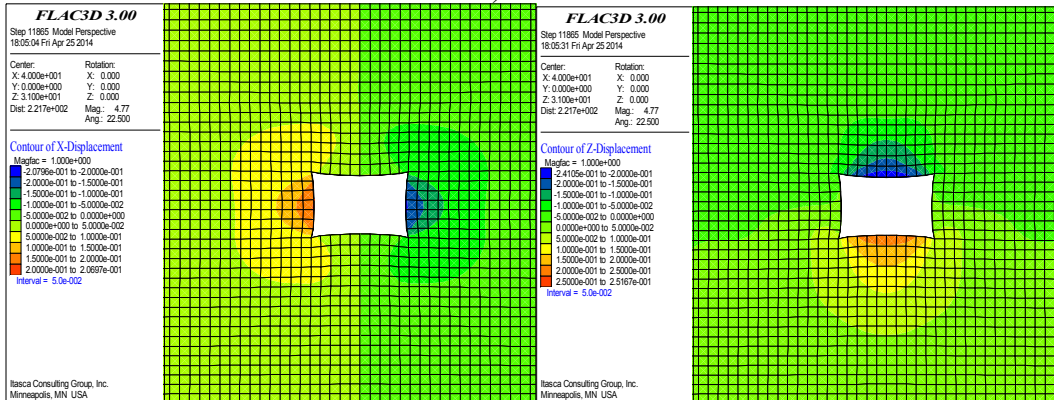
Biến dạng phía nóc, nền và hai bên hông đường lò tại các độ sâu thể hiện trên hình 2



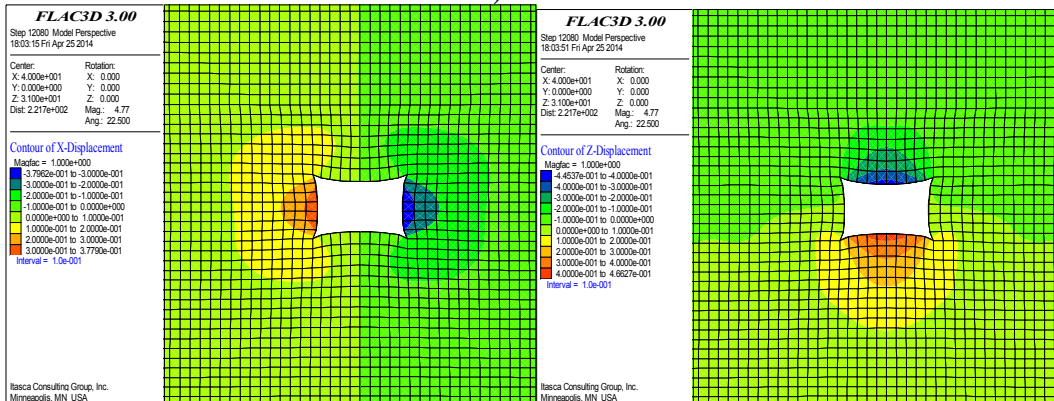
a) 100m



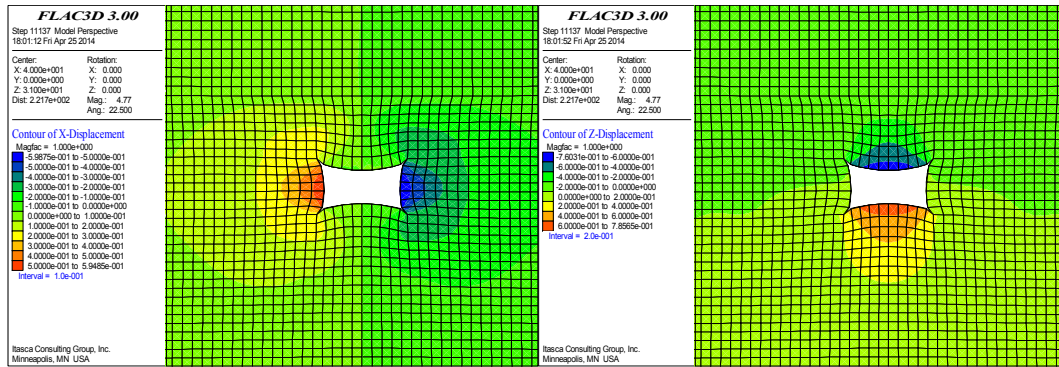
b) 200m



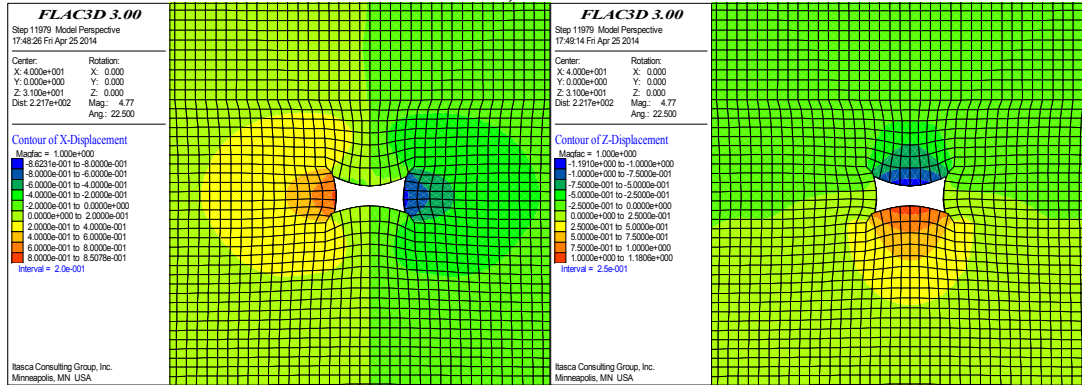
c) 300m



d) 400m

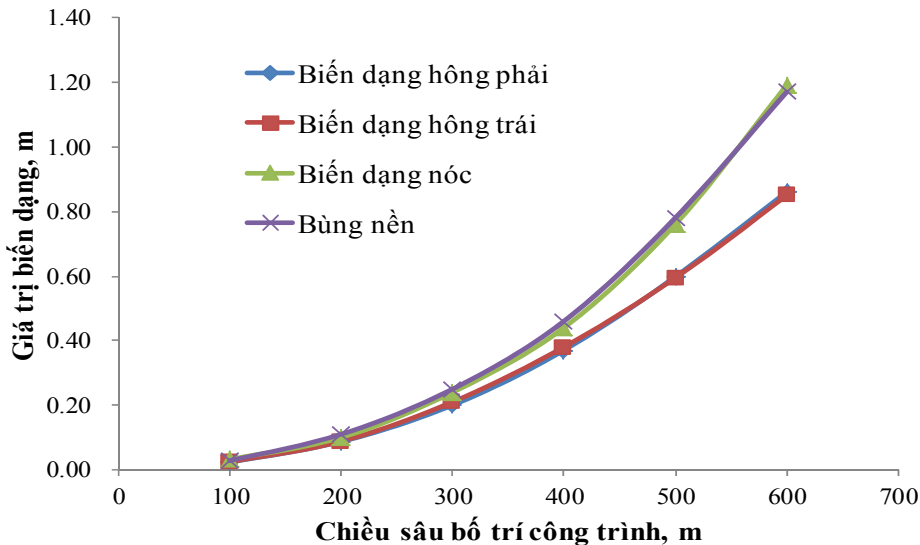


e) 500m



f) 600m

Hình 2. Biến dạng hai bên hông và nóc nền đường lò tại các độ sâu khác nhau



Hình 3. Biến dạng hai bên hông và nóc nền đường lò tại các độ sâu khác nhau

Từ kết quả tính toán trên hình 2 và đồ thị hình 3 thể hiện giá trị biến dạng tại nóc, nền và hai bên hông đường lò ta thấy quan hệ giữa biến dạng với chiều sâu đặt công trình có quy luật sau:

- Biến dạng tại nóc, nền và hai bên hông đường lò đều tăng khi chiều sâu bố trí công trình tăng

- Tại độ sâu nhỏ hơn 300m thì giá trị biến dạng nóc nền và hai bên hông gần như nhau, tại độ sâu lớn hơn 300m thì giá trị biến dạng nóc, nền và hai bên hông có sự chênh lệch rõ ràng, lúc này biến dạng nóc và nền lớn hơn biến dạng hai bên hông.

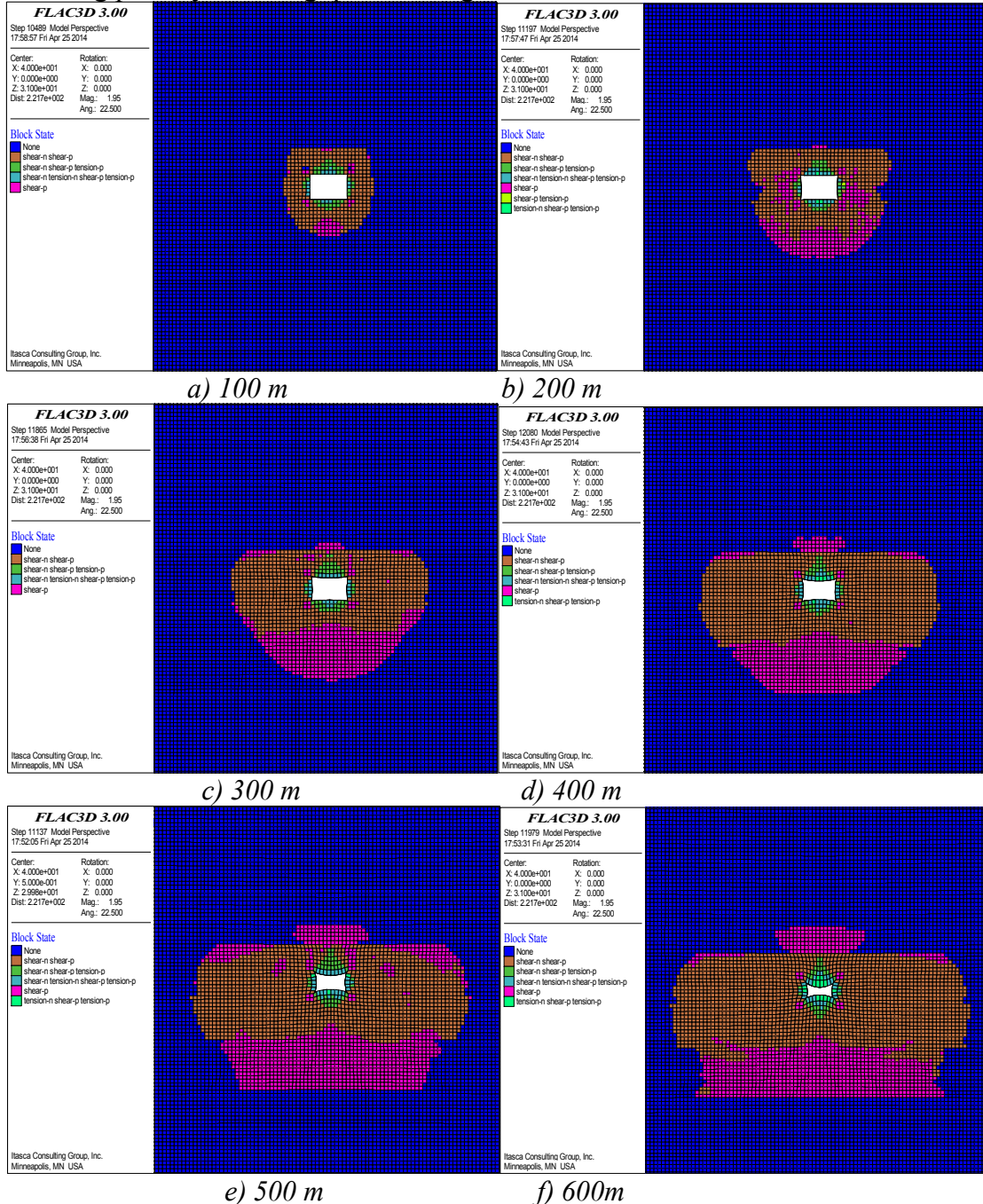
- Tại độ sâu lớn lượng biến dạng và tốc độ biến dạng lớn thể hiện trên đồ thị ở độ sâu từ 400m giá trị biến dạng bằng nóc nền bằng gần bằng 0,45m và tăng lên gần bằng 1,2m tại độ sâu 600m, tại độ sâu 400m giá trị biến dạng hai bên hông gần bằng 0,37m và tăng lên bằng 0,85m

tại độ sâu bằng 600m.

- Tại độ sâu nhỏ lượng biến dạng và tốc độ biến dạng nhỏ thể hiện trên đồ thị ở độ sâu từ 100m giá trị biến dạng ở nóc nền và hai bên hông gần bằng nhau và bằng bằng 0,02m tăng lên bằng 0,25m tại độ sâu bằng 300m.

4.2. Vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò

Vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò tại các độ sâu thể hiện trên hình 4.



Hình 4. Vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò tại các độ sâu khác nhau

Hình dạng và kích thước vùng phá hủy hay vùng dẻo trong khối đá, xung quanh đường lò, được minh họa trên hình 4. Từ các kết quả nhận được cho phép rút ra các nhận định sau:

- Khi đường lò càng nằm sâu do tác dụng của áp lực địa tầng càng lớn do đó vùng phá hủy dẻo phát triển càng lớn.

- Theo điều kiện đầu vào của các tham số cơ học (Bảng 1) ta thấy rằng đất đá dưới nền lò có các tham số cơ học mềm yếu hơn các tham số cơ học của đất đá phía nóc lò do đó vùng phá

hủy dẻo suất hiện phía nền lò lớn hơn vùng phá hủy dẻo phần nóc lò.

- Do phần đất đá phía nền mềm yếu, nên phần khối đá bị phá hủy phía nền, sẽ bị nén và đẩy trôi vào đường lò, gây ra hiện tượng bùng nền. Đường lò càng nằm sâu thì bùng nền phát triển càng mạnh, cụ thể là giá trị biến dạng nền càng tăng lên.

5. Kết luận

- Có nhiều yếu tố ảnh hưởng đến biến dạng và phá hủy của đường lò có thể là yếu tố tự nhiên cũng có thể là các yếu tố công nghệ. Biến dạng và kích thước vùng phá hủy của của đất đá xung quanh đường lò có thể là do một trong các yếu tố tự nhiên hoặc kỹ thuật hay cũng có thể là tổ hợp của các yếu tố trên.

- Xét ở yếu tố áp lực địa tầng thì càng xuống sâu áp lực địa tầng càng lớn và biến dạng, vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò tăng tỷ lệ thuận với độ lớn của áp lực địa tầng.

- Càng xuống sâu biến dạng và phá hủy xung quanh đường lò càng lớn điều này cũng đồng nghĩa với việc càng xuống sâu chi phí kết cấu chống giữ càng tăng lên.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. TS. Đào Viết Đoàn. Các biểu hiện biến dạng phá hủy và loại hình kết cấu chống giữ khi đào đường lò trong đất đá mềm yếu. Công nghiệp Mỏ số 1 năm 2014. Tr 11-15.
- [2]. Chen Yu Min. Cơ sở và các thí dụ công trình thực tế FLAC/FLAC3D. Nhà xuất bản thủy điện thủy lợi Trung Quốc (tiếng Trung)
- [3]. Peng Wen Bin. Giáo trình thực hành FLAC 3D. Nhà xuất bản công nghiệp cơ khí (tiếng Trung)
- [4]. Itasca (2005). *FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua. User's Guide . Third Edition (FLAC Version 5.0) April 2005.*

SUMMARY

Analysis of deformation and distribution of plastic zone around rectangular openings at different depths using numerical method

Dao Viet Doan, Hanoi University of Mining and Geology
Pham Ngoc Huy, Construction Technical College No 1- CTCI

Deep mining works lead to some problems that need to be taken into consideration, such as high temperature, high gas, complicated geological conditions, earth pressure, etc. The deformation induced in rock mass surrounding the roadways depends on many factors, one of them is earth pressure. Generally, the deeper the roadway, the greater the earth pressure and also the larger the deformation of rock mass surrounding the roadways.

This paper introduced numerical results, obtained using FLAC^{3D} software, which show the behaviour of rock mass around rectangular underground opening, excavated in stratified sedimentary including 8 different layers. The numerical results allow obtaining recommendations on the deformation and development of plastic zone surrounding rectangular underground opening located at different depths, which indicate the influence of investigated parameters on the depth of the opening and the characteristic of rock mass.

Người biên tập: TS. Trần Tuấn Minh

NGHIÊN CỨU, ĐỀ XUẤT KẾT CẤU CHỐNG GIA CỐ HỢP LÝ KHI THI CÔNG ĐƯỜNG HÀM Ô TÔ NAM CƯỜNG TRÊN TUYẾN ĐƯỜNG CAO TỐC NỘI BÀI-LÀO CAI

Nguyễn Duy Giang

Công ty tư vấn kiểm định Lào Cai

Nguyễn Chí Thành, Phạm Văn Vĩ

Trường Đại học Mỏ-Địa chất

Phạm Quang Nam

Tập đoàn than khoáng sản Việt Nam

Nguyễn Huy Hoàng

Công ty CP xây dựng Lũng Lô 9

Nguyễn Thị Phương Thanh

Đại học Tài nguyên - Môi trường Hà Nội

Tóm tắt: Dự án đường cao tốc Nội Bài - Lào Cai giai đoạn 1 (từ Nội Bài đến nút giao Trần Hưng Đạo - thành phố Lào Cai) đã được thiết kế kỹ thuật và triển khai xây dựng. Để đảm bảo kết nối với đường cao tốc Côn Minh - Hà Khẩu (đã được phía Trung Quốc đầu tư xây dựng).

Công trình hầm cao tốc do công ty Sông Đà 10.5 thi công là 1 bộ phận của tuyến đường cao tốc Nội Bài - Lào Cai. Việc nghiên cứu đề xuất kết cấu chống gia cố hợp lý khi thi công đường hầm ô tô Nam Cường trên tuyến đường cao tốc Nội Bài - Lào Cai sẽ giúp đẩy nhanh tiến độ thi công đường hầm cũng như đảm bảo các chỉ tiêu về kinh tế, kỹ thuật cho đường hầm, từ đó sẽ giúp nhanh chóng đưa dự án đường cao tốc Nội Bài-Lào Cai sớm đi vào hoạt động.

1. Mở đầu

Đất nước ta đang trong giai đoạn phát triển kinh tế xã hội. Nhu cầu cần phải có những con đường để nối liền các vùng miền với nhau và với các quốc gia trong khu vực là rất cần thiết.

Do điều kiện địa hình phức tạp, nhiều tuyến đường phải đi qua vùng đồi núi rất khó khăn hiểm trở. Để đảm bảo tính an toàn cho người và phương tiện tham gia giao thông, tiết kiệm kinh tế cho đất nước, tính thẩm mỹ cho công trình cần phải có những công trình ngầm giao thông. Bên cạnh đó việc thi công các công trình ngầm trong điều kiện địa chất phức tạp đang là một vấn đề lớn cần quan tâm.

2. Cơ sở lý thuyết

Các đường hầm giao thông thường có vị trí khá đặc biệt. Thông thường, các đường hầm giao thông chỉ xuất hiện ở các vị trí có núi cao hay đi qua sông, biển. Chính tại những vị trí này, các phương án thi công và xây dựng các công trình giao thông thông thường như đường, cầu... đều không khả thi, nếu có thi công các công trình này thì hiệu quả về sử dụng, hiệu quả về kinh tế khi xây dựng cũng rất thấp. Như vậy, có thể xếp các công trình đường hầm giao thông là các công trình đặc biệt, với các đặc điểm rất khác biệt với các công trình giao thông khác về vị trí, tác dụng cũng như điều kiện thi công.

2.1. Vấn đề chống gia cố cho đường hầm giao thông

Trong quá trình thi công các đường hầm giao thông. Các kết cấu chống gia cố đóng một vai trò hết sức quan trọng. Các kết cấu chống này, không những sẽ giúp cho công trình được ổn định sau khi phá hủy đất đá, tạo ra tiết diện đào mà với quan điểm thi công hiện nay, chúng còn trở thành một bộ phận của kết cấu chống cố định, tham gia vào việc gia cố, cải tạo tính chất của môi trường đất đá mà công trình ngầm đào qua. Chính vì vậy, có thể khẳng định rằng, kết cấu

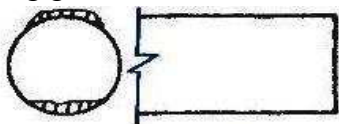
chống gia cố đã trở thành một bộ phận không thể thiếu trong thi công và xây dựng công trình đường hầm giao thông, đặc biệt là với các công trình nằm trong vùng địa chất yếu.

Trong mỗi loại kết cấu chống này, lại có thể chia ra nhiều loại kết cấu chống khác nhau tùy thuộc vào vật liệu chế tạo, phương thức hoạt động, tác dụng... Việc sử dụng loại kết cấu nào cho các công trình hầm giao thông cụ thể phải được xem xét, quyết định dựa trên điều kiện địa chất, điều kiện và phương thức thi công cụ thể của công trình để có thể đảm bảo được đồng thời các yêu cầu về chức năng, kỹ thuật và kinh tế.

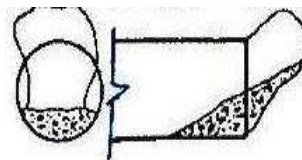
2.2. Các sự cố có thể xảy ra khi thi công các công trình ngầm trong vùng đất đá yếu

Khi thi công công trình trong vùng đất đá yếu có thể xảy ra những sự cố sau:

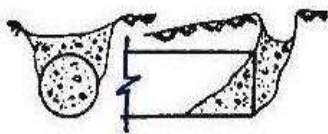
1. Tróc lở đất đá vào không gian ngầm khi thi công trong điều kiện đất đá bờ rời làm vùi lấp người và thiết bị máy móc - Hình 1
2. Mất ổn định gương đào gây vùi lấp người và máy móc - Hình 2
3. Sập lở hầm đến tận mặt đất làm vùi lấp người và thiết bị, ảnh hưởng đến các công trình trên mặt đất - Hình 3.
4. Công trình ngầm bị biến dạng, thay đổi kích thước gây sụt lún trên mặt đất - Hình 4
5. Đất đá mềm yếu chứa cát chảy, túi nước, nước ngầm có áp làm phá hủy biên công trình và tràn vào không gian ngầm - Hình 5.
6. Phá hủy nền hoặc phá hủy phần nền khi đào phân vòm gây sụt lún và tác động bất lợi đến các giai đoạn thi công sau - Hình 6.
7. Đất đá phía chân nền bị nén ép mạnh gây nguy hiểm cho người và máy móc, gây mất ổn định trong giai đoạn sau - Hình 7.



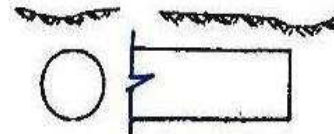
Hình 1



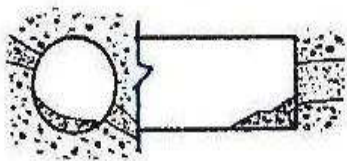
Hình 2



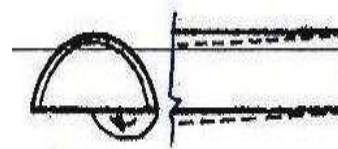
Hình 3



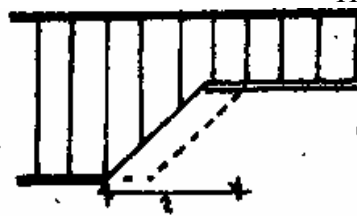
Hình 4



Hình 5



Hình 6



Hình 7

2.3. Các phương pháp khắc phục sự cố khi thi công các CTN trong vùng đất đá yếu

Các phương pháp sau có thể được sử dụng để khắc phục các sự cố nêu trên:

Phương pháp tạo ô vòm tiến trước.

- Phương pháp sử dụng cọc thép, ống thép;

- Phương pháp sử dụng ván thép;
- Phương pháp sử dụng lưới thép.

Phương pháp khoan phụt

Có 3 phương pháp cơ bản là:

- Khoan phụt áp lực thấp (low pressure grouting);
- Khoan phụt cân bằng (compensation grouting);
- Khoan phụt áp lực cao, phụt tia (jet grouting).

Phương pháp đóng băng nhân tạo.

Phương pháp thoát nước hạ mực nước ngầm

Bảng 2. Phạm vi áp dụng của các giải pháp đặc biệt tùy theo yêu cầu bảo vệ riêng [2]

Yêu cầu \ Các giải pháp	Chống đỡ ổn định gương đào	Bảo vệ nóc công trình ngầm	Giảm thiểu lún sụt	Chống xâm nhập nước
Sơ đồ có nhân đỡ				
Neo				
Cắm cọc				
Ép ván cừ				
Vòm, ô bảo vệ bằng ống, khoan phun ép				
Gia cố đất				
Đóng băng				
Sử dụng khí nén				

Ghi chú:



□ : Phương pháp áp dụng khả thi;

□ : Phương pháp áp dụng không khả thi.

3. Kết quả nghiên cứu

Từ điều kiện địa chất thủy văn, địa chất công trình, đặc tính cơ lý của đất đá và hiện trạng công nghệ thi công của đường hầm đường ô tô Nam Cường – dự án đường cao tốc Hà Nội-Lào Cai ta thấy với hệ số kiên cố của đất đá tại đường hầm này là $f < 3$, $RMR = 10-15$. Tại gương và biên công trình là đất đá yếu, phong hóa mạnh, đá nằm trong đới đứt gãy, nứt vỡ, vết nứt phát triển rộng khắp trên toàn bộ phần vòm và tường hầm. Tác giả xin đề xuất giải pháp gia cố khối đất đá trước khi thi công qua đoạn đất đá yếu là sử dụng phương pháp khoan phụt vữa xi măng.

Khi bơm dung dịch gắn kết vào đất đá nứt nẻ, rỗng thì vữa làm nhiệm vụ liên kết các phần tử còn lại tạo thành khối đá có độ bền cao và chống thấm tốt.

Như vậy, việc bơm ép dung dịch gắn kết vào khối đất đá rời rạc sẽ cải thiện các đặc điểm cấu trúc khối đất đá, các đặc trưng bên, hệ số ma sát trong và lực dính của đất đá.

3.1. Giải pháp thi công bơm ép vữa xi măng

Công tác thi công bơm ép vữa xi măng được thực hiện trên toàn gương đào và và khối đất đá xung quanh biên đường hầm.

Khoan tạo lỗ để bơm ép vữa xi măng

Công tác khoan tạo lỗ được thực hiện bằng máy khoan đặc biệt có đường kính lỗ khoan $\phi 102$ mm.

Thổi rửa lỗ khoan

Sau khi khoan xong tiến hành thổi rửa lỗ khoan bằng nước, đảm bảo lỗ khoan và các khe nứt, lỗ rỗng trong đất đá sạch mùn khoan, tạo điều kiện cho vữa xi măng xâm nhập vào khối đất đá.

Việc bơm được tiến hành cho đến khi nước trào ra miệng lỗ khoan là nước không có lẫn mạt đá.

Bơm ép vữa

Công tác bơm ép vữa chỉ được thực hiện khi công tác khoan đã hoàn thành, lắp đặt ống lồng và hệ thống bơm ép. Trước khi bơm ép cần tiến hành công tác ép nước để kiểm tra độ hấp thụ của đất đá sẽ được bơm ép để điều chỉnh nồng độ của vữa xi măng thực tế và áp lực bơm ép hợp lý.

Việc bơm ép vữa xi măng được thực hiện bằng phương pháp phun tuần hoàn từ hai bên hông công trình rồi đến gương thi công.

Vật liệu để sản xuất vữa: Xi măng PC40 : 1840 kg ; nước 445 lít ; phụ gia Selfill -2010R: 9,12 kg, phụ gia Intraplast Z : 14,6 kg.

Bằng thí nghiệm cho thấy, hỗn hợp vữa với các thành phần như trên đạt cường độ nén 530Mpa (90%) sau 30h.

Các thông số cơ bản bơm ép vữa

○ Bán kính tối ưu của phần đất đá được gia cố trong khối đất đá:

Bán kính tối ưu của phần đất đá có thể tính theo 2 chỉ tiêu: Kinh tế và kỹ thuật.

Bán kính tối ưu của phần đất đá được gia cố trong khối đá theo chỉ tiêu kỹ thuật. [1]

$$R = 1,54 \cdot \sqrt[3]{\frac{k \cdot t \cdot H \cdot r_1 \cdot \frac{\mu_1}{\mu_2}}{\beta \cdot n}}, \text{ m}$$

trong đó:

- μ_1, μ_2 - độ nhớt của nước và của vữa gia cường, $\mu_1 = 26s, \mu_2 = 19s$;
- k - hệ số thấm của đất đá vùng gia cố, $k = (1,1 \cdot 10^{-1} \div 1,0 \cdot 10^{-4}) \text{ m/s}$;
- t - thời gian chuyển động của vữa trong đất đá trên khoảng cách R , $t = 90 \text{ s}$;
- H - áp lực nước thủy tĩnh, $H = 1000 \text{ kPa}$;
- r_1 - bán kính lỗ khoan, $r_1 = 51 \text{ mm} = 0,051 \text{ m}$;
- n - hệ số độ rỗng của vùng đất đá cần gia cố, $n = 0,68$;
- β - hệ số kể đến mức độ nhồi đầy của vữa trong đất đá có kể đến tổn thất, $\beta = 1,15$.

Thay các thông số vào công thức (3.1) ta được:

$$R_0 = 1,54 \cdot \sqrt[3]{\frac{1,3 \cdot 10^{-3} \cdot 90 \cdot 1000 \cdot 0,051 \cdot \frac{26}{19}}{1,15 \cdot 0,68}} = 3,36 \text{ m}$$

○ Bán kính tối ưu của phần đất đá được gia cố trong khối đá theo chỉ tiêu kinh tế.

$$R_0 = \sqrt{\frac{e_1}{\pi \cdot m_t \cdot e_2} + \frac{C^2}{2}}, \text{ m}$$

trong đó:

- e_1 - giá thành khoan 1m lỗ khoan, (đ/m);
- e_2 - giá thành chế tạo và ép 1 m^3 vữa phụt, (đ/ m^3)
- M_t - hệ số nứt nẻ.

Đối với đá argilit, alevrolit, cát kết và các đá yếu nứt nẻ khác thì:

$$m_t = 0,001 \div 0,003$$

Đối với đá Granit, pocsfiarit, đá vôi và đolômít trong vùng phá hoại kiến tạo thì:

$$m_t = 0,01 \div 0,03$$

C - chiều dày của vùng gia cố xác định bằng công thức thực nghiệm: $C = k \cdot B$

trong đó:

- B - chiều rộng hầm (m);

▪ K - hệ số tỉ lệ phụ thuộc vào đặc trưng của địa tầng, đá có hệ số độ cứng $f = 5 \div 10$ thì hệ số $k = 0,27 \div 1$; đá yếu có $f = 2 \div 3$ thì hệ số $k = 0,3 \div 0,4$.

Thay số ta có: $e_1 = 150000 \text{ đ/m}$, $e_2 = 1500000 \text{ đ/m}^3$, $m_t = 0,3$

Ta có:

$$R_0 = \sqrt{\frac{150000}{3,14 \cdot 0,03 \cdot 1500000} + \frac{(0,3 \cdot 14,6)^2}{2}} = 3,26 \text{ m}$$

Như vậy, để đảm bảo điều kiện kinh tế và kỹ thuật, để thuận tiện cho việc thi công thì bán kính tối ưu của vùng được gia cố được chọn là: $R_0 = 3 \text{ m}$

3.2. Khoảng cách giữa các lỗ khoan ép vữa

Khoảng cách các lỗ khoan ép vữa cho vùng đất đá xung quanh đường hầm: [1]

$$a_{0xq} = \sqrt{4 \cdot R_0^2 - C^2} = \sqrt{4 \cdot 3^2 - 4,38^2} = 4,1 \text{ m}$$

3.3. Số lỗ khoan ép vữa:

$$N_{xq} = \frac{\frac{1}{2} \pi (D + \frac{C}{2})}{a_{0xq}} + 1 \text{ lỗ}$$

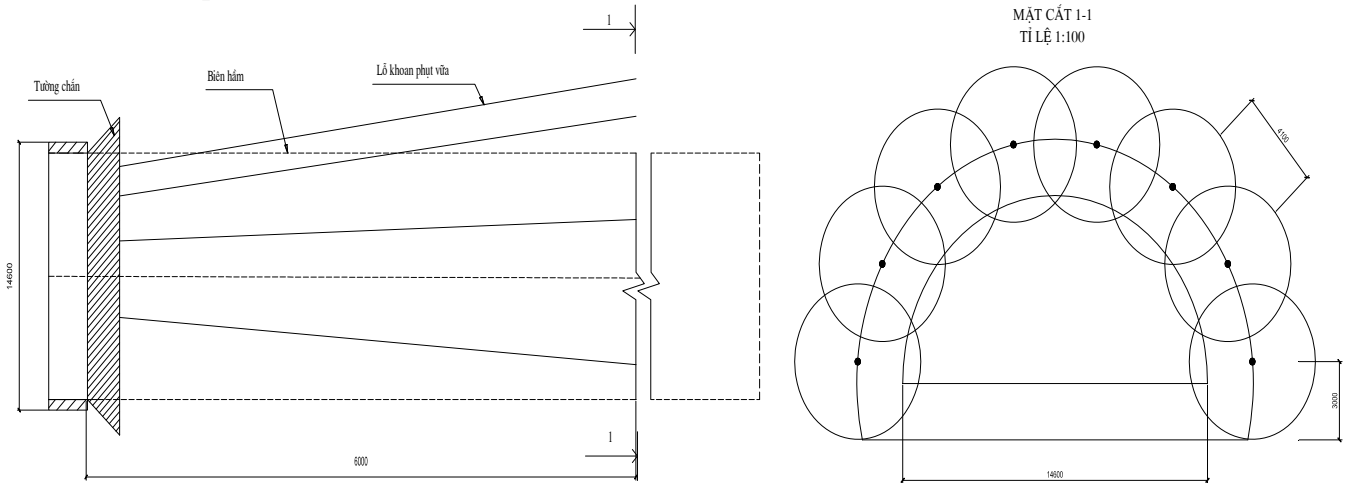
trong đó:

- D - đường kính vòm hầm, $D = 14,6 \text{ (m)}$;
- C - chiều dày vùng được gia cố, $C = 0,3 \cdot 14,6 = 4,38 \text{ m}$

Thay số vào công thức (3.2) ta được:

$$N_{xq} = \frac{0,5 \cdot 3,14 \cdot (14,6 + \frac{4,38}{2})}{4,1} + 1 = 7,43 \text{ lỗ}$$

Để thuận tiện cho thi công và đảm bảo chiều dày vùng được gia cố như thiết kế, số lượng lỗ khoan ép vữa được chọn là 8 lỗ. Sơ đồ bố trí như hình vẽ:



Hình 8. Sơ đồ bố trí lỗ khoan ép vữa xung quanh công trình

3.4. Số lỗ khoan ép vữa trong đất đá trước gương thi công

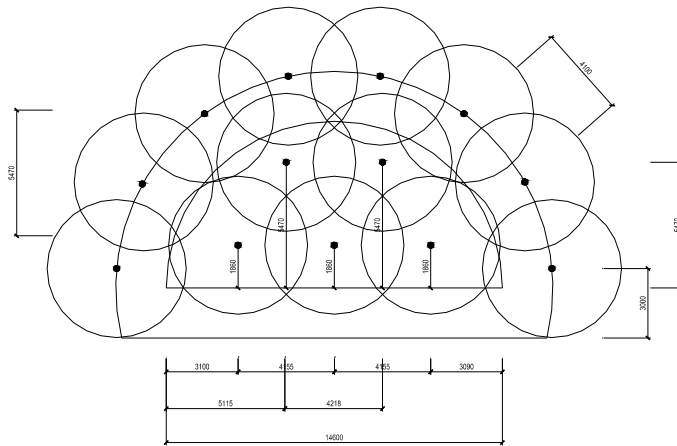
Diện tích bề mặt gương thi công: $83,72 \text{ m}^2$

Diện tích của vùng đất đá được gia cố bởi lỗ khoan gia cố: $S_{lk} = 28,28 \text{ m}^2$

Do đó số lượng lỗ khoan ép vữa cần thiết để ép vữa trên toàn bộ bề mặt gương là:

$$N_g = \frac{83,66}{28,26} = 3 \text{ lỗ}$$

Để đảm bảo cho vữa được ép trên toàn bộ diện tích của gương thi công, không tồn tại vị trí không được ép vữa, số lượng lỗ khoan ép vữa được chọn là 5 lỗ khoan. Sơ đồ bố trí các lỗ khoan được thể hiện trên hình 9.



Hình 9. Sơ đồ bố trí lỗ khoan ép vữa trên gương

3.5. Khối lượng vữa bơm ép vào 1 lỗ khoan [1]

$$Q = m_h \cdot \pi \cdot R_0 \cdot L ; m^3$$

trong đó:

- m_h - hệ số lỗ rỗng hữu ích, $m_h = 0,4$;
- R_0 - bán kính thâm thấu của vữa, $R_0 = 3$ m;
- L - Chiều dài lỗ khoan ép vữa, $L = 6$ m.

Thay số ta được:

$$Q = 0,4 \cdot 3 \cdot 3,14 \cdot 6 = 22,6 \text{ m}^3$$

Khối lượng vữa bơm ép cho toàn gương:

$$Q_t = 22,6 \cdot 13 = 293,8 \text{ m}^3$$

3.5.1. Đánh giá chất lượng khối đá trước và sau khi gia cố bằng bơm ép vữa xi măng

Để đánh giá chất lượng khối đá, tác giả đề xuất sử dụng phương pháp số. Cụ thể là sử dụng phần mềm PHASE2 để thấy được sự biến đổi ứng suất và biến dạng trên biên hầm trước và sau khi gia cố bằng bơm ép vữa xi măng.

3.5.1.1. Khối đất đá trước khi gia cố

Các số liệu đầu vào

- Đặc tính của đường hầm:
 - + Chiều rộng: $B = 14,6$ m;
 - + Chiều cao hầm: $R = 7,3$ m;
 - + Chiều sâu so với mặt đất: $h = 76$ m;
 - + $f = 2$, $GSI = 15$.

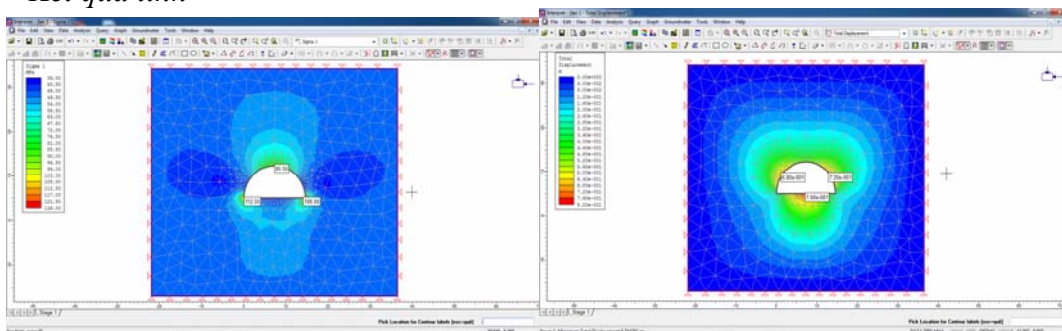
Ta thấy:

$H \gg 2 \cdot B = 2,5 \cdot 14,6 = 36,5$ m. Do đó trường ứng suất ban đầu là hằng số.

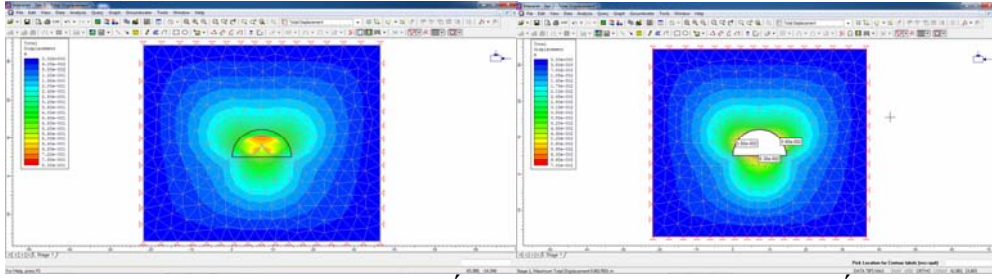
Mặt khác, đất đá xung quanh công trình rất yếu và được coi như là môi trường bờ rời.

Khi đó lực dính kết $c \approx 0$.

Kết quả tính



Hình 10. Giá trị ứng suất lớn nhất σ_1 và tổng biến dạng lớn nhất



Hình 11. Mô hình biến dạng trước và sau khi gia cố

3.5.1.2. Khối đá sau khi gia cố

Khối đất đá sau khi đã được gia cố thì thành phần của đá là hỗn hợp của vữa xi măng và đất đá trước khi gia cố. Do đó Môđun đàn hồi và hệ số Poisson của khối đá sau khi gia cố có thể được tính trong mối tương quan với thể tích vữa bơm vào đất đá và thể tích của vùng đất đá được gia cố [8].

- Môđun đàn hồi

$$E_{m-hh} = \frac{E_{m-v} \cdot V_v + E_{m-d} \cdot V_d}{V_v + V_d}, \text{ Mpa}$$

trong đó:

- E_{m-v} - Môđun đàn hồi của vữa xi măng đã ninh kết sau 28 ngày;
- $E_{m-v} = 25000 \text{ Mpa}$;
- E_{m-d} - Môđun đàn hồi của đất đá trước khi gia cố, $E_{m-d} = 415 \text{ Mpa}$;
- V_v - Thể tích vữa xi măng được bơm ép vào trong đất đá, $V_v = 293,8 \text{ m}^3$;
- V_d - Thể tích vùng đất đá được gia cố, $V_d = \frac{6\pi \cdot (R+C)^2}{2}$, m^3

trong đó:

- R - bán kính vòm hầm, $R=7,3\text{m}$;
- C - chiều dày vùng được gia cố, $C=4,38\text{m}$;
- 6 - chiều dài lỗ khoan ép vữa, m .

Thay số ta được:

$$V_d = \frac{6 \cdot 3,14 \cdot (7,3 + 4,38)^2}{2} = 1285 \text{ m}^3$$

Thay các thông số vào công thức (3.3) ta được:

$$E_{m-hh} = \frac{25000 \cdot 293,8 + 415 \cdot 1285}{293,8 + 1285} = 4990 \text{ Mpa}$$

- Hệ số Poisson

$$\mu_{hh} = \frac{\mu_v \cdot V_v + \mu_d \cdot V_d}{V_v + V_d}$$

trong đó:

- μ_v - hệ số Poisson của vữa xi măng đã ninh kết sau 28 ngày, $\mu_v = 0,2$;
- μ_d - hệ số Poisson của đất đá trước khi gia cố, $\mu_d = 0,28$.

Thay các thông số vào công thức (3.4) ta được:

$$\mu_{hh} = \frac{0,2 \cdot 293,8 + 0,28 \cdot 1285}{293,8 + 1285} = 0,26$$

Với giá trị $E_{mhh}=4990 \text{ Mpa}$, $\mu_{hh} = 0,26$, qua quá trình thí nghiệm trên mẫu đá do đơn vị thi công tiến hành khoan lấy mẫu, ta có thể xác định được các thông số khối đá xung quanh công trình ngầm đã được gia cố như sau: $\sigma_{ci} = 50$, $\text{RMR} = 65$

Với các giá trị đã được tính toán trên khi đưa vào chương trình Roclab ta xác định được $E_{mhh} = 5042 \text{ MPa}$. Giá trị này so với giá trị tính toán có sự chênh lệch nhỏ. Điều này chứng tỏ các dữ liệu đầu vào là chính xác với tính chất của khối đá sau khi gia cố.

Sử dụng phần mềm Phase 2, ta xác định được tổng biến dạng trước và sau gia cố
 Tổng biến dạng trước và sau khi gia cố

STT	Nội dung	Giá trị (cm)
1	Tổng biến dạng trước khi gia cố	74
2	Tổng biến dạng sau khi gia cố	6,1

4. Kiến nghị

Việc thiết kế và thi công các công trình ngầm giao thông trong đất đá yếu cần phải giải quyết rất nhiều vấn đề. Tuy nhiên, như tác giả đã khẳng định ở trên, các phương pháp thiết kế và thi công các công trình ngầm giao thông trong đất đá yếu phải giải quyết được vấn đề cơ bản là không ảnh hưởng các chỉ tiêu và kinh tế và kỹ thuật. Trong đường hầm nói trên, sau khi được gia cố bằng bơm ép vữa xi măng khối đá đã được cải thiện đáng kể về khả năng chịu lực và làm giảm biến dạng của biên hầm đi 1 lượng đáng kể bằng 67,9cm

Khối đá trước gương được gia cố đã đạt cường độ để có thể thi công đào phá đất đá bằng phương pháp khoan nổ mìn.

Khối đá sau khi đã được gia cố sau thời gian 30 h có thể đạt cường độ 90% với các đặc tính cơ lí như: $f=5$, $\gamma = 2,53 T/m^3$, $RMR = 60$

Thời gian thi công công tác bơm ép vữa vào trong đất đá dự kiến khoảng 4 giờ.

5. Kết luận

Bài báo đã đánh giá tính chất và điều kiện ổn định của khối đá xung quanh công trình. Từ các đánh giá về điều kiện khối đá để đưa ra các phương pháp thi công, gia cố đất đá xung quanh công trình ngầm và đưa ra kết cấu chống tạm hợp lí. Từ đây, tốc độ thi công đường hầm được tăng lên đáng kể, các chỉ tiêu về kỹ thuật của đường hầm cũng được đảm bảo theo yêu cầu.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Tạp chí khoa học viện khoa học công nghệ Mỏ - Vinacomin- số 23.
- [2]. Cơ học công trình ngầm – GS.TS.Nguyễn Quang Phích, Trường Đại học Mỏ - Địa Chất.
- [3]. Công nghệ xây dựng công trình ngầm. Tập I. NXB Giao thông Vận Tải. Hà Nội, 1997–Nguyễn Văn Đức, Võ Trọng Hùng.
- [4]. Cơ học Đá – GS.TS. Võ Trọng Hùng, NXB KHKT, năm 2009.
- [5]. Thi công công trình ngầm dân dụng và công nghiệp – GS.TS Nguyễn Quang Phích – ĐH Mỏ - Địa chất.
- [6]. Tổ chức quản lý thi công – ThS. Nguyễn Chí Thành. Bài giảng Đại học Mỏ -Địa chất, năm 2009.
- [7]. Nghiên cứu, lựa chọn kết cấu chống hợp lý cho đoạn đường hầm giao thông đường cao tốc Nội Bài – Lào Cai- Đỗ Văn Quang. Đồ án tốt nghiệp ngành XDCTN&M, người hướng dẫn - ThS. Nguyễn Chí Thành, năm 2012.
- [8]. Nguyễn Chí Thành, 2012. Bài giảng Tin học ứng dụng
- [9]. Nguyễn Chí Thành, 2011. Bài giảng Tổ chức Quản lý thi công.

SUMMARY

Examine, put forward provisional structure of tunnel will to push speed construction tunnel in NoiBai-LaoCai Highway project

Nguyen Duy Giang, LaoCai supervision and construction company
Nguyen Chi Thanh, Pham Van Vi, University of Mining and Geology
Phung Quang Nam, Vinacomin

Nguyen Huy Hoang, LungLo 9 Construction joint stock company
Nguyen Phuong Thanh, Ha Noi University of Natural resources and Environment

NoiBai-LaoCai Highway project has been designed and construction. Highway tunnel has been construction by SongDa 10.3 company. This is a part of NoiBai-Lao Cai Highway project. Study and put forward provisional structure of tunnel will to push speed construction NoiBai-LaoCai Highway project, this method to excute for underground construction in weak rock and to guarante standard about technology, economy.

Người biên tập: ThS. Nguyễn Phúc Nhân

NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG CỦA CỌC XI MĂNG ĐẤT TRONG CÔNG TRÌNH HẠ TẦNG CƠ SỞ

Trần Mạnh Hùng, Nguyễn Trọng Dũng, Phạm Văn Hùng, Đặng Quang Huy, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Cọc xi măng đất, một phương pháp gia cố nền đất yếu khá phổ biến trên thế giới, đã được nghiên cứu và sử dụng từ những năm 60 ở Nhật Bản và Thụy Điển. Đây là một biện pháp xử lý nền đất tiên tiến, có rất nhiều ưu điểm và sử dụng đa dạng cho nhiều công trình xây dựng. Tuy nhiên, ở Việt Nam hiện nay những tài liệu nghiên cứu về phương pháp này rất hạn chế. Nhiều vấn đề tính toán thiết kế vẫn còn gây tranh cãi và ứng dụng thi công hiện nay hầu như chỉ bó hẹp trong các công trình dân dụng. Việc đưa phương pháp này sử dụng cho các công trình Hạ tầng cơ sở là một bước nghiên cứu cần thiết mang lại nhiều lợi ích về kinh tế và kỹ thuật. Trong nội dung bài báo, tác giả sẽ trình bày tình hình nghiên cứu ứng dụng của cọc xi măng đất trên thế giới, các ưu nhược điểm và các yếu tố ảnh hưởng đến việc hình thành cường độ cọc. Quan trọng nhất, tác giả đưa ra các quan điểm tính toán cọc xi măng đất hiện nay đó là coi cọc xi măng như cọc đơn bình thường, coi cọc và đất làm việc đồng thời hoặc quan điểm kết hợp, tính toán sức chịu tải như cọc thông thường và tính lún như cọc và đất cùng làm việc. Qua đó, bài báo đưa ra đề xuất về phương pháp tính toán cọc xi măng đất ứng dụng cho công trình Hạ tầng cơ sở.

1. Lịch sử phát triển cọc xi măng đất

1.1. Trên thế giới

Công nghệ cọc xi măng đất được người Mỹ nghiên cứu thành công từ những năm sau Đại chiến thế giới thứ II gọi là “Mixed in Place Pile” với đường kính lúc đó bằng 0,3-0,4m sâu 10-12m. Tuy nhiên, công nghệ này chỉ thực sự phát triển khi Nhật Bản đi sâu vào nghiên cứu từ cuối những năm 60, sau đó là Thụy Điển vào những năm 70.

Tại Nhật Bản, những nghiên cứu đầu tiên được thực hiện bởi Học Viện Nghiên cứu Cảng và Hải Cảng thuộc Bộ Giao thông vận tải Nhật Bản năm 1968. Khi đó, trong nỗ lực cải thiện tính chất của nền đất yếu, ban đầu người ta trộn lẫn vôi sống vào trong đất sau đó vôi sống được thay thế bởi vữa và hồ xi măng là những chất có khả năng ninh kết nhanh và cho cường độ cao hơn. Phương pháp này tiếp tục được nghiên cứu trong những năm 70 và phát triển thành công nghệ cọc xi măng đất trộn ướt (wet method of deep mixing).

Một nhóm nghiên cứu thuộc Học viện công trình Công Cộng thuộc Bộ Xây dựng Nhật Bản sau đó cũng phát triển một công nghệ tương tự vào cuối những năm 70. Họ thay thế chất kết dính là vữa xi măng bằng bột xi măng hoặc bột vôi khô do vậy kỹ thuật này còn được gọi là công nghệ cọc xi măng đất trộn khô (dry jet mixing method).

Song song với tiến hành thí nghiệm và nghiên cứu lý thuyết, rất nhiều trang thiết bị thi công cũng được tính toán chế tạo trong thời gian này mở đường cho việc sử dụng rộng rãi cọc xi măng đất tại Nhật Bản. Tính trong khoảng thời gian 1977-2010 đã có khoảng 72.3 triệu m³ cọc theo phương pháp trộn ướt và 32.1 triệu m³ cọc theo phương pháp trộn khô được xây dựng tại Nhật Bản [1].

Cùng thời gian đó, việc nghiên cứu về công nghệ trộn sâu diễn ra gần như đồng thời tại Thụy Điển với những nét chính giống như tại Nhật Bản. Tuy nhiên, chất kết dính được nghiên cứu sâu tại Thụy Điển chủ yếu là vôi sống chứ không phải xi măng như tại Nhật.

Tính đến những năm 80, cọc xi măng đất mới chỉ được nghiên cứu và thi công tại Nhật Bản và các nước Bắc Âu. Đến những năm 90 phương pháp này mới được phổ biến rộng rãi tại Mỹ, Châu Âu và các khu vực khác trên thế giới.

1.2. Tại Việt Nam

Cọc xi măng đất được tiến hành nghiên cứu tại Việt Nam từ những năm 80 với sự giúp đỡ của Viện Địa kỹ thuật Thụy Điển. Khi ấy, công nghệ Thụy Điển dùng chất liên kết là vôi bột, tuy nhiên do điều kiện khí hậu ẩm khó bảo quản vôi bột, đồng thời để mang lại cường độ trụ đất cao hơn nên Việt Nam (IBST – Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng) đề xuất thay thế vôi bột bằng xi măng. Việc nghiên cứu được tiến hành đến nay cũng đã thu được một số thành quả nhất định với một vài đề tài nghiên cứu (Đại học Kiến trúc 1983) và luận văn cao học về lĩnh vực này. Năm 2006, Viện IBST đã đưa ra một tiêu chuẩn hướng dẫn thiết kế và thi công cọc xi măng đất là TC 385-TCVN. Mặc dù vậy, những nghiên cứu và tiêu chuẩn được đưa ra vẫn còn rất chung chung và hạn chế. Việc sử dụng cọc xi măng đất vẫn dựa rất nhiều vào tiêu chuẩn của nước ngoài.

Do nhu cầu thực tế, từ những năm 2000 cọc xi măng đất được bắt đầu đưa vào sử dụng tại Việt Nam. Các công trình tiêu biểu có thể kể đến như sân bay Cần Thơ, cảng Bạc Liêu, Plaza Vĩnh Trung, đại lộ Đông Tây, tòa nhà Saigon Times Square, hầm Kim Liên Hà Nội... Cọc xi măng đất hiện nay ở Việt Nam thường được sử dụng trong các công trình dân dụng, ngay cả TCVN 385-2006 cũng chủ yếu đề cập đến lĩnh vực này. Việc ứng dụng cọc xi măng trong các công trình Hạ tầng cơ sở hiện nay cũng bước đầu được tiến hành, đặc biệt trong việc chống lún, tăng nhanh cố kết cho công trình đường bộ, đường sắt, chống lún chống trượt đất cho mái dốc, ổn định đất đường hầm.

Một số công trình đã sử dụng cọc xi măng đất

STT	Tên công trình	Đường kính cọc	Tổng mét dài đã thi công (m)	Công nghệ trộn
1	Đường vào sân đỗ cảng hàng không Cần Thơ	0,6	32000	Trộn ướt
2	Nhà máy điện Nhơn Trạch I, Đồng Nai	0,6	15000	Trộn khô
3	Đường nối cầu Thủ Thiêm với đại lộ Đông Tây	0,6	100000	Trộn khô
4	Hầm chui đường sắt vành đai đường Láng Hòa lạc Km 7+358	0,6	150000	Trộn khô
5	Đường bay sân bay Cần Thơ	0,6	300000	Trộn ướt
6	Đường vành đai 2 Hà Nội			

Bảng 1- Một số công trình đã sử dụng cọc xi măng đất

2. Ưu nhược điểm của cọc xi măng đất

2.1. Ưu điểm

Cọc xi măng đất là một phương pháp gia cố nền đất yếu có rất nhiều ưu điểm nổi bật, có thể kể đến như sau:

Cọc xi măng đất có tốc độ thi công nhanh, cường độ khá cao đạt được trong vòng 1 tháng góp phần giảm lún do vậy trong nhiều trường hợp có thể đẩy nhanh tốc độ thi công của cả công trình. Đặc biệt là các công trình đường, cần thời gian đợi cho nền đất yếu lún xong mới tiếp tục thi công hoàn thiện.

Công nghệ thi công không quá phức tạp, có thể tiến hành trong những khu vực chật hẹp hay khu vực ngập nước.

Trong nhiều trường hợp ví dụ như tầng đất yếu quá dày, công trình tải trọng không quá lớn, làm tường chắn... việc áp dụng cọc xi măng đất thay thế cọc khoan nhồi hay cọc bê tông đúc sẵn còn mang lại những hiệu quả kinh tế nhất định.

Cọc xi măng đất có thể thi công được với nhiều loại đất khác nhau, ít gây ô nhiễm môi trường.

2.2. Nhược điểm

Nhược điểm dễ nhận thấy nhất đối với cọc xi măng đất cũng tương tự như với cọc khoan nhồi là khả năng kiểm soát chất lượng khó khăn hơn nhiều so với các loại cọc khác. Việc thi công ngay tại hiện trường và khoan bên dưới lòng đất khiến cho người kỹ sư khó quan sát và kiểm soát khả năng hình thành cường độ của cọc, cũng như hình dạng cọc. Những công tác này

chỉ được thực hiện thông qua các thiết bị siêu âm hiện đại và tốn kém hoặc công tác khoan lấy mẫu khi cọc đã đạt cường độ nhất định.

Mặt khác, cường độ vật liệu trộn tại hiện trường thường biến thiên lớn không giống như mẫu chế tạo trong phòng thí nghiệm cộng với điều kiện ngoài trời thay đổi thất thường (mưa, nước ngầm, độ ẩm của nước thay đổi...) khiến cho việc thi công gặp khó khăn, nhiều khi không thể hình thành được cọc như ở dự án đường Hồ Chí Minh.

Muốn khắc phục các nhược điểm này, cần chú ý đến các yếu tố ảnh hưởng đến cường độ của cọc xi măng đất được thể hiện trong bảng sau 2 [1].

Bảng 2. Các yếu tố ảnh hưởng đến cường độ cọc xi măng đất

STT	Tên yếu tố ảnh hưởng	Đặc điểm quyết định Sự ảnh hưởng
1	Đặc điểm của chất kết dính	Chất kết dính: vôi hoặc xi măng, thông thường xi măng sẽ cho cường độ cao hơn. Chất lượng chất kết dính. Nước và các chất phụ gia khác.
2	Đặc điểm và điều kiện của đất (đặc biệt quan trọng với đất sét)	Tính chất vật lý, hóa học, và thành phần khoáng trong đất. Thành phần hữu cơ. Độ PH (độ PH càng cao, cường độ càng giảm) Hàm lượng nước.
3	Điều kiện trộn	Mức độ trộn sâu: trộn kỹ hay không? Thời gian trộn (trộn càng lâu, cường độ càng cao) Khối lượng chất kết dính cho vào.
4	Điều kiện ninh kết	Nhiệt độ ninh kết; Thời gian ninh kết; Độ ẩm. Trộn ướt hay trộn khô. Áp lực bề mặt.

3. Các ứng dụng của cọc xi măng đất

Cọc xi măng đất có tiết diện tròn, đường kính thay đổi tùy theo tải trọng và công nghệ nhưng thường rơi vào khoảng 0.6-1.0m. Các cọc được bố trí trên mặt bằng theo nhiều hình dạng khác nhau, mỗi dạng có những đặc điểm riêng được thể hiện trong bảng 3 [2].

Bảng 3. Sơ đồ sắp xếp cọc xi măng-đất

Dạng sắp xếp	Ứng dụng	Giá thành	Máy móc	Quan điểm thiết kế
Dạng nhóm cọc cải tiến 	Giảm lún hiệu quả cho đường đắp cao	Thi công thời gian ngắn, khối lượng thi công nhỏ. Giá thành thấp	Không yêu cầu các cọc phải chồng khớp lên nhau.	Yêu cầu tính lún và khả năng chịu tải của từng cọc như móng cọc.
Nhóm cọc sắp xếp sát nhau 	Tải trọng bên trên nhỏ, ổn định chiều cao.	Khối lượng thi công lớn, giá thành thấp hơn so với dạng tường, dạng ô hay dạng khối.	Sự chồng khớp lên nhau là không cần thiết, tuy nhiên phải đảm bảo độ chính xác để các cọc sát nhau.	Thiết kế dựa trên sự ổn định tổng thể và sự ổn định bên trong nhóm cọc.
Sắp xếp dạng tường 	Tải trọng bên ngoài theo một hướng, có tác dụng tăng sự ổn định.	Khối lượng thi công nhỏ hơn dạng khối, giá thành rẻ hơn dạng khối và dạng ô	Yêu cầu sự chồng khớp chính xác.	Coi như đất giữa các tường không được cải thiện. Khoảng cách tường và chiều sâu của tường ngăn ảnh hưởng đến độ ổn định bên trong.

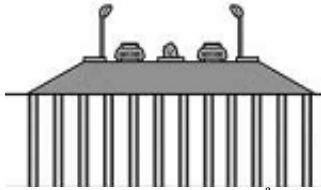
Dạng sắp xếp	Ứng dụng	Giá thành	Máy móc	Quan điểm thiết kế
Dạng ô 	Đạt sự ổn định cao giống như dạng khối	Giá thành vừa phải, nằm giữa dạng tường và khối	Thi công phức tạp vì sự sắp xếp dạng ô phải được hình thành.	Yêu cầu thiết kế với áp lực 3 chiều.
Dạng khối 	Tải trọng bên trên lớn. Ổn định cao. Chống thấm tốt	Khối lượng thi công lớn, giá thành đắt.	Cần nhiều thời gian thi công vì tất cả các cọc phải chồng khớp lên nhau.	Thiết kế như các kết cấu trọng lực (đập nước, đê chắn sóng.)

Cọc xi măng đất được sử dụng rộng rãi trên thế giới với ứng dụng trong rất nhiều loại công trình xây dựng khác nhau.

Ứng dụng cho các công trình trên đất liền.

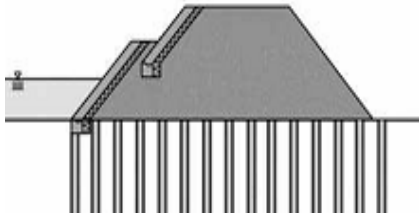
Bảng 4- Ứng dụng của cọc xi măng-đất cho các công trình trong đất liền

Nền đường đắp cho đường ô tô hoặc đường sắt



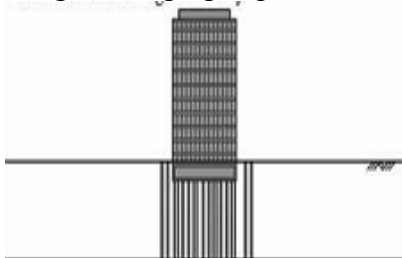
Làm tăng khả năng ổn định nền đường, tăng khả năng chịu tải của đất và giảm lún

Đê sông



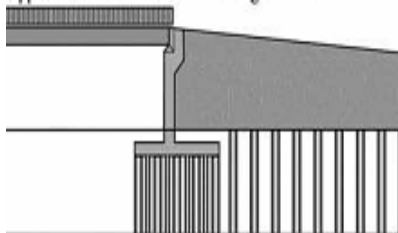
Chống trượt, tăng khả năng chịu tải của đất, giảm lún, ngăn hóa lỏng đất

Móng của các công trình dân dụng và công nghiệp



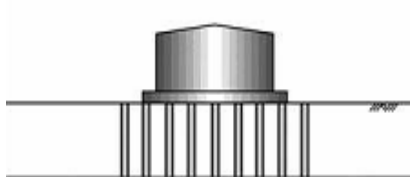
Tăng khả năng chịu tải, giảm lún, ngăn hóa lỏng đất

Nền đường đầu cầu



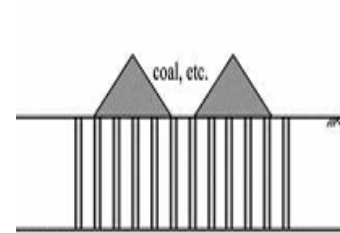
Tăng khả năng ổn định, tăng khả năng chịu tải của đất, giảm lún và ngăn hóa lỏng đất

Móng của kho chứa, silo và tường chắn đất

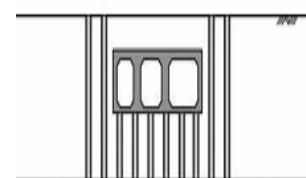


Chống trượt, tăng khả năng chịu tải của đất, giảm lún, ngăn hóa lỏng đất, tăng giá trị Ko

Nền các kho năng lượng



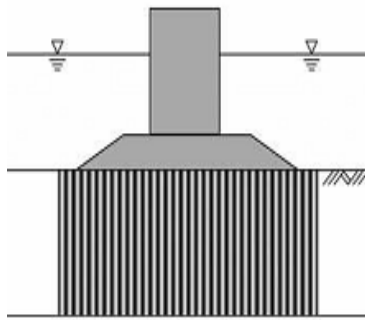
Tăng khả năng ổn định, tăng khả năng chịu tải của đất, giảm lún
Kết cấu ngầm



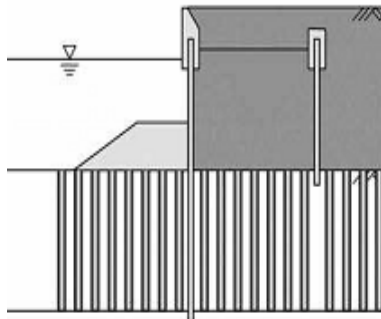
Chống trượt, tăng khả năng chịu tải của đất, giảm lún, ngăn hóa lỏng đất, tăng giá trị Ko

Ứng dụng cho các công trình biển, cảng.

Giếng chìm bê tông dạng đế
chấn sóng

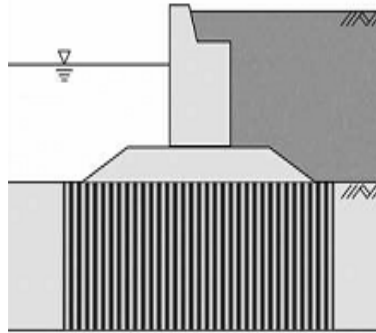


Tăng độ ổn định, tăng khả năng chịu tải, giảm lún.
Cọc sắt dạng đế biển

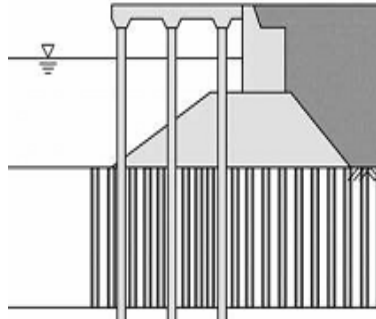


Tăng độ ổn định, giảm lún, tăng giá trị K_0

Khối bê tông dạng đế biển

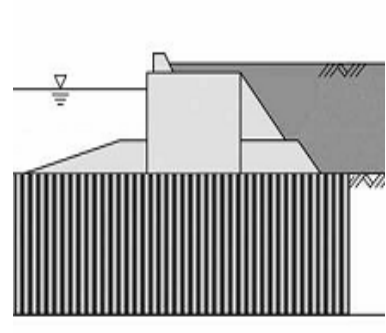


Tăng độ ổn định, tăng khả năng chịu tải, giảm lún.
Cọc chống cầu tàu

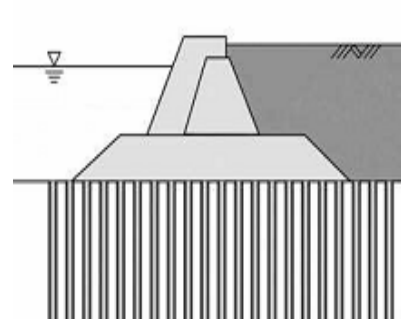


Tăng độ ổn định, giảm lún, tăng giá trị K_0

Khối nhỏ dạng cầu tàu



Tăng độ ổn định, tăng khả năng chịu tải, giảm lún.
Đê biển dạng nghiêng



Tăng độ ổn định, tăng khả năng chịu tải, giảm lún.

Bảng 5. Ứng dụng của cọc xi măng-đất cho các công trình biển, cảng

4. Tính toán và thiết kế cọc xi măng đất trong công trình Hạ tầng cơ sở

Việc tính toán và thiết kế cọc xi măng đất hiện nay có nhiều quan điểm khác nhau. Có quan điểm xem xét tính toán cọc xi măng đất như cọc bình thường. Có quan điểm xem đất và cọc làm việc đồng thời. Một số nhà khoa học khác lại đề xuất tính toán sức chịu tải thì tính như cọc, còn biến dạng thì tính theo nền. [3]

4.1. Cường độ và các tính chất khác của cọc xi măng đất

Cọc xi măng đất thường bắt đầu hình thành cường độ ngay khoảng 1÷2h sau khi thi công. Theo ước tính, khả năng chống cắt của đất được gia cố trong điều kiện thuận lợi có thể đạt được từ 0.5-1Mpa. Thông thường, người ta hi vọng có thể tăng khả năng chống cắt của đất lên từ 10 tới 50 lần so với cường độ ban đầu vốn rất nhỏ (chỉ khoảng từ 10-15Kpa) [4]. Với cọc xi măng, cường độ tính toán có thể đạt được sau 28 ngày như với bê tông tuy nhiên còn phụ thuộc vào độ ẩm, cường độ chống cắt giảm khi độ ẩm tăng. Sự biến thiên cường độ chống cắt cũng kéo theo sự biến thiên tỉ lệ thuận của khả năng chịu nén của đất.

Cường độ chống cắt đạt được của đất gia cố khó dự đoán ngay cả khi quá trình thi công được tiến hành rất cẩn thận. Cũng chính vì thế, việc tính toán khả năng chống cắt của cọc xi măng đất được tiến hành trong nhiều điều kiện khác nhau và việc sử dụng cường độ tính toán cũng được xem xét cẩn thận. Theo một số nghiên cứu, [5] giá trị tính toán lớn nhất của cọc xi măng không nên lớn quá 150Kpa. Modul biến dạng của cọc thường nằm trong khoảng 50 tới 150* $C_{u, cọc}$ (50 với đất hữu cơ, 150 với đất cát).

Một nghiên cứu với vật liệu cọc có góc ma sát trong 30°, khả năng chịu tải của cọc đơn có thể tính toán theo công thức: [6]

$$\sigma_{ult} = 2 * c_{u,c} + 3 * \sigma_h$$

trong đó:

- σ_h - áp lực ngang của đất. Áp dụng cho việc tính toán lâu dài, cường độ của cọc thường chỉ lấy bằng 65% khả năng chịu tải tổng cộng của cọc đơn được tính bởi công thức:

$$q_{1,max} = 0,65 * a * \sigma_{ult}$$

với: $a=A/c^2$ là tỉ lệ chiếm chỗ của cọc xi măng đất.

Để tính toán lún, tốc độ thấm của cọc xi măng đất có thể lấy từ 400 tới 800 lần so với đất ban đầu.

4.2. Khả năng chịu tải của cọc xi măng đất

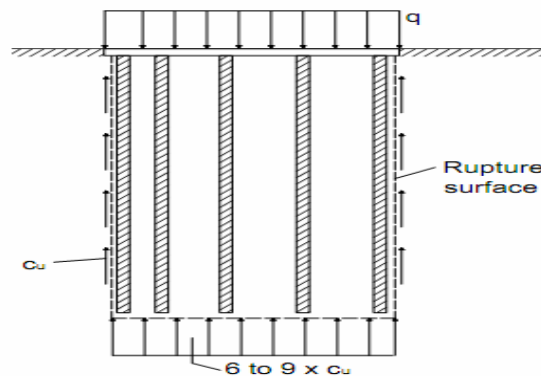
Cọc đơn: khả năng chịu tải của cọc đơn được tính toán theo sự phá hoại nền đất xung quanh cọc hoặc khả năng chịu tải của vật liệu làm cọc. Trong trường hợp thứ nhất, khả năng chịu tải của cọc đơn phụ thuộc vào ma sát xung quanh cọc và lực kháng ở mũi cọc, có thể tính toán qua công thức:

$$Q^{c\ddot{a}t} = (\pi * d * L_c + 2,25 * \pi * d^2) * c_u$$

trong đó: d - đường kính cọc, L_c - chiều dài của cọc và c_u - sức kháng cắt của đất.

Trong công thức trên, lực ma sát trung bình được lấy luôn bằng sức kháng cắt của đất, sức kháng giới hạn của đất ở mũi cọc lấy xấp xỉ bằng $9 * c_u$. Với cọc treo, lực kháng mũi cọc thường nhỏ hơn lực ma sát trong khi với cọc chống lại ngược lại, một phần lớn tải trọng sẽ truyền xuống lớp chịu tải thông qua mũi cọc.

Nhóm cọc: tương tự như cọc đơn, khả năng chịu tải của nhóm cọc cũng được tính toán qua sức chịu tải theo đất nền và sức chịu tải theo vật liệu làm cọc. Sơ đồ làm việc của nhóm cọc được thể hiện trong hình vẽ.



Hình 1-Sơ đồ làm việc của nhóm cọc xi măng đất

Khả năng chịu tải của nhóm cọc từ lực ma sát xung quanh nhóm cọc là $2 * c_u * L_c * (B + L)$ và sức kháng ở mũi cọc khoảng từ 6÷9 lần c_u (6 khi $L > B$, 9 khi móng vuông). Trong công trình Hạ tầng cơ sở (đường, đê, đập...) thông thường diện thi công theo 1 chiều ($L > B$) nên hệ số này thường lấy bằng 6. Như vậy, khả năng chịu tải toàn bộ của nhóm cọc là:

$$Q^{c\ddot{a}t} = 2 * c_u * L_c * (B + L) + (6+9) * c_u * B * L$$

Khả năng chịu tải của nhóm cọc cũng có thể được tính toán xét đến sức kháng trượt của khối đất dọc theo nhóm cọc. Dạng tính toán này có thể tính như ổn định trượt mái dốc hoặc từ công thức:

$$q = 5,5 * c_{u,av} * (1 + 0,2 * b/L)$$

trong đó:

- b, l - chiều rộng và dài của khu vực lân cận chịu tải trọng;
- $c_{u,av}$ - sức kháng cắt trung bình.

4.3. Tính lún nhóm cọc

Theo các báo cáo, đất gia cố cọc xi măng có thể giảm lún nền móng từ 25% đến 80% tùy thuộc vào dạng kết cấu và tính chất của đất, chất kết dính.

Theo báo cáo 4:95E 1997 (5), độ lún của nhóm cọc gồm 2 thành phần, cọc gia cố xi măng và phần đất không gia cố xung quanh. Trong đó, độ lún của cọc xi măng có thể tính theo công thức:

$$s_1 = \Sigma \frac{\Delta h}{\alpha} * \frac{q_1}{M_c}$$

trong đó:

- Δh - bề dày của lớp đất;
- q_1 là tải trọng cọc xi măng;
- M_c là modul biến dạng của cọc xi măng.

Tương tự, độ lún của đất chưa ổn định có thể tính bằng công thức:

$$s_2 = \Sigma \frac{\Delta h}{1 - \alpha} * \frac{q_2}{M_s}$$

với: q_2 - tải trọng truyền trên đất chưa ổn định lún và M_s là modul đàn hồi của đất.

Như vậy, tải trọng toàn bộ mà móng phải chịu là $q = q_1 + q_2$.

Việc tính toán lún bước đầu có thể coi như $q_1 = q_{1max} = q$. Độ lún thu được s_1 so sánh với độ lún của đất s_2 . Nếu $s_1 > s_2$ tải trọng phân phối có thể thay đổi bằng cách giảm q_1 và tăng q_2 để thu được $s_1 = s_2$, là tình trạng tối ưu nhất khi cả đất và cọc xi măng cùng làm việc.

Trong trường hợp đất có kết thông thường, độ lún s_m có thể tính toán theo công thức:

$$s_m = s_1 = s_2 = \Sigma \frac{\Delta h * q}{\alpha * M_c + (1 - \alpha) * M_s}$$

Ngược lại, nếu $s_1 < s_2$, cọc không thể mang thêm tải trọng và $s_m = s_2$.

5. Kết luận và một số kiến nghị

Cọc xi măng đất là một loại kết cấu có nhiều ưu điểm và ứng dụng được cho nhiều loại công trình khác nhau. Trên thế giới, nhiều nước đã thi công khối lượng cọc xi măng đất rất lớn có ý nghĩa quan trọng với sự phát triển cơ sở hạ tầng. Ở Việt Nam, việc nghiên cứu cọc xi măng đất cũng được tiến hành khá sớm nhưng do nhiều yếu tố mà đến nay vẫn chưa được hoàn thiện. Ứng dụng cọc xi măng đất trong các công trình cũng vẫn còn hạn chế, đặc biệt là trong các công trình giao thông, cảng biển.

Trong bài báo tác giả đã đưa ra các quan điểm tính toán cọc xi măng đất hiện nay. Việc áp dụng quan điểm nào vẫn là vấn đề còn tranh cãi và tùy thuộc vào điều kiện cụ thể của từng loại công trình. Với các công trình có khối lượng thi công cọc xi măng đất lớn và trải dài như cầu, đê, đập theo tác giả nên xem xét tính toán sức chịu tải của cọc như cọc đơn, tính toán lún như với nhóm cọc để vừa đảm bảo yếu tố kỹ thuật, vừa đảm bảo các lợi ích kinh tế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Masaki Kitazume and Masaaki Terashi, 2012. The Deep Mixing Method. Laiden, The Netherlands, 392p.
- [2] Coastal Development Institute of Technology, Japan, 2002. The Deep Mixing Method – Principle, Design and Construction. A.A. Balkema Publishers. 123p.
- [3]. TS. Phùng Vĩnh An, “Bàn về phương pháp tính toán gia cố nền bằng cọc xi măng – đất”, Tạp chí Khoa học và Công nghệ Thủy lợi số 11/2012.
- [4] Broms BB, 1991. Deep compaction of granular soils. Foundation engineering handbook. H-Y Fang (ed), Chapman & Hall, pp 814 – 832.
- [5] Report 4:95E, 1997. Lime and lime cement columns - guide for project planning, construction and inspection. Swedish Geotechnical Society
- [6] Hans-Georg Kempfert and Berhane Gebreselassie, 2006. Excavations and Foundations in Soft Soils. Berlin, Germany, 488-493.

SUMMARY

Research the application of soil cement column in infrastructure projects
Manh Hung Tran, Trong Dung Nguyen, Van Hung Pham, Quang Huy Dang
Ha noi University of Mining and Geology

Soil cement column, a quite popular improvement soft ground method over the world has been researched and used since the 60s in Japan and Sweden. This is an advanced technique which has many advantages and widely usage in various construction projects. However, in Vietnam at present the related documents to this method are limited. Many calculation and design issues are controversial while construction applications now virtually confined to the civil works. To apply this technique in infrastructure projects is a necessary research provided economical and technical profits. In this article, the author will present the background of research and application of soil cement column in the world, the advantages and disadvantages, and the factors affecting strength increase. Most significantly, the author make the current point of soil cement column calculation and design which are consideration column as a single pile, as column and ground working simultaneously or combined view, calculate the load capacity as usual piles and calculate settlement with column and ground working together. Thereby, the paper offers suggestions on calculation and design soil cement column for infrastructure projects.

Người biên tập: **ThS. Đinh Hải Nam**

NGHIÊN CỨU TÍNH TOÁN SỨC KHÁNG UỐN CỦA DÀM BÊ TÔNG CỐT THÉP GIA CƯỜNG BẰNG VẬT LIỆU SỢI POLYMER

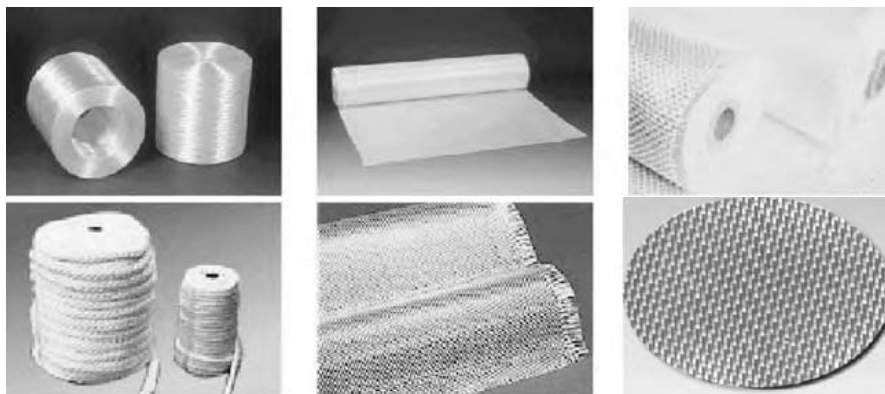
Trần Mạnh Hùng, Đặng Quang Huy, Phạm Văn Hùng,
Bùi Anh Thắng, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Vật liệu composite bê tông – sợi polymer đã được nghiên cứu và sử dụng rộng rãi trên thế giới. Gần đây công nghệ này đã được áp dụng ở một số dự án sửa chữa, cải tạo kết cấu dầm cầu, cột nhà dân dụng ở Việt Nam. Do hiện nay chưa có tiêu chuẩn chính thức của Việt Nam về tính toán thiết kế cường độ kết cấu sử dụng vật liệu polymer nên các kỹ sư phải tham khảo các tài liệu nước ngoài trong khi các tài liệu này chưa được phổ biến rộng rãi trong nước. Bài báo này giới thiệu và phân tích nguyên lý tính toán gia cường dầm bê tông cốt thép bằng vật liệu sợi polymer dán ngoài theo một số tiêu chuẩn tiên tiến trên thế giới nhằm mục đích cung cấp thêm cơ sở cho các kỹ sư thiết kế, hướng tới mở rộng ứng dụng loại vật liệu này ở Việt Nam. Kết quả tính toán và phân tích cho thấy sử dụng vật liệu FRP dán ngoài có khả năng tăng cường sức kháng uốn cho dầm bê tông cốt thép. Tuy nhiên tấm dán FRP khó có thể sử dụng trong các trường hợp kết cấu cần chịu thêm tải trọng lớn. Hiệu quả sử dụng của tấm FRP dán ngoài đạt được cho nhiều loại công trình với quy mô sửa chữa vừa và nhỏ, yêu cầu kết cấu phải chịu được tải trọng bản thân và khoảng 85% hoạt tải thiết kế trước khi tiến hành công tác gia cường.

1. Mở đầu

Trong kết cấu bê tông cốt thép thường, bê tông đóng vai trò chịu nén và cốt thép thường được bố trí trong bê tông để chịu lực kéo và lực cắt. Nguyên nhân là do vật liệu bê tông có sức kháng nén cao và tương tự, cốt thép có sức kháng kéo và chống cắt tốt. Cốt thép cũng có khả năng kháng nén cao và đôi khi cũng được bố trí một phần để tham gia chịu nén, làm tăng khả năng chống uốn và độ cứng chung của cấu kiện có chiều cao hạn chế, hoặc để giảm bề rộng vết nứt. Tuy nhiên nhiều tiến bộ trong thời gian gần đây trong công nghệ sử dụng vật liệu sợi polymer tổng hợp Fiber Reinforced Polymer (FRP) đã đem lại các phương án mới tương đối hiệu quả dùng vật liệu sợi FRP để bọc dầm, cột bê tông cốt thép nhằm làm tăng khả năng chịu lực [1, 2, 3, 4].

Các loại vật liệu dùng để gia cố chủ yếu thành phần là sợi polymer tổng hợp (FRP), được sản xuất và cung cấp có sẵn ở dạng vải hoặc tấm, được liên kết bằng cách dán vào bề mặt bên ngoài của các cấu kiện để nâng cao khả năng chịu lực và đáp ứng các tiêu chí cần thiết của công trình.



Hình 1. Một số loại tấm sợi FRP dùng cho gia cường kết cấu xây dựng [5]

Các loại vật liệu FRP được sử dụng phổ biến hiện nay là sợi polymer thủy tinh (GFRP) và sợi polymer các bon (CFRP) cán mỏng thành tấm hoặc vải mỏng để bọc. Một số ứng dụng phổ biến của vật liệu FRP dán ngoài là:

- Sửa chữa kết cấu dầm / bản, sàn bị hư hỏng, xuống cấp để khôi phục lại khả năng chịu lực và độ cứng, với yêu cầu đặt ra là trong trường hợp dính bám bị hư hỏng thì kết cấu vẫn không bị phá hoại.

- Hạn chế chiều rộng vết nứt dưới tác dụng của tải trọng dài hạn hoặc tải trọng tăng thêm.

- Gia cố các cấu kiện cụ thể để tăng cường độ bền uốn và biến dạng của cấu kiện trước khi bị phá hoại do các yêu cầu chịu tải tăng lên như tải trọng động đất hoặc gia tăng hoạt tải tác dụng lên công trình.

- Thiết kế cấu kiện bê tông mới bị hạn chế chiều cao dầm hoặc cần yêu cầu cao về độ dẻo.

- Tạo hiệu ứng kiểm chế trong bê tông chịu nén như các cột bê tông, đem lại giải pháp thay thế ống thép trong kết cấu ống thép nhồi bê tông.

Hiệu quả ứng dụng của vật liệu sợi FRP phụ thuộc chủ yếu vào sự chính xác của các thông tin thiết kế và các tài liệu hướng dẫn mà hiện nay mới chỉ được ban hành ở một số nước đi đầu trong việc nghiên cứu áp dụng vật liệu sợi FRP là Mỹ, Canada, Nhật Bản, ... Bài báo này giới thiệu nguyên lý tính toán thiết kế sử dụng FRP-ER dán ngoài gia cường kết cấu bê tông cốt thép chịu uốn. Lý thuyết và nguyên tắc thiết kế được phân tích kèm theo ví dụ minh họa cụ thể tham khảo tiêu chuẩn thiết kế ACI 318 và tài liệu hướng dẫn của Viện bê tông Hoa Kỳ (ACI 440, ACI 440.2R -02).

2. Cơ sở lý thuyết và nguyên lý tính toán

2.1. Sự tương thích giữa cốt thép, bê tông và sợi FRP

Trong kết cấu bê tông cốt thép, bê tông và thép làm việc cùng nhau và có tính tương hỗ nghĩa là những lợi thế của một vật liệu bù đắp cho những hạn chế của vật liệu khác. Sự tham gia về mặt kết cấu của vật liệu sợi composite dán ngoài (FRP-ER) các cấu kiện bê tông, đặc biệt là dầm, cũng có vai trò tương hỗ như trình bày sau đây:

- Sợi FRP tương tự như các thanh thép đặt bên trong bê tông, làm việc với vai trò tăng cường thành phần chịu lực ở phía chịu kéo của cấu kiện.

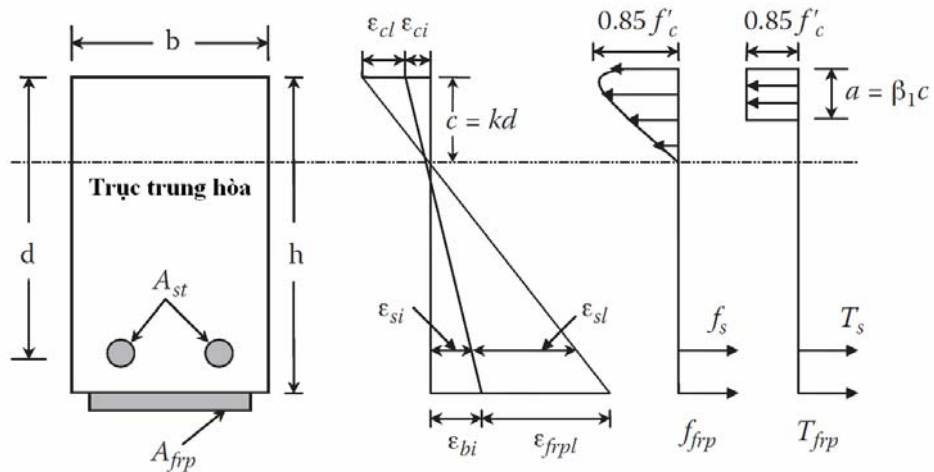
- Tấm / Vải FRP -ER là lớp bảo vệ cho các bề mặt bê tông và cốt thép dưới sự thâm nhập của các tác nhân hóa học, độ ẩm môi trường.

- Tấm / Vải FRP -ER tăng cường độ bền uốn và độ cứng, do đó kéo dài thời gian hình thành các vết nứt do biến dạng kéo trong bê tông. Để đảm bảo cho sự tăng cường khả năng chịu lực về kết cấu do sự tham gia của vật liệu FRP -ER thì cần đặc biệt lưu ý tầm quan trọng của sự dính bám giữa tấm sợi và cấu kiện bê tông, thông qua lớp sơn lót và lớp keo dính kết.

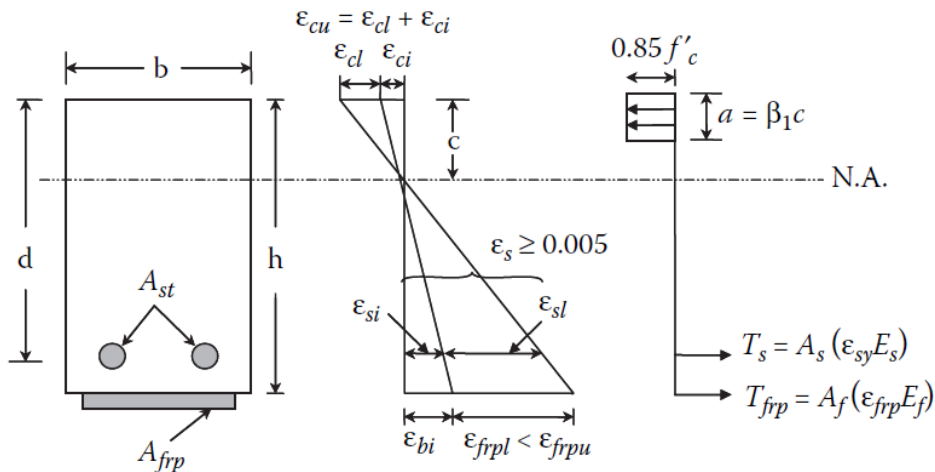
2.2. Nguyên lý tính toán kết cấu dầm gia cường FRP dán ngoài phá hoại vùng chịu kéo

Tương tự như kết cấu bê tông cốt thép, khi sử dụng thêm vật liệu FRP, kết cấu khi vượt quá giới hạn về cường độ có thể bị phá hủy theo một trong ba trường hợp: phá hủy vùng nén, phá hủy cân bằng (vùng kéo và nén đồng thời), hoặc phá hủy vùng nén. Sơ đồ ứng suất và biến dạng trong trường hợp tổng quát được thể hiện như trên Hình 2.

Tuy nhiên trên thực tế để đảm bảo các điều kiện về khai thác và sử dụng thì các tiêu chuẩn đều khuyến cáo thiết kế theo điều kiện phá hoại cốt thép vùng chịu kéo. Dầm bị phá hoại dẻo khi biến dạng cốt thép chịu kéo đạt tới hoặc lớn hơn giới hạn biến dạng ở trạng thái phá hoại do kéo là 0,005. Tiếp đến biến dạng của bê tông vùng nén đạt giới hạn 0,003 trong khi đó lớp vật liệu gia cường FRP vẫn chưa bị kéo đứt (giá trị biến dạng nhỏ hơn ϵ_{frpu}).



Hình 2. Ứng suất và biến dạng trong dầm gia cường bằng tấm FRP dán ngoài (chỉnh sửa từ [5])



Hình 3. Ứng suất và biến dạng trong dầm gia cường bằng tấm FRP dán ngoài [5]

Cường độ kháng uốn của mặt cắt thiết kế được tính toán theo nguyên lý cân bằng lực và tương thích về biến dạng được tính theo công thức sau:

$$\phi M_n = \phi \left[A_{st} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \psi_f A_{frp} \left(E_{frp} \epsilon_{frp} \right) \left(h - \frac{a}{2} \right) \right], \quad (1)$$

trong đó:

- ϕ - hệ số sức kháng uốn kết cấu bê tông cốt thép
- f_y - cường độ chảy của cốt thép
- ψ_f - hệ số sức kháng uốn đối với vật liệu sợi FRP

2.3. Hệ số sức kháng và giới hạn cường độ chịu kéo của vật liệu FRP

2.3.1. Hệ số sức kháng

Đối với các kết cấu bê tông cốt thép chịu uốn, hệ số sức kháng mô men uốn được lấy bằng 0,9 [6,7] để tính sức kháng uốn. Tuy nhiên trong trường hợp sử dụng vật liệu FRP thì cần đánh giá độ tin cậy của loại vật liệu này thông qua hệ số ψ_f bằng 0,85 [8].

2.3.2. Biến dạng và tính dính bám của tấm FRP với cấu kiện bê tông

Vật liệu FRP-ER được giả thiết là biến dạng đàn hồi tuyến tính cho đến khi bị phá hoại (định luật Hooke). Biến dạng tối đa đạt được khi bê tông vùng nén bị phá hoại hoặc vật liệu FRP bị kéo đứt. Ngoài ra, các trường hợp phá hoại khác cũng có thể xảy ra như khi vật liệu FRP bị bong bật khỏi lớp nền bê tông [9,10]. Biến dạng cực đại này của vật liệu sợi hay biến dạng có hiệu (ϵ_{frp}) ở trạng thái giới hạn được tính toán theo sơ đồ trên hình 3 (công thức 2).

$$\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \kappa_m \varepsilon_{fu}, \quad (2)$$

trong đó: κ_m - hệ số xét đến tính dính bám giữa bê tông và tấm sợi, được tính như sau [5]:

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360000} \right) \leq 90 \text{ khi } nE_f t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{90000}{nE_f t_f} \right) \leq 90 \text{ khi } nE_f t_f > 180000 \end{cases}, \quad (3)$$

2.4. Điều kiện gia cường

Điều kiện gia cường được đặt ra để đảm bảo độ an toàn của kết cấu. Bản thân kết cấu trước khi gia cường cũng phải có khả năng chịu được tải trọng bản thân và một phần hoạt tải. Điều kiện này để đề phòng trong trường hợp vật liệu gia cường bị hư hại thì công trình vẫn không bị phá hoại đột ngột. Theo [5], kết cấu trước khi gia cường cần phải đảm bảo chịu được mô men ứng với tĩnh tải bản thân và 85% hoạt tải chất thêm:

$$\phi M_n \geq M_u (1.2M_{DL} + 0.85M_{LL}) \quad (4)$$

trong đó:

- Hệ số sức kháng mô men của kết cấu chịu uốn, lấy bằng 0,9;
- M_n – Sức kháng mô men chưa có hệ số;
- M_u – Mô men tính toán;
- M_{DL} – Mô men do tĩnh tải bản thân gây ra;
- M_{LL} – Mô men do hoạt tải gây ra;

3. Ví dụ tính toán và phân tích, đánh giá

3.1. Thông số tính toán

Một dầm giản đơn có mặt cắt bố trí 4 thanh thép $\phi 25\text{mm}$ cần được gia cường để chịu tải trọng hoạt tải tăng lên 100% so với thiết kế. Giả thiết rằng dầm đủ khả năng chịu cắt và độ võng cũng như độ mở rộng vết nứt khi tăng tải trọng là chấp nhận được. Hệ vải sợi gia cường gồm 3 lớp kích thước $380 \times 6700\text{mm}$ sẽ được dán vào đáy dầm.

Vật liệu sợi dán là CFRP (cường độ thấp). Các đặc trưng của dầm chưa gia cường được cho trong bảng 1:

Bảng 1. Kích thước và thông số của dầm

Chiều dài dầm, l	6,7m	Chiều dày một lớp FRP, t_f	0,89 mm
Chiều rộng dầm, w_f	380 mm	Cường độ chịu kéo giới hạn, f_u	0,65 kN/mm ²
Khoảng cách d	550 mm	Biến dạng kéo đứt, e_{fu}	0,0161 mm/mm
Chiều cao dầm h	610 mm	Mô đun đàn hồi, E_f	38,6 kN/mm ²
Cường độ bê tông f'_c	35 N/mm ²	Sức kháng mô men (chưa gia cường), ϕM_n	380,00 kN.m
Cường độ chảy của cốt thép f_y	400 N/mm ²	Biến dạng dầm (chưa gia cường)	0,00045

Tải trọng trước và sau khi gia cường tương ứng với các giá trị mô men lớn nhất giữa nhịp được cho trong bảng 2.

Bảng 2. Tải trọng thiết kế

Tải trọng / Nội lực	Trước khi gia cường	Sau khi gia cường
Mô men tĩnh tải, M_{DL}	90,00 kNm	90,00 Nm
Mô men hoạt tải, M_{LL}	102,50 kNm	205,00 kNm
Điều kiện gia cường $M_u (1.2M_{DL} + 0.85M_{LL})$		282,25 kNm
Mô men tính toán, M_u		466,75 kNm

3.2. Trình tự và kết quả tính toán:

Bước 1. Kiểm tra điều kiện gia cường

Kiểm tra điều kiện gia cường theo (4):

ϕM_n (chưa gia cường) = 380,00 \geq (1,2M_{DL} + 0,85M_{LL}) = 282,25, thỏa mãn điều kiện gia cường.

Bước 2. Tính toán sơ bộ đặc tính của lớp FRP gia cường

Sơ bộ ban đầu chọn 3 lớp. Diện tích mặt cắt ngang các lớp FRP gia cường:

$$A_f = n t_f w_f = 1014,6 \text{ mm}^2$$

Bước 3. Xác định hệ số dính bám của vật liệu FRP.

Hệ số dính bám khi chịu uốn, κ_m , được tính toán theo công thức (3)

$$n E_f t_f = 3 \times (38600 \text{ N/mm}^2) \times (0,89 \text{ mm}) = 103,062 < 180000$$

$$\kappa_m = \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{n E_f t_f}{360000} \right) = \frac{1}{60 \times 0,0161} \left(1 - \frac{103062}{360000} \right) = 0,74 \leq 0,90$$

Bước 4: Tính toán chiều cao trục trung hòa c.

Để đơn giản hóa tính toán c có thể dùng phương pháp lặp. Giá trị giả định ban đầu có thể lấy bằng 0,2d [8]. Sau đó thử lại giá trị chiều cao vùng nén c qua phương trình cân bằng biến dạng cho đến khi giá trị giả định và kết quả kiểm tra là hội tụ.

Trong bài báo này sử dụng kết quả sau một số lần tính lặp để lấy giá trị c ban đầu bằng 132,00 mm:

Xác định biến dạng có hiệu trong vật liệu sợi FRP

Kiểm tra điều kiện:

$$\varepsilon_{f_{fp}} = 0,003 \left(\frac{610 - 132,00}{132,00} \right) - 0,00045 = 0,0104 \leq 0,74 \times 0,0161 = 0,0119.$$

Tính toán biến dạng trong cốt thép:

Theo các phương trình tam giác đồng dạng:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{f_e} + \varepsilon_{b_i}) \left(\frac{d - c}{h - c} \right) = (0,0104 + 0,00045) \left(\frac{550 - 132,00}{610 - 132,00} \right) = 0,0095$$

Tính toán ứng suất trong cốt thép và vật liệu sợi FRP:

Ứng suất trong cốt thép:

$f_s = E_s \varepsilon_s = 200 \times 0,0095 = 1,90 \text{ kN/mm}^2 > f_y = 0,400 \text{ kN/mm}^2$, do đó lấy $f_s = 0,400 \text{ kN/mm}^2$.

Ứng suất trong vật liệu sợi: $f_{f_e} = E_f \varepsilon_{f_{fp}} = 38,6 \times 0,0104 = 0,4019 \text{ kN/mm}^2$

Kiểm tra điều kiện cân bằng lực để xác định lại giá trị c so với giả thiết ban đầu

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{f_e}}{0,85 \beta_1 f'_c b} = \frac{(1963,4 \times 400) + (1014,6 \times 401,9)}{0,85 \times 0,80 \times 35 \times 380} = 131,9 \text{ mm} \approx 132 \text{ mm} \text{ (giá trị giả}$$

định) nên thỏa mãn yêu cầu của vòng lặp. Nếu kiểm tra điều kiện hội tụ không thỏa mãn cần tiếp tục tính lặp c đến khi hội tụ.

Bước 5. Tính toán cường độ chịu uốn thiết kế của mặt cắt.

Cường độ kháng uốn thiết kế tính theo công thức (1). Trong đó hệ số chiết giảm cường độ ψ_f bằng 0,85 được áp dụng cho phần vật liệu FRP. Đối với cốt thép chịu kéo, hệ số chiết giảm sức kháng ϕ lấy bằng 0,90.

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + \psi_f A_f f_{f_{fp}} \left(h - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 0,90 \left[1963,49 \times 400 \times \left(550 - \frac{105,54}{2} \right) + 0,85 \times 1014,60 \times 401,9 \times \left(610 - \frac{105,54}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 497,89 \text{ kN.m} > M_u = 466,75 \text{ kN.m}$$

Do đó, kết cấu gia cường đủ điều kiện chịu uốn đối với tải trọng tác động yêu cầu sau khi gia cường.

3.3. Phân tích, đánh giá

Như vậy có thể thấy nguyên lý tính toán của cầu kiện vẫn có thể áp dụng các nguyên lý cân bằng về lực và tương thích về biến dạng đã được áp dụng đối với kết cấu bê tông cốt thép.

Khi sử dụng vật liệu sợi gia cường, cần phân tích đậm hiện trạng về sức kháng mô men và biến dạng để đánh giá khả năng chịu tĩnh tải bản thân và một phần hoạt tải thiết kế (hoặc tĩnh tải chất thêm) trong tương lai. Tài liệu [5] đã khuyến cáo về điều kiện gia cường đối với đậm hiện trạng là chịu được tĩnh tải bản thân và 85% tải trọng chất thêm. Điều này là cần thiết để đảm bảo an toàn cho kết cấu, tránh các trường hợp bị phá hoại đột ngột trong quá trình khai thác sử dụng. Điều kiện này cũng cho thấy không phải cầu kiện nào cũng có thể gia cố được bằng vật liệu sợi tổng hợp polymer. Khi các cầu kiện đã bị hư hỏng nặng hoặc tải trọng chất thêm thiết kế quá lớn thì cần xem xét các giải pháp như sử dụng tấm thép dán ngoài kết cấu hoặc kết hợp sử dụng dán polymer và các giải pháp khác.

Khi thiết kế kết cấu với vật liệu sợi cần xem xét đến hệ số sức kháng để phản ánh độ tin cậy của vật liệu sử dụng. Nhiều tài liệu đã cho thấy vật liệu sợi kém ổn định của so với thép được phản ánh khi tính toán giá trị hệ số chiết giảm sức kháng [11,12,13,14]. Điển hình là hệ số sức kháng khi dùng vật liệu FRP dán ngoài giảm đi đáng kể so với hệ số sức kháng uốn của kết cấu bê tông cốt thép không dùng vật liệu FRP. Độ kém tin cậy của vật liệu FRP có thể do nhiều nguyên nhân gây ra như tác động của môi trường, tính dính bám với bê tông, tính bất đẳng hướng của sợi... Do đó cần phải kiểm soát tốt vật liệu sử dụng trong thiết kế và thi công thực tế.

Một đặc điểm khác cần xem xét là ảnh hưởng của hàm lượng FRP dán ngoài đối với hiệu quả gia cường chống uốn, được phản ánh thông qua hệ số dính bám κ_m . Rõ ràng là nếu dán càng nhiều lớp thì càng có nguy cơ bong bật cao ra khỏi cầu kiện bê tông, khi đó ứng suất và biến dạng cho phép trong tấm sợi cũng bị giảm đi và làm giảm hiệu quả gia cường, gây lãng phí vật liệu, điều này cũng tương tự như khi hàm lượng thép quá lớn trong mặt cắt. Do đó khi tính toán cần kiểm tra hệ số dính bám κ_m để đảm bảo hiệu quả kinh tế.

4. Kết luận

Tấm sợi FRP dán ngoài có nhiều lợi thế so với sử dụng vật liệu thép như trọng lượng nhẹ, độ dẻo cao, khả năng chống ăn mòn cao và dễ dàng tùy biến cho nhiều cầu kiện có hình dạng đặc biệt, do đó bước đầu đã được sử dụng rộng rãi trên thế giới và đang có xu hướng phát triển ở Việt Nam.

Các tiêu chuẩn và tài liệu hướng dẫn tham khảo ở một số nước tiên tiến cho thấy nguyên lý tính toán thiết kế kết cấu gia cường bằng tấm FPR dán ngoài không có nhiều sự khác biệt so với kết cấu bê tông cốt thép thông thường. Ứng suất và biến dạng của vật liệu FRP được xem xét trong giới hạn đàn hồi và có mối quan hệ tuyến tính theo định luật Hook. Trình tự tính toán sức kháng uốn của cầu kiện được gia cường bằng tấm FPR dán ngoài cũng có nhiều điểm tương tự như áp dụng đối với kết cấu bê tông cốt thép thường.

Một điểm quan trọng cần xem xét là sự chiết giảm sức kháng uốn lớn hơn đáng kể sơ với vật liệu thép. Qua phân tích nguyên lý tính toán cho thấy phạm vi ứng dụng của tấm sợi FRP dán ngoài chỉ phù hợp cho các cầu kiện có tải trọng thiết kế tăng thêm không quá lớn. Về cơ bản khi chưa gia cường kết cấu vẫn phải chịu được tải trọng bản thân và 85% hoạt tải thiết kế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1]. Crasto, A.S., Kim, R.Y., Fowler, C., and Mistretta, J.P., 1996. Rehabilitation of concrete bridge beams with externally-bonded composite plates. Part I, First International Conference on Composites in Infrastructures ICCI 96, Tucson, pp. 857-869.

- [2]. Dolan, C., 1993. FRP development in the United States, fiber-reinforced-plastic reinforcement for concrete structures: properties and applications, *Developments in Civil Engineering*, 42, 129-163.
- [3]. Machida, A., (Ed.), Oct 1993. State-of-the-art report on continuous fiber reinforcing materials, *Concrete Engineering Series 3*, Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineering, Tokyo, 164 pp.
- [4]. Neale, K. W. and Labossiere, P., 1997. State-of-the-art report on retrofitting and strengthening by continuous fibre in Canada, *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Japan Concrete Institute, Tokyo, Vol. 1, pp. 25-39.
- [5]. Hota V. S. GangaRao, Narendra Taly, P. V. Vijay, 2010. *Reinforced Concrete Design with FRP Composites*. CRC Press Taylor & Francis Group.
- [6]. ACI 318-99, 1999. American Concrete Institute Building Code Requirements for Reinforced Concrete, Detroit, MI: American Concrete Institute..
- [7]. Bộ Giao thông vận tải, 2002. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05. NXB GTVT.
- [8]. ACI, 2002. ACI440.2R-02: Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, Detroit, MI: American Concrete Institute.
- [9]. Sharif, A., Al-Sulaimani, G.J., Basunbul, I.A., Baluch, M.H., and Ghaleb, B.N., 1994. Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates, *ACI Structural Journal*, 2, 160-168.
- [10]. Teng J.G., Jun 2006. Debonding Failures of RC Beams Flexurally Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement, *Structural Faults and Repair*, 11th International Conference and Exhibits, Edinburgh, UK 13-15.
- [11]. Đặng Quang Huy, Trần Mạnh Hùng, 2013. Nghiên cứu lý thuyết tính toán sức kháng uốn của dầm bê tông sử dụng thanh polymer thay thế cốt thép chịu lực
- [12]. ACI Committee 440, 2003. Design Concrete Reinforced with FRP Bars - ACI 440.1R-03 Report. ACI.
- [13]. Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 1997. Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. *Concrete Engineering Series No. 23*.
- [14]. ISIS, 2007. Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers – Design Manual. ISIS.

SUMMARY

Tran Manh Hung, Dang Quang Huy, Pham Van Hung, Bui Anh Thang
Ha Noi University of Mining and Geology

Composite materials of concrete-polymer have been studied and widely used in the world. Recently, this technology has been applied in a number of projects in Vietnam to repair and strengthen beams, columns and other structures. Currently, there is no official Vietnamese standards for structural design of polymer materials and therefore the engineers have to refer to the foreign standards which have not been publicized widely in the country. This paper introduces and analyzes the principle of calculating flexural strength of reinforced concrete beams strengthened with fiber polymer wrapped sheets with reference to several advanced standards in the world; aim at providing basis for design engineers and expanding the application of these materials in Vietnam. Analysis shows that FRP wraps are capable to increase flexural strength of reinforced concrete beams. However, FRP wraps should not be applied to structures with high live or surcharge load. Effective use of FRP wrapped sheets occurs in many types of repaired works with small and medium scale in which the structures are required to be able to resist selfweight and about 85% of the design live load before strengthening.

Người biên tập: ThS. Tăng Văn Lâm

NGHIÊN CỨU CÁC DẠNG PHÁ HỦY CỦA NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU VÀ CÁC GIẢI PHÁP PHÒNG NGỪA

Phạm Văn Hùng, Nguyễn Trọng Dũng, Đặng Quang Huy,
Trần Mạnh Hùng, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Theo những số liệu thống kê cho thấy lãnh thổ Việt Nam có tới 40% diện tích là đất mềm yếu, tập trung chủ yếu ở vùng đồng bằng sông Hồng, đồng bằng Nam Bộ và vùng duyên hải Miền Trung. Đất yếu là loại đất mà có sức chịu tải nhỏ (thường nhỏ hơn $1,0 \text{ daN/cm}^2$), hệ số nén lún cao, mô đun biến dạng nhỏ, thường ở trạng thái bão hòa nước, và tuổi thọ hình thành chỉ khoảng 10.000 đến 15.000 năm. Do các đặc điểm trên, khi xây dựng nền đường đắp cao trên các lớp đất yếu thường xảy ra các hiện tượng phá hoại như lún sụt, trượt trôi, lún lệch và lún kéo dài theo thời gian. Trong bài báo này, tác giả sẽ đi tìm hiểu về một số đặc điểm, chỉ tiêu cơ lý, phân loại đất yếu, cũng như nghiên cứu các dạng phá hủy của nền đường đắp trên đất yếu. Từ việc phân tích một số nguyên nhân, đánh giá mức độ nguy hiểm đối với từng dạng phá hủy và thời gian diễn ra sự phá hủy, sẽ tiến hành phân tích một số nội dung phương pháp phòng ngừa sự phá hủy nền đường khi đắp trên đất yếu đang được áp dụng ở Việt Nam và trên thế giới, và thực tiễn áp dụng giải pháp trong điều kiện nước ta hiện nay.

1. Đất yếu và một số đặc điểm của đất yếu

Đất yếu là loại đất có sức chịu tải nhỏ (chỉ từ $0,5 \div 1,0 \text{ daN/cm}^2$) và tính biến dạng lớn, thông thường nó có một số các chỉ tiêu cơ lý như là hệ số độ rỗng lớn ($e > 1$), mô đun biến dạng nhỏ ($E_0 \leq 50 \text{ daN/cm}^2$), lực chống cắt nhỏ ($C_u \leq 0,35$), hệ số bão hòa nước cao...

Đất yếu thường là loại đất mà mới được hình thành, tuổi thọ chỉ khoảng từ 10.000 đến 15.000 năm tuổi. Theo nguyên nhân hình thành có đất yếu nguồn gốc khoáng vật và đất yếu nguồn gốc hữu cơ.

Đất yếu có nguồn gốc khoáng vật thường là đất sét hoặc á sét trầm tích ở vùng ven biển, vùng vịnh, đầm hồ,... loại đất này có nguồn gốc chủ yếu là khoáng vật, tuy nhiên trong quá trình trầm tích có thể có lẫn hữu cơ nên nó thường có màu xám đen và dễ nhuộm bẩn.

Đất yếu có nguồn gốc hữu cơ được hình thành do sự tích tụ các loài thực vật bị thối rữa, phân hủy tạo thành chất hữu cơ tại các đầm lầy, hồ ao hay do mực nước ngầm cao... Loại này còn có tên gọi khác là đất đầm lầy hay than bùn, mà trong đó lượng chất hữu cơ chiếm từ 20% đến 80%. Trong điều kiện tự nhiên thì than bùn có độ ẩm rất cao khoảng 90%, có khi lên tới vài trăm phần trăm. Than bùn còn là loại đất nén lún lâu dài, lún rất nhiều và không đều, với hệ số nén lún từ $3 \div 10 \text{ cm}^2/\text{daN}$.

Đối với đất yếu có nguồn gốc khoáng vật (sét hay á sét) thì được phân theo hệ số độ sệt:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d}, \quad (1-1)$$

trong đó: W , W_d , W_{nh} - độ ẩm ở trạng thái tự nhiên, giới hạn dẻo và giới hạn nhão của đất yếu.

Nếu $B > 1$ thì được gọi là bùn sét (đất yếu ở trạng thái chảy). Nếu $0,75 < B \leq 1$ là đất yếu dẻo chảy.

Đối với loại đất than bùn và bùn được phân thành 3 loại, bao gồm:

Loại I: Loại có độ sệt ổn định; đất thuộc loại này nếu vách đất đào thẳng đứng sâu 1m trong chúng vẫn duy trì được ổn định trong 1÷2 ngày;

Loại II: Loại có độ sệt không ổn định; loại này không đạt tiêu chuẩn loại I nhưng đất

than bùn chưa ở trạng thái chảy;

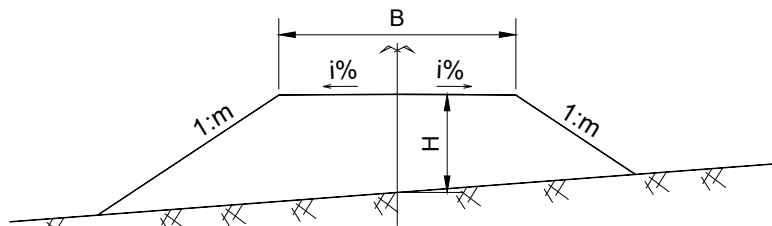
Loại III: Đất than bùn ở trạng thái chảy [1],[2].

Sự phân bố của đất yếu trên lãnh thổ nước ta

Ở nước ta đất yếu thường tập trung ở khu vực đồng bằng sông Hồng, Thanh - Nghệ Tĩnh, ven biển Trung Bộ, cho đến đồng bằng Nam Bộ đều có những vùng đất yếu. Những khu vực này thường đông dân cư và có mật độ xây dựng cao. Cụ thể ở phía Bắc phải kể đến các tỉnh như Hà Nội, Hải Dương, Hải Phòng,... trong khi ở khu vực phía Nam phải kể đến Thành phố Hồ Chí Minh và các tỉnh đồng bằng sông Cửu Long là những tỉnh có tỷ lệ đất yếu chiếm tỷ lệ cao.

2. Nền đường đắp và các yêu cầu chung đối với nền đường

Nền đường đắp là một dạng nền đường có cao độ thiết kế lớn hơn cao độ tự nhiên, điều này có nghĩa là phải dùng loại vật liệu đắp trên nền thiên nhiên để đạt được đến cao độ thiết kế. Nền đắp thường được phân làm 3 loại là nền đắp thấp có $H_d < 1\text{m}$, nền đắp thông thường $H_d = 1 \div 6\text{m}$ và nền đắp cao có $H_d > 6\text{m}$. Về vật liệu thông thường dùng để đắp nền đường bao gồm loại đất á cát, á sét hoặc là cát.



Hình 2.1. Cấu tạo của nền đường đắp và các bộ phận

trong đó:

- B - bề rộng nền đường ; H - chiều cao đắp;
- i - là độ dốc ngang của nền đường; m - hệ số độ dốc taluy đắp (dương).

Cũng giống như các dạng nền đường khác thì nền đường đắp cũng phải thỏa mãn các yêu cầu chung đối với nền đường là đảm bảo ổn định toàn khối, có đủ cường độ nhất định và đảm bảo ổn định cường độ. Ổn định toàn khối tức là các kích thước hình học và hình dạng của nền đường không bị biến dạng hay phá hủy gây bất lợi trong quá trình khai thác sử dụng. Các hiện tượng mất ổn định toàn khối thường gặp là trượt trôi, lún sụt trên đất yếu, hay trượt phần đắp trên sườn dốc, trượt sườn... Nền đường đủ cường độ tức là phải đủ độ bền khi chịu cắt trượt, không biến dạng quá nhiều dưới tác dụng của tải trọng xe cộ. Đảm bảo ổn định về cường độ đồng nghĩa với việc cường độ của nền đường không bị thay đổi theo thời gian, khí hậu, thời tiết, đặc biệt là nước. Trên thực tế các hiện tượng phá hủy của nền đường thường do nước gây ra hoặc có liên quan chặt chẽ đến các hoạt động của nước, vì thế mà những người làm đường quan niệm rằng: “Nước là kẻ thù số một của đường”.

Từ những yêu cầu trên cho thấy rằng để tính toán thiết kế ổn định nền đường đắp trên đất yếu chúng ta phải giải quyết được hai vấn đề chính đó là tính toán về cường độ để đảm bảo nền đắp không xảy ra trượt trôi (ổn định toàn khối) và tính toán lún sao cho độ lún của nền đắp không được lớn hơn giá trị cho phép [2].

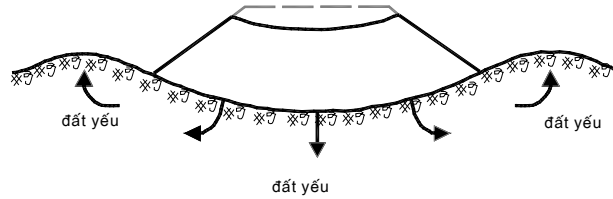
3. Một số dạng phá hủy nền đường đắp trên đất yếu

Khi tiến hành đắp nền đường trên đất yếu, là loại đất có sức chống cắt nhỏ nên sức chịu tải nhỏ, độ ẩm cao, tính nén lún cao,... sẽ dễ gây mất ổn định cho nền đắp bên trên nó. Qua thống kê thì nền đường gặp phải các dạng phá hủy chủ yếu đó là hiện tượng lún sụt toàn bộ nền đường, trượt trôi một phần nền đắp (lún sâu), lún không đều và lún kéo dài theo thời gian.

3.1. Lún sụt toàn bộ nền đường

Dạng phá hủy này xảy ra khi toàn bộ nền đắp bị lún võng vào trong nền đất yếu, nền đất yếu bị đẩy trôi tạo thành các gân đất phía hai bên chân taluy. Trong trường hợp này toàn bộ nền đường bị lún và có thể bị uốn võng ở phần giữa, nền đường sẽ bị biến dạng và xuất hiện các vết nứt dọc do dồn nén đất đắp trong phạm vi nền đường. Khi hiện tượng lún trôi xảy ra mạnh nền

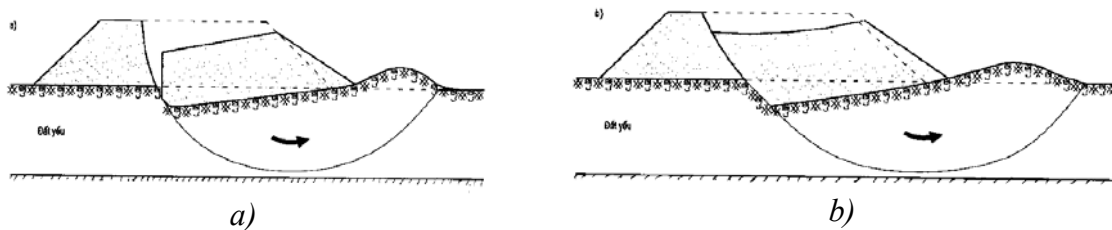
đường có thể bị lún ngập chìm cả vào trong đất yếu gây nên sự cố “mất đường”.



Hình 3.1. Phá hủy nền đắp do lún trôi (lún toàn bộ) [3]

3.2. Trượt trôi

Trượt trôi là dạng phá hủy khá phổ biến khi xây dựng nền đắp trên đất yếu, một cung trượt liên tục được sinh ra do nền đắp bị lún cục bộ do tải trọng tác dụng không đều, hay bản thân đất yếu, nước ngầm và nước mặt. Một phần nền đắp bị trượt gây nên hiện tượng nền đường mấp mô, nguy hiểm hơn có thể gây chênh lệch cục bộ lớn, xé rách nền đường. Khi đó nó sẽ đẩy nền đất tự nhiên trượt trôi lên phía chân taluy.



Hình 3.2. Các dạng phá hủy đường cong tròn [3]

a) có đường nứt do kéo trong nền đắp; b) không có đường nứt kéo trong nền đắp

Trong tính toán để đơn giản hóa người ta xem phá hủy do trượt trôi tương tự một đường cong tròn và sự trượt được gọi là trượt tròn.

Sự phá hủy của đất yếu do lún sụt hay trượt sâu do nền đường đắp cao thường xảy ra nhanh chóng ngay trong quá trình thi công hay sau khi thi công xong một thời gian ngắn, quá trình phá hủy do mất ổn định chỉ kéo dài sau vài giờ đến vài tuần.



Hình 3.3. Lún sụt đoạn đường tránh nối QL 1A với quốc lộ 49 gây phá hủy nền mặt đường (Nguồn Internet). a) trượt trôi gây nên hiện tượng mấp mô; b) trượt trôi sâu gây mất một phần của nền đường

3.3. Lún lệch

Khi nền đường đắp trên đất yếu có chiều dày thay đổi theo phương dọc hay phương ngang, hay do phân bố tải trọng tác dụng không đều dẫn đến nền đường có thể xảy ra hiện tượng lún lệch. Lún lệch theo phương ngang xảy ra khi mặt cắt ngang đường đắp trên đất yếu có chiều dày khác nhau đáng kể hay tải trọng tác dụng chênh lệch sẽ gây ra hai phía trái-phải đường có độ lún khác nhau, nền đường có xu hướng bị nghiêng và mất ổn định. Lún lệch theo phương dọc là do công trình đường có dạng tuyến kéo dài, nó đi qua nhiều vùng địa chất khác nhau về chỉ tiêu cơ lý, chiều dày, nước ngầm..., do đó theo phương dọc tìm đường thường xuất hiện hiện tượng lún lệch (hay lún không đều) làm cho tuyến đường sẽ bị gồ ghề, lượn sóng, gây khúc, sự phá hủy này sẽ làm giảm vận tốc khai thác của tuyến đường.

3.4. Lún kéo dài theo thời gian

Ngược lại với sự phá hủy do mất ổn định (3.1,3.2) thường diễn ra nhanh chóng, thì lún trong nền đất yếu thường diễn biến chậm và khó kiểm soát. Độ lún của nền đường bao gồm độ lún của bản thân nền đắp và độ lún thẳng đứng kết hợp với chuyển vị ngang của nền đất thiên nhiên. Thông thường thì chuyển vị ngang thường nhỏ hơn chuyển vị thẳng đứng phụ thuộc vào hệ số an toàn, hình dạng nền đắp và chiều dày lớp đất yếu.

Tốc độ lún của nền đường thường xảy ra chậm tùy theo tính chất của đất, chiều dày và các giải pháp thoát nước trong đất yếu. Theo số liệu quan trắc thực tế cho thấy từ khi đưa vào sử dụng năm 1997, đoạn nền đường đầu cầu Đồng Niên trên QL5 phải đắp bù lún 20÷30cm mỗi năm, trong khi nền đường Bắc Thăng Long-Nội Bài vẫn tiếp tục lún hàng năm từ 5÷7cm. Trong những năm gần đây thì một số các dự án trọng điểm như đường cao tốc Pháp Vân – Cầu Giẽ, Cầu Giẽ - Ninh Bình cũng gặp phải các trường hợp tương tự.



a)



b)

Hình 3.4. Lún kéo dài theo thời gian ảnh hưởng đến độ bằng phẳng mặt đường cao tốc

Cầu Giẽ - Ninh Bình. a) Lún không đều và tốc độ lún gây ra các ổ gà, mấp mô;

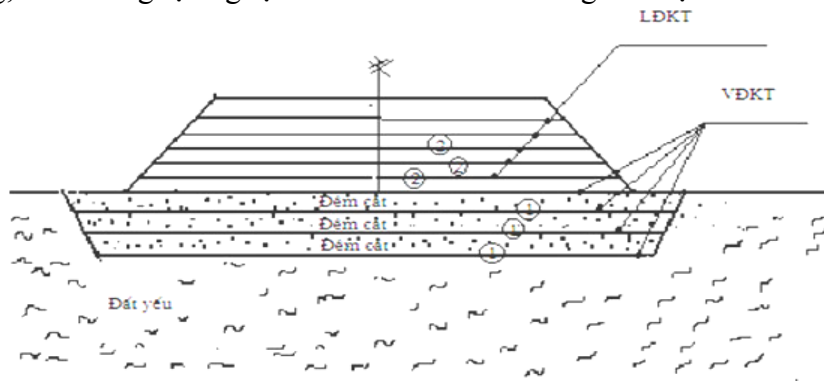
b) Nhiều đoạn trên đường vẫn đang trong giai đoạn chờ lún tắt

4. Một số giải pháp phòng ngừa sự phá hoại của nền đường đắp trên đất yếu

Trong những năm gần đây, ở nước ta cũng như trên thế giới đã áp dụng một số giải pháp nhằm hạn chế tác hại của đất yếu như sử dụng vật liệu nhẹ để đắp đường, giải pháp làm tăng nhanh độ lún cố kết, tăng cường sức chịu tải của đất yếu, tăng cường diện tích truyền tải trọng xuống đất yếu, hay kết hợp nhiều phương pháp. Trong mục này tác giả sẽ tiến hành phân tích tổng hợp một số giải pháp đã được sử dụng hiệu quả ở nước ta và trên thế giới.

4.1. Vải địa kỹ thuật (ĐKT)

Vải ĐKT được sản xuất từ các sợi polyester (PET) hoặc polypropylen (PP) có cường độ chịu kéo cao, độ giãn dài thấp được sử dụng để xử lý nền đất yếu, có độ bền hàng trăm năm, đảm bảo yêu cầu tuổi thọ cho các công trình dài hạn. Là loại vải kết hợp giữa dệt và không dệt. Từ năm 1960 trở lại đây phương pháp gia cố nền đất yếu có sử dụng vải địa kỹ thuật đã được áp dụng rộng rãi trên thế giới. Đặc biệt từ năm 1990 trở lại đây, các nước Đông Nam Á áp dụng rất phổ biến bởi các tính năng ưu việt của loại vật liệu này như là: chức năng phân cách, chức năng gia cường, chức năng lọc ngược/tiêu thoát và chức năng bảo vệ.



Hình 4.1. Gia cố nền đất yếu bằng vải ĐKT và đệm cát

Về chức năng phân cách thì vải ĐKT giữa đất yếu và nền đường sẽ ngăn cản sự trộn lẫn của hai loại đất, ngăn ngừa tổn thất đất đắp vì vậy tiết kiệm đáng kể chi phí xây dựng. Ngoài ra, vải ĐKT 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 do đó mà nền đường có thể hấp thụ và chịu đựng một cách hữu hiệu toàn bộ tải trọng xe.

Về chức năng lọc ngược thì vải ĐKT có tính thấm cao nó có khả năng tiêu thoát tốt theo phương đứng (thẳng góc với mặt vải) và phương ngang (trong mặt vải). Vì thế, nó có thể làm tiêu tán nhanh chóng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư trong quá trình thi công cũng như sau khi xây dựng và dẫn đến sức kháng cắt của nền đất yếu sẽ được gia tăng. Vải ĐKT cần phải có kích thước lỗ hồng đủ nhỏ để ngăn chặn không cho các hạt đất cần bảo vệ đi qua, đồng thời kích thước lỗ hồng cũng phải đủ lớn để có đủ khả năng thấm nước bảo đảm cho áp lực nước lỗ rỗng được tiêu tán nhanh [5].

Ngoài ra chức năng gia cường và bảo vệ nhằm áp dụng trong việc gia cố mái dốc, lĩnh vực thủy công, đê đập...

Do tính năng ưu việt của vải ĐKT, thì nước ta cũng đã tiến hành áp dụng lần đầu tiên vào cuối những năm 90 của thế kỷ 20 trên QL5, QL51, QL10 và đường Láng - Hoà Lạc (Hà Nội). Cho đến ngày nay thì vải ĐKT cũng được sử dụng rộng rãi ở nước ta trong các dự án giao thông, thủy lợi, cảng biển...

4.2. Cọc cát (giếng cát)

Cọc cát là phương pháp cô điển, nó kết hợp thoát nước thẳng đứng và đồng thời làm chặt đất nhờ gia tải trước. Cọc cát là phương pháp đơn giản nhưng đã mang lại hiệu quả cao và rút ngắn thời gian thi công. Cọc cát thường có đường kính 50 ÷ 60 cm, được nhồi vào nền đất yếu bão hoà nước đến độ sâu thiết kế, sau đó tiến hành chất tải tạm thời. Phương pháp này thường được áp dụng trong nền đất yếu, đất bão hòa nước có chiều dày lớn hơn 3m, và hiệu quả khi chiều dày lớn hơn 10m.

Cọc cát là phương pháp thi công đơn giản, sử dụng vật liệu rẻ tiền và mang lại hiệu quả kinh tế kỹ thuật cao và được áp dụng rất phổ biến để gia cố nền đất yếu trong các tuyến đường ở nước ta.

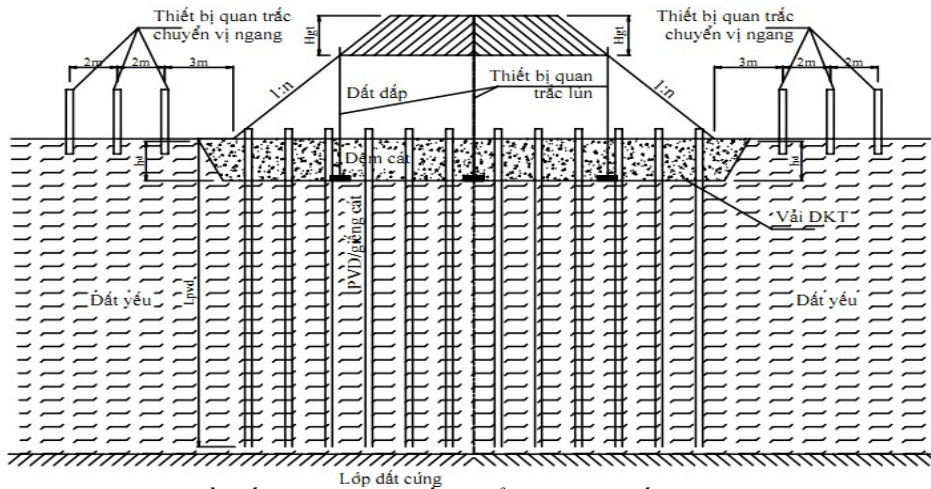
Ngành giao thông vận tải nước ta đã áp dụng biện pháp này từ những năm 90 của thế kỷ trước để xử lý nền đất yếu. Công trình có quy mô lớn đầu tiên áp dụng cọc cát để xử lý nền đất yếu được triển khai trên đường Thăng Long - Nội Bài (Hà Nội) và đoạn Km 93 QL5 (đoạn Cảng Chùa Vẽ, Hải Phòng), sau này được áp dụng đại trà trên nhiều tuyến QL khác nữa, trong đó có đường Láng - Hoà Lạc (Hà Nội), đường Pháp Vân - Cầu Giẽ ... [4]

4.3. Nén cô kết kết hợp với thoát nước theo phương đứng (PVD)

Từ những năm 90 của thập kỷ trước thì công nghệ mới xử lý đất yếu bằng phương pháp bắc thấm thoát nước thẳng đứng (PVD) kết hợp gia tải trước đã được đưa vào sử dụng rộng rãi trên thế giới. Nội dung của phương pháp thực chất là sử dụng bắc thấm cắm vào nền đất yếu bằng máy chuyên dụng đến cao độ thiết kế kết hợp với phương pháp nén trước (đắp gia tải), phương pháp này làm thúc đẩy quá trình lún cô kết và thoát nước lỗ rỗng. Điều kiện áp dụng thường sử dụng để xử lý đất yếu như than bùn, bùn sét và sét pha dẻo nhão, cát bão hòa, và có chiều dày lớn hơn 6m.

Việc đắp gia tải trước thường đắp cao hơn so với nền đường thiết kế khoảng từ 2 ÷ 3 m trong thời gian quan trắc lún, cho đến khi nền đường đã đạt được độ lún yêu cầu sẽ tiến hành dỡ tải và thi công nền đường [1].

Ở nước ta công nghệ bắc thấm đã được sử dụng trong việc gia cố xử lý nền đất yếu cho Dự án nâng cấp QL5 trên đoạn Km 47 ÷ Km 62 vào năm 1993, sau đó là dự án QL51 (TP Hồ Chí Minh đi Vũng Tàu) và đường Láng - Hoà Lạc. Từ 1999 ÷ 2004, phương pháp này đã được sử dụng rộng rãi để xử lý đất yếu trong các dự án nâng cấp và cải tạo QL1A, QL18, QL60, QL80 ... [4]



Hình 4.2 Sơ đồ bố trí đường thẳng đứng kết hợp với gia tải trước

4.4. Đệm cát

Lớp đệm cát sử dụng hiệu quả cho các lớp đất yếu ở trạng thái bão hòa nước (sét nhão, sét pha nhão, cát pha, bùn, than bùn...) và thường được áp dụng khi chiều dày các lớp đất yếu nhỏ hơn 3m.

Lớp đệm cát thay thế lớp dưới đất yếu nằm trực tiếp dưới đáy móng, đệm cát đóng vai trò như một lớp chịu tải, tiếp thu tải trọng công trình và truyền tải trọng đó cho các lớp đất yếu bên dưới; tác dụng của đệm cát nhằm giảm được độ lún và chênh lệch lún của công trình vì có sự phân bố lại ứng suất do tải trọng ngoài gây ra trong nền đất dưới tầng đệm cát. Giảm được áp lực công trình truyền xuống đến trị số mà nền đất yếu có thể tiếp nhận được. Đồng thời cũng giảm được chiều sâu chôn móng nên giảm được khối lượng vật liệu làm móng [1].

4.5. Giải pháp về vật liệu nhẹ và siêu nhẹ

Phương pháp sẽ dùng các loại vật liệu mới nhẹ hơn so với đất và đảm bảo đủ cường độ để đắp nền đường trên nền đất yếu (công nghệ geofom). Đối với nước ta thì loại vật liệu này vẫn còn mới mẻ và hầu như chưa được sử dụng trong các dự án. Trong khi, tấm polystyrene (EPS), một vật liệu nhẹ dùng để thay thế đất, đã được dùng để đắp các dự án đường cao tốc hay đường trong vùng chịu động đất ở Mỹ và Na Uy từ năm 1972. Họ đã thành lập cả các trung tâm chuyên về nghiên cứu ứng dụng, kiểm toán và thi công nhằm sử dụng tối ưu loại vật liệu này. Ưu điểm của phương pháp thi công này cho thấy các tấm EPS được sử dụng không chỉ để thay thế vật liệu lấp mặt đất mà còn để giảm tải cho nền đất phía dưới. Đặc biệt, sử dụng ESP trong các dự án đắp nền đường đầu cầu thì đã cho thấy hiệu quả kinh tế rất cao [6].



Hình 4.3. Một số hình ảnh sử dụng công nghệ geofom để xử lý nền đường đầu cầu đắp trên đất yếu

4.6. Giải pháp về sử dụng bệ phản áp

Bệ phản áp được dùng khi đắp nền đường trực tiếp trên đất yếu với tác dụng tăng mức

ổn định chống trượt trôi cho nền đường cả trong quá trình đắp và quá trình đưa vào khai thác lâu dài. Nếu đắp nền và đắp bề phản áp hai bên đồng thời thì không cần khống chế tốc độ đắp, vì vậy có thể thi công nhanh. Tuy nhiên giải pháp này không giảm được thời gian lún cố kết và không những không giảm được độ lún mà còn tăng thêm độ lún (do thêm tải trọng của bề phản áp ở hai bên). Ngoài ra, nó còn có nhược điểm là khối lượng đắp lớn và diện tích chiếm ruộng đất lớn. Giải pháp này cũng không thích hợp với các loại đất yếu là than bùn loại III và bùn sét [1].

Trong dự án đường QL1B Lạng Sơn - Hà Nội, đoạn qua địa phận của Hà Nội, Bắc Ninh cũng đã được áp dụng phương pháp gia cố bằng bề phản áp. Ngoài ra, các công trình thủy lợi như đê, đập cũng dùng biện pháp này khá phổ biến.

4.7. Một số biện pháp xử lý khác

Bên cạnh các biện pháp đang được sử dụng hết sức phổ biến thì một số biện pháp khác được sử dụng ít hơn như cọc cát xi măng, cọc đất vôi, cọc đất xi măng, phương pháp đầm nén đất (sử dụng quả chùy bằng khối bê tông đúc sẵn hay thép có trọng lượng từ 10÷15 tấn được nhấc lên bằng cầu và rơi xuống bề mặt từ độ cao 10÷15m để đầm chặt nền), cọc tiết diện nhỏ, sử dụng phụ gia đông cứng trong đất yếu làm tăng cường độ...

5. Kết luận và một số kiến nghị

Qua nghiên cứu một số nội dung trên tác giả đã rút ra được một số những kết luận như sau:

- Nền đường ô tô đắp trên đất yếu thông thường bị phá hủy theo bốn dạng chính là lún sụt toàn bộ nền đường, trượt trôi, lún lệch và lún kéo dài theo thời gian.

- Dạng phá hủy nền đường do mất ổn định (lún sụt và trượt trôi) thường diễn ra nhanh chóng có thể trong vài giờ đến vài tuần, trong khi hiện tượng lún thì thường xảy ra chậm, không đều và khó kiểm soát.

- Các xử lý về đất yếu đã được áp dụng và triển khai trong các dự án giao thông lớn và trọng điểm từ rất sớm và đã mang lại hiệu quả kinh tế kỹ thuật cao như là vải ĐKT, đệm cát, cọc cát, PVD...

- Có nhiều giải pháp được áp dụng để xử lý nền đất yếu trong quá trình xây dựng đường. Việc lựa chọn giải pháp sẽ phải căn cứ vào chỉ tiêu cơ lý đất yếu, chiều dày, phạm vi gia cố. Ngoài ra, đơn vị thiết kế, thi công cũng phải căn cứ vào điều kiện cơ sở vật chất phục vụ thi công.

- Trong lĩnh vực xây dựng cũng cần phải có những nghiên cứu ứng dụng nhiều hơn nữa để giải quyết bài toán nền đắp trên đất yếu, hướng nghiên cứu có thể tập trung đến các giải pháp như vật liệu nhẹ (geofoam, poly-foam..), cọc bê tông, phụ gia tăng cường đất yếu..., tạo điều kiện để có thể vận dụng linh hoạt cho các tuyến đường qua các vùng đất yếu khác nhau.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1]. Bộ giao thông vận tải, 2000. Quy trình khảo sát và thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22TCN 262 – 2000.

[2] Dương Học Hải – Nguyễn Xuân Trục, 2003. Giáo trình Thiết kế đường ô tô, tập 2, nhà xuất bản Giáo dục, trang 5 – 11, Trang 27-36.

[3] Nguyễn Quang Chiêu, 2004, Giáo trình Thiết kế và thi công nền đắp trên đất yếu. Nhà xuất bản Xây dựng.

[4]. TS. Đoàn Minh Tâm, 2010. Xử lý đất yếu trên các tuyến đường bộ ở Việt Nam. Viện Khoa học công nghệ Giao thông vận tải

[5]. Đoàn Thế Mạnh, 2010. Sử dụng vải địa kỹ thuật và lưới địa kỹ thuật trong gia cố đất và ổn định nền móng. Tạp chí Khoa học công nghệ Hàng Hải, số 23 tháng 8 năm 2010, Đại học Hàng Hải.

[6]. Lee-Kuo Lin, Li-Hsien Chen, and Roger H. L. Chen (2010). "Evaluation of Geofabric as a Geotechnical Construction Material." J. Mater. Civ. Eng., 22(2), 160-170. Volume 22, Issue 2 (February 2010). Journal of Material in Civil Engineering.

SUMMARY

Study the damages of road embankment on soft soil and the preventing solutions for this destruction

Van Hung Pham, Trong Dung Nguyen, Quang Huy Dang, Manh Hung Tran,
Ha Noi University of Mining and Geology

The statistics illustrate the Vietnam's soft soil accounting for approximately 40% of territorial area, the soft soil regions are mainly distributed in Red River Delta, South Delta and Central Coast Areas. The soft soil has several figures consisting of minor loaded capacity (about less than 1,0 daN/cm²), highly compressible factor, low modulus of deformation, water saturation, and forming duration from 10.000 to 15.000 years... Owing to the above figures, when high road embankments are built on the soft soil layers, they occur the damages including the settlement of general embankment, partial creepage and uplift, irregular settlement, and continuous settlement. In this paper, authors will analyze some of the causes and evaluate the level of risk for each type of failure, the time period of the destruction. In addition, the paper will also focus to analyze some of the efficient methods in order to minimize the influences of road embankment on soft soil, that are being applied in Vietnam and around the world, and apply practical solutions to the current conditions of our country.

Người biên tập: **ThS. Đinh Hải Nam**

TÁC DỤNG DỰ ỨNG LỰC CỦA NEO TRONG CHỐNG GIỮ CÔNG TRÌNH NGẦM

Trịnh Đăng Hưng, Viện Khoa học Công nghệ Mỏ - Vinacomin
Zhao Li An, Trường Đại học Kỹ thuật Công nghệ Liêu Ninh- Trung Quốc

Tóm tắt: Cho đến nay kết cấu chống giữ chủ động đã được sử dụng rộng rãi trên thế giới. Chống giữ chủ động bằng neo so với chống giữ phổ thông khác bản chất khác nhau chính là: neo chủ động gia cố đất đá, nâng cao khả năng chịu tải của bản thân đất đá. Chủ động gia cố đất đá là cơ lý chống giữ của neo, còn dự ứng lực của neo là kỹ thuật quan trọng chủ động gia cố đất đá. Trên cơ sở phân tích cơ lý tác dụng dự ứng lực neo cho thấy tác dụng chống giữ hiệu quả của loại hình công nghệ chống giữ ưu việt này. Từ đó đề xuất nghiên cứu triển khai ứng dụng phát triển rộng ở các đường lò mỏ nhằm nâng cao độ ổn định, tuổi thọ đường lò, giảm chi phí chống xén sửa chữa.

1. Đặt vấn đề

Kỹ thuật chống neo đã được ứng dụng rộng rãi trên thế giới, đặc biệt là trong các mỏ than hầm lò, kết quả của phương thức chống giữ neo cho thấy an toàn hiệu quả cao trong khi chống giữ các đường lò. Tuy nhiên, tùy thuộc vào mức độ khai thác ngày càng tăng, độ sâu và phạm vi khai thác tăng lên, xuất hiện các đường lò áp lực lớn ở độ sâu lớn, đất đá xung quanh bị phá hủy mạnh, đặc biệt các đường lò tiết diện lớn, chịu ảnh hưởng lớn từ hoạt động khai thác và các khó khăn phức tạp khác, yêu cầu đối với kỹ thuật chống giữ càng cao, càng khắc nghiệt. Kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng trong một số trường hợp đường lò chống neo biến dạng lớn, hiệu quả chống giữ neo kém, không đảm bảo an toàn. Sự kém hiệu quả được biểu hiện ở một số dạng sau: (1) dự ứng lực neo nhỏ, hiệu quả khuếch tán dự ứng lực kém, độ ổn định chống giữ thấp, không thể phát huy đầy đủ tác dụng chống giữ chủ động của neo, không hiệu quả khống chế đất đá phá hủy và tách lớp; (2) xuất hiện hiện tượng neo bị kéo đứt, cắt đứt và vụn nứt ở những cấp độ khác nhau, điều này làm cường độ neo thấp đi, trạng thái chịu lực của neo không tốt; (3) mặc dù neo đã được gia cố toàn thân và tăng chiều dài, nhưng chỉ có đoạn tự do được tạo ra dự ứng lực, không thể thực hiện gia cố dự ứng lực toàn thân, ảnh hưởng hiệu quả chống neo; (4) diện tích mặt cắt thanh neo, độ cứng, cường độ cấu kiện tổ hợp không đủ, xuất hiện bị kéo đứt, cắt đứt, nén ép và những hiện tượng khác.

Để giải quyết vấn đề chống giữ bởi kết cấu chống neo ở trên, đến nay hệ thống chống giữ neo dự ứng lực đã được ứng dụng và thu được thành công, làm giảm sự phá hủy và biến dạng đất đá xung quanh đường lò, hiện trạng chống giữ sinh ra thay đổi bản chất. Trên cơ sở lý luận thiết kế chống neo hiện đại “3 cao 1 thấp” cường độ cao, độ cứng cao, tính khả thi cao và mật độ chống giữ thấp. Bài báo chủ yếu đi sâu vào tác dụng dự ứng lực trong chống giữ neo.

2. Tác dụng dự ứng lực của neo

2.1. Tính quan trọng dự ứng lực và độ ổn định hệ thống chống neo

Tính quan trọng của dự ứng lực trong các neo, đã thu được trong những công trình gia cố đất, giao thông, thủy lợi, thủy điện, hạ tầng, bờ dốc ... neo dự ứng lực và neo gia cố toàn thân kết hợp với nhau là phổ biến nhất như là neo kết hợp neo cấp dự ứng lực.

Qua phân tích lý luận và những thử nghiệm thực tế cho thấy, nâng cao độ bền hệ thống chống neo là rất quan trọng. Kỹ thuật chủ yếu là: (1) tạo ra cho neo một dự ứng lực khá lớn, đồng thời thông qua tấm đệm, thanh nẹp và các cấu kiện khác thực hiện khuếch tán dự ứng lực; (2) tăng chiều dài của neo, sử dụng neo gia cố toàn thân, có thể kịp thời hạn chế sự dịch trượt và tách lớp; (3) Tăng chiều dài và mật độ neo.

Dự ứng lực của neo là thể hiện tính chủ động chống giữ neo, chỉ tiêu quan trọng tính tức thời, tác dụng then chốt trong hiệu quả chống giữ đường lò. Chống neo là chống giữ chủ động, thì neo gây ra một dự ứng lực nhất định nào đó thì lại càng là chống giữ chủ động hơn. Thông

qua tạo dự ứng lực của neo, khe nứt trong các lớp đá được kéo căng, nén ép, nâng cao lực ma sát giữa các mặt gián đoạn, có hiệu quả thay đổi trạng thái ứng suất đất đá, cải thiện tính năng cơ lý của hệ neo gia cố, đồng thời kết hợp với hệ thống neo bám dính toàn thân tạo thành vòm tác dụng không chế đất đá biến dạng, nâng cao khả năng tự chịu tải của đất đá.

Việc nhìn nhận chống giữ neo vẫn chưa đầy đủ, thường là thông qua tăng mật độ neo là nâng cao hiệu quả chống giữ, dẫn tới mật độ quá lớn, tác dụng của hệ thống chống giữ không thể phát huy đầy đủ, mà còn ảnh hưởng tới tốc độ thi công đường lò. Mặt khác do mức độ chính xác không cao trong gia công ren, dụng cụ gây mô men nhỏ, thì không thể tạo được dự ứng lực cao cũng là một nguyên nhân cơ bản. Do đó cần phải tiếp tục nghiên cứu sâu cơ lý tác dụng hệ chống neo dự ứng lực cao, để có thể cung cấp cơ sở đáng tin cậy thiết kế chống giữ. Đồng thời nghiên cứu chế tạo dụng cụ tạo dự ứng lực cao và độ gia công chính xác cao, khiến cho neo sẽ trở thành chống giữ chủ động thực thụ.

2.2. Cơ lý gia cố đất đá của neo dự ứng lực

Trong chống giữ các đường lò than, những khu vực chống neo bị sập đổ, nhưng thực tế neo nhận lực lại rất nhỏ. Trường hợp này tác dụng cải thiện trường ứng suất đất đá xung quanh không hoàn toàn được phát huy, hiệu quả chống giữ hạn chế rất nhiều. Nguyên nhân chủ yếu là do khi lắp đặt neo không kịp thời gây ra dự ứng lực thích hợp, từ đó không hình thành kết cấu chịu tải. Trong quá trình thi công, thông qua máy khoan tạo mô men lớn hoặc thiết bị chuyên dụng lắp đặt neo, kịp thời cung cấp cho neo hoặc cấu kiện chống giữ của nó lực kéo dẫn lớn, đồng thời chuyên tiếp đến lớp đất đá nóc lò, khiến cho đất đá nóc lò dưới tác dụng của áp lực ngang ở vào trạng thái nén ép ngang, hình thành kết cấu tự chịu tải có tính dẻo, từ đó ngăn cản áp lực ngang lớn đối với phá hủy đất đá nóc lò, tiêu trừ hoặc giảm chậm hiện tượng tách lớp ở các mặt phân lớp, đồng thời làm yếu đi mức độ tập trung ứng suất của đất đá hai bên hông lò, khiến tải trọng vùng gia cố neo có xu hướng đồng đều liên tục, từ căn bản đó duy trì ổn định đất đá xung quanh.

Cơ lý tác dụng gia cố của neo dự ứng lực biến đổi rất phức tạp. Trạng thái chịu lực của neo dự ứng lực cũng tùy vào độ lớn và phương hướng của ứng suất đất đá xung quanh thay đổi mà thay đổi, đồng thời tùy thuộc vào biến dạng của đất đá mà không ngừng thay đổi, đặc biệt là trong lò dọc vỉa khai thác, do nhận áp lực động và ảnh hưởng của hoạt động khai thác mà sinh ra kéo, cắt, uốn và những tác dụng khác. Cơ chế tác dụng của neo dự ứng lực khá phức tạp, rất khó sử dụng chỉ số đơn lẻ để đánh giá tác dụng của neo dự ứng lực, mà còn cần dựa vào điều kiện khai thác và địa chất cụ thể để phân tích tác dụng cơ bản của nó. Neo dự ứng lực tác dụng gia cố đất đá chủ yếu thể hiện ở 4 phương diện [1, 3]:

a) *Cung cấp lực kháng chống giữ đối với bề mặt đất đá, hạn chế sự phát triển biến dạng về phía trung tâm đường lò.*

Neo dự ứng lực tác dụng chủ yếu gia cố là lợi dụng vật liệu thép có cường độ kháng kéo khá lớn và cường độ kháng cắt nhất định để gia cố đất đá. Đường lò sau khi khai đào, cần phải duy trì độ ổn định đất đá xung quanh đường lò, phải không chế sự tiếp tục biến dạng của đất đá. Neo dự ứng lực có tác dụng ngay lập tức cung cấp cho đất đá lực hỗ trợ ban đầu có hiệu quả cản trở sự phát triển biến dạng trương nở của đất đá, có thể nói là chịu tải nhanh. Điều này có thể được giải thích thông qua đường đặc tính chống giữ neo dự ứng lực như hình 1.

Tải trọng neo dự ứng lực do 2 bộ phận cấu thành, là tải trọng kéo dẫn và tải trọng biến dạng, phương trình đường đặc tính chống giữ có thể biểu diễn [1]:

$$\sigma^r = \frac{P_r}{ab} + \frac{K}{ab} \Delta U^r$$

trong đó:

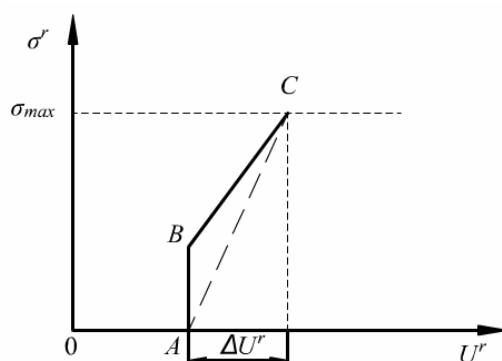
- σ^r - ứng suất nén hướng kính trung bình trên bề mặt đường lò do neo dự ứng lực gây ra;

- P_r - Tải trọng kéo dẫn của một neo dự ứng lực;

- K - Độ cứng của neo dự ứng lực;

- ΔU^r - Dịch chuyển hướng kính của đất đá xung quanh đường lò;

- a, b - Khoảng cách giữa các neo trong vòng và khoảng cách giữa các vòng neo.



Hình 1. Đường đặc tính chống giữ neo dự ứng lực

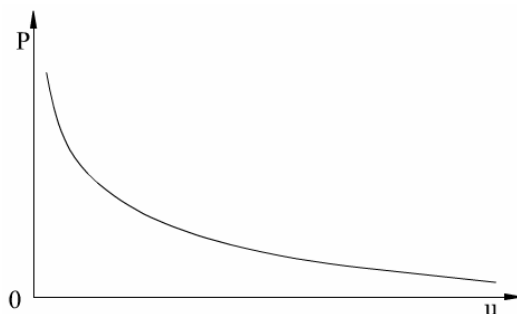
Từ công thức trên thấy rằng, lực gia cố ban đầu của neo dự ứng lực đến từ tải trọng kéo dãn, do đó thuộc về hình thức chống giữ chủ động, mà còn có thể dựa vào yêu cầu cung cấp phản lực chống giữ rất cao, đạt được mục tiêu không chế sự phát triển biến dạng của đất đá, giảm thiểu và tiêu trừ sự phát sinh tách lớp. Neo dự ứng lực có tác dụng quan trọng không chế dịch động nóc lò và nâng cao khả năng chịu tải của đất đá nóc.

b) Gia cố đất đá, làm cho vùng bờ rời và vùng dẻo liên kết thành một khối, hình thành tổ hợp vòm, dầm có khả năng chịu tải cao.

Đối với đất đá ở vùng bờ rời, một mặt dưới tác dụng của dự ứng lực neo, làm khép kín các khe nứt giữa các khối đá, tăng lên lực ma sát giữa các mặt trượt. Mặt khác do neo có tác dụng khóa, làm tăng lên cường độ kháng cắt của mặt phá hủy, cũng như làm tăng lực gắn kết của mặt phá hủy. Đất đá phân lớp ở các mỏ than, dưới tác dụng của dự ứng lực neo số lượng các lớp đá mỏng trong phạm vi gia cố nóc lò sẽ được khóa chặt thành một lớp đá dày hơn, hình thành tổ hợp dầm, đường cong ứng suất và biến dạng lớn nhất của nó đều giảm đi rất nhiều, độ cong của dầm tổ hợp cũng rất nhỏ [2].

Chỉ cần khoảng cách giữa các neo bố trí hợp lý, trong phạm vi gia cố neo dự ứng lực sẽ hình thành một vành nén ép đồng đều, tức là vòm chịu ép, bởi vì vòm chịu ép của đất đá ở vào trạng thái chịu lực 3 trục, cường độ đất đá trong vòm được nâng cao, có thể chịu được tải trọng hướng tâm lớn.

Độ lớn dự ứng lực dọc trục neo đối với độ ổn định đất đá nóc có tác dụng quyết định. Khi dự ứng lực lớn tới một mức độ nhất định, có thể khiến đất đá nóc ở vào trạng thái nén ép ngang, hình thành kết cấu chịu tải dự ứng lực, nâng cao cường độ kháng cắt tổng thể khối đá nóc, từ đó khắc phục sự phá hủy của áp lực ngang. Dựa vào dự ứng lực neo và mối quan hệ tách lớp đá nóc có thể thấy (hình 2), sự tách lớp đất đá nóc lò tùy vào sự giảm đi của dự ứng lực mà mức độ tăng lên nhiều lần.



Hình 2. Mối quan hệ sự tách lớp nóc lò và dự ứng lực của neo

c) Cải thiện trường ứng suất đất đá xung quanh và trạng thái chịu lực.

Việc đào lò làm thay đổi trạng thái ứng suất nguyên sinh của khối đá. Sau khi lắp đặt neo dự ứng lực, trong đất đá sẽ sinh ra thêm ứng suất gia cố, nhất là dưới tác dụng của hệ thống mạng neo, đất đá xung quanh lại biến thành trạng thái ứng suất 3 trục. Do cường độ kháng nén lớn hơn rất nhiều cường độ kháng kéo, có thể thông qua điều chỉnh trạng thái ứng suất đất đá để

nâng cao độ ổn định đất đá một cách hiệu quả. Thực tiễn cho thấy khi áp lực bằng không, cường độ tàn dư tiếp cận không; khi áp lực bằng 1 MPa, cường độ tàn dư khoảng 9MPa; tuy theo áp lực tăng cao mà mức độ mềm hóa biến dạng đất đá dần dần giảm xuống, cường độ tàn dư dần dần tăng lên, đặc biệt là khi áp lực thay đổi trong phạm vi $0 \div 1$ MPa, cường độ tàn dư biểu hiện tính nhạy cảm rất mạnh, tức là áp lực tăng lên một chút, cường độ tàn dư tăng lên rất nhanh.

Dựa vào lý luận đàn dẻo, đường lò sau khi đào, trong đất đá sẽ phân bố ứng suất thứ sinh, kết quả là ứng suất pháp xung quanh đường lò giảm, ứng suất tiếp tăng lên, trạng thái ứng suất này sẽ dẫn đến sự phá hủy cắt trong đất đá. Dưới tác dụng dự ứng lực cao của neo, ứng suất pháp của đất đá tăng, sự tăng lên của ứng suất pháp khiến cho phân bố ứng suất xu hướng đồng đều, ứng suất tập trung giảm tốc độ, phân bố ứng suất thứ sinh của đất đá được cải thiện, đồng thời khiến vùng ứng suất kéo chuyển dịch sâu bên trong khối đá, có lợi cho độ ổn định đường lò.

Sau khi dự ứng lực neo đạt tới mức độ nhất định, sẽ khiến áp lực thẳng góc nóc lò đều hóa đến sâu bên trong hai bên hông, hệ số tập trung ứng suất áp lực thẳng góc nóc lò cũng sẽ giảm đi. Đồng thời hiện tượng ứng suất tập trung hai bên hông lò giảm, lở hông suy giảm, việc bảo vệ hai bên hông lò sẽ trở nên giản đơn. Nguyên tắc đối chiếu tương đối “đầu tiên bảo vệ hông, sau không chế nóc” của chống giữ neo không dự ứng lực, nguyên tắc chống giữ chủ động neo dự ứng lực cao là “đầu tiên không chế nóc, sau đó bảo vệ hông”, tuân theo nguyên tắc “nóc hông đều trị” [4, 5].

d) Nâng cao tham số cơ học đất đá xung quanh, khiến đất đá có cường độ khá cao, gia cường tổng thể khối đá

Đường lò sau khi đào, đất đá xung quanh dịch động về phía mặt lộ, phần gần biên lò sinh ra biến dạng khá lớn, thường ở phạm vi $0 \div 2,5$ m sinh ra vùng kéo dẫn thứ nhất, lực dính kết C, góc nội ma sát, mô đun đàn hồi E ... đều giảm xuống, sau khi gia cố bằng neo dự ứng lực có thể nâng cao hiệu quả cường độ đất đá, hạn chế sự phát triển vùng kéo dẫn thứ nhất, duy trì độ ổn định. Thông qua phần mềm mô phỏng cho thấy nâng cao dự ứng lực neo cáp có hiệu quả giảm nhỏ vùng dẻo [3].

Thực tế tác dụng của neo dự ứng lực là tác dụng ngẫu hợp 4 kiểu tác dụng trên, chỉ là do mỗi điều kiện đặc thù, mà một kiểu tác dụng sẽ là chủ đạo, thiết kế neo chính là lấy nhân tố chủ đạo để dựa vào làm căn cứ tiến hành thiết kế.

3. Kết luận

Nâng cao độ bền của hệ thống chống neo đối với hiệu quả chống giữ rất quan trọng, tác dụng dự ứng lực của neo có tác dụng quyết định. Gây ra cho neo một dự ứng lực khá lớn, đồng thời thông qua tấm đệm, thanh nẹp và những cấu kiện khác thực hiện khuếch tán dự ứng lực là phương pháp hữu hiệu nâng cao hiệu quả chống giữ neo. Ở điều kiện dự ứng lực cao, ứng suất được sinh ra có giá trị lớn, hình thành vùng ứng suất nén có lợi phạm vi lớn, gần như bao phủ toàn bộ nóc lò, tác dụng chống giữ chủ động của neo được phát huy đầy đủ.

Nâng cao dự ứng lực neo có thể giảm nhỏ rõ rệt biến dạng đất đá xung quanh, không chế hiệu quả tách lớp. Ở các nước như Mỹ, Trung Quốc thường sử dụng chống giữ bằng neo dự ứng lực với giá trị ứng lực từ 80 - 100kN, cho thấy hiệu quả không chế rõ rệt biến dạng đất đá xung quanh, đảm bảo độ ổn định đường lò. Ở các mỏ hầm lò Việt Nam hiện đã sử dụng khá phổ biến neo chất dẻo cốt thép bám dính toàn thân, nhưng sử dụng neo cáp dự ứng lực thì vẫn còn rất hạn chế, do đó cần thiết phải quan tâm nghiên cứu áp dụng để phát triển trong thời gian tới.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1]. Wangfei Hu, 2001. Nghiên cứu phương pháp xác định các tham số thiết kế và cơ lý chống giữ neo dự ứng lực trong công trình ngầm. Đại học Công nghệ Tây An, Thiểm Tây, Tây An (tiếng Trung).

[2]. Yajie Wang, 1997. Roof in stability Rating System and Its Application at Enlow Fork. Mine.

- [3]. Lushi Liang, Tang Lei, Yangxin An, 1998. Kỹ thuật chống neo và lực gia cố. Tạp chí Công nghiệp than, Bắc Kinh, tr.11-12 (tiếng Trung).
- [4]. Chenqing Min, Jin Tai, 2000. Lý luận dầm cứng chống neo và ứng dụng của nó. Điều khiển nóc và áp lực mỏ, (tiếng Trung).
- [5]. Song G, Stankus J, 1997. Control mechanism of a tensioned bolt system in the Laminated roof with a large horizontal stress in the 16th int. Conf, on ground control in mining. Morgantown, west virginia.

SUMMARY

The pre-stress effects of rock bolts in underground supports

Trinh Dang Hung, *Institute of Mining Science and Technology - Vinacomin*

Zhao Li An, *Lieu Ninh Technical and Technological University - China*

Until now active supports have been used widely over the world. Active supports by rock bolts are different from other supports. They are based on main principles as following: rock bolts reinforce rock and soil around tunnels. Base on mechanical analysis of pre-stress in rock bolts show that effects of these rock supports are accepted. The rock bolts have been used widely in tunnels in underground mines to raise the stability of tunnels and save money for repairing roadways in underground mines.

Người biên tập: **TS. Trần Tuấn Minh**

ẢNH HƯỞNG CỦA THỜI GIAN TÁC DỤNG NỔ ĐẾN KẾT CẤU CÔNG TRÌNH NGẦM QUÂN SỰ

Nguyễn Hải Hưng, Trường Sĩ quan Công binh Bộ Quốc Phòng, Bình Dương
Nguyễn Xuân Mãn, Nguyễn Duyên Phong, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Bài báo trình bày phương pháp giải bài toán động lực học của kết cấu công trình ngầm quân sự với môi trường chịu tác dụng tải trọng sóng nổ của bom đạn (cường độ mạnh và thời gian tác dụng ngắn) và đưa ra kết quả tính toán ảnh hưởng thời gian tác dụng của sóng nổ đến trạng thái ứng suất - biến dạng của kết cấu công trình. Vật liệu kết cấu được giả thiết là đàn hồi tuyến tính và đồng nhất đẳng hướng. Hệ kết cấu - môi trường làm việc theo sơ đồ biến dạng phẳng trong điều kiện chuyển vị bé và biến dạng bé. Trong quá trình chất tải coi liên kết trên bề mặt tiếp xúc giữa kết cấu và môi trường là liên tục không có sự trượt hay tách cục bộ. Bài toán được giải bằng phương pháp phần tử hữu hạn, hệ kết cấu - môi trường được rời rạc hóa. Thuật toán để giải bài toán động là phương pháp tích phân trực tiếp Newmark. Kết quả tính toán chỉ ra rằng khi tính toán kết cấu công trình trong trường hợp chịu tác dụng của tải trọng sóng xung kích lan truyền trên mặt đất thì kết cấu công trình không ảnh hưởng nhiều như so với trường hợp chịu tải trọng do bom đạn nổ cục bộ lên công trình.

1. Mở đầu

Hiện nay, khi tính toán kết cấu công trình quân sự đặt trong môi trường đất đá dưới tác dụng của tải trọng bom đạn, đây là các dạng tải trọng đặc biệt như: Tải trọng do va chạm, tải trọng nổ, tải trọng sóng xung kích, sóng nén ... Đặc điểm các loại tải trọng này là có cường độ mạnh và thời gian tác dụng ngắn. Vì vậy, việc tính toán ảnh hưởng của các dạng tải trọng trên đến trạng thái ứng suất - biến dạng trong kết cấu công trình cần được nghiên cứu tính toán một cách chi tiết, đầy đủ từ đó đưa ra một số biện pháp giảm tải đến chuyển vị và nội lực trong kết cấu công trình. Dưới đây tác giả sẽ trình bày phương pháp giải bài toán động lực học của kết cấu tương tác với môi trường ảnh hưởng thời gian dưới tác dụng của tải trọng sóng nổ với mục đích nhận được các kết quả tính toán phù hợp với thực tế hơn.

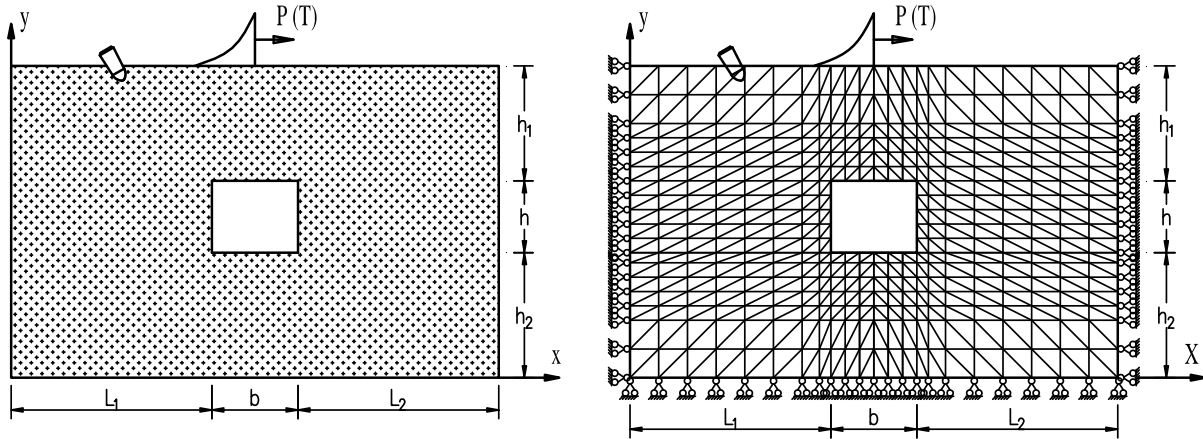
2. Đặt bài toán và phương pháp giải

2.1. Đặt bài toán

Khảo sát hệ kết cấu - môi trường biến dạng, hệ làm việc theo sơ đồ biến dạng phẳng hình 1. Môi trường biến dạng gồm nhiều lớp. Tải trọng tác dụng lên hệ là tải trọng động do sóng xung kích trên mặt đất có quy luật thay đổi theo thời gian được xác định trước hoặc chịu tác dụng cục bộ của bom đạn. Cần xác định trạng thái ứng suất - biến dạng của hệ kết cấu - môi trường theo quan điểm tương tác động lực học. Giả thiết rằng vật liệu kết cấu là đàn hồi tuyến tính và đồng nhất đẳng hướng. Hệ kết cấu - môi trường làm việc theo sơ đồ biến dạng phẳng trong điều kiện chuyển vị bé và biến dạng bé. Trong quá trình chất tải coi liên kết trên bề mặt tiếp xúc giữa kết cấu và môi trường là liên tục không có sự trượt hay tách cục bộ.

2.2. Phương pháp giải

Để giải bài toán đặt ra, tác giả sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn. Hệ kết cấu - môi trường được rời rạc hóa như sau: từ hệ thực bán vô hạn ta tách ra một miền hữu hạn bao gồm kết cấu và một phần môi trường xung quanh kết cấu (miền nghiên cứu). Hình dạng của miền này là tùy ý, nhưng để đơn giản có thể chọn dưới dạng hình chữ nhật. Với phần môi trường và kết cấu được chia thành các phần tử tam giác phẳng. Thay cho tác dụng của phần môi trường còn lại đối với miền nghiên cứu, đặt các liên kết lên biên của miền này là các liên kết gối tựa.



a. Mô hình xuất phát

b. Mô hình tính

Hình 1. Mô hình tính của bài toán tương tác hệ kết cấu - môi trường

3. Phương trình chuyển động của toàn hệ

Theo phương pháp chuyển vị khả dĩ hay nguyên lý thế năng dừng xây dựng được phương trình chuyển động cho mỗi phần tử hữu hạn của kết cấu và môi trường. Sau khi “ghép nối” chúng với nhau theo phương pháp “độ cứng trực tiếp” nhận được phương trình chuyển động của hệ kết cấu - môi trường như sau:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{R\}, \quad (1)$$

trong đó:

- $[M]$, $[C]$ và $[K]$ - tương ứng là ma trận khối lượng, ma trận cản nhớt và ma trận độ cứng của hệ;

- $\{R\}$ - véc tơ tải trọng nút của hệ;

- $\{\ddot{U}\}$, $\{\dot{U}\}$ và $\{U\}$ - tương ứng là véc tơ gia tốc, véc tơ vận tốc và véc tơ chuyển vị.

Để giải phương trình trên sẽ áp dụng phương pháp tích phân trực tiếp của Newmark và phương trình (1) được viết lại tại thời điểm $t + \Delta t$ như sau:

$$[M]\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} + [K]\{U_{t+\Delta t}\} = \{R_{t+\Delta t}\}, \quad (2)$$

Hoặc viết gọn lại dưới dạng:

$$\left[\hat{K} \right] \{U_{t+\Delta t}\} = \left\{ \hat{R}_{t+\Delta t} \right\}, \quad (3)$$

trong đó: $\left[\hat{K} \right]$ - ma trận cứng hiệu quả.

$$\left[\hat{K} \right] = [K] + a_0[M] + a_1[C], \quad (4)$$

$\left\{ \hat{R}_{t+\Delta t} \right\}$ là véc tơ tải trọng hiệu quả.

$$\left\{ \hat{R}_{t+\Delta t} \right\} = \{R_{t+\Delta t}\} + [M] \left[a_0 \{U_t\} + a_2 \{ \dot{U}_t \} + a_3 \{ \ddot{U}_t \} \right] + [C] \left[a_1 \{U_t\} + a_4 \{ \dot{U}_t \} + a_5 \{ \ddot{U}_t \} \right] \quad (5)$$

trong đó: a_0, a_1, \dots - các hệ số của phương pháp Newmark.

4. Tính véc tơ tải trọng quy nút do tải trọng sóng nổ trên mặt đất gây ra

Tải trọng được khảo sát là tải trọng sóng nổ dưới dạng siêu áp của sóng tới lan truyền trên mặt đất và tải trọng cục bộ do nổ của bom đạn gây ra:

$$\{p_s\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ p_{sy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \Delta p(t) \end{Bmatrix}, \quad (6)$$

trong đó:

$$\Delta p(t) = \Delta p_0 \left(1 - \frac{t}{\tau}\right)^n, \quad (7)$$

Thuật toán tích phân trực tiếp theo phương pháp Newmark cho bài toán tuyến tính được tóm tắt trong bảng 1.

Bảng 1. Tóm tắt thuật toán tích phân trực tiếp của Newmark cho bài toán đàn hồi tuyến tính

<i>a. Tính toán sơ bộ ban đầu</i>
- Tính các ma trận cơ bản: ma trận $[K]$, ma trận $[M]$ và ma trận cản $[C]$.
- Xác định bước tích phân Δt và các tham số tích phân δ , α và tính các hệ số của phương pháp: $a_0, a_1, a_2, \dots, a_7$.
- Xác định các vectơ điều kiện ban đầu: $\{\ddot{U}_0\}$, $\{\dot{U}_0\}$ và $\{U_0\}$
- Tính ma trận độ cứng hiệu quả $[\hat{K}]$
<i>b. Tính lặp cho các bước tích phân tại các thời điểm $t = \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$ theo các bước:</i>
Bước 1: Tính vectơ tải trọng hiệu quả $\{\hat{R}_{t+\Delta t}\}$ tại thời điểm $(t+\Delta t)$
Bước 2: Giải hệ phương trình tìm vectơ chuyển vị nút $\{U_{t+\Delta t}\}$ tại thời điểm $(t+\Delta t)$ $\{U_{t+\Delta t}\} = [\hat{K}]^{-1} \{\hat{R}_{t+\Delta t}\}$
Bước 3: Tính các vectơ vận tốc và gia tốc nút tại thời điểm $t+\Delta t$: $\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} = a_0 (\{U_{t+\Delta t}\} - \{U_t\}) - a_2 \{\dot{U}_t\} - a_3 \{\ddot{U}_t\};$ $\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} = a_1 \{\dot{U}_t\} + a_6 \{\ddot{U}_t\} + a_7 \{\ddot{U}_{t+\Delta t}\}$
Bước 4: Tính ứng suất, biến dạng, phản lực biên tại thời điểm $t+\Delta t$
Bước 5: Tăng bước thời gian $t = t+\Delta t$ và lặp lại từ bước 1.

Trên cơ sở thuật toán vừa nêu tác giả đã áp dụng phần mềm SAP2000 để giải bài toán. Chương trình cho phép giải bằng số các bài toán tương tác động lực học của hệ kết cấu - môi trường dưới tác dụng của tải trọng động.

5. Tính toán ảnh hưởng về thời gian tác dụng của tải trọng

Sử dụng chương trình đã được lập để khảo sát công trình nằm trong môi trường đất á cát với kết cấu công trình chịu tác dụng của siêu áp sóng xung kích lan truyền trên mặt đất có dạng quy luật đường cong $n=2$, với $\Delta p_0 = 10T/m^2$ và thời gian tác dụng của tải trọng sóng nổ biến đổi từ $\tau = 0,01s \div 0,05s$.

Sơ đồ tính được thể hiện trên hình 2, môi trường và kết cấu được chia thành các phần tử tam giác ba nút.

Môi trường đặt công trình giả thiết là một lớp đồng nhất, vật liệu đất sét có các thông số như sau: mô đun đàn hồi $E = 20000 T/m^2$; mật độ khối lượng $\rho = 0,18 TS^2/m^4$; Hệ số Poisson - xông $\nu = 0,3$.

Kết cấu công trình bằng bê tông cốt thép mác 300[#] có các thông số: mô đun đàn hồi $E = 2,4 \times 10^6 T/m^2$; mật độ khối lượng $\rho = 0,254 TS^2/m^4$; hệ số Poisson - xông $\nu = 0,25$.

Kích thước hình học thông thủy của công trình là $(3 \times 2,5)m$; nóc công trình có chiều dày 0,5m; hai tường bên có chiều dày 0,4m và đáy có chiều dày 0,35m. Khoảng cách từ bề mặt môi trường đến mặt trên nóc công sự là $h_1=4m$; khoảng cách từ mặt dưới đáy công trình đến hết miền nghiên cứu là $h_2= 4,35m$; khoảng cách từ mặt ngoài tường công trình ra hai bên biên miền nghiên

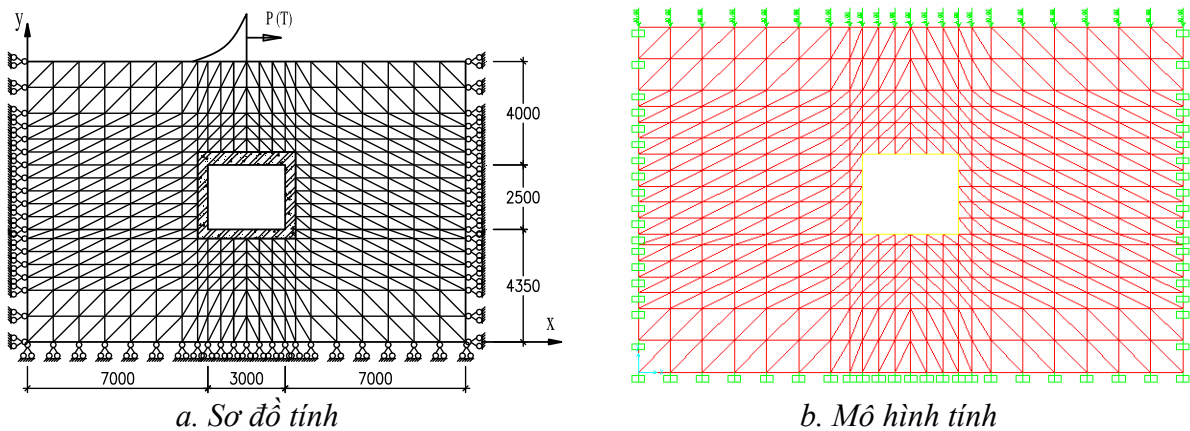
cứ là bằng nhau: $L_1 = L_2 = 7\text{m}$.

Khi tính toán ảnh hưởng các dạng tải trọng đến trạng thái ứng suất - biến dạng của kết cấu công trình, để đơn giản nhưng không mất tính tổng quát, mô hình vật liệu của kết cấu và môi trường được giả thiết là đàn hồi tuyến tính, còn tải trọng sóng nổ vừa được coi là cố định vừa được coi là di động. Tải trọng sóng xung kích trên mặt đất có qui luật:

$$\Delta P(t) = \Delta P_{\max} \left(1 - \frac{t}{\tau}\right)^n = 10 \cdot \left(1 - \frac{t}{\tau}\right)^2 \left(\text{T/m}^2\right), \quad (7)$$

Với các số liệu về kết cấu, tải trọng như trên, nội dung bài báo sẽ nghiên cứu bài toán tương ứng với thời gian tải trọng tác dụng lên công trình khác nhau đó là:

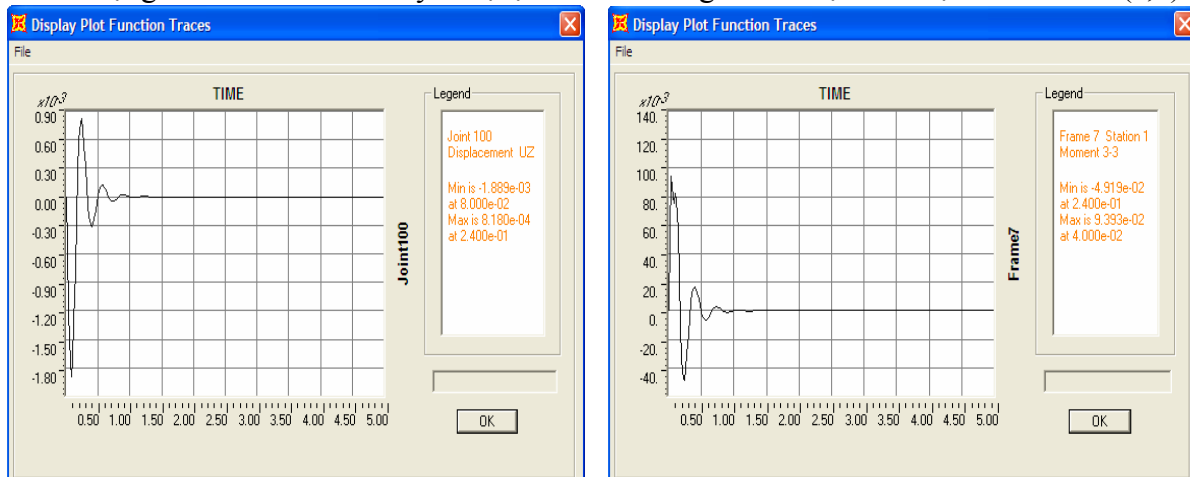
- *Bài toán 1*: Thời gian duy trì $\tau = 0,01\text{s}$;
- *Bài toán 2*: Thời gian duy trì $\tau = 0,01\text{s}$; hình 2a;
- *Bài toán 3*: Thời gian duy trì $\tau = 0,01\text{s}$; hình 2b;
- *Bài toán 4*: Thời gian duy trì $\tau = 0,01\text{s}$.



Hình 2. Sơ đồ và mô hình tính

5.1. Bài toán 1

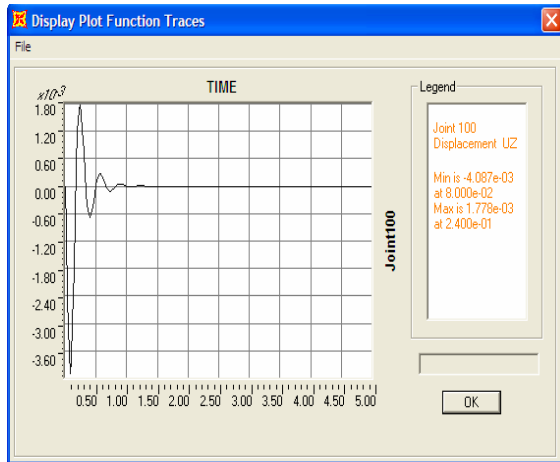
Với thời gian duy trì $\tau = 0,01\text{s}$. Kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của thời gian tác dụng của tải trọng đến mô men và chuyển vị tại tâm nóc công trình được thể hiện trên hình 3 (a,b).



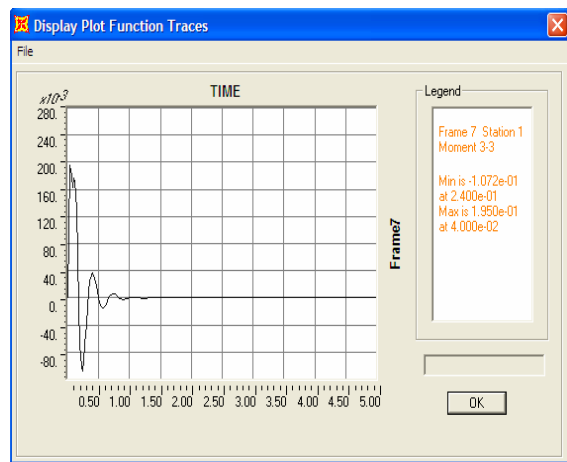
Hình 3. Chuyển vị và mô men tại tâm nóc công trình

5.2. Bài toán 2

Với thời gian duy trì $\tau = 0,02\text{s}$. Kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của thời gian tác dụng của tải trọng đến mô men và chuyển vị tại tâm nóc công trình được thể hiện trên hình 4(a,b).



a)

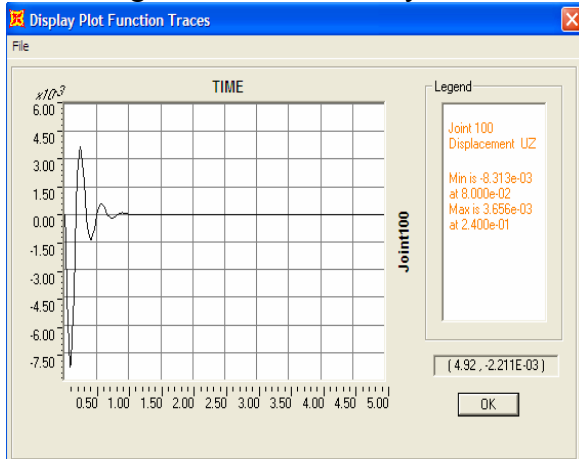


b)

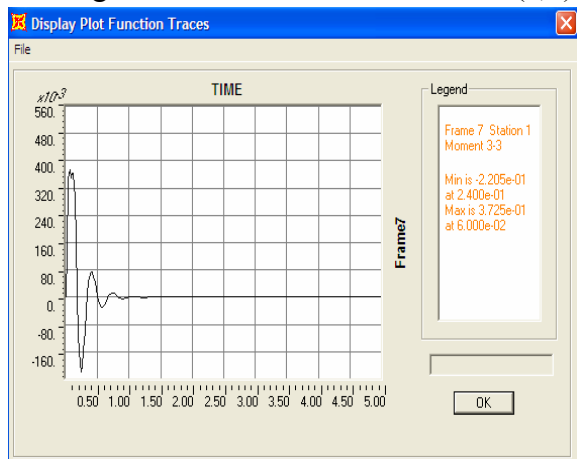
Hình 4. Chuyển vị và mô men tại tâm nóc công trình

5.3. Bài toán 3

Với thời gian duy trì $\tau=0,04s$. Kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của thời gian tác dụng của tải trọng đến mô men và chuyển vị tại tâm nóc công trình được thể hiện trên hình 5 (a,b).



a)

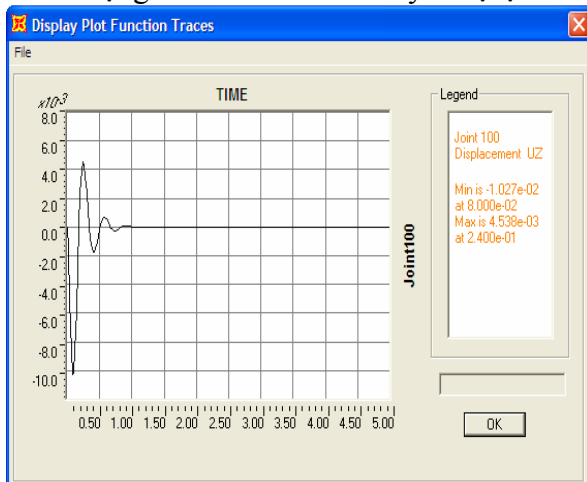


b)

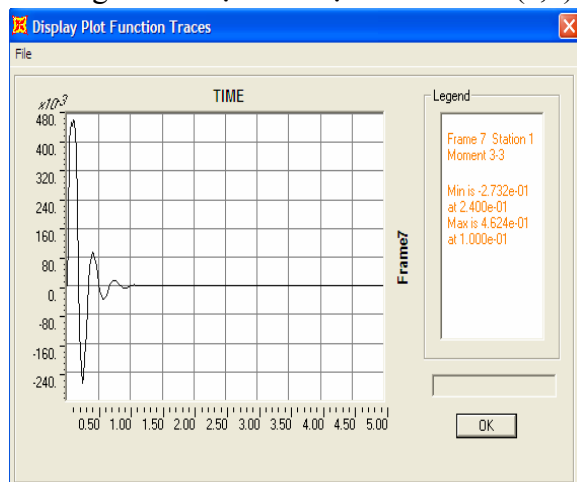
Hình 5. Chuyển vị và mô men tại tâm nóc công trình

5.4. Bài toán 4

Với thời gian duy trì $\tau=0,05s$. Kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của thời gian tác dụng của tải trọng đến mô men và chuyển vị tại tâm nóc công trình được thể hiện trên hình 6 (a,b).



a)

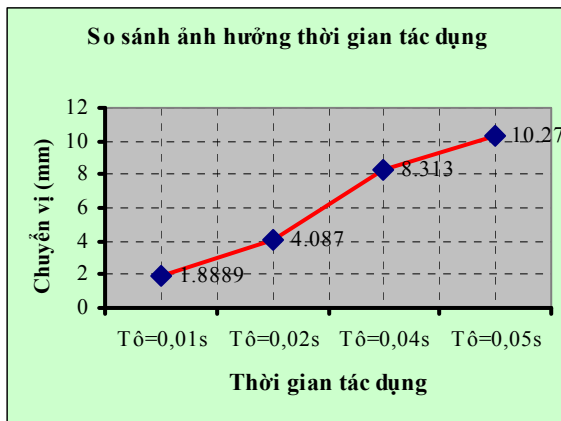


b)

Hình 6. Chuyển vị và mô men tại tâm nóc công trình

Bảng 3. Tổng hợp so sánh các bài toán

STT	Các bài toán	Thời gian τ (s)	Kết quả		Ghi chú
			Chuyển vị (mm)	Mô men (T.m)	
1	Bài toán 1	0,01	1,8889	0,0939	
2	Bài toán 2	0,02	4,0870	0,1950	
3	Bài toán 3	0,04	8,3130	0,3725	
4	Bài toán 4	0,05	10,270	0,4621	



Hình 7. Kết quả so sánh ảnh hưởng thời gian tác dụng lên công trình

Nhận xét:

Từ kết quả so sánh ảnh hưởng thời gian tác dụng lên công trình trên hình 7, nếu cùng dạng tải trọng sóng xung kích và cùng cường độ tải trọng động tác dụng lên kết cấu công trình nhưng thời gian tác dụng khác nhau $\tau = 0,01s \div 0,05s$ thì cho kết quả về chuyển vị và mô men tại tâm nóc công trình là khác nhau, thời gian tác dụng ngắn thì các giá trị chuyển vị và mô men tại tâm nóc công trình nhỏ, nếu thời gian tác dụng càng lớn thì các giá trị chuyển vị và mô men tại tâm nóc công trình càng lớn.

6. Kết luận

Từ các kết quả tính toán trên có thể rút ra kết luận sau đây: Khi tính toán kết cấu công trình trong trường hợp chịu tác dụng của tải trọng sóng xung kích lan truyền trên mặt đất thì kết cấu công trình không ảnh hưởng nhiều như so với trường hợp chịu tải trọng do bom đạn nổ cục bộ lên công trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Nguyễn Quốc Bảo, Trần Nhất Dũng, 2002. Phương pháp phân tử hữu hạn lý thuyết và lập trình. NXB Khoa học và Kỹ thuật.
- [2]. Vũ Đình Lợi, 2006. Tài liệu chuyên đề "Tải trọng bom đạn tác động lên công sự". Khoa Công trình Quân sự - Học viện KTQS, Hà Nội.
- [3]. Phùng Thị Nguyệt, 2005. Tính toán kết cấu với SAP2000, Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Hà Nội.
- [4]. Lê Văn Quý, Lê Thọ Trình, 1979. Động lực học công trình – Cơ học kết cấu tập III, NXB Đại học và Trung học chuyên nghiệp, Hà Nội.
- [5]. Nguyễn Trí Tá, 2005. Nghiên cứu sự tương tác giữa kết cấu công sự và môi trường đất đá dưới tác dụng của tải trọng nổ có xét đến tính phi tuyến của môi trường. Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Học viện KTQS, Hà Nội.
- [6]. Nguyễn Trí Tá, Vũ Đình Lợi, Đặng Văn Đích, 2008. Giáo trình công sự tập 1. Học viện KTQS, Hà Nội.
- [7]. Lê Đình Tân, 2000. Tính toán động lực học công trình ngầm chịu tác dụng của sóng nổ. Luận án TSKT, Học viện KTQS.

SUMMARY

Adverse effects when the wave explosion underground structure to military

Nguyen Hai Hung, *School of Affairs Officer, Binh Duong*

Nguyen Xuan Man**Nguyen Duyen Phong**

Hanoi University of Mining and Geology

This article presents a method of solving the problem of structural dynamics underground military environment under the effect of the blast wave load bombs (Strong intensity and short duration) and make the calculation results affect duration of the blast wave state of stress - deformation of structures. The structural material is linear elasticity and homogeneous isotropic. The system structure and environment is calculated using scheme plane strain in the case small displacement and small strain. The problem is solved by the finite element method. Algorithm to solve the problem is the direct integration method Newmark. The calculated results show that: the effect of the blast wave load bombs propagating on the surface of earth does not influence much on the underground structure military compared to the case of local explosion bomb.

Người biên tập: **ThS. Đặng Văn Kiên**

ẢNH HƯỞNG CỦA LOẠI PHẦN TỬ BIÊN ĐẾN ĐIỀU KIỆN BIÊN VÀ KẾT QUẢ MÔ HÌNH SỐ TRONG VIỆC PHÂN TÍCH CHẤN ĐỘNG NỔ MÌN KHÍ ĐÀO HẦM BẰNG PHƯƠNG PHÁP KHOAN NỔ MÌN Ở KHU VỰC THÀNH PHỐ

Đặng Văn Kiên, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Trong phương pháp phần tử hữu hạn (finite element method -FEM), loại điều kiện biên được sử dụng sẽ ảnh hưởng đến kết quả của một mô hình số. Điều kiện biên ảnh hưởng bởi loại phần tử biên được lựa chọn. Trong nghiên cứu truyền sóng trong môi trường đá /đất như chấn động do nổ mìn khí đào hầm có thể sử dụng biên loại cố định, loại con lăn hoặc loại biên không- phản xạ (Non-Reflecting Boundary Conditions-NRBCs). Nhiều loại NRBCs có sẵn, nhưng nhìn chung chúng đều tác động để ngăn chặn năng lượng, sóng phản xạ trở lại vào mô hình tại ranh giới hữu hạn của mô hình. Trong bài báo này FEM được sử dụng để nghiên cứu chấn động nổ mìn với việc sử dụng hai loại điều kiện biên: cố định và NRBCs. Trong mô hình đầu tiên, sử dụng biên cố định dựa trên việc chỉ sử dụng phần tử hữu hạn (Finite element-FE). Trong mô hình thứ hai, sử dụng biên không phản xạ dựa trên việc sử dụng cả hai loại phần tử hữu hạn FE và phần tử vô hạn (Infinite element -IE). Việc so sánh kết quả của hai mô hình này sẽ thể hiện được ảnh hưởng của loại phần tử biên đến kết quả của mô hình.

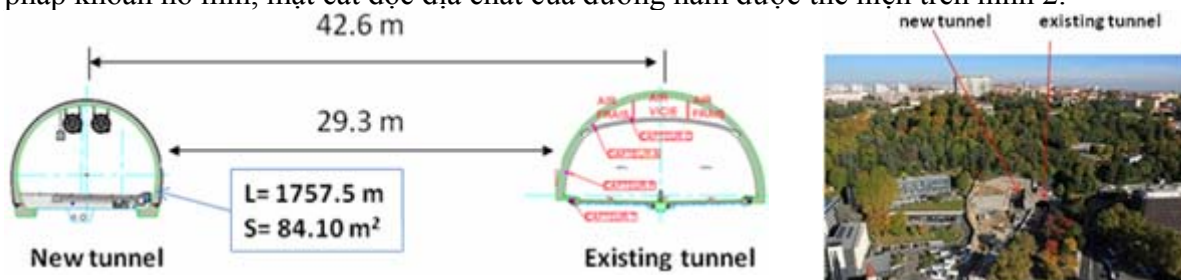
1. Giới thiệu

Các phân tích số đôi khi phải đối mặt với vấn đề điều kiện biên được xác định trong các môi trường vô hạn hoặc các vấn đề trong đó khu vực quan tâm có kích thước rất nhỏ so với môi trường xung quanh. Phần tử vô hạn được dự định sẽ được sử dụng cho những trường hợp này kết hợp với điều kiện phẳng, đối xứng trục, và các phần tử hữu hạn ba chiều. Phần tử hữu hạn tiêu chuẩn nên được sử dụng để mô hình các khu vực quan tâm, còn các phần tử vô hạn mô hình hóa các khu vực biên (Abauqs, 2010). Chúng cũng có thể chỉ có tương tác tuyến tính và cung cấp độ cứng trong các phân tích tĩnh liên tục và nó là rất quan trọng, chúng có thể cung cấp ranh giới "yên tĩnh" với mô hình phần tử hữu hạn trong phân tích động. Trong nghiên cứu này, hai mô hình khác nhau được sử dụng trong đó mô hình thứ nhất chỉ sử dụng phần tử hữu hạn, mô hình thứ hai kết hợp cả hai loại phần tử hữu hạn-vô hạn được sử dụng để nghiên cứu.

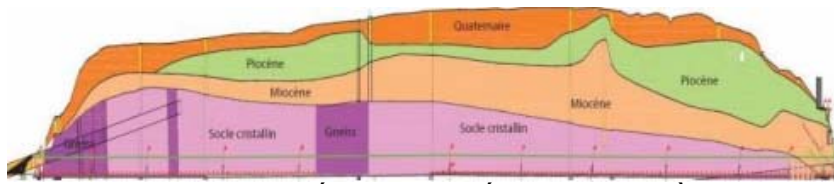
2. Các thông số đường hầm nghiên cứu

2.1. Mô tả vị trí đường hầm

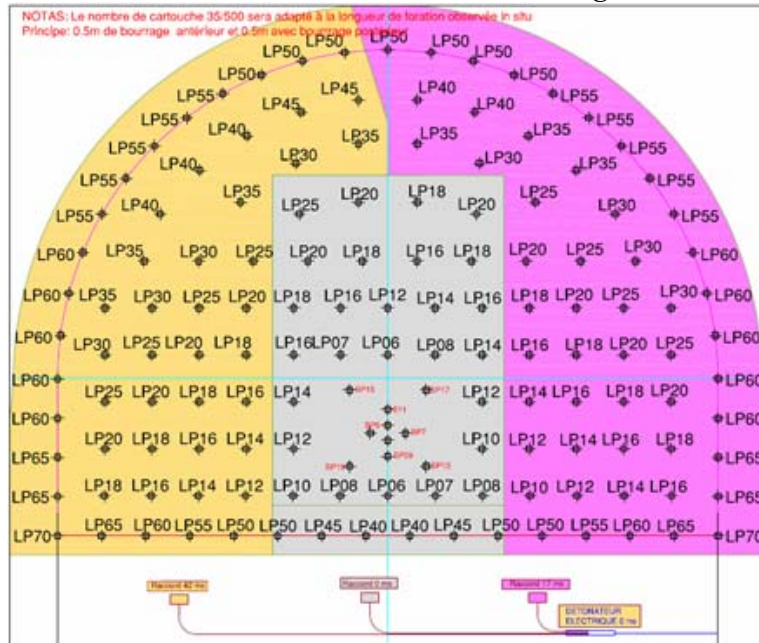
Đường hầm Croix-Rousse là một công trình đô thị, nằm ở thành phố Lyon, Pháp, giữa sông Rhône và sông Saône. Chiều dài của đường hầm là 1757,5 m với diện tích mặt cắt ngang của 84.10m². Vị trí hầm nằm ở khu vực rất đông dân cư và có nhiều tòa nhà gần đó [1]; cùng một lúc, có một đường hầm tồn tại nằm song song với hầm mới (Hình 1). Khối đá, trong đó đường hầm đào qua, bao gồm đá granite và đá gneis có độ bền nén đơn trục lớn hơn nhiều 100MPa [1]. Độ sâu đặt đường hầm trung bình là 100m. Đường hầm được đào bằng phương pháp khoan nổ mìn, mặt cắt dọc địa chất của đường hầm được thể hiện trên hình 2.



Hình 1. Điều kiện khu vực xung quanh đường hầm



Hình 2. Mặt cắt dọc địa chất của đường hầm



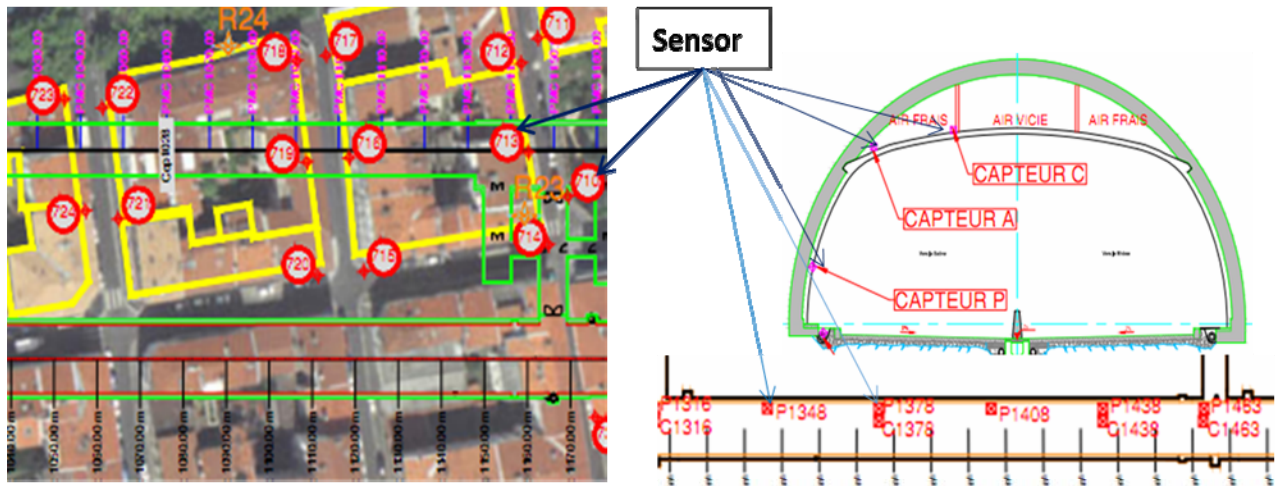
Hình 3. Sơ đồ bố trí các lỗ mìn trên gương

2.2. Các thông số khoan nổ mìn

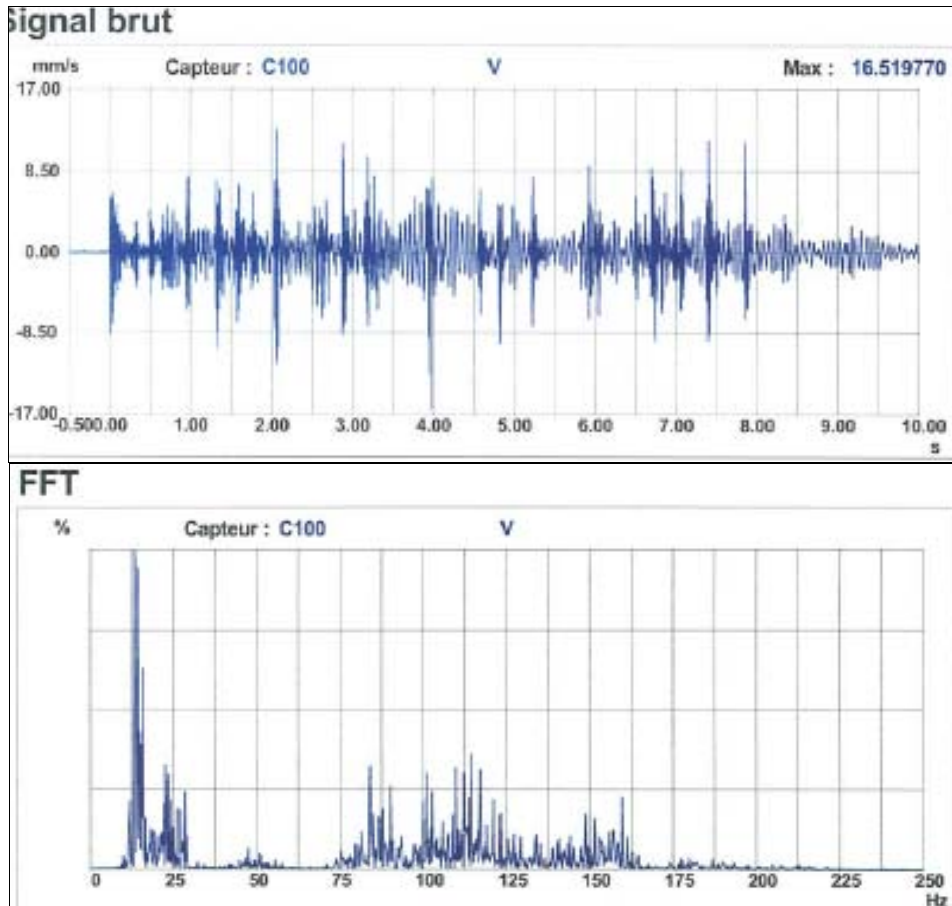
Phương pháp nổ mìn tạo biên được sử dụng khi đào đường hầm nhằm hạn chế chấn động đến khối đá. Trên gương có bốn nhóm lỗ mìn bao gồm nhóm đột phá nhóm phá nhóm biên và nhóm lỗ mìn nền. Các lỗ mìn có đường kính 51mm và 48mm đã được sử dụng. Chiều dài lỗ khoan từ 3,5-5m tùy thuộc vào điều kiện địa chất. Vị trí các lỗ mìn trên gương được thể hiện trên hình 3.

2.3. Kết quả đo vận tốc chấn động

Vận tốc sóng nổ đo bằng các cảm biến (loại Geophone) đặt trong vỏ chống bê tông liền khối của đường hầm cũ và một số tòa nhà quan trọng trên bề mặt (hình 4). Bằng các cảm biến vận tốc sóng chấn động được đo theo 3 phương (x,y,z) cùng với tần số thay đổi giữ 1 và 250 Hz như trên hình 5.



Hình 4. Vị trí đặt cảm biến để đo chấn động



Hình 5. Vận tốc sóng nổ và quang phổ tần số của tín hiệu nổ mìn

Kết quả đo tại một số điểm quan sát tại một số tòa nhà trên bề mặt và trong vỏ chống bê tông của hầm cũ được thể hiện trên bảng 1.

Bảng 1. Kết quả đo chấn động bằng các cảm biến

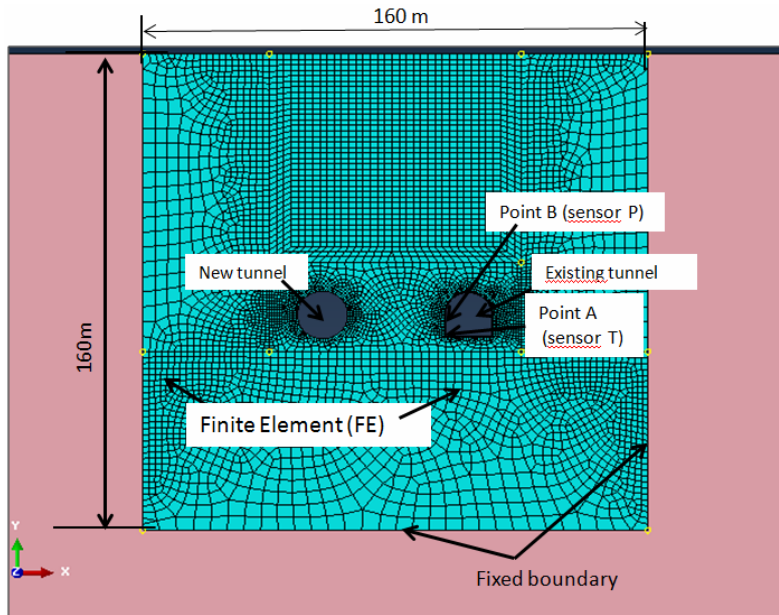
Tên và vị trí cảm biến	PM	Lớp phủ (m)	PPV (mm/s) trên bề mặt	PPV (mm/s) in tại đường hầm cũ
S12_Usine ventilation n°1	225	60	1,77	20,73
S20_Usine de Ventilation n°2	555	65	0,66	16,63
S21_Rue Rousy	585	68	3,76	13,91
S22_77 Bd Cx Rousse	680	72	7,97	47,00
S25_99 Bd Cx Rousse	870	78	2,71	30,11
S26_94 Bd Cx Rousse	685	72	2,25	20,19

3. Mô hình số

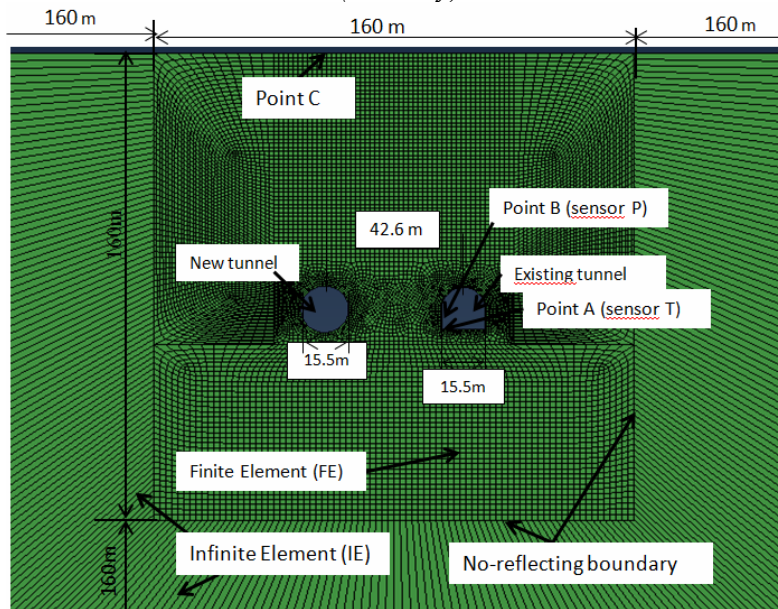
Mô hình số được tiến hành bằng việc sử dụng phần tử hữu hạn trên phần mềm Abaqus/explicit 6.10-2.

3.1. Mô tả mô hình số

Mô hình số được tiến hành để khảo sát ảnh hưởng chấn động nổ mìn khi đào đường hầm mới bằng phương pháp khoan nổ mìn đến đường hầm đang tồn tại. Đường hầm đang tồn tại có dạng vòm tường thẳng. Bán kính vòm là 8,05m chiều cao tường 1m. Đường hầm đào mới gần đó có dạng hình vòm móng ngựa. Bán kính của vòm là 5,55m. Khoảng cách giữa hai trục đường hầm là 42,6m. Kích thước của mô hình được thể hiện trên hình 6, hình 7.

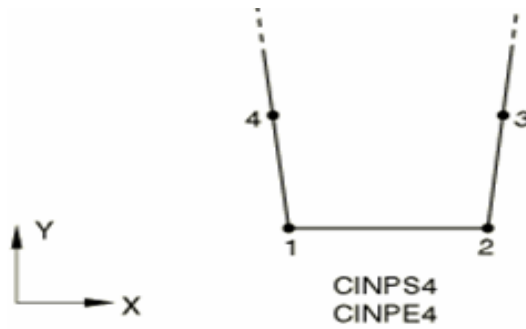


Hình 6. Trường hợp 1 sử dụng điều kiện biên loại cố định chỉ sử dụng phần tử hữu hạn (FE only)



Hình 7. Trường hợp 2 sử dụng điều kiện biên loại không phản xạ sử dụng cả hai phần tử vô hạn và phần tử hữu hạn (FE+IE)

Kích thước của mô hình với chiều rộng là 480 m và chiều cao 320m (hình 7). Hai trường hợp nghiên cứu với hai loại điều kiện biên khác nhau. Trong trường hợp thứ nhất mô hình 1 chỉ sử dụng phần tử hữu hạn với biên loại biên cố định (FE only). Trong trường hợp thứ hai sử dụng cả hai loại phần tử hữu hạn và vô hạn với điều kiện biên loại không phản xạ (FE+IE). Trong nghiên cứu này loại ứng suất phẳng và biến dạng phẳng với phần tử liên tục là được sử dụng. Phần tử vô hạn loại CINPE4 được sử dụng trong mô hình thứ hai như trên hình 8. Phần tử vô hạn được dự định sẽ được sử dụng cho các vấn đề, trong đó khu vực quan tâm là kích thước nhỏ so với môi trường xung quanh... như ở đây vùng chứa hầm trong lòng đất. Phần tử hữu hạn tiêu chuẩn nên được sử dụng để mô hình các khu vực quan tâm, còn các phần tử vô hạn cho vùng biên. Trong trường hợp 1, tổng số phần tử là 5776 phần tử trong đó có 5662 phần tử tuyến tính hình chữ nhật loại CPE4R và 114 phần tử tuyến tính tam giác loại CPE3. Trong trường hợp 2, tổng số phần tử là 12787 phần tử với 12482 phần tử loại CPE4R (FE); 240 phần tử loại CINPE4 (IE); 65 phần tử loại CPE3 (FE).



Hình 8. Mô hình phần tử vô hạn loại CINPE4

3.2. Mô hình áp lực nổ mìn

Chấn động gây ra do quá trình đào chủ yếu là do tải trọng nổ đối tác dụng lên biên trong của đường hầm mới. Áp lực nổ sinh ra từ việc mở rộng các khí từ vụ nổ, có thể được tính theo công thức theo đề nghị của các Konya và Walter (1991)[7]:

$$P_d = \frac{449.93 \times S G_e \times VOD^2}{1 + 0.85 S G_e}, \quad (1)$$

trong đó:

- P_d - áp lực nổ (Pa); $S G_e$ - mật độ của thuốc nổ (g/cm^3);
- VOD - vận tốc sóng nổ của thuốc nổ (m/s). Áp lực nổ là áp lực của một lượng nạp đầy lỗ khoan.

Trong lĩnh vực này, các kỹ thuật tách được sử dụng, trong đó đề cập đến để lại một khoảng trống giữa cột thuốc nổ và thành lỗ khoan. Để xem xét hiệu quả tách, phương trình chuẩn sau đây được sử dụng:

$$P_B = P_d \left(\frac{d_c}{d_h} \right)^3, \quad (2)$$

trong đó:

- P_B - áp lực lên thành lỗ khoan;
- d_c và d_h - đường kính thổi thuốc và đường kính lỗ khoan (mm) tương ứng.

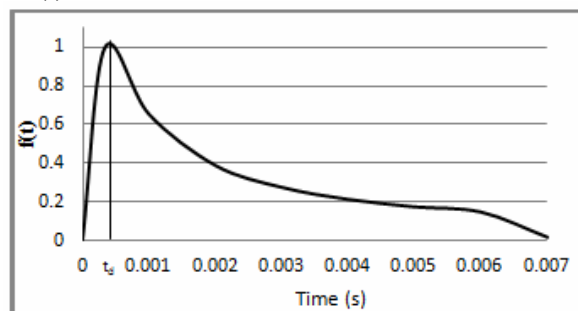
Để có được quan hệ áp lực nổ và thời gian, hàm hình dạng là cần thiết sử dụng. Hầu hết các nghiên cứu đã sử dụng hàm mũ để mô hình hình dạng sóng áp lực nổ hoặc kết hợp của hàm mũ và dạng hình sin cho hàm áp lực. Trong nghiên cứu này, dựa trên các phương trình được sử dụng bởi Jiang (1993)[5], đã được thông qua để mô tả hàm của chấn động (Park et al 2005)[9]:

$$f(t) = \frac{t}{t_d} e^{(1 - \frac{t}{t_d})}, \quad (3)$$

trong đó:

- $f(t)$ - phương trình hình dạng;
- t - thời gian đánh giá;
- $t_d = 0,0003361s$ - thời gian đạt được áp lực lớn nhất.

Mối quan hệ giữa $f(t)$ và t được thể hiện trên hình 9.



Hình 9. Mối quan hệ giữa $f(t)$ và t

Một lực hướng kính, tương đương với áp lực lỗ mìn được áp dụng cho phần tử xung quanh lỗ mìn. Để ngăn chặn việc tạo ra một lực bất thường xung quanh lỗ mìn do kích thước hạt thô, phần tử xung quanh lỗ mìn có bán kính nhỏ hơn của các hạt xung quanh. Hình 9 thể hiện quy luật truyền áp lực nổ mìn lên thành lỗ mìn. Thuốc nổ Emulsion Reelle đã được sử dụng để đào hầm với ($d_c/d_h=0.9$). Biên độ áp lực được tính toán từ phương trình (2) và chu vi của đường hầm, kết quả $P_B = 7.478\text{GPa}$. Áp lực nổ mìn tác dụng lên biên đường hầm được thể hiện phương trình (4).

$$P(t) = P_b * f(t) = 7.478 * f(t); \text{GPa}, \quad (4)$$

3.3. Mô hình vật liệu

Khối đá xung quanh đường hầm Croix - Rousse là đá granite và gneiss. Tiêu chuẩn Mohr - Coulomb truyền thống được sử dụng để nghiên cứu quá trình phá hủy đá. Các thông số của đá là Bulk modulus = 56GPa, lực dính kết = 23,07MPa, mật độ = 2650 kg/m³, góc ma sát trong 53,99⁰, góc dẫn nở = 4⁰. Hệ số giảm chấn (damping) được chọn $\xi = 5\%$ cho đá và $\xi = 4\%$ cho bê tông. Vỏ chống bê tông được mô phỏng sử dụng mô hình phá hủy dẻo được xây dựng trong Abaqus. Đặc tính vật liệu sử dụng cho bê tông là Young's modulus = 31GPa, hệ số Poisson = 0,2, trọng lượng riêng = 2400kg/m³, độ bền nén yield = 35MPa, độ bền tiếp yield = 2,9MPa.

4. Kết quả

4.1. Một số điểm quan sát

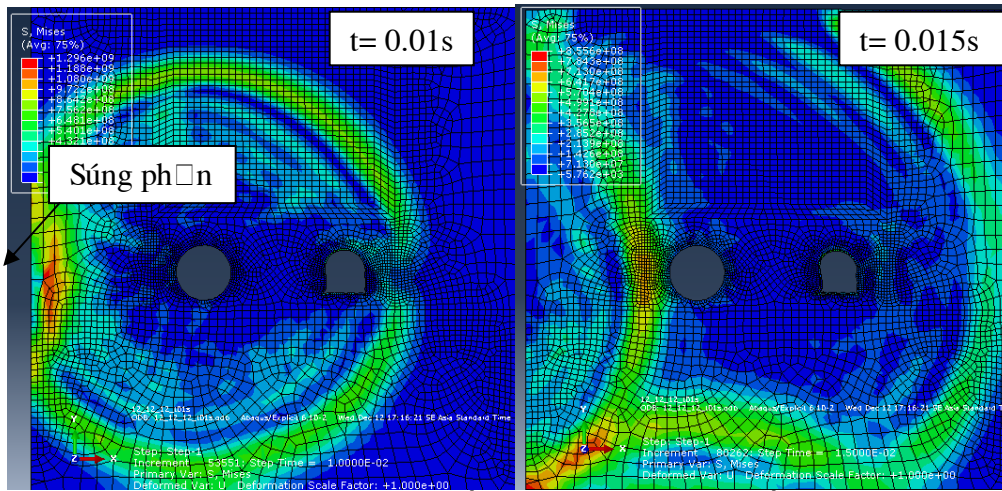
Điểm quan sát được lựa chọn với điều kiện vị trí của các điểm tương ứng với vị trí của cảm biến trong điều kiện thực tế để dễ dàng so sánh giá trị vận tốc. Trong vỏ chống bê tông đường hầm, một số điểm quan sát là điểm A, điểm B, điểm C. Các vị trí của các điểm tương ứng với các cảm biến trong điều kiện thực tế (điểm A tương ứng với cảm biến T, điểm B tương ứng cảm biến P, điểm C tương ứng để cảm biến C) như Hình 6 và Hình 7.

4.2. Vận tốc phân tử lớn nhất

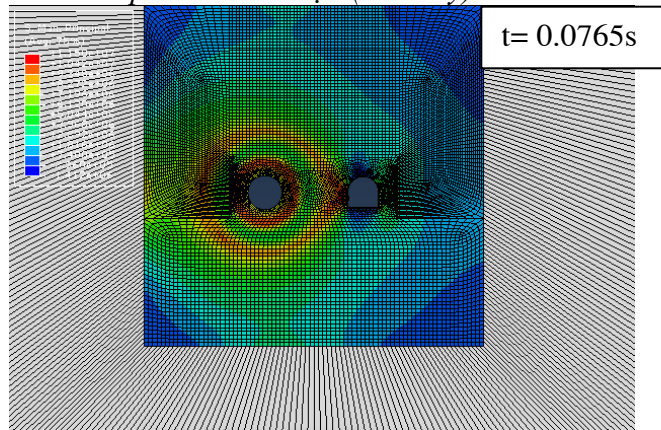
Một yếu tố quan trọng cho đào đường hầm tại khu vực đô thị bằng phương pháp khoan nổ mìn là để tránh thiệt hại cho các tòa nhà và các công trình hiện có do phương pháp này tạo ra rung động bề mặt. Ngày nay, nhiều thông số được sử dụng để đánh giá chấn động gây ra do vụ nổ như vận tốc phân tử lớn nhất và gia tốc phân tử lớn nhất ... Tuy nhiên, vận tốc phân tử lớn nhất là thông số thích hợp nhất để đánh giá rung động liên quan đến rủi ro. Biên độ chấn động bởi nổ mìn, vận tốc phân tử lớn nhất ảnh hưởng bởi loại thuốc nổ được sử dụng, khối lượng nạp cho một lần nổ, khoảng cách từ vị trí nổ mìn đến điểm quan sát cũng như điều kiện địa chất địa kỹ thuật trong khu vực đào. Có nhiều phương pháp khác nhau đã được đề xuất để đánh giá mức độ rung động mặt đất trong quá trình nổ mìn như: đo lường tại chỗ dựa trên các cảm biến, mô hình tiếp cận thực nghiệm, mô hình mô phỏng số ... Sự an toàn của đường hầm hiện tại có thể bị ảnh hưởng bởi chấn động nổ mìn gây ra bởi việc đào đường hầm mới bên cạnh. Nổ mìn chắc chắn sẽ tạo ra sự xáo trộn khối đá xung quanh và hệ thống kết cấu chống (ví dụ vỏ chống bê tông liền khối...) của đường hầm đang tồn tại. Các xáo trộn đôi khi ảnh hưởng đáng kể đến hiệu suất tổng thể của đường hầm dưới lòng đất [12]. Vì vậy, nghiên cứu các phản ứng động của khối đá xung quanh và hệ thống kết cấu chống với mục đích để thể hiện một phương pháp kiểm soát đối với nổ mìn đào hầm là rất quan trọng để đảm bảo sự an toàn của đường hầm đang tồn tại liên hệ với đường hầm đang đào.

4.3. So sánh vận tốc chấn động của hai trường hợp nghiên cứu

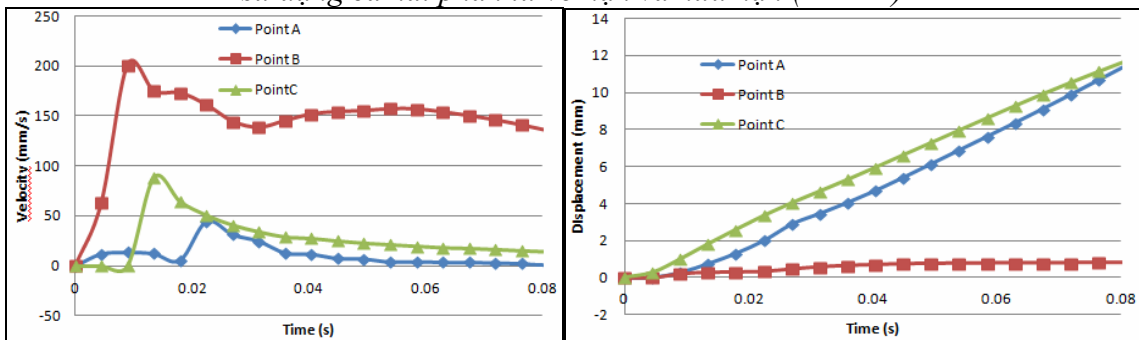
Kết quả của hai mô hình với hai trường hợp được thể hiện trên hình 10 và hình 11. Qua hình vẽ ta thấy xuất hiện sóng phản xạ trong trường hợp 1 đồng thời không thấy sóng phản xạ trong trường hợp 2 do việc sử dụng phân tử vô hạn tại biên. Giá trị vận tốc và chuyển vị của hai trường hợp được thể hiện trên hình 12 và hình 13. So sánh giá trị vận tốc và chuyển vị của hai trường hợp thể hiện trên hình 14. Theo kết quả đo đạc được thể hiện trên bảng 1, giá trị vận tốc lớn nhất trong trường hợp 1 là lớn hơn rất nhiều so với những giá trị đo đạc tương ứng. Giá trị vận tốc lớn nhất ở trường hợp 2 tương đối phù hợp với kết quả đo.



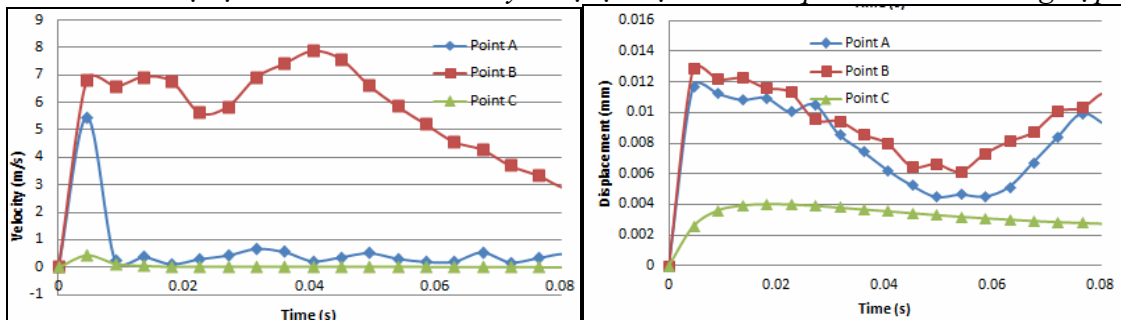
Hình 10. Trường hợp 1 sử dụng điều kiện biên loại biên cố định chỉ sử dụng phần tử hữu hạn (FE only)



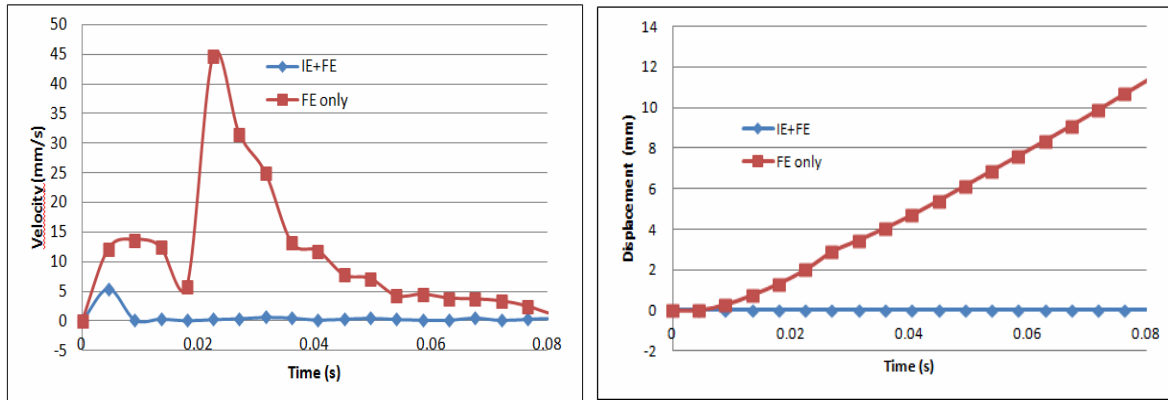
Hình 11. Trường hợp 2 sử dụng điều kiện biên loại không phản xạ, sử dụng cả hai phần tử vô hạn và hữu hạn (FE+IE)



Hình 12. Giá trị vận tốc lớn nhất và chuyển vị tại một số điểm quan sát của trường hợp 1



Hình 13. Giá trị vận tốc và chuyển vị tại một số điểm quan sát của trường hợp 2



Hình 14. So sánh giá trị vận tốc và chuyển vị tại điểm A của hai trường hợp

5. Kết luận

Căn cứ vào công việc được mô tả trong bài báo này, một số kết luận được rút ra sau đây:

- Giá trị vận tốc và chuyển vị trong trường hợp 1 (sử dụng điều kiện biên loại cố định chỉ sử dụng phần tử hữu hạn) cao hơn nhiều so với trường hợp 2 (sử dụng điều kiện biên loại không phản xạ nhờ việc sử dụng cả hai phần tử hữu hạn và vô hạn). Các giá trị này trong trường hợp 2 là tương đối phù hợp so với giá trị đo đạc.
- Sự khác nhau của các giá trị vận tốc chấn động và chuyển vị phù thuộc vào thời gian tính toán, vị trí điểm quan sát và giới hạn vùng tính toán.
- Lý do có sự khác nhau giữa các giá trị là có sóng phản xạ tại biên xuất hiện trong trường hợp thứ nhất.
- Việc sử dụng phần tử vô hạn có thể cải thiện đáng kể kết quả của mô hình. Cặp phần tử hữu hạn - vô hạn sẽ được sử dụng để nghiên cứu ảnh hưởng của nổ mìn đào hầm đến các kết cấu xung quanh đường hầm đang đào.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Clayton, E., Soler, B., Voiron, J., 2011. Renovation of Croix. Rousse tunnel Specific points of the technical design. AFTES. Congrès International, Lyon 1, page 135.
- [2]. Da-neng, L., 2011. The mitigation negative effect of tunnel-blasting-induced vibrations on existing tunnel and buildings. Journal of coal science & engineering (China), Vol.17 No.1, 28–33.
- [3]. Edip, K. et al., 2011. Numerical simulation of wave propagation in soil media. Proceedings of the 21st European Young Geotechnical Engineers' conference. Rotterdam, 140-145.
- [4]. EGIS company, 2010-2011. Daily reports. Design of blasting plane and measuring result. Hamidi, Babak, 2011. Dynamic Compaction Vibration Monitoring in a Saturated Site. International Conference on Advances in Geotechnical Engineering (ICAGE 2011). Perth, W.A: Curtin University, pp. 267-272.
- [5]. Jiang, J., 1993. Vibration due to a buried explosive source. Ph.D dissertation, Western Australia School of Mines, Australia.
- [6]. Kaushik, D. et al., 2012. Prediction of blast-induced overbreak from uncontrolled burn-cut blasting in tunnels driven through medium rock class. Tunnelling and Underground Space Technology, No 28, 49–56.
- [7]. Konya, C.J., Walter, E.J., 1991. Rock blasting and overbreak control. FHWA-HI-92-001, National Highway Institute, 5 pp.
- [8]. Nesvijski, E. G., 2009. On a Possibility of Rayleigh Transformed Sub-Surface Waves Propagation. The e-Journal of Nondestructive Testing & Ultrasonics. Issue Vol. 5 No. 9.
- [9]. Park, B. K. et al, 2005. Probabilistic analysis of blasting-induced rock damages in tunneling. *Underground Space Use*. Taylor & Francis Group, London, ISBN 04 1537 452 9.

- [10]. Song, G.M., Shi, X.Z., Chen, S.R., 2006. New method for determining blasting vibration damage criterion on open-pit slope and its application. *Journal of Central South University of Technology (Natural Science)*, No 36, 485-488.
- [11]. Van Kien DANG, Ali LIMAM, Didier SUBRIN, Emmanuel HUMBERT- Blast vibration induced during tunnel excavation in urban areas: Numerical simulation and measure results. *Int. Conf. Franco –Vietnamienne CIGOS 2013 on Construction et Développement Durable*. 04-05 Avril 2013, Lyon, France.
- [12]. Xia, X., Li, H.B., Li, J.C., Liu, B., Yu, C., 2013. A case study on rock damage prediction and control method for underground tunnels subjected to adjacent excavation blasting. *Tunnelling and Underground Space Technology*, No 35, 1–7.

SUMMARY

**The effect of element type to use the boundary condition and result of a model
in analysis the blast vibration during excavation tunnel in urban area**
Dang Van Kien, *Ha Noi University of Mining and Geology*

In finite element method (FEM), the use type of boundary condition will be effect on the result of a model. The boundary condition is depends on the type of boundary element. In the propagation wave in rock/soil medium such as blast-induced vibration in tunnel blast can be used fixed or roller or Non-Reflecting Boundary Conditions (NRBCs) condition. Many types of NRBCs are available, but in general they all act to prevent energy radiating toward infinity from being reflected back into the model at the finite boundary of the model. In this paper the FEM is used to study the blast wave propagation with using two types of boundary conditions: fixed and NRBCs. In the the first model, there are only finite elements (FE). On the contrary, both FE and infinite element (IE) are used in the second model. The compare the result of these models will be shown the effect of used element type.

Người biên tập: TS. Đào Việt Đoàn

ĐÁNH GIÁ ẢNH HƯỞNG CỦA CHẤN ĐỘNG DO NỔ MÌN ĐÀO HÀM Ở KHU VỰC THÀNH PHỐ: ĐƯỜNG HÀM CROIX-ROUSSE, LYON

Đặng Văn Kiên, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Bài báo cung cấp kết quả nghiên cứu dựa trên việc tiến hành khảo sát mối quan hệ bằng phương trình thực nghiệm giữa vận tốc chấn động lớn nhất (Peak Particle Velocity - v_{PP}) của chấn động nổ mìn và tỉ lệ lượng nạp (Scaled Charge- S_C) thông qua các dữ liệu đo đạc chấn động do nổ mìn tại đường hầm Croix-Rousse, Lyon, Pháp. Kết quả cho phép tính được khối lượng nạp lớn nhất cho một lần nổ khi đào đường hầm Croix-Rousse được xác định trên cơ sở đảm bảo an toàn cho đường hầm đang tồn tại. Việc lặp lại của áp lực nổ mìn là nguyên nhân phá hủy các tòa nhà và đường hầm liền kề. Một giới hạn của vận tốc chấn động lớn nhất nhằm duy trì sự an toàn cho vỏ chống của đường hầm liền kề được chỉ ra. Trong bài báo, hệ số ứng suất động (Dynamic Stress Ratio - D_{SR}) cũng được sử dụng để nghiên cứu độ ổn định của đường hầm đang tồn tại do ảnh hưởng bởi chấn động nổ mìn. Kết quả của nghiên cứu này rất có hiệu quả trong việc điều chỉnh các tác động tiêu cực do chấn động nổ mìn đến các tòa nhà và đường hầm tồn tại gần đó.

1. Giới thiệu

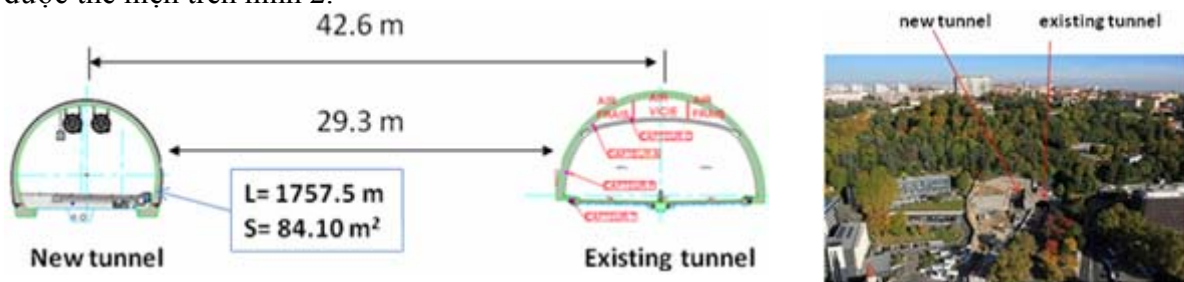
Quá trình đào các đường hầm tại các khu vực đô thị bằng phương pháp khoan nổ mìn luôn yêu cầu hạn chế chấn động để giảm thiểu hoặc loại bỏ những thiệt hại cho các tòa nhà và các công trình lân cận. Thiết kế nổ mìn thích hợp là điều kiện cần thiết để vừa đảm bảo sự an toàn của người lao động và bảo vệ các tòa nhà và các công trình lân cận. Có rất nhiều thông số để dự báo và đánh giá chấn động gây ra bởi nổ mìn, trong đó v_{PP} là thông số phù hợp nhất trong đánh giá phá hủy khối đá và các công trình lân cận. Ngoài ra, tần số của chấn động cũng là thông số quan trọng. Người ta thấy rằng, mức độ thiệt hại trong phạm vi tần số thấp ($F < 25$ Hz) là cao hơn đáng kể so với những thiệt hại trong phạm vi tần số cao ($F > 25$ Hz) vì sự cộng hưởng có thể ảnh hưởng trong các cấu trúc [2]. Có nhiều phương pháp khác nhau đã được đề xuất để giảm thiểu mức độ chấn động khối đá trong quá trình nổ mìn. Biên độ chấn động gây ra vụ nổ và giá trị v_{PP} bị ảnh hưởng bởi các loại thuốc nổ được sử dụng, khối lượng thuốc nổ nạp cho một lần nổ và khoảng cách giữa vị trí nổ mìn và các điểm quan sát, cũng như các điều kiện địa chất, địa kỹ thuật của khối đá trong khu vực đào hầm. Trong đó, điều kiện địa chất và địa kỹ thuật và khoảng cách giữa gương hầm và điểm quan sát là không thể thay đổi. Chỉ có khối lượng thuốc nổ cho một lần nổ có thể được điều chỉnh dựa trên công thức thực nghiệm được đề xuất bởi các nhà nghiên cứu khác nhau để hạn chế chấn động đến khối đá và các công trình lân cận hoặc trong một giới hạn chấp nhận được. Giá trị v_{PP} và dải tần số của chấn động là những thông số cơ bản để nghiên cứu khả năng thiệt hại gây ra bởi chấn động nổ mìn [4]. Vận tốc chấn động gây ra bởi nổ mìn bao gồm các thành phần vận tốc chấn động thẳng đứng, vận tốc chấn động hướng tâm, và vận tốc chấn động tiếp tuyến. Một số kết quả của đo đạc cho thấy vận tốc chấn động thẳng đứng là cao nhất trong số ba thành phần vận tốc chấn động gây ra do nổ mìn [9]. Tại hầm Croix-Rousse, các nhà nghiên cứu đã tiến hành đo đạc được những giá trị này, nhưng kết quả của họ chưa được sử dụng để giải quyết vấn đề giảm thiểu tác động tiêu cực của chấn động nổ mìn đến các tòa nhà và công trình xung quanh đường hầm. Sự phức tạp của các thông số nổ mìn (đường kính lỗ mìn, chiều sâu lỗ mìn, đường cản, ...), và các yếu tố tồn tại hiện có hạn chế sự phát triển của một tiêu chí chung. Do vậy, mục đích của nghiên cứu này là để xác định các đặc điểm truyền sóng và tần số chấn động gây ra bởi nổ mìn đào hầm dựa trên kết quả đo đạc thực

địa. Mục tiêu của nghiên cứu này là để xác định lượng thuốc nạp lớn nhất cho một lần nổ khi đào hầm bằng phương pháp khoan nổ mìn. Chi phí thuốc nổ tối đa cho một lần nổ là khối lượng thuốc nổ tối đa phát nổ trong một khoảng thời gian (chậm nổ) nhất định, theo kinh nghiệm trong khoảng 8ms bất kỳ. Chi phí cho mỗi lần chậm nổ là một thông số khá quan trọng trong việc xác định mức độ chấn động vụ nổ tại một khoảng cách xác định [2].

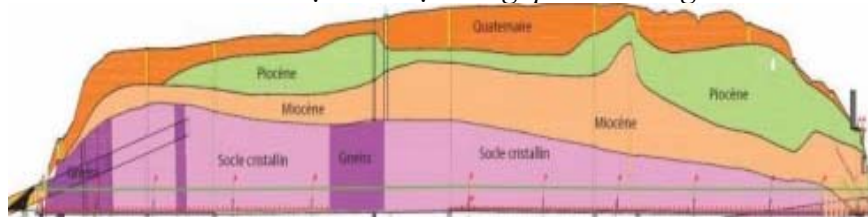
2. Các thông số đường hầm nghiên cứu

2.1. Mô tả vị trí đường hầm

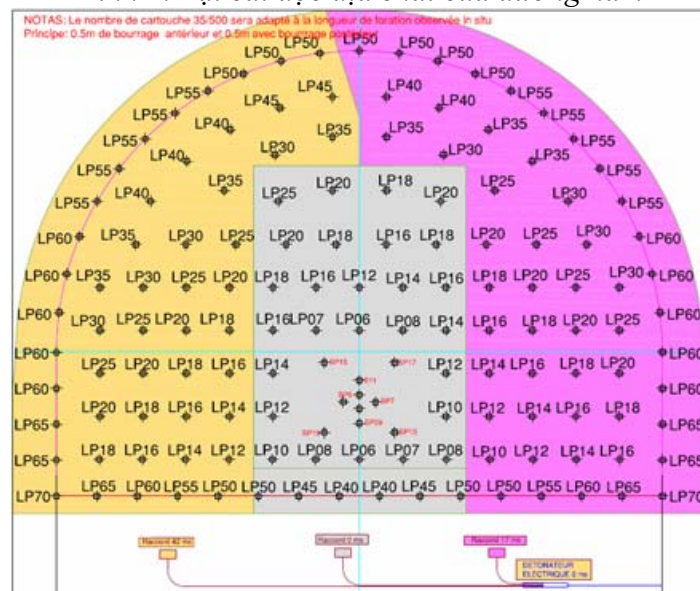
Đường hầm Croix - Rousse là một công trình đô thị, nằm ở thành phố Lyon, Pháp, giữa sông Rhône và sông Saône. Chiều dài của đường hầm là 1757,5 m với diện tích mặt cắt ngang của 84.10m². Vị trí hầm nằm ở khu vực rất đông dân cư và có nhiều tòa nhà gần đó [1]; cùng một lúc, có một đường hầm tồn tại nằm song song với hầm mới (hình 1). Khối đá, trong đó đường hầm đào qua, bao gồm đá granite và đá gneis có độ bền nén đơn trục lớn >> 100MPa [1]. Đường hầm được đào bằng phương pháp khoan nổ mìn, mặt cắt dọc địa chất của đường hầm được thể hiện trên hình 2.



Hình 1. Điều kiện khu vực xung quanh đường hầm



Hình 2. Mặt cắt dọc địa chất của đường hầm



Hình 3. Sơ đồ bố trí các lỗ mìn trên gương

2.2. Các thông số khoan nổ mìn

Phương pháp nổ mìn tạo biên được sử dụng khi đào đường hầm nhằm hạn chế chấn động đến khối đá. Trên gương có bốn nhóm lỗ mìn bao gồm nhóm đột phá nhóm phá nhóm biên và nhóm lỗ mìn nền. Các lỗ mìn có đường kính 51mm và 48mm đã được sử dụng. Chiều dài lỗ

khoan từ 3,5-5m tùy thuộc vào điều kiện địa chất. Vị trí các lỗ mìn trên gương được thể hiện trên hình 3.

2.3. Dữ liệu đo

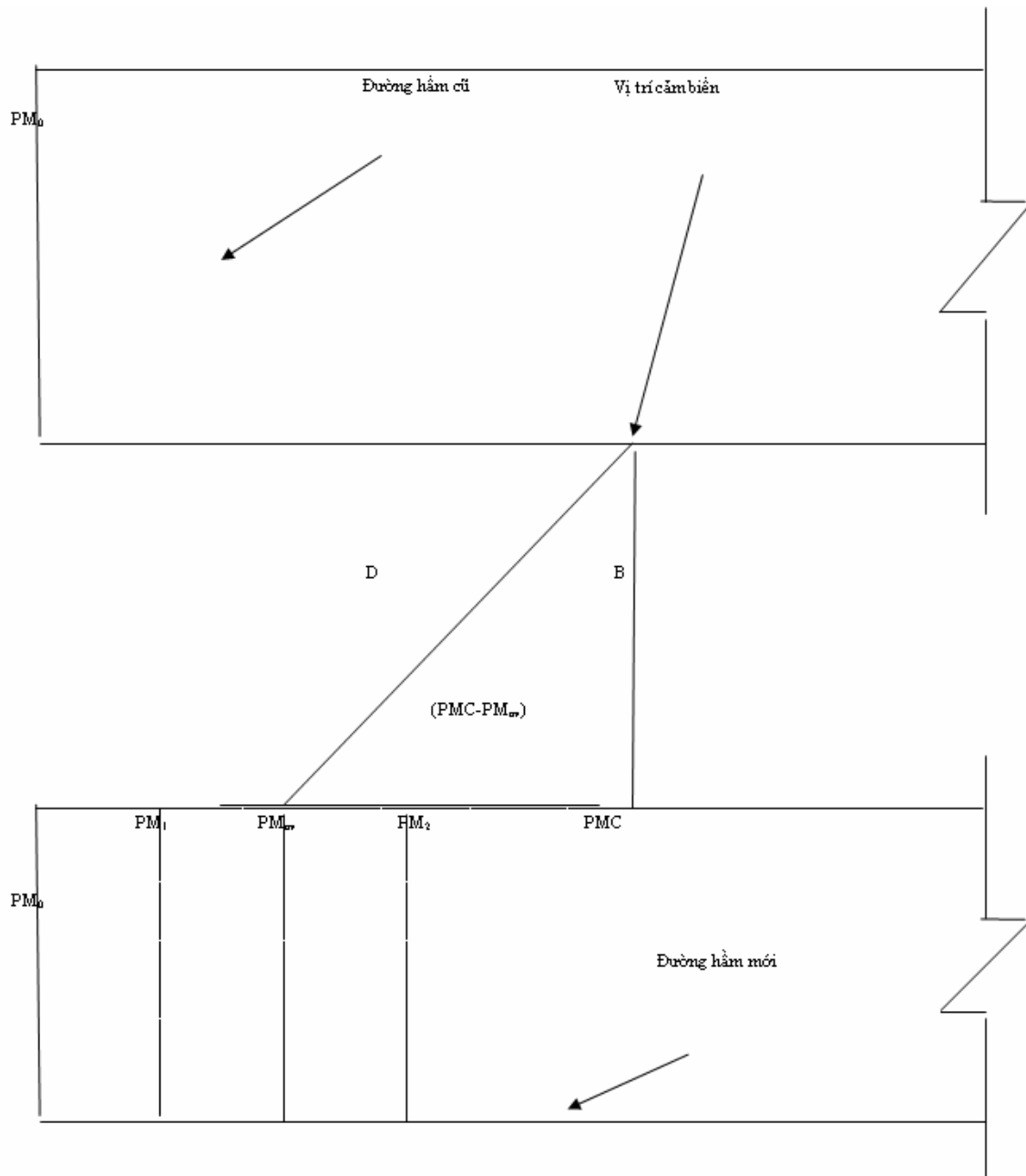
Chúng tôi sử dụng kết quả đo ở đường hầm Croix-Rousse bằng các cảm biến P đặt trong vỏ chống bê tông của đường hầm đang tồn tại cách gương một khoảng R như trên hình 1.

Bảng 1. Kết quả đo chấn động gây ra bởi quá trình nổ mìn đường hầm ($F=1/30\text{Hz}$)

Q(kg)	R(m)	v_{pp} (mm/s)	Q(kg)	R(m)	v_{pp} (mm/s)
422	75,18	7,24	501	56,08	14,57
363	72,13	7,24	406	51,27	24,32
438	66,99	10,53	425	48,84	26,74
465	61,61	12,83	430	46,54	23,26
465	59,00	12,91	430	44,70	24,20
501	56,08	16,87	611	42,72	37,51
406	51,27	39,80	556	40,82	30,64
425	48,84	24,34	628	39,40	41,22
430	46,54	36,34	259	36,10	39,11
430	44,70	39,73	581	36,67	52,43
611	42,72	51,88	621	38,81	51,36
556	40,82	22,84	706	40,36	50,68
628	39,40	27,48	571	42,32	64,62
259	36,10	13,44	571	44,70	47,16
581	36,67	13,78	619	47,18	97,07
621	38,81	13,15	622	49,86	53,27
706	40,36	8,79	654	52,53	49,09
571	42,32	10,38	629	55,51	31,69
571	44,70	7,76	589	58,02	24,14
619	47,18	7,89	650	61,21	33,93
622	49,86	8,83	648	64,48	22,87
422	75,18	9,25	637	67,84	18,90
363	72,13	6,56	493	71,26	13,51
438	66,99	8,13	462	74,74	10,54
465	61,61	10,34	547	78,05	9,99
465	59,00	12,27	501	56,08	14,57
422	75,18	7,24	406	51,27	24,32

3. Phương trình thực nghiệm đơn giản

Chấn động gây ra bởi nổ mìn có thể chia thành hai loại dựa trên tần số: tần số cao, với $F > 25$ Hz và tần số thấp phạm vi 8 đến 25 Hz [2]. Với dải tần số từ 5 ÷ 500 Hz, hệ thống đo lường thường xuyên sử dụng để nhận được chấn động khối đá gây ra bởi nổ mìn. Điểm quan sát (vị trí đặt cảm biến) tại lớp vỏ chống bê tông cố định của đường hầm cũ và một vài tòa nhà trên bề mặt. Chúng tôi tiến hành phân tích dữ liệu thu được từ cảm biến P với 52 lần nổ được tiến hành tại hiện trường như Bảng 1. Khối lượng thuốc nổ, khoảng cách từ gương hầm đến điểm quan sát cũng được thể hiện trong Bảng 1. Khoảng cách giữa các vị trí nổ và điểm quan sát (đặt cảm biến) được xác định bằng sơ đồ trên Hình 4.



Hình 4. Sơ đồ xác định khoảng cách giữa vị trí nổ mìn và điểm quan sát
 Từ sơ đồ hình 4, khoảng cách có thể tính theo công thức:

$$D = B^2 + (PMC - PM_{av})^2; \text{ m} , \quad (1)$$

trong đó:

- B - khoảng cách giữa hai đường hầm (m);
- PMC - khoảng cách từ cửa hầm đến vị trí đặt cảm biến (m);
- PM_{av} - khoảng cách trung bình của gương hầm (vị trí nổ mìn).

Giá trị v_{PP} có thể tính theo công thức (2):

$$v_{PP} = \sqrt{V_V^2 + V_T^2 + V_L^2}; \text{ mm/s} , \quad (2)$$

trong đó: V_V, V_T, V_L - các thành phần vận tốc theo phương thẳng đứng, nằm ngang và dọc trục đường hầm.

3.1. Phương trình thực nghiệm đơn giản

Giá trị của v_{PP} được dự đoán trong nhiều tài liệu tham khảo của các nhà nghiên cứu. Công thức (2) là phương trình kinh nghiệm thường được sử dụng để phân tích chấn động gây ra bởi nổ mìn [6].

$$v_{pp} = K \cdot S_C^\alpha, \quad (3)$$

trong đó:

- v_{pp} - thành phần vận tốc lớn nhất;
- K là hệ số liên quan đến địa chất, các thông số nổ mìn, và các yếu tố khác;
- α là hệ số suy giảm;
- S_C là tỉ lệ lượng nạp được xác định bởi khối lượng nạp tối đa cho mỗi lần nổ (Q, kg) và khoảng cách từ các điểm quan sát đến vị trí nổ mìn (R, m). Giá trị S_C được xác định tại mỗi nước là khác nhau. Các dữ liệu chấn động bởi nổ mìn được phân tích bởi các giá trị S_C khác nhau như sau[5]:

Trong công thức kinh nghiệm của Sodev, S_C được định nghĩa là [6]:

$$S_{C1} = \frac{\sqrt[3]{Q}}{R}, \quad (4)$$

Tại Nhật bản, S_C được định nghĩa là:

$$S_{C2} = \frac{\sqrt[4]{Q^2}}{R}, \quad (5)$$

Tại Ấn Độ, S_C được định nghĩa là:

$$S_{C3} = \frac{Q}{\sqrt[3]{R^3}}, \quad (6)$$

Ở Châu Âu sử dụng công thức của Chapot (1980), S_C được định nghĩa là:

$$S_{C4} = \frac{\sqrt[3]{Q}}{R}, \quad (7)$$

Phần dưới đây sẽ sử dụng các công thức trên để khảo sát mối quan hệ giữa v_{pp} và S_C . Để tạo thuận lợi phân tích, dữ liệu chấn động gây ra bởi nổ mìn được chuyển đổi thành dạng log-log, từ công thức (3) kết quả là:

$$\lg(v_{pp}) = \lg K + \alpha \cdot \lg(S_C), \quad (8)$$

Trong đó S_C có thể xác định theo công thức (4)-(7). Có 52 dữ liệu đo của chấn động gây ra bởi nổ mìn cần phải được phân tích như ở bảng 1. Bằng cách sử dụng phần mềm Excel các dữ liệu được phân tích. Kết quả mối quan hệ giữa v_{pp} và S_C được thể hiện trên hình 5. Từ mối quan hệ giữa v_{pp} và tỉ lệ nạp thuộc S_C chúng ta có thể xác định được giá trị v_{pp} như sau:

$$v_{pp} = 344.349 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1.8261}, R^2 = 0.300, \quad (9)$$

$$v_{pp} = 8.214 \cdot \left(\frac{\sqrt[4]{Q^2}}{R} \right)^{1.2267}, R^2 = 0.287, \quad (10)$$

$$v_{pp} = 1681.899 \left(\frac{Q}{\sqrt[3]{R^3}} \right)^{1.0186}, R^2 = 0.293, \quad (11)$$

$$v_{pp} = 64.92 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1.4172}, R^2 = 0.300, \quad (12)$$

trong đó: R^2 - là hệ số tương quan.

Kết quả cho thấy rằng bốn phương trình kinh nghiệm sử dụng để dự báo vận tốc lớn nhất của chấn động gây ra bởi nổ mìn khi đào đường hầm có hệ số tương quan khác nhau. Trong trường hợp này, phương trình kinh nghiệm với hệ số tương quan lớn nhất (công thức (12)) được lựa chọn để tính toán.

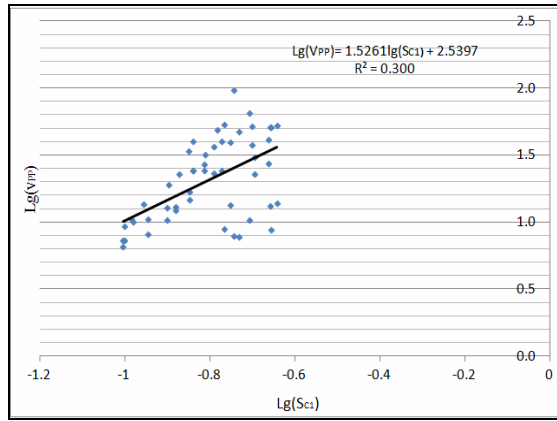
3.2. Xác định chi phí thuốc nổ lớn nhất cho mỗi lần chậm nổ

Phương trình thực nghiệm (12) phản ánh đặc tính truyền sóng của chấn động nổ mìn tại đường hầm Croix-Rousse và phương trình này có thể chuyển sang dạng (13):

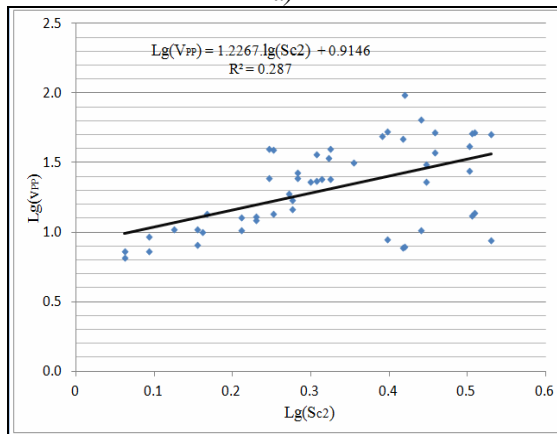
$$Q_{max} = 27.68 \cdot 10^{-4} \cdot [v_{pp}]^{1.4112}, \quad (13)$$

trong đó: $[v_{pp}]$ - vận tốc giới hạn phá hủy.

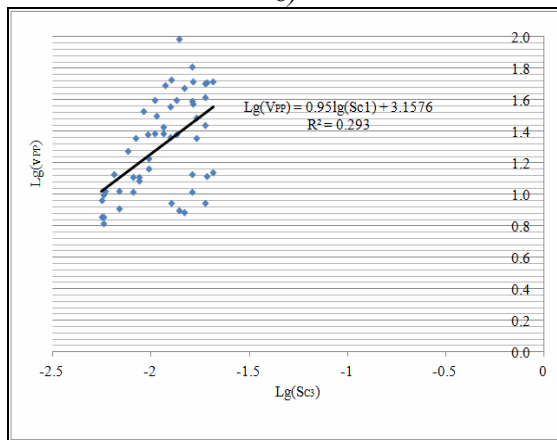
Theo công thức (13) sau khi biết giới hạn vận tốc phá hủy có thể xác định được lượng thuốc nạp lớn nhất cho mỗi lần chậm nổ. Giới hạn ngưỡng thiệt hại $[v_{pp}]$ có thể được xác định theo các tiêu chuẩn dựa trên các điều kiện cụ thể của vị trí công trình, bao gồm cả cấu trúc địa chất và tính chất tự nhiên của đá.



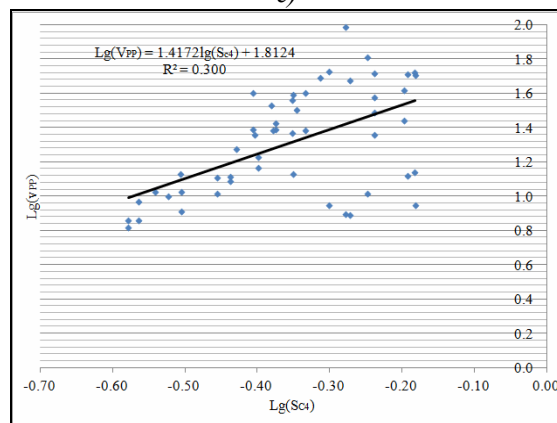
a)



b)



c)



d)

Hình 5. Mối quan hệ giữa v_{PP} và tỉ lệ nạp thuộc Sc

3.3. Xác định giá trị v_{PP}

Đo đường hầm giáp với đường hầm mới đang được đào. Điều bắt buộc là duy trì sự an toàn của đường hầm hiện có và những tác động tiêu cực của chấn động gây ra bởi nổ mìn đối với đường hầm hiện có cần được xem xét. Hệ số ứng suất động (R_{DS}) tiêu chuẩn được sử dụng trong nghiên cứu này để đánh giá mức độ nguy hiểm đến đường hầm hiện có do chấn động gây ra bởi nổ mìn được tính theo công thức (14) [6]:

$$D_{SR} = \frac{\sigma}{k_s \sigma_t} = \frac{\rho \cdot C \cdot v}{k_s \sigma_t} \times 10^{-8}, \quad (14)$$

trong đó:

- ρ là mật độ của đá kg/m^3 ;
- C là vận tốc lan truyền của sóng dọc (m/s);
- v là vận tốc chấn động lớn nhất mm/s;
- k là hệ số phản ánh thuộc tính của đá; σ_t là độ bền tiếp của đá MPa.

Mối quan hệ giữa giá trị của D_{SR} và mức độ phá hủy có thể tham khảo trên bảng 2. Các tham số cơ học của đá xung quanh hai đường hầm tham khảo trên bảng 3.

Bảng 2. Mối quan hệ giữa giá trị của D_{SR} và mức độ phá hủy của khối đá [6]

N^0	R_{DS}	Đặc điểm phá hủy
1	$\leq 0,125$	Không phá hủy
2	0,250	Không nhìn thấy phá hủy rõ ràng
3	0,500	Nhỏ và có khe nứt ở tường bên
4	0,750	Trung bình và có khe nứt ở tường bên
5	1,000	Lớn và có khe nứt ở tường bên
6	1,500	Thiệt hại nghiêm trọng xảy ra trong khối đá
7	$\geq 2,000$	Phá hủy quy mô lớn

Căn cứ vào công thức (14), chúng ta có thể xác định $[v_{PP}]$, giá trị của $[v_{PP}]$ trên tường của đường hầm cũ tương ứng với ngưỡng giới hạn của R_{DS} , kết quả thể hiện trong Bảng 4 tương ứng với giá trị $R_{DS} = 0,125; 0,25$.

Bảng 3. Đặc tính cơ học của khối đá

Loại đá	Mật độ (kg/m^3)	C (m/s)	σ_t (MPa)	k_s
Granite	2700	3500	15	0,96

Bảng 4. Kết quả tính toán $[v_{PP}]$, mm/s

Loại đá	$R_{DS} = 0,125$	$R_{DS} = 0,25$
Granite,	12,698, mm/s	25,396, mm/s

3.4. Khối lượng nạp thuốc cho mỗi lần chậm nổ khi đào đường hầm

Chúng ta có thể xác định tổng khối lượng nạp của mỗi lần chậm nổ và chúng ta cũng có thể xác định số lượng lần chậm nổ dựa trên tổng lượng nạp trên gương và lượng nạp tối đa cho mỗi lần chậm nổ. Phương pháp quan trọng nhất để giảm thiểu thiệt hại là tăng số lượng lần chậm nổ sẽ giảm khối lượng thuốc nổ tức thời, và do đó làm giảm các tác động tiêu cực của chấn động nổ mìn. Chọn ngưỡng giới hạn của vận tốc chấn động là 15 mm/s theo [4] và theo tiêu chuẩn của Pháp, từ công thức (12), ta có:

$$Q_{max1} = 0.126 * D_1^3, \quad (15)$$

trong đó: D_1 - khoảng cách nhỏ nhất từ vị trí quan sát đến vị trí nổ mìn, m.

Theo ngưỡng giới hạn thiệt hại giá trị R_{DS} và khoảng cách từ gương hầm đến đường hầm đang tồn tại (D_2), khối lượng nạp cho mỗi lần chậm nổ có thể tính theo công thức (16) dựa trên công thức (14):

$$Q_{max2} = 286.63 * 10^5 * \left(\frac{k_s \sigma_t}{\rho \cdot C} \right)^{14112} * D_2^3, \quad (16)$$

trong đó: D_2 - khoảng cách giữa hai đường hầm, m.

Vì vậy, trong thực tế, chúng ta có thể xác định khối lượng nạp tối đa cho mỗi lần chậm nổ khi đào đường hầm theo công thức (17).

$$Q_{\max} = \min(Q_{\max1}, Q_{\max2}), \quad (17)$$

Từ khoảng cách giữa hai đường hầm, khoảng cách từ gương hầm đến vị trí quan sát, đặc tính cơ lý của các lớp đất đá đường hầm đào qua, lượng nập lớn nhất cho mỗi lần chậm nổ được tính ra như trên bảng 5 dựa vào công thức (15)-(17).

Bảng 5. Đề nghị lượng thuốc lớn nhất cho một lần nổ, kg

Khoảng cách	40m	50m	60m	70m	80m
$Q_{\max1}$ (kg)	201,6	315	453,6	617,4	806,4
$Q_{\max2}$ (kg)	283,4	442,8	637,6	867,9	1133,6
Q_{\max} (kg)	201,6	315	453,6	617,4	806,4

4. Kết luận

Khi tiến hành đào đường hầm Croix-Rousse phương pháp khoan nổ mìn đã được sử dụng vì hầm đào qua đất đá rắn cứng có độ bền cao. Do sự phức tạp điều kiện hiện tại, tác động tiêu cực của chấn động nổ mìn đến các tòa nhà, đường hầm hiện có gần đường hầm mới phải được giới hạn trong ngưỡng quy định. Sau khi đo đạc thực địa và tính toán phân tích thống kê, sự phân bố của các tần số chấn động và phương trình kinh nghiệm của chấn động nổ mìn gây ra với đường hầm cũ đã thu được. Kết quả cho thấy rằng hầu hết các chấn động có tần số dưới 30 Hz. Theo đặc tính tần số của chấn động nổ mìn, kết hợp với tình hình thực tế của đường hầm và các tòa nhà gần đó, chấn động gây ra bởi nổ mìn cũng được xem xét, và ngưỡng giới hạn thiệt hại $[v_{pp}] = 15$ mm/s và $D_{SR} = 0,125$ lần lượt được lựa chọn tính toán để tránh những tác động tiêu cực chấn động nổ mìn đến sự ổn định của đường hầm đang tồn tại lân cận. Khối lượng nập thuốc nổ tối đa cho mỗi lần chậm nổ được xác định dựa trên sử dụng các thông số như khoảng cách từ điểm quan sát đến gương hầm, khoảng cách từ gương hầm đến đường hầm đang tồn tại, và tính chất cơ lý của các loại đá hầm đào qua. Khi đào đường hầm mới, chúng ta có thể điều chỉnh khối lượng thuốc nổ tối đa cho mỗi lần chậm nổ theo phương pháp được đưa ra trong bài viết này đảm bảo giảm thiểu các tác động tiêu cực của chấn động nổ mìn đến đường hầm đang tồn tại gần đó.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Edward CLAYTON, Bruno SOLER. Jérémy VOIRON. Renovation of Croix-Rousse tunnel - Specific points of the technical design. AFTES - Congrès International, Lyon 2011, page 135.
- [2]. T. N. Singh, A. K. Verma. Sensitivity of total charge and maximum charge per delay on ground vibration. Geomatics. Natural Hazards and Risk, Vol. 1, No. 3, September 2010, 259-272.
- [3]. Cengiz K, Erim G. The problem of human response to blast induced vibrations in tunnel construction and mitigation of vibration effects using cautious blasting in half face blasting rounds. Tunnelling and Underground Space Technology, 24: 53-61, 2009.
- [4]. Cengiz K, Hansan E. An assessment of environmental- impacts of quarry-blasting operation: a case study in Is-tanbul. Turkey. Environ. Geol., 48: 211-217, 2005.
- [5]. LIN Da-neng. The mitigation negative effect of tunnel-blasting-induced vibrations on existing tunnel and buildings. Journal of coal science & engineering. pp 28-33, Vol.17 No.1 Mar. 2011.
- [6]. Song G M, Shi X Z, Chen S R. New method for determining blasting vibration damage criterion on open-pit slope and its application. Journal of Central South University of Technology (Natural Science): 36: 485-488, 2006.
- [7]. P. K. Singh, M. P. Roy. Damage to surface structures due to underground coal mine blasting: apprehension or real cause. Environ Geol (2008) 53:1201-1211.
- D. Deb and A. K. Jha. Estimation of blast induced peak particle velocity at underground mine structures originating from neighbouring surface mine. Mining Technology, 2010. Vol 119.No 1.

- [8]. Chengqing Wu, Yong Lu and Hong Hao. Numerical prediction of blast-induced stress wave from large-scale underground explosion. International journal for Numerical and analytical method in Geomechanics, 2004;28:93-109.
- [9]. Shimshoni Y, 1998. Classification of seismic signals by integration ensembles of neural network. IEEE Transactions on Signal Processing, 46: 1 094-1 101.
- [10]. Chakraborty, Roy P P, Jethwa J L, 1998. Blast performance evaluation in small tunnels: a critical evaluation in underground metal mines. Tunneling and Underground Space Technology, 13(3): 331-339.

SUMMARY

The estimation of the vibration effects caused by tunnel blasts in urban areas:

A case study in Croix-Rousse tunnel

Dang Van Kien, *Ha Noi University of Mining and Geology*

To provide the results of a research conducted to investigate the relationship between the empirical vibration attenuation equation of Peak Particle Velocity (v_{PP}) and the Scaled Charge (S_C) through vibration recordings on the spot of Croix-Rousse tunnel. The result indicate that the maximum charge amount per delay in Croix-Rousse tunnel excavation is determined by the existing buildings and tunnel. Since the repeated blast loading have caused damage to buildings, a comfortable threshold damage limits of v_{PP} to maintain buildings safety was provided. The method to determine specific maximum charge amount per delay in Croix-Rousse tunnel excavation is given. Dynamic Stress Ratio (D_{SR}) was used to study the stability of existing tunnel on the due to blasting induced vibrations. It will be proven that the findings in this study are very effective in controlling the negative effects of blasting-induced vibrations on buildings and the existing tunnel.

Người biên tập: PGS.TS. Đào Văn Canh

NGHIÊN CỨU SỬ DỤNG BÊ TÔNG CƯỜNG ĐỘ CAO MÁC 60 ĐỂ CHẾ TẠO CÁC KẾT CẤU CHỐNG GIA CỐ TRONG CÁC CÔNG TRÌNH NGẦM

Tăng Văn Lâm, Ngô Xuân Hùng
Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Xây dựng công trình ngầm là một trong các lĩnh vực đặc biệt có sử dụng rộng rãi các chủng loại bê tông. Để sử dụng không gian phía trong công trình ngầm một cách an toàn và hiệu quả thì cần thiết phải có các biện pháp gia cố, hạn chế sự dịch chuyển và biến dạng cũng như các hiện tượng bất lợi của đất đá xung quanh vào khoảng không gian sử dụng đó. Việc sử dụng các loại bê tông cường độ cao để chế tạo các kết cấu chống gia cố đã thể hiện rất nhiều ưu điểm: các vỏ chống, thanh chống bê tông cốt thép được thiết kế rất đa dạng. Cấu kiện của chúng có thể có dạng ống có thành mỏng, dạng tấm, dạng thanh với kích thước mặt cắt ngang nhỏ, khối lượng bản thân nhỏ nhưng vẫn chịu được tải trọng lớn. Các cấu kiện này có thể là thẳng, hoặc cong với liên kết giữa các cấu kiện cũng rất đa dạng: có thể là liên kết tựa, liên kết khớp hoặc liên kết bu lông để tạo nên các kết cấu chống giữ dạng khung hoặc dạng vòm, dạng vỏ trong các công trình ngầm. Trong bài viết này xin trình bày kết quả nghiên cứu chế tạo bê tông cường độ cao, cường độ nén ở 28 ngày trên 60MPa, có tính công tác tốt (SN = 10 ÷ 12cm), tốc độ rắn chắc nhanh (7 ngày có thể đạt 70% cường độ thiết kế), ứng dụng để làm các kết cấu chống gia cố trong công trình ngầm.

1. Mở đầu

Bê tông là loại vật liệu được sử dụng rất phổ biến trong xây dựng hiện đại. Xây dựng công trình ngầm là một trong các lĩnh vực đặc biệt sử dụng rộng rãi các chủng loại bê tông. Để sử dụng không gian phía trong công trình ngầm một cách an toàn và hiệu quả thì cần thiết phải có các biện pháp gia cố, hạn chế sự dịch chuyển và biến dạng cũng như các hiện tượng bất lợi của đất đá xung quanh vào khoảng không gian sử dụng đó. Kết cấu gia cố, bảo vệ các đường lò, hầm trạm bằng bê tông và bê tông cốt thép cũng được sử dụng rất đa dạng trong xây dựng các công trình ngầm và mỏ [1]. Trong lĩnh vực xây dựng công trình ngầm và mỏ, vỏ bê tông và bê tông cốt thép được sử dụng ở các dạng sau: vỏ chống bê tông và bê tông cốt thép liền khối và lắp ghép, bê tông phun, neo bê tông cốt thép và các dạng kết hợp của chúng. Kết cấu chống thông thường, có thể là chống giữ chủ động hoặc thụ động để cân bằng áp lực đất đá lên trên các đường lò. Kết cấu chống gia cố làm tăng khả năng chịu lực của khối đá từ bên trong, xâm nhập bên trong và có liên kết tốt với lớp đất đá.

Các đường lò, hầm trạm khai thác khoáng sản thường đào qua các lớp đất đá có tính chất cơ lý thay đổi phức tạp, vị trí đường lò nhiều khi phải thay đổi theo vỉa khoáng sản. Vì vậy tính chất vật liệu chống giữ phải có tính linh động cao và đáp ứng nhiều yêu cầu khác nhau: thi công nhanh, vừa chống giữ vừa khai thác... Vì vậy, việc áp dụng các loại vật liệu bê tông mới, có tính năng cao vào các công trình ngầm nhằm mục đích đẩy nhanh quá trình thi công, tạo ra các kết cấu chống gia cố có liên kết tốt, tạo ra các công trình ngầm có tiết diện lớn là hết sức cần thiết.

Bài viết này xin trình bày kết quả nghiên cứu chế tạo bê tông cường độ cao mác 60, ứng dụng để làm các kết cấu chống gia cố trong công trình ngầm.

2. Hiệu quả khi sử dụng bê tông cường độ cao trong các công trình ngầm

Việc sử dụng bê tông cường độ cao làm kết cấu chống giữ công trình ngầm có các hiệu quả cơ bản như sau:

- Hỗn hợp bê tông có tính công tác tốt, độ chảy cao. Thi công dễ dàng, phương pháp thi công đa dạng (bơm, phun bắn, ép, đúc rót, đổ khuôn,...) [2]

- Hỗn hợp bê tông có khả năng tự đầm, tự lèn chặt vào trong các kết cấu có kích thước nhỏ, mật độ cốt thép dày... mà không cần đầm chặt; vì vậy có thể làm bê tông chèn, bê tông hồ móng, hoặc thi công các kết cấu trong điều kiện mặt bằng chật hẹp, không có khả năng đầm lèn.

- Bê tông sau khi đổ có tốc độ phát triển cường độ rất nhanh (7 ngày đã đạt được 70% cường độ thiết kế), cường độ ban đầu cao, nên vỏ chống khi được chế tạo từ bê tông cường độ cao có khả năng mang tải nhanh vì vậy quá trình thi công được rút ngắn, thời gian chống tạm ít (có thể không cần chống tạm).

- Trong quá trình đông kết và rắn chắc, bê tông tỏa nhiệt ít, co ngót và biến dạng nhỏ, nên giảm được các hiện tượng nứt nẻ, phá hoại kết cấu do nhiệt.

- Cường độ nén, uốn cao, mô đun đàn hồi lớn, do đó chế tạo được các kết cấu có khả năng chịu lớn, độ bền và tuổi thọ công trình cao.

- Giảm được kích thước kết cấu và giảm được tải trọng bản thân công trình, tiết kiệm vật liệu chống lòi.

- Bê tông cường độ cao có cấu trúc đặc chắc lớn, tính thấm nước nhỏ, bền ăn mòn trong môi trường xâm thực,... Vì vậy có thể ưu tiên sử dụng bê tông cường độ cao dùng làm các vỏ chống trong các công trình ngầm có yêu cầu độ chống thấm nước cao, hoặc các đường lò xuyên vỉa, dọc vỉa, các dự án khai thác xuống sâu mà các đường lò đi qua nền đất ngập nước, đất nhiễm mặn.

- Bê tông cường độ cao có yêu cầu bảo dưỡng thấp, hoặc không cần bảo dưỡng, nên có hiệu quả kinh tế khi sử dụng.

- Được chế tạo từ các loại vật liệu địa phương nên giá thành thấp, bên cạnh đó có thể sử dụng các loại phế thải công nghiệp (tro bay nhiệt điện, tro xỉ lò cao, tro trấu...) vì thế chúng giảm ô nhiễm và bảo vệ môi trường.

Đó là các tác dụng chính khi sử dụng bê tông cường độ cao chế tạo các kết cấu cho công trình ngầm.

3. Nghiên cứu chế tạo

3.1. Vật liệu sử dụng

Vật liệu đã sử dụng là các nguyên vật liệu có sẵn ở trong nước [3], bao gồm:

- Chất kết dính là xi măng Portland PC40 Bút Sơn, khối lượng riêng là $3,10 \text{ g/cm}^3$.

- Cốt liệu lớn là đá Bazan Hòa Bình, có $D_{\max} = 20\text{mm}$, khối lượng riêng là $2,71 \text{ g/cm}^3$, khối lượng thể tích xộp là 1460 kg/m^3 , độ nén đập bão hòa nước là 7,2%

- Cốt liệu là Cát vàng sông Lô, loại thô, có khối lượng riêng là $2,65 \text{ g/cm}^3$, khối lượng thể tích xộp là 1445 kg/m^3 , mô đun độ lớn là 3,0.

- Phụ gia siêu dẻo thế hệ mới Glenium Ace 388 của BASF, hàm lượng sử dụng phụ gia là 1% theo khối lượng của lượng xi măng, màu nâu đậm, tỷ trọng: $1,1 \text{ g/cm}^3$; độ pH: $6,0 \div 7,5$.

- Phụ gia khoáng mịn bao gồm Silicafume của Elkem có khối lượng riêng là $2,2 \text{ g/cm}^3$ và Tro bay nhiệt điện Phả Lại, có khối lượng riêng là $2,45 \text{ g/cm}^3$.



Cát vàng sông Lô



Silicafume Elkem



Phụ gia Glenium Ace 388

Hình 1. Nguyên vật liệu chế tạo

Bảng 1. Tính chất cơ lý của xi măng Bút Sơn PC40

Các chỉ tiêu kỹ thuật	Phương pháp thử	Đơn vị	Tiêu chuẩn	Kết quả	
Cường độ nén - 72 giờ ± 45 phút - 28 ngày ± 2 giờ	TCVN 2682:2009	MPa	≥ 18	25,4	
		MPa	≥ 40	45,3	
Thời gian đông kết - Bắt đầu đông kết - Kết thúc đông kết	TCVN 2682:2009	Phút	≥ 45	140	
		Phút	≤ 375	230	
Độ mịn - Lượng sót trên sàng 0,08mm - Bề mặt riêng, theo Blaine	TCVN 2682:2009	%	≤ 15	5,6	
		cm ² /g	≥ 2700	3524	
Độ dẻo tiêu chuẩn	TCVN 2682:2009	%	-	28,5	
Khối lượng riêng	TCVN 2682:2009	g/cm ³	-	3,10	
Thành phần hạt của xi măng					
% cỡ hạt có kích thước < D (μm)	10	25	50	75	90
Đường kính hạt (μm)	3,324	8,965	19,41	44,12	72,10
Đường kính hạt trung bình (μm)	29,5838				

Bảng 2. Tính chất cơ lý của đá dăm

STT	Chỉ tiêu xác định	Tiêu chuẩn áp dụng	Đơn vị	Kết quả
1	Loại cát, nguồn gốc	Đá Bazan Hòa Bình		
2	Khối lượng riêng	TCVN 7572- 4 : 2006	g/cm ³	2,71
3	Khối lượng thể tích xốp	TCVN 7572- 4 : 2006	kg/m ³	1460
4	Khối lượng thể tích lèn chặt	TCVN 340:1986	kg/m ³	1580
5	Độ nén đập bão hoà nước	TCVN 4376:1986	%	7,2
6	Cường độ đá gốc	TCVN 4376:1986	MPa	110
7	Độ ẩm tự nhiên	TCVN 7572- 7 : 2006	%	0,4
8	Tạp chất bụi, bùn, sét	TCVN 7572- 8 : 2006	%	0,5

Bảng 3. Thành phần hạt của đá

TT	Đường kính sàng (mm)	20	10	5
1	Lượng sót tích lũy (%)	0	53	100
2	Lượng lọt sàng (%)	100	47	0

Bảng 4. Tính chất vật lý của cát vàng

STT	Chỉ tiêu xác định	Phương pháp thí nghiệm	Đơn vị	Kết quả
1	Loại cát, nguồn gốc	Cát vàng Sông Lô		
2	Khối lượng riêng	TCVN 7572- 4 : 2006	g/cm ³	2,65
3	Khối lượng thể tích xốp	TCVN 7572- 4 : 2006	g/cm ³	1,445
4	Độ rỗng	TCVN 7572- 4 : 2006	%	44,8
5	Mô đun độ lớn	TCVN 7572- 2 : 2006		3,0
6	Độ ẩm tự nhiên	TCVN 7572- 7 : 2006	%	0,43
8	Tạp chất mi ca	TCVN 7572- 20 : 2006	%	Cho phép
9	Tạp chất bùn, sét, bụi	TCVN 7572- 8 : 2006	%	0,22
10	Tạp chất hữu cơ	TCVN 7572- 9 : 2006	So màu	Cho phép

Bảng 5. Thành phần hạt của cát

Đường kính sàng (mm)	5	2,5	1,25	0,63	0,315	0,14
Lượng sót tích lũy (%)	0	18,2	38,15	62,65	87,3	93,5
Lượng lọt sàng (%)	100	81,8	61,85	37,35	12,7	6,5

Bảng 6. Tính chất và thành phần hạt của silicafume Elkem

% Hàm lượng cỡ hạt có kích thước < D	10	25	50	75	90
Đường kính hạt, (µm)	0,119	0,129	0,141	0,154	0,167
Kích thước hạt trung bình, (µm)	0,142				
Khối lượng riêng, (g/cm ³)	2,2				
Khối lượng thể tích, (kg/m ³)	250				
Diện tích bề mặt, (cm ² /ml)	429 900				

3.2. Cấp phối bê tông cường độ cao mác 60

Tính toán thiết kế thành phần cấp phối của bê tông cường độ cao có cường độ kháng nén yêu cầu ở tuổi 28 ngày là 60MPa, tính công tác tốt (SN = 12 ± 2 cm), có thể sử dụng làm hỗn hợp bê tông tự lèn, bê tông phun.

a) Các số liệu cơ bản

- Cường độ kháng nén của bê tông yêu cầu: R₂₈ = 60MPa;
- Độ sụt yêu cầu của hỗn hợp bê tông: SN = 12 ± 2 cm;
- Bê tông không cuốn khí;
- Cốt liệu lớn có kích thước danh nghĩa lớn nhất D_{max}=20 mm

b) Trình tự tính toán cấp phối sơ bộ ban đầu, [4] theo tiêu chuẩn ACI 211.4R-08

Theo bảng theo tiêu chuẩn: Lượng nước trộn sơ bộ $N = \frac{360 \times 0,4536}{0,7446} = 220$ kg.

Theo bảng theo tiêu chuẩn: Tỷ lệ nước/chất kết dính: $\frac{N}{CKD} = 0,31$.

Dùng phụ gia siêu dẻo Glenium Ace 388 có thể giảm từ (20 ÷ 30)%. Khi tiến hành thí nghiệm xác định lượng nước giảm thực tế của Glenium Ace 388 ta thu được là 27% (≈ 59,5 kg).

Lượng nước nhào trộn còn lại là: 220 – 59,5 = 160,5 kg ≈ 161 kg.

Thể tích hỗn hợp bê tông giảm là 59,5 : 1000 = 0,0595 m³ để giữ nguyên thể tích ta bổ sung vào cốt liệu lớn, lượng cốt liệu lớn bổ sung là:

$$0,07 \times 2710 = 161,245 \text{ kg} \approx 162 \text{ kg}$$

Lượng chất kết dính (CKD) trong 1m³ bê tông:

Khối lượng chất kết dính cần dùng là:

$$CKD = X + SF + SD = \frac{161}{0,31} = 519,3 \text{ (kg)} \approx 520 \text{ kg}$$

Vậy: Lượng xi măng có trong 1m³ bê tông là: X = 468,46kg ≈ 469 kg.

Lượng phụ gia siêu mịn (SF) có trong 1m³ bê tông là: SF = 10%X = 46,9kg.

Lượng phụ gia siêu dẻo (SD) có trong 1m³ bê tông là: SD = 4,69kg ≈ 4,7kg.

+ Lượng cốt liệu lớn trong 1m³ bê tông

Kích thước danh nghĩa lớn nhất D_{max} = 20mm;

Môđun độ lớn của cát = 3,0;

Theo bảng theo tiêu chuẩn, chỉ ra thể tích cốt liệu lớn được đầm chặt là chiếm 0,6.

Khối lượng khô của cốt liệu lớn = 0,6 × 1580 = 946 kg.

Vậy lượng cốt liệu lớn là: D = 946 + 162 = 1108 kg.

+ Lượng cốt liệu nhỏ trong 1m³ bê tông.

$$\sum V_{VL} = V_{xi \text{ măng}} + V_{đá} + V_{SF} + V_{SD} + V_{nước} + V_{không \text{ khí}} = 0,7852 \text{ m}^3.$$

Vậy lượng cốt liệu nhỏ là: C = (1 - 0,7852) × 2650 = 570kg.

Bảng 7. Các vật liệu thành phần của cấp phối sơ bộ ($1m^3$)

Loại vật liệu	Ký hiệu	Nguồn cung cấp	Khối lượng (kg/m^3) bê tông
Xi măng	X	PC 40 Bút Sơn	469
Silicafume	SF	Elkem	46,9
Phụ gia siêu dẻo	SD	Glenium Ace 388	4,7
Nước	N	Nước máy sạch	161
Cốt liệu nhỏ	C	Cát vàng Sông Hồng	570
Cốt liệu lớn	D	Đá Bazan Hòa Bình	1108

Bảng 8. Cấp phối hợp lý của $1m^3$ bê tông [3]

Loại vật liệu	Ký hiệu	Nguồn cung cấp	Khối lượng (kg/m^3) bê tông
Xi măng	X	PC 40 Bút Sơn	504
Silicafume	SF	Elkem	50
Phụ gia siêu dẻo	SD	Glenium Ace 388	5,0
Nước	N	Nước máy sạch	145
Cốt liệu nhỏ	C	Cát vàng Sông Hồng	548
Cốt liệu lớn	D	Đá Bazan Hòa Bình	1241

4. Kết quả nghiên cứu

Để nghiên cứu các tính chất của bê tông cường độ cao, tác giả tiến hành so sánh các tính chất của hỗn hợp bê tông có cấp phối đã tìm được với các hỗn hợp bê tông đối chứng.

Kế hoạch thí nghiệm tính chất gồm các mẫu bê tông như sau:

- Hỗn hợp bê tông có cấp phối tối ưu vừa tìm được, ký hiệu là mẫu M_{1-1} .
- Hỗn hợp bê tông đối chứng cấp phối không có Silicafume, ký hiệu mẫu M_{1-2} .
- Hỗn hợp bê tông đối chứng cấp phối không có phụ gia siêu dẻo (SD), ký hiệu là mẫu M_{1-3} .

- Hỗn hợp bê tông đối chứng cấp phối thay Silicafume bằng tro bay nhiệt điện Phả Lại (TB) với hàm lượng TB bằng 20% xi măng, ký hiệu là mẫu M_{1-4} .

Theo [3], kết quả nghiên cứu như sau:

Bảng 9. Cấp phối của các hỗn hợp bê tông thí nghiệm

TT	Ký hiệu	Cấp phối của hỗn hợp bê tông thí nghiệm						
		X(kg)	SF(kg)	SD(kg)	TB(kg)	C(kg)	D(kg)	N(kg)
1	M_{1-1}	504	50	5,0	0	548	1241	145
2	M_{1-2}	557	0	5,0	0	552	1249	146
3	M_{1-3}	510	51	0,0	0	550	1244	205
4	M_{1-4}	460	0	4,6	92	546	1237	145

Bảng 10. Độ sụt của các hỗn hợp bê tông thí nghiệm

TT	Tính chất	Cấp phối			
		M_{1-1}	M_{1-2}	M_{1-3}	M_{1-4}
1	Độ sụt, SN, (cm)	15	19	10	14
2	Độ chảy loang của côn vữa, (cm)	28,5	29,5	26	26,5
3	Khối lượng thể tích, (kg/m^3)	2485	2506	2560	2450

Bảng 11. Kết quả thí nghiệm cường độ kháng nén các mẫu bê tông

Ký hiệu mẫu	Tuổi 3 ngày	Tuổi 7 ngày	Tuổi 28 ngày
	R_n MPa	R_n MPa	R_n MPa
M_{1-1}	23,28	48,3	66,27
M_{1-2}	17,85	32,55	52,08
M_{1-3}	16,92	23,61	41,55
M_{1-4}	18,18	31,47	55,08

Bảng 12. Kết quả thí nghiệm cường độ chịu kéo khi uốn của mẫu bê tông

TT	Ký hiệu mẫu	Tuổi mẫu 28 ngày		Tỷ lệ
		Lực uốn	Cường độ kháng kéo khi uốn	$\frac{R_k^{28}}{R_n^{28}}$
		P_k^{28} (kN)	R_k^{28} (MPa)	
1	M ₁₋₁	133,4	3,92	$\frac{1}{17}$
2	M ₁₋₂	110,87	3,26	$\frac{1}{16}$

5. Tác dụng của bê tông cường độ cao mác 60 khi chế tạo các kết cấu chống

+ Vỏ chống bằng bê tông cường độ cao được dùng để chống gia cố các công trình ngầm có tuổi thọ lớn, chịu áp lực đất đá tác động lớn, không chịu ảnh hưởng của công tác khai thác như các đường lò, hầm trạm, sân giếng các đường lò xuyên vỉa chính, các tuynen giao thông. Riêng vỏ chống bằng bê tông cốt thép liền khối được dùng để chống những đường lò cơ bản quan trọng trong các mỏ than hầm lò, các đường hầm giao thông thủy lợi, hoặc các công trình ngầm có tuổi thọ lớn và chịu tác động của các lực lớn phân bố không đều, hoặc tác dụng không đối xứng.

Đây là những vỏ chống thi công liền khối tại công trường, có khả năng chống thấm nước tốt, bảo vệ cốt thép không bị ăn mòn, khả năng chịu lực rất lớn, có thể thi công theo phương pháp đúc rót, đổ tại chỗ tại công trường hoặc theo phương pháp đúc sẵn ở nhà máy.

Cốt thép cho các vỏ bê tông liền khối có thể là cốt cứng hay cốt mềm. Cốt mềm là các thanh thép có đường kính từ 6 đến 40 mm, với hàm lượng được xác định theo tính toán chuyên môn, được đặt vào để tăng cường khả năng chịu lực của toàn bộ kết cấu. Cốt thép thường được đặt vào miền chịu kéo để tăng cường khả năng chịu kéo của bê tông, nhưng cốt thép cũng được đặt vào miền chịu nén để tăng cường khả năng chịu nén của kết cấu, là giảm kích thước mặt cắt ngang của kết cấu...

+ Khi xây dựng công trình ngầm trong những vùng đất đá mềm yếu, cát chảy, phay phá,... thì áp lực đất đá phát sinh và phát triển rất nhanh ngay sau khi đào, đòi hỏi các vỏ chống bằng bê tông cốt thép phải có khả năng chịu lực ngay sau khi thi công lắp ghép. Trong những trường hợp này người ta sử dụng các vỏ chống bằng bê tông cốt thép lắp ghép, đã đúc sẵn trong nhà máy.

Vỏ chống lắp ghép đã khắc phục được những nhược điểm của vỏ bê tông, bê tông cốt thép liền khối. Chúng có thể chịu áp lực đất đá xung quanh công trình ngầm ngay sau khi lắp dựng. Các cấu kiện của chúng được chế tạo, gia công và dưỡng hộ trong điều kiện tiêu chuẩn, nên có khả năng đạt cường độ cao; đặc biệt là có điều kiện áp dụng bê tông cốt thép ứng suất trước, nên rất tiết kiệm vật liệu.

Ngoài kết cấu dạng vỏ lắp ghép, ta còn có kết cấu dạng khung bê tông cốt thép đúc sẵn lắp ghép. Hình dạng của các khung lắp ghép thường là các thanh bê tông cốt thép chữ T để tận dụng khả năng chịu lực của kết cấu. Với các loại bê tông cường độ cao, kết cấu khung chống đã giảm được kích thước và trọng lượng đáng kể, vì vậy quá trình thi công lắp dựng được thực hiện dễ dàng hơn các kết cấu bê tông thông thường.

Cùng với sự phát triển về khoa học và công nghệ thi công hiện nay, việc sử dụng chủng loại bê tông cường độ cao để chế tạo các kết cấu chống gia cố đã thể hiện rất nhiều ưu điểm, các vỏ chống, thanh chống bê tông cốt thép đúc sẵn được áp dụng tương đối phổ biến, được thiết kế rất đa dạng. Các cấu kiện của chúng có thể có dạng ống thành mỏng, dạng tấm, dạng thanh với kích thước mặt cắt ngang nhỏ, tải trọng nhỏ nhưng vẫn chịu được tải trọng lớn. Các cấu kiện này có thể là thẳng, hoặc cong với liên kết giữa các cấu kiện cũng rất đa dạng: có thể là liên kết tựa, liên kết khớp hoặc liên kết bu lông để tạo nên các kết cấu chống giữ dạng khung hoặc dạng vòm, dạng vỏ trong các công trình ngầm

6. Kết luận

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu chế tạo bê tông cường độ cao mác 60, cho phép rút ra những kết luận sau:

- Từ những loại vật liệu thông thường sẵn có ở trong nước, có thể chế tạo được bê tông cường độ cao, tính công tác tốt (độ sụt của hỗn hợp bê tông 10 ÷ 20cm), cường độ kháng nén ở tuổi 28 ngày trên 60MPa.

- Bê tông sau khi đổ có tốc độ phát triển cường độ rất nhanh (7 ngày đã đạt được 70% cường độ thiết kế), cường độ ban đầu cao, nên vỏ chống khi được chế tạo từ bê tông cường độ cao có khả năng mang tải sớm, vì vậy quá trình thi công được rút ngắn, thời gian chống tạm ít (có thể không cần chống tạm).

- Khi sử dụng bê tông cường độ cao mác 60 làm kết cấu chống gia cố, tạo ra nhiều ưu điểm vượt trội: Phương pháp thi công đa dạng, giảm được kích thước vỏ chống, khả năng chống thấm nước tốt, bền trong môi trường ăn mòn, chi phí bảo dưỡng thấp...

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Đặng Trung Thành, 2007. Đào chống lò - Bài giảng dùng cho sinh viên ngành khai thác hầm lò, Bộ môn Công trình Ngầm và Mỏ
- [2]. Phạm Hữu Hanh, 2009. Bê tông chất lượng cao - Bài giảng dành cho học viên Cao học Vật liệu Xây dựng, Trường Đại học Xây dựng, Hà Nội.
- [3]. Tăng Văn Lâm, 2014. Nghiên cứu sử dụng bê tông cường độ cao mác 60 để chống giữ các đường lò kiến thiết cơ bản thuộc các dự án khai thác xuống sâu bằng phương pháp hầm lò ở vùng mỏ Quảng Ninh. Đề tài nghiên cứu khoa học cấp trường, mã số: T34 -13, Đại học Mỏ - Địa chất
- [4]. ACI 211.4R-98. Guide for selecting proportions for high-Strength concrete with Portland cement and fly Ash.

SUMMARY

Research use concrete high strength grade 60 for fabrication of structural failure in combat in the underground

Tang Van Lam, Ngo Xuan Hung, Ha Noi University of Mining and Geology

Building underground is one of the areas particularly widely used in concrete categories. To use the space in the underground works safely and efficiently, it is necessary to take measures to reinforce and limit the movement and deformation as well as the adverse events of the surrounding soil around usable space inside the underground. The categories used high-strength concrete to produce structural reinforcement demonstrated against many advantages, linings, reinforced concrete struts are designed diversity. Structures of us may have had a thin tube, plate, rods with small cross-sectional size, small weight, but still bear heavy loads. These structures may be straight or curved with links between components are diverse: the title can be linked, link or link joints to form bolt against holding structures or frame format arch, in the form of underground casing. In this article present the results of research and manufacture of high-strength concrete, compressive strength of 60MPa at 28 days out, with good workability (SN = 10 ÷ 12 cm), solid speed fast (7 days can reach 70% of design strength), applications for anti-reinforced structures in the underground.

Người biên tập: **ThS. Nguyễn Chí Thành**

MỘT SỐ KẾT QUẢ CỦA MÔ HÌNH TOÁN HỌC VỀ LAN TRUYỀN VÀ BIẾN ĐỔI DẦU TRÊN BIỂN CASPI – LIÊN BANG NGA

Nguyễn Xuân Mãn, Đinh Ngọc Huy

Viện Cơ học và Tin học ứng dụng, Viện Hàn lâm Khoa học Công nghệ Việt Nam, 291 Điện Biên Phủ, Q.3, TP. HCM, Việt Nam

V.A.Tsarev

Trường Đại học Khí tượng thủy văn Quốc gia, Cộng hòa LB Nga

Tóm tắt: *Như chúng ta đã biết hiện nay việc tìm kiếm, khai thác và vận chuyển dầu mỏ đang diễn ra rất phổ biến ở hầu hết các vùng biển trên thế giới, làm gia tăng nguy cơ về các sự cố tràn dầu. Hậu quả của sự cố tràn dầu trên biển hiện nay là một mối hiểm họa lớn cho môi trường biển và con người, gây nên nhiều thiệt hại lớn về sinh thái cũng như nền kinh tế. Vì vậy việc nghiên cứu tạo ra một hệ thống mô phỏng và dự báo về hiện tượng lan truyền dầu trở nên cấp thiết. Nó góp phần quan trọng trợ giúp cho việc ứng cứu và xử lý khi có sự cố tràn dầu trên biển. Trên cơ sở đó, qua việc thu thập các dữ liệu quan trắc trực tiếp các yếu tố khí tượng thủy văn, hải dương, tác giả đã xây dựng nên một mô hình toán học để tính toán mô hình lan truyền và biến đổi dầu trên biển, cho ra kết quả của hướng lan truyền và nồng độ dầu trong nước biển. Bài báo này sẽ trình bày các quá trình lan truyền và biến đổi cơ bản của dầu trong nước biển, cùng một số kết quả của mô hình tại vùng phía Bắc biển Caspi – LB Nga. Có thể thấy rằng, mức độ ảnh hưởng khi xảy ra tràn dầu phụ thuộc vào các yếu tố như lượng dầu tràn, điều kiện thủy động lực và gió khi xảy ra sự cố.*

1. Mở đầu

Phương pháp ứng dụng mô hình toán học để mô phỏng, dự báo lan truyền dầu khi xảy ra sự cố tràn dầu ngày càng được sử dụng rộng rãi trên thế giới. Với phương pháp này, có thể xác định được xu hướng biến động theo không gian và thời gian của các vết dầu tràn từ vị trí xảy ra sự cố đến khu vực xung quanh. Từ đó, có thể dự báo được mức độ ảnh hưởng của sự cố tràn dầu, góp phần quan trọng trong việc xây dựng kế hoạch ứng phó nhằm giảm thiểu tác động nếu sự cố xảy ra.

Vùng phía Bắc biển Caspi là nơi tập trung rất nhiều dự án thăm dò, khai thác và vận chuyển dầu. Khi sự cố xảy ra, có thể thải ra môi trường biển hàng trăm đến hàng nghìn mét khối dầu, dưới tác động của quá trình tích tụ, biến đổi trong nước biển, nồng độ dầu trong nước biển có thể đạt tới 200-300 mg/lít. Dầu tràn trên biển dưới sự tác động của dòng chảy và các yếu tố khí tượng, hải dương có thể sẽ lan truyền đi được một khoảng cách đáng kể, làm ô nhiễm môi trường và gây thiệt hại lớn cho hệ động thực vật biển và ven bờ.

Để mô phỏng tràn dầu khi xảy ra sự cố, tác giả đã sử dụng ngôn ngữ Delphi để xây dựng nên mô hình toán học, kết hợp với các chương trình xử lý dữ liệu như Surfer và Grapher với dữ liệu đầu vào là các điều kiện khí tượng thủy văn, thủy động lực học của phía Bắc biển Caspi (LB Nga).

2. Những khái niệm về quá trình lan truyền và biến đổi dầu

Yêu cầu được đặt ra trong việc giải quyết vấn đề là sự hiệu quả và chính xác trong dự báo ô nhiễm môi trường biển, đề xuất nhanh phương án xử lý hậu quả có liên quan đến sự cố tràn dầu trên biển, đưa chúng ta đến việc phải nghiên cứu và thiết lập được một mô hình toán học về sự lan truyền và biến đổi của dầu. Quá trình lan truyền dầu tại cửa sông và vùng biển ven



bờ phụ thuộc vào số lượng lớn các yếu tố, liên quan đến như tình trạng của môi trường biển và thành phần cấu tạo của dầu. Vì vậy phương án giải quyết bài toán đặt ra là phải có một đường lối tổng thể, tính đến sự thay đổi của môi trường xung quanh cũng như các tính chất của dầu. Hiện nay chúng ta chia ra làm các quá trình cơ bản, tương ứng với sự thay đổi tính chất của dầu cũng như nghiên cứu tìm ra các quy luật cho phép ta sử dụng vào các phương pháp tính toán [3,4]. Trong sự tương ứng với các khái niệm ngày nay thì dầu mỏ được coi là một hợp chất mang tính hoạt động, các thành phần có thể thay đổi dưới sự tác động của các quá trình vật lý và hóa học. Ngoài trực tiếp hòa tan vào trong khối nước, quá trình lan toả dầu dưới dạng vết dầu loang bao phủ một diện tích lớn của bề mặt nước và dầu có thể được di chuyển bởi gió, sóng bề mặt và dòng chảy. Một lượng dầu nhất định bị hòa tan vào trong lớp nước dưới mặt, phần còn lại bị mất vào khí quyển thông qua quá trình bốc hơi. Các quá trình vật lý và hoá học xảy ra khá phức tạp khi vết dầu di chuyển và được mô tả chi tiết dưới đây.

2.1. Quá trình bình lưu

Bình lưu là quá trình cơ học xảy ra do tổng hợp các ảnh hưởng của dòng chảy bề mặt và lực kéo của gió. Vận tốc trôi của dầu tại bề mặt được xem là tổng trọng lượng của vận tốc gió và dòng chảy trung bình như sau:

$$V(u_s, v_s) = \alpha_w V_w + \alpha_c V_c, \quad (1)$$

với: V_w là vận tốc gió tại độ cao 10m trên mặt nước; V_c là vận tốc dòng chảy trung bình; α_w là hệ số trôi của gió, thường được chọn bằng 0,3; α_c là hệ số trôi của dòng chảy, thường được chọn bằng 1,1 [7].

2.2. Khuếch tán rối

Hệ số khuếch tán rối phụ thuộc ngoài điều kiện sóng, gió, dòng chảy và độ sâu nước, nó còn phụ thuộc vào kích cỡ và mật độ của giọt dầu. Trong trường hợp đơn giản dùng cho phân tích quá trình loang của dầu theo độ sâu ta sử dụng công thức nửa thực nghiệm sau :

$$C = C_0 \exp\left(-z \sqrt{\frac{\pi}{4k_z t}}\right), \quad (2)$$

trong đó: C_0 - nồng độ dầu trên mặt biển; z - độ sâu; k - hệ số khuếch tán rối trong lớp nước mặt; t - thời gian.

Theo thực nghiệm thì hệ số khuếch tán rối có thể lấy bằng hằng số là $0.0126 \text{ m}^2/\text{s}$.

2.3. Sự loang dầu cơ học

Sự loang dầu cơ học là một trong các quá trình quan trọng trong di chuyển của dầu loang, vì ảnh hưởng của diện tích bề mặt của dầu loang lên các quá trình biến đổi của dầu như bốc hơi và phân huỷ. Sự loang dầu cơ học được xác định do cân bằng giữa lực trọng trường, lực nhớt và sức căng mặt ngoài. Sự loang dầu cơ học có thể được chia thành 4 pha. Trong pha ban đầu, lực trọng trường và lực quán tính đóng vai trò chủ đạo. Trong pha thứ 2, lực trọng trường và lực nhớt đóng vai trò làm loang dầu. Trong pha thứ 3, sức căng mặt ngoài và lực nhớt đóng vai trò chủ đạo. Cuối cùng, vết dầu loang đạt tới trạng thái cân bằng [5,6]. Phương trình mô tả chi tiết các pha như sau:

Pha thứ nhất: trọng lực và lực quán tính đóng vai trò chủ đạo, bán kính khu vực dầu loang R được tính như sau:

$$R = 1.14(\Delta g V t^2)^{0.25}, \quad (3)$$

Pha thứ hai: Trọng lực và lực nhớt giữ vai trò chủ đạo

$$R = 0.98(\Delta g V^2 t^{1.5} / \nu^{0.5})^{0.167}, \quad (4)$$

Pha thứ ba: sức căng mặt ngoài và lực nhớt giữ vai trò chủ đạo

$$R = 1.6(\sigma^2 t^3 / (\nu \rho_w^2))^{0.25}, \quad (5)$$

Pha cuối, cân bằng

$$R = (10^5 V^{0.75} / 3.14159)^{0.5}, \quad (6)$$

với: $\Delta = (\rho_w - \rho_o) / \rho_w$ là tỷ số mật độ tương đối; ρ_w - mật độ của nước; ρ_o - mật độ của dầu; V - thể tích dầu tràn, ν - hệ số nhớt động học của nước; σ - sức căng mặt ngoài.

2.4. Sự đọng dầu trên bãi biển và bờ

Khi dầu loang tới bãi biển và bờ, nó sẽ đọng lại trên bãi. Lượng dầu có thể đọng lại trên bãi tùy thuộc vào nhiều yếu tố như độ dốc bãi, tính chất của bãi. Sau khi lượng dầu đọng lại trên bãi biển và đường bờ đã đạt cực đại, dầu sẽ không thể tiếp tục lắng đọng trên bãi được nữa. Sau khi đã lắng đọng trên bãi, dầu sẽ được sóng, gió và dòng chảy đưa trở lại biển. Trên cơ sở công thức chu kỳ bán phân rã, thể tích dầu còn lại trên bãi biển có thể được xác định theo công thức sau:

$$V_2 = V_1 \exp(-k(t_2 - t_1)), \quad (7)$$

trong đó:

- V_1, V_2 - thể tích của dầu trên bãi biển trong thời gian t_1 và t_2 (tính bằng ngày);

- $k = (-\ln(l/2)) / \tau$, trong đó l là hệ số suy giảm; ν và τ là chu kỳ bán phân rã.

Giá trị của hệ số suy giảm k thay đổi từ 0.001-0.01 với đầm lầy tới 0.99 đối với bờ biển đá trong điều kiện sóng nhẹ.

2.5. Quá trình bốc hơi

Quá trình bốc hơi dầu là quá trình làm mất dầu nhiều nhất. Phần thể tích dầu bị bốc hơi được xác định theo Mackey và cộng sự (1980) [8] như sau :

$$F = \frac{1}{C} \left[\ln P_o + \ln \left(CK_e t + \frac{1}{P_o} \right) \right], \quad (8)$$

Với :

$$E = K_e t \text{ và } K_e = K_m A \nu / RTV_o \text{ và } K_m = 0.0025V_w^{0.78}, \quad (9)$$

trong đó:

- E - số hạng lộ bay hơi, phụ thuộc vào thời gian và các điều kiện môi trường;
- K_m - hệ số trao đổi vật chất, m/s;
- A - diện tích vết dầu m²;
- ν - thể tích phân tử, m³/mol;
- R - hằng số khí, =82,06x10⁻⁶ atm m³/(mol K);
- T - nhiệt độ tuyệt đối của dầu, có thể lấy bằng nhiệt độ nước biển;
- V_o - thể tích dầu tràn ban đầu, m³.

Áp suất hơi ban đầu P_o tính bằng atm tại nhiệt độ T_e được tính như sau :

$$\ln P_o = 10.6(1 - T_o / T_e) \quad (10)$$

Trong đó T_o là nhiệt độ sôi ban đầu của dầu, tính bằng độ Kelvin ;

Đối với dầu thô :

$$C = 1158.9 API^{-1.1435} \quad (11)$$

$$T_o = 542.6 - 30.275 API + 1.565 API^2 - 0.03439 API^3 + 0.0002604 API^4 \quad (12)$$

với : API - chỉ số dầu, được tính theo khối lượng riêng của dầu theo công thức [14]

$$\rho_o = 141.5 / (API + 131.5), \quad (13)$$

Thể tích phân tử của dầu được tính từ trọng lượng phân tử của dầu. Giá trị của nó biến đổi trong khoảng từ 150.10⁻⁶ tới 600.10⁻⁶, tùy thuộc vào thành phần dầu. Với dầu đốt, giá trị này nằm trong khoảng 200.10⁻⁶ m³/mol.

2.6. Quá trình nhũ tương hóa

Dưới sự tác động cơ học của sóng, thì các giọt nước có thể bị bao bọc bởi dầu, hình thành nên dạng nhũ tương «nước trong dầu». Độ nhớt của dạng nhũ tương này có thể thay đổi trong khoảng khá lớn và mang tính chất ổn định cao cho đến khi chịu tác động của quá trình phân rã hóa học. Quá trình hình thành nhũ tương cho đến nay vẫn chưa được hiểu một cách rõ ràng. Để đánh giá tốc độ nhũ tương, chúng ta sử dụng nhiều công thức khác nhau. Tuy nhiên

trong một trường hợp riêng [8,9], chúng ta đề xuất một phương trình biểu diễn sự thay đổi của sự tích nước trong dầu là Y_w .

$$\frac{dY_w}{dt} = k_A(1+V_w)^2(1-k_B Y_w), \quad (14)$$

trong đó:

- k_A – hệ số biểu hiện mức tích nước lớn nhất trong nhũ tương và bằng 0,8;
- k_B – hệ số điều chỉnh, phụ thuộc vào vận tốc của gió và thường được lấy giá trị là 1,43;
- V_w – vận tốc gió

2.7. Các quá trình hòa tan và lắng đọng

Các quá trình hòa tan, bao gồm hòa tan của dầu trong nước do quá trình nhũ tương hóa và quá trình lắng đọng dầu được xác định theo các công thức thực nghiệm.

3. Mô hình lan truyền và biến đổi dầu phía Bắc biển Caspi

Trong quá trình di chuyển và biến đổi của dầu, ngoài các quá trình thủy động lực học, chúng còn chịu tác động lớn của các yếu tố bên ngoài và bị hạn chế bởi những phạm vi thời gian khác nhau. Trong trường hợp riêng, sự lan truyền, bay hơi và nhũ tương hóa cũng như phân rã của dầu cơ bản sẽ kết thúc trong khoảng thời gian một ngày đêm. Bài toán đặt ra là xem xét quá trình lan truyền dầu trong khoảng thời gian lớn hơn 5 ngày đêm, chúng ta ngoài các quá trình bắt đầu biến đổi của dầu, còn phải xem xét đến các quá trình phân rã sinh hóa. Khi đó, chúng ta sẽ sử dụng phương trình viết cho các quá trình trên theo dạng sau :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + v \frac{\partial C}{\partial y} + (w + w_c) \frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K_c \frac{\partial C}{\partial z} \right) + K_l \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \right) + \frac{C}{\tau}, \quad (15)$$

trong đó:

- C – nồng độ dầu;
- u, v, w – các thành phần vận tốc dòng chảy;
- w_c – vận tốc dọc do sự trôi nổi của dầu;
- τ – chu kỳ bán phân rã dầu do sự ôxy hóa sinh hóa.

Để giải phương trình lan truyền và biến đổi dầu, chúng ta sử dụng sơ đồ số trị như sau :

$$\begin{aligned} & \frac{c^{n+1} - c^n}{\Delta t} + \frac{u + |u|}{2\Delta x} (c_i^{n+1} - c_{i-1}^n) + \frac{u - |u|}{2\Delta x} (c_{i+1}^{n+1} - c_i^n) + \frac{v + |v|}{2\Delta y} (c_j^{n+1} - c_{j-1}^n) + \\ & \frac{v - |v|}{2\Delta y} (c_{j+1}^{n+1} - c_j^n) + \frac{w + |w|}{2\Delta z} (c_k^{n+1} - c_{k-1}^n) + \frac{w - |w|}{2\Delta z} (c_{k+1}^{n+1} - c_k^n) = \\ & = \frac{K_{k+1} + K_k}{2} \frac{c_{k+1}^n - c_k^{n+1}}{\Delta z^2} - \frac{K_k + K_{k-1}}{2} \frac{c_k^{n+1} - c_{k-1}^n}{\Delta z^2} + K_l \left[\frac{c_{i+1}^n + c_{i-1}^n - 2c_i^{n+1}}{\Delta x^2} + \frac{c_{j+1}^n + c_{j-1}^n - 2c_j^{n+1}}{\Delta y^2} \right] + \frac{c^{n+1}}{\tau} \end{aligned} \quad (16)$$

Sau khi sử dụng các phương pháp rút gọn, ta thu được phương trình nồng độ dầu theo độ sâu dưới dạng sau :

$$\frac{c_0^{n+1} - c_0^n}{\Delta t} + \frac{w_0 c_0^{n+1}}{\Delta z} = \frac{K_0}{\Delta z^2} (c_1^{n+1} - c_0) \quad (17)$$

với:

$$c_0^{n+1} = \left(\frac{K\Delta t}{\Delta z^2 + w_0 \Delta z \Delta t + K\Delta t} \right) c_1^{n+1} + \frac{\Delta z^2 c_0^n}{\Delta z^2 + w_0 \Delta z \Delta t + K\Delta t}$$

trong đó: C_0 – nồng độ dầu trên bề mặt biển.

Trong trường hợp dưới đáy, nồng độ dầu được xác định bằng phương trình :

$$\frac{c_H^{n+1} - c_H^n}{\Delta t} + \frac{w_0}{\Delta z} (c_H^{n+1} - c_{H-1}^{n+1}) = \frac{K}{\Delta z^2} (c_H^{n+1} - c_{H-1}^{n+1}), \quad (18)$$

với :

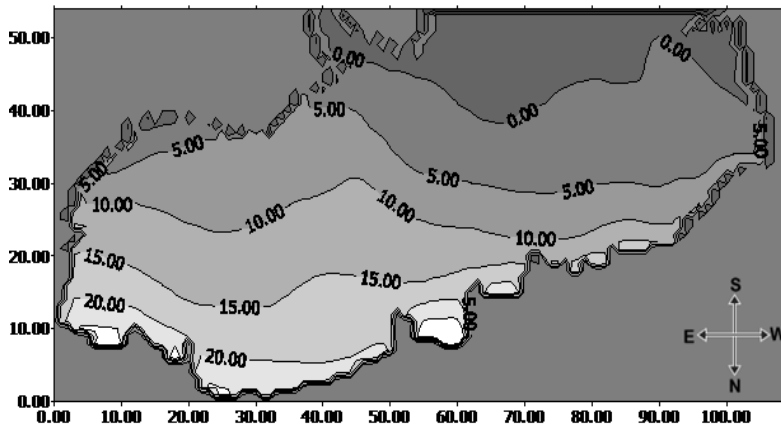
$$c_H^{n+1} = \left(\frac{c_H^n \Delta z^2 + K \Delta t n_{H-1}}{\Delta z^2 + w_0 \Delta z} \right)$$

4. Một số kết quả tính toán của mô hình tràn dầu trên biển Caspi

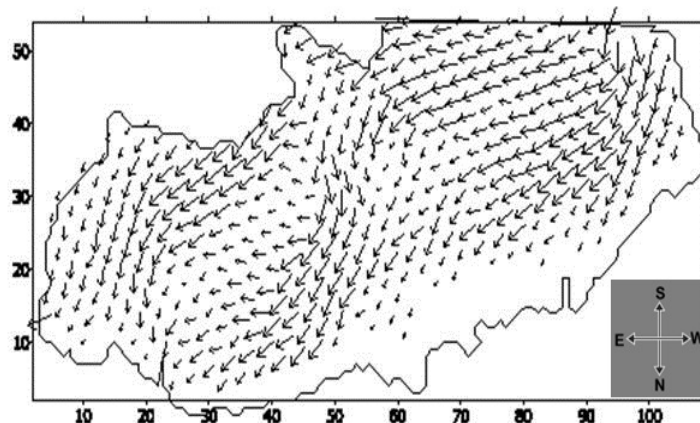
Như chúng ta đã biết, sự lan truyền dầu xảy ra dưới sự tác động của dòng chảy. Trong mô hình này, được đưa vào sử dụng là dòng chảy ổn định và dòng chảy do gió. Để tiện trong việc hiệu chỉnh mô hình chúng ta sẽ sử dụng cố định dữ liệu đầu vào. Cụ thể như sau : mức độ tràn dầu là $1 \text{ m}^3/\text{s}$, dòng chảy do gió nằm dưới tác động của gió Nam với vận tốc 13 m/s . Đối với thành phần dòng chảy ổn định, có tính đến lưu lượng trung bình của sông Volga là $6000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Dưới tác động của gió Nam trong khu vực tính toán sẽ hình thành sự chênh lệch mực nước biển, cụ thể là ở phía Tây vùng biển mức độ chênh lệch sẽ nhỏ hơn phía Đông. Nguyên nhân chính là do mức chênh lệch độ sâu giữa hai vùng biển (hình 1).

Tính toán dòng chảy mặt do gió ta cũng thu được kết quả hướng của dòng chảy phần lớn là về phía Bắc, trùng với hướng của gió (hình 2). Kết quả này cũng tương ứng với kết quả của mô hình Ekman là xảy ra hiện tượng dòng chảy bị lệch về phía phải dưới sự tác động của lực Coriolis. Ngoài ra hiện tượng này còn liên quan đến địa hình đáy biển, điển hình là sự chênh lệch lớn về độ sâu.



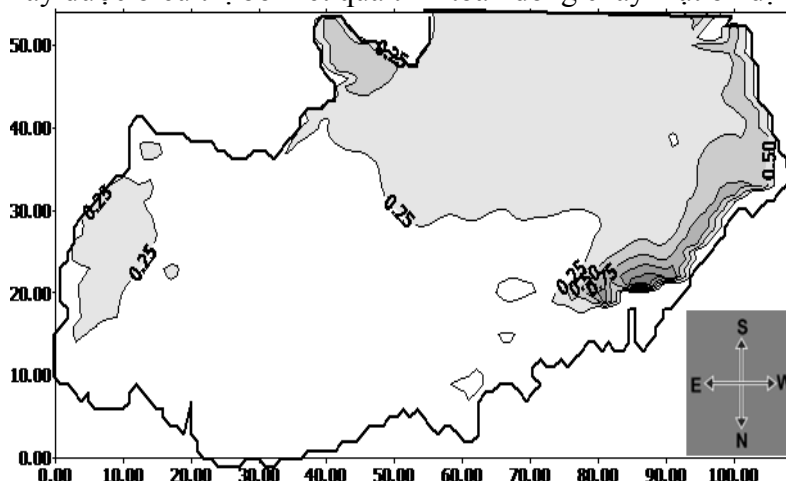
Hình 1. Mức chênh lệch mực nước biển (cm) dưới tác động của gió Nam với vận tốc 13 m/s



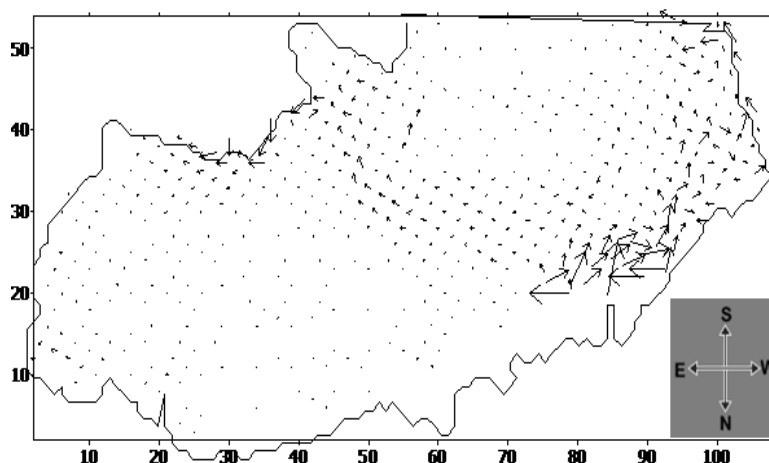
Hình 2. Véc-tơ vận tốc của dòng chảy mặt gây nên bởi gió với vận tốc 13 m/s

Dao động mực nước, gây ra bởi lưu lượng của sông Volga được tập trung chủ yếu ở gần bờ phía Tây vùng biển nghiên cứu (hình 3). Nguyên nhân chính ở đây là do với độ sâu không lớn nên phạm vi biến dạng thủy tĩnh Rossby chỉ nằm ở khoảng vài chục km. Trong trường hợp

đó, lưu lượng nước sông đổ ra sẽ được lan truyền trong vùng nước dưới dạng các dao động mực nước. Tính chất này được biểu thị bởi kết quả tính toán dòng chảy mặt ổn định (hình 4).



Hình 3. Dao động mực nước mặt (cm), tính toán theo lưu lượng sông Volga

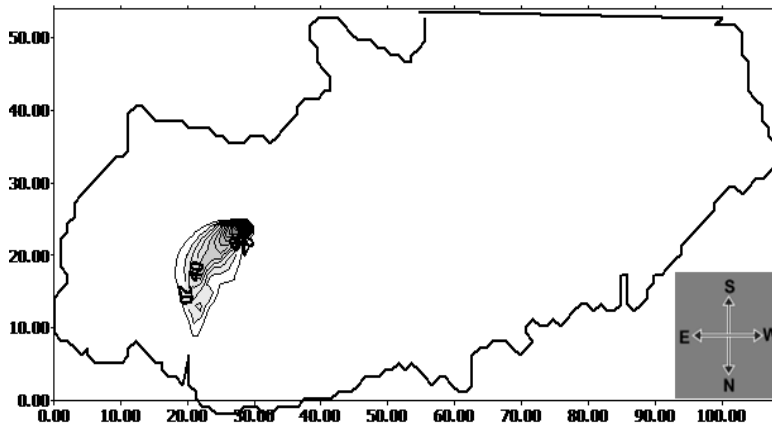


Hình 4. Véc-tơ vận tốc dòng chảy mặt ổn định, tính theo lưu lượng sông Volga

Với dữ liệu đầu vào của mô hình là nguồn dầu ở nút lưới tính có tọa độ $i=25, j=30$. Lưu lượng nước sông Volga (được lấy theo lưu lượng ở cửa sông) là $6000 \text{ m}^3/\text{s}$. Chu kỳ bán phân rã τ do quá trình sinh hóa tỷ lệ với nhiệt độ nước biển theo hệ thức [11]:

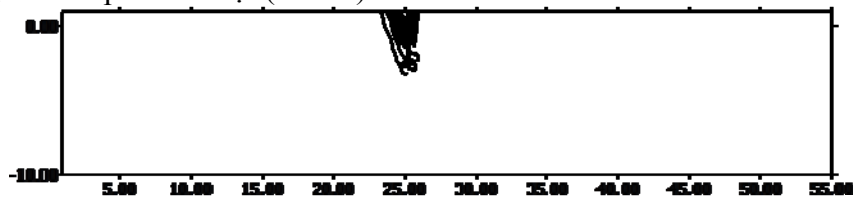
$$\tau = \tau_0 (1 - \alpha T), \text{ trong đó } \tau_0 \text{ là chu kỳ bán phân rã của dầu ở nhiệt độ } T = 0^\circ\text{C}$$

Giá trị hệ số nhớt rối được lấy bằng hằng số ($K_l = 0,01 \text{ m}^2/\text{s}$), nhiệt độ nước biển là 0°C . Theo kết quả mô hình tính toán sự lan truyền và biến đổi của dầu dưới sự ảnh hưởng của gió và dòng chảy mặt, ta thu được kết quả như sau : tốc độ lan truyền của nó khá nhanh ở những thời điểm ban đầu khi dầu tràn ra biển, dầu lan truyền trên bề mặt theo hướng của dòng chảy mặt do gió, nồng độ dầu giảm theo thời gian do quá trình ôxy hóa sinh hóa.



Hình 5. Kết quả lan truyền nồng độ dầu (mg/l) trên mặt biển tính toán theo mô hình

Do tác động của quá trình sinh hóa, cộng thêm việc pha trộn với môi trường xung quanh nên nồng độ dầu bị giảm dần. Dầu lan truyền dưới kết quả của sự trôi nổi thuận chiều xảy ra mạnh, đặc biệt là ở lớp nước mặt (hình 6).



Hình 6. Phân bố nồng độ dầu (mg/lit) trong lớp nước mặt biển Caspi (mặt cắt theo dọc theo độ sâu)

Những tính chất và kết quả lan truyền và biến đổi dầu được tính toán trên đây dựa theo những khái niệm cơ sở sẵn có, vậy nên đề mô hình có thể thích ứng được với tất cả các vùng nghiên cứu khác, cần phải có những dữ liệu quan trắc trực tiếp và dữ liệu liên tục về các sự cố tràn dầu.

5. Nhận xét và kết luận

Kết quả của mô hình thực nghiệm này với mục đích đánh giá sự lan truyền và biến đổi của dầu trong vùng phía Bắc biển Caspi. Theo kết quả rút ra từ mô hình, thì vận tốc lan truyền của dầu phụ thuộc vào vận tốc của các dòng chảy mặt cùng với vận tốc của quá trình phân rã sinh hóa. Nếu nguồn dầu tràn là cố định trên biển, thì hướng lan truyền của dầu chủ yếu là theo hướng của dòng chảy mặt do gió. Theo đó, chúng ta còn lưu ý thêm về sự giảm nồng độ dầu bởi quá trình oxy hóa, rồi và xáo trộn dầu với môi trường xung quanh. Đề mô hình được chính xác hơn cho tràn dầu trên biển, cũng như ở sông, ngoài việc nên sử dụng dữ liệu đầu vào là các số liệu quan trắc trực tiếp, chúng ta còn cần phải so sánh trực tiếp kết quả của mô hình với kết quả theo dõi thực tế sự cố tràn dầu.

Mô hình trên đây được sử dụng cho việc đánh giá tràn dầu trên biển Caspi, là một mô hình thô sơ và chưa tính toán hết tất cả những yếu tố khí tượng thủy văn và hải dương. Nhưng với mục đích là cung cấp những thông tin dự báo ban đầu khi xảy ra sự cố tràn dầu, nó vẫn có một vai trò nhất định trong việc xác định và ngăn chặn hậu quả của sự cố. Do mô hình được xây dựng nên bởi những quy luật và khái niệm chung mang tính toàn cầu, cho nên sử dụng nó vào công việc dự báo sự cố tràn dầu trên biển Đông là rất khả thi.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Миронов О.Г. Нефтяное загрязнение и жизнь моря Киев. «Наукова думка» 1973, с. 58-73
 [2]. Миронов О.Г. Биологические ресурсы моря и нефтяное загрязнение. М., «Пищевая промышленность», 1972, с.32-40.

- [3]. К.А.Коротенко, Р.М.Мамедов Моделирование процессов распространения пятен нефти в прибрежной зоне Каспийского моря // Океанология Т.41. №1. 2001. С.
- [4]. Рай Г.И., Брэндвик П.Д. Проверка моделей подводных разливов нефти// Материалы международной комиссии по ликвидации нефтяных разливов. Повышение экологической защиты – прогресс, проблемы, ответственность/ Ред.Рай Г.И. 1997. с. 23-25.
- [5]. Fay J.A. Physical processes in the spread of oil on water surface// Proc/1971 Oil Spill Conference. American Petroleum Inst. Washington Dc. P.463-467.
- [6]. MacKay D., Boist I., Mascarenhas R., Paterson S. Oil spill processes and models// Publication EE-88, Report for Fisheries and Environmental/ Canada, Ottawa, Ontario, 1979, 120 p.
- [7]. Reed M., Gundlack E., Kana T. A coastal zone spill model: development and sensitivity studies // Oil and Chemical Pollution 1989. v.5. P.441-449.
- [8]. MacKay D., Stiver W. Testing of crude oil and petroleum products for environmental purposes. Proc. 1983. Oil Spill Conference. Washington Dc.: American Petroleum Inst. 1983., P.331-337.
- [9]. Spalding M.L., Fnderson E., Jayko K. Hindcast of the Agro Merchant spill using the URI(ASA) oil spill fates model // Ocean Engineering. 1982. V.9. № 5. p.455-482.
- [10]. Wheler R.B. The fate of petroleum in the marine enviroment // Special report №4. Exxon production Research Cj 1978, 120 p.
- [11]. Затучная Б.М. Некоторые результаты моделирования процесса распада нефти в морской воде // Проблемы исследования химического загрязнения морских вод. Тр. ГОИН. Вып. 127, 1975. С.46-54.

SUMMARY

Some results of study for oil spill spreading at sea of Caspian

Nguyen Xuan Man, Dinh Ngoc Huy

*Institute of applied mechanics and informatics, VAST 219 Dien Bien Phu, Dist. 3,
Ho Chi Minh City, Vietnam*

V.A.Tsarev

Russian State Hydrometeorological University – Russia Federation, Russia Federation

The risk of environmental disasters related with the spilling of oil products into the sea forces the development of the high-quality oil spill simulation and prediction system. It would be an important tool for the planning of the spill protection and spill response operations etc. Simulation of the oil spreading and fate in the sea is one of practical applications that requires and integrates the results of meteorological, oceanographic and the “oil spill” modeling communities. Oil spill numerical simulation system could provide important information for the short term planning of accidental oil spill recovery operations. The model is based on the hydrodynamic processes in the north sea of Caspian – Russia Federation. Model give us the result of the spread, change oil at sea and verified by the experimental result at the sea of Caspian.

Người biên tập: **GS.TS. Võ Trọng Hùng**

SO SÁNH PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG GIÓ LÊN CÔNG TRÌNH DẠNG THÁP THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM VÀ TIÊU CHUẨN MỸ

Nguyễn Văn Mạnh, Lê Huy Việt
Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Hiện nay số lượng các công trình dạng tháp ở nước ta là tương đối lớn. Tại những đô thị lớn có rất nhiều công trình dân dụng và công nghiệp có kết cấu dạng tháp như các tháp vô tuyến, các loại ăng ten, các đài trạm quan trắc. Đặc điểm chung của các công trình dạng tháp là có chiều cao lớn hơn nhiều lần chiều rộng, độ mảnh lớn. Khi các công trình có chiều cao lớn chịu tải trọng gió dễ gây mất an toàn. Nhiều sự cố đã xảy ra trong các trận bão ở nước ta. Nguyên nhân chủ yếu của các sự cố ở trên là do thiết kế kết cấu không đảm bảo yêu cầu chống lại tải trọng động do gió bão gây ra. Ở nước ta, để tính toán tải trọng gió tác động lên các công trình có thể sử dụng tiêu chuẩn TCVN 2737-1995: tải trọng và tác động. Bài báo trình bày cách tính toán tải trọng gió tác động lên công trình dạng tháp theo tiêu chuẩn Việt Nam - TCVN 2737-1995 và theo tiêu chuẩn Mỹ - TIA/EIA-222-F. Kết quả tính toán theo 2 tiêu chuẩn cho thấy gần giống nhau. Tuy nhiên cách tính theo TIA/EIA-222-F đơn giản và ngắn gọn hơn so với cách tính theo TCVN 2737-1995. Do đó nên sử dụng TIA/EIA-222-F để tính toán để giảm thời gian tính toán cho các nhà thiết kế.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay số lượng các công trình dạng tháp ở nước ta là tương đối lớn. Tại những đô thị lớn như có rất nhiều công trình dân dụng và công nghiệp có kết cấu dạng tháp như các tháp vô tuyến, các loại ăng ten, các đài trạm quan trắc. Đặc điểm chung của các công trình dạng tháp là có chiều cao lớn hơn nhiều lần chiều rộng, độ mảnh lớn.

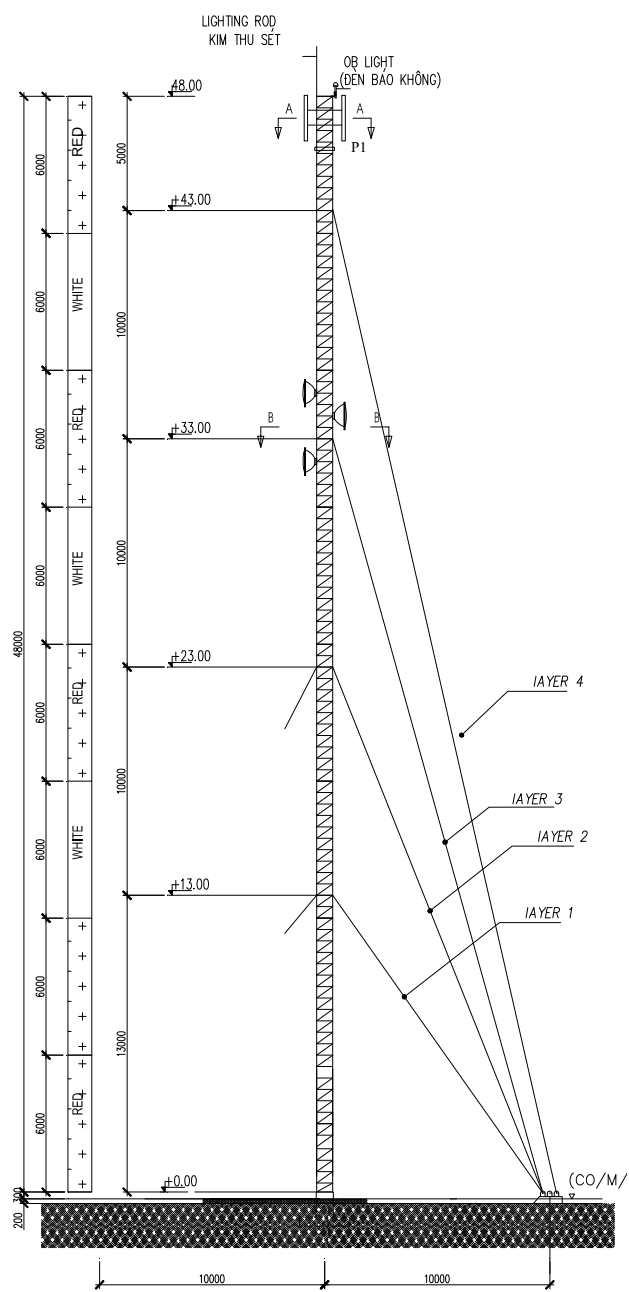
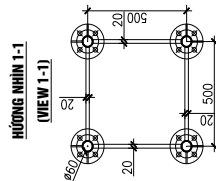
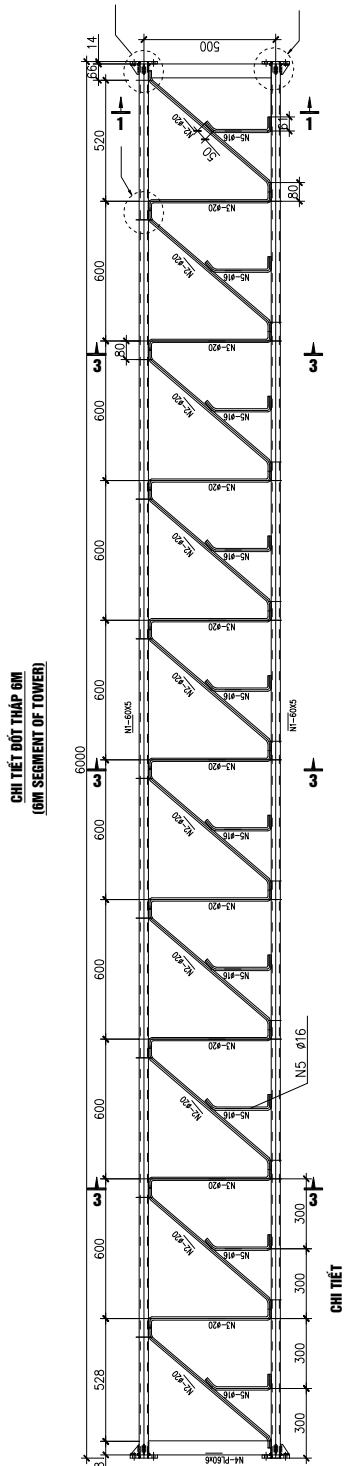
Khi các công trình có độ cao lớn thường dễ mất an toàn, gây hậu quả rất nghiêm trọng. Chẳng hạn năm 2012 một sự cố đã xảy ra với tháp truyền hình tỉnh Nam Định (cao 180m). Năm 2013 sự cố đổ trụ tháp ăng-ten cao 142m của Đài Tiếng nói Việt Nam tại Thành phố Đồng Hới-Quảng Bình do cơn bão số 10 gây ra làm chết 2 người. Cùng thời điểm trên, một trụ ăng-ten cao 62m của Vietnammobile xây dựng tại thôn Phú Lộc, xã Gia Lộc, huyện Quảng Ninh, tỉnh Quảng Bình cũng bị đổ sập vào nhà dân. Nguyên nhân chủ yếu của các sự cố ở trên là do thiết kế kết cấu không đảm bảo yêu cầu chống lại tải trọng động do gió bão gây ra.

Hiện nay, ở nước ta, có thể sử dụng tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 2737-1995 [1] để tính toán thành phần tải trọng gió tác động lên các kết cấu công trình. Việc tính toán tải trọng gió được dựa trên bản đồ phân vùng gió trên toàn lãnh thổ Việt Nam. Tuy nhiên, việc tính toán thành phần động của tải trọng gió theo tiêu chuẩn này tương đối phức tạp, đặc biệt là với các công trình dạng tháp có độ cao lớn. Bài báo trình bày phương pháp tính toán thành phần động của tải trọng gió theo TCVN 2737-1995 và tiêu chuẩn Mỹ TIA/EIA-222-F [2], đồng thời so sánh kết quả tính toán theo hai tiêu chuẩn trên.

2. So sánh kết quả tính toán thành phần động của tải trọng gió theo TCVN 2737-1995 và TIA/EIA-222-F

Để so sánh phương pháp và kết quả tính toán thành phần động của tải trọng gió theo TCVN 2737-1995 và TIA/EIA-222-F, chúng ta tính toán cụ thể cho một công trình là kết cấu tháp dây neo bốn mặt, cao 48m, khoảng cách giữa các thanh cánh là 50cm, kết cấu dùng thép ống D60x5, thanh giằng D12. Tháp thép này được thiết kế thành 8 đoạn, mỗi đoạn dài 6m như trên hình 1. Đầu mỗi đoạn tháp sử dụng thanh thép góc L60x6 để liên kết các đoạn với nhau.

Tháp bố trí 4 tầng dây co tại các cao độ 9m, 15m, 27m và 36m như trên hình 2. Công trình tháp được xây dựng tại Hà Nội, thuộc vùng gió II-B. Tải trọng gió tính toán cho trường hợp góc gió là 0 độ.



Hình 1. Chi tiết đoạn tháp điện hình và mặt cắt ngang tháp

Hình 2. Mặt đẳg tháp dây neo 48m

2.1. Tính toán tải trọng gió theo TCVN 2737-1995

Tải trọng gió đối với công trình là tải trọng mang tính chất động lực, nó được xác định gồm hai thành phần: một thành phần là lực sinh ra do áp lực gió tác dụng vào công trình gọi là thành phần tĩnh W_t và một thành phần là lực quán tính của khối lượng công trình sinh ra do dao

động riêng của công trình (dao động tự do) gọi là thành phần động W_p , biểu thức tổng quát của tải trọng gió thiết kế tác động vào công trình là:

$$W_{tk} = (W_t + W_p) \gamma \cdot \beta, \quad (1)$$

trong đó:

γ - hệ số vượt tải, $\gamma = 1,2$;

β là hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian giả định của công trình theo TCVN 2737-1995.

2.1.1. Tính toán thành phần tĩnh của tải trọng gió theo TCVN 2737-1995:

Thành phần tĩnh của tải trọng gió được tính toán theo công thức sau:

$$W_t = k \cdot c_t \cdot W_0 \cdot A_k, \quad (2)$$

trong đó:

W_0 - áp lực gió tiêu chuẩn được lấy theo vùng gió của TCVN 2737-1995;

k - hệ số theo độ cao và dạng địa hình, được lấy theo TCVN 2737-1995;

A_k - diện tích hình chiếu mặt chắn gió trên mặt phẳng vuông góc với hướng gió, (m^2).

c_t - hệ số cản chính diện của dàn không gian, được tính như sau:

$$c_t = k_1 (1 + \eta) c_x, \quad (3)$$

với:

+ η - hệ số kể đến sự giảm tải gió vào dàn khuất gió do sự cản trở của dàn đón gió;

+ k_1 - hệ số tính đến sự thay đổi hệ số cản c_x của dàn khi mặt dàn vuông góc với phương tác động của gió;

+ c_x - hệ số cản chính diện của dàn, được tính như sau:

$$c_x = \sum \frac{c_{xi} \cdot A_i}{A}, \quad (4)$$

với:

A_i - diện tích hình chiếu của cấu kiện thứ i lên mặt phẳng đón gió của dàn, (m^2);

A - diện tích giới hạn đường bao ngoài của dàn, (m^2);

c_{xi} - hệ số khí động học của thanh (gồm cả mặt đón gió và mặt khuất gió) hay còn gọi là hệ số cản chính diện.

Kết quả tính toán hệ số cản chính diện của kết cấu cho từng đoạn chia của công trình được trình bày trong bảng 1.

Bảng 1. Xác định giá trị hệ số c_x cho từng đoạn chia của công trình

Đoạn chia	Cao độ, (m)	$L_{\text{đoạn}}$, (m)	ΣA_i , (m^2)	A , (m^2)	k	c_x
Đoạn 1	3	6	1,02	3,0	0,80	0,363
Đoạn 2	9	6	1,02	3,0	0,98	0,353
Đoạn 3	15	6	1,02	3,0	1,08	0,347
Đoạn 4	21	6	1,02	3,0	1,14	0,344
Đoạn 5	27	6	1,02	3,0	1,19	0,341
Đoạn 6	33	6	1,02	3,0	1,24	0,339
Đoạn 7	39	6	1,02	3,0	1,27	0,337
Đoạn 8	45	6	1,02	3,0	1,31	0,335

Kết quả tính toán thành phần tĩnh của tải trọng gió theo tiêu chuẩn TCVN 2737-1995 được thể hiện trong bảng 2.

Bảng 2. Xác định giá trị thành phần tĩnh của tải trọng gió

Đoạn chia	η	k	k_1	c_t	A_K (m^2)	w_t (daN/ m^2)	W_t (daN)
Đoạn 1	0,319	0,80	1,0	0,479	3,0	47,938	143,813
Đoạn 2	0,319	0,98	1,0	0,466	3,0	56,801	170,402
Đoạn 3	0,319	1,08	1,0	0,458	3,0	61,831	185,493

Đoạn chia	η	k	k_1	c_t	A_K (m ²)	w_t (daN/m ²)	W_t (daN)
Đoạn 4	0,319	1,14	1,0	0,454	3,0	64,620	193,861
Đoạn 5	0,319	1,19	1,0	0,450	3,0	67,134	201,401
Đoạn 6	0,319	1,24	1,0	0,447	3,0	69,200	207,600
Đoạn 7	0,319	1,27	1,0	0,445	3,0	70,835	212,504
Đoạn 8	0,319	1,31	1,0	0,442	3,0	72,454	217,361

2.1.2. *Tính toán thành phần động của tải trọng gió theo TCVN 2737-1995:*

Xác định tần số dao động riêng của công trình: sử dụng chương trình SAP2000 để thiết lập mô hình kết cấu tháp thép có dây neo 4 mặt. Kết quả tính toán giá trị tần số các dao động của công trình như trong bảng 3.

Bảng 3. Giá trị tần số dao động riêng của công trình

Dạng dao động	1	2	3
T (s)	0,295	0,12	0,078
f (Hz)	3,39	8,33	12,82

Công trình dạng tháp trụ nằm trong vùng gió II-B nên giá trị giới hạn tần số dao động riêng theo [1] là $f_L = 4,1$.

Như vậy, dễ nhận thấy $f_1 < f_L < f_2$, do đó thành phần động của tải trọng gió tác động lên phần thứ i ứng với dạng dao động thứ 1 được tính toán theo công thức sau:

$$W_{pi} = M_i \cdot \xi \cdot \psi \cdot y_i, \quad (5)$$

trong đó:

M_i - khối lượng tập trung của từng đoạn trụ được chia:

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = M_7 = M_8 = \gamma_{th} \cdot \sum A_i = 720(kg);$$

y_i - chuyển vị tỉ đối của trọng tâm từng đoạn trụ ứng với dạng dao động riêng thứ 1;

ξ - hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ 1, phụ thuộc vào thông số ε và độ giảm lôga của dao động, được tính theo công thức sau [1]:

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma \cdot W_0}}{940 \cdot f_1}, \quad (6)$$

với:

γ - hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, $\gamma = 1,2$;

W_0 - giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng áp lực gió, với vùng gió II thì $W_0 = 950$ N/m².

Do đó hệ số ε sẽ có giá trị là $\varepsilon = 0,0106$.

Tra trên đồ thị hình 2 của TCVN 2737-1995 được hệ số động lực $\xi = 1,725$.

ψ là hệ số được xác định theo số đoạn chia công trình, tải trọng gió trong mỗi đoạn có thể coi như không đổi:

$$\psi = \frac{\sum_{i=1}^8 y_i \cdot W_{Fi}}{\sum_{i=1}^8 y_i^2 \cdot M_i}, \quad (7)$$

trong đó: W_{Fi} - giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên đoạn thứ i của công trình, ứng với các dạng dao động khác nhau khi chỉ kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió, được xác định theo công thức sau [1]:

$$W_{Fi} = W \cdot \xi \cdot S \cdot v, \quad (8)$$

với:

ζ - hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao ứng với từng đoạn chia của công trình lấy theo TCVN 2737-1995.

S - diện tích đón gió của từng đoạn công trình, $S = 0,5.6 = 3 \text{ (m}^2\text{)}$

v - hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió ứng với các dạng dao động khác nhau của công trình, lấy theo TCVN 2737-1995.

W - giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của áp lực gió tác dụng lên từng đoạn chia của công trình như sau:

$$W = W_0 . k(z_i) . c , \quad (9)$$

trong đó:

W_0 - giá trị áp lực gió tiêu chuẩn lấy theo phân vùng áp lực gió trong TCVN 2737-1995;
c - hệ số khí động lấy theo TCVN 2737-1995;

$k(z_i)$ - hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió, phụ thuộc vào độ cao z_i của từng đoạn chia và mô hình chuẩn để tính độ cao, dạng địa hình tính toán. Giá trị của $k(z_i)$ cũng được lấy theo TCVN 2737-1995.

Kết quả tính toán các thông số ζ , W và v để xác định thành phần động của tải trọng gió cho từng đoạn chia của công trình được trình bày trong bảng 4.

Bảng 4. Kết quả tính toán các thông số ζ , W và v

Đoạn chia	Cột cao độ (m)	Hệ số ζ	W (kG/m ²)	Hệ số v
Đoạn 1	3	0,517	37,719	0,8136
Đoạn 2	9	0,492	44,902	0,8136
Đoạn 3	15	0,472	49,009	0,8136
Đoạn 4	21	0,456	51,297	0,8136
Đoạn 5	27	0,447	53,364	0,8136
Đoạn 6	33	0,439	55,068	0,8136
Đoạn 7	39	0,430	56,419	0,8136
Đoạn 8	45	0,425	57,760	0,8136

Từ đó, xác định được các giá trị của ψ và thành phần động của tải trọng gió W_p cho các đoạn của tháp như trong bảng 5.

Bảng 5. Kết quả tính toán các thông số ψ và thành phần động của tải trọng gió W_p

Đoạn chia	y_i (m)	W_{Fi} (kG)	$y_i^2 . M_i$ (kG.m ²)	$y_i . W_{Fi}$ (kG.m)	ψ	W_p (kG)
Đoạn 1	0,0018	47,59	0,0023	0,0857	1,20	2,68
Đoạn 2	0,0090	53,94	0,0583	0,4855	1,20	13,41
Đoạn 3	0,0220	56,40	0,3485	1,2408	1,20	32,77
Đoạn 4	0,0376	57,04	1,0179	2,1447	1,20	56,01
Đoạn 5	0,0561	58,24	2,2660	3,2675	1,20	83,57
Đoạn 6	0,0710	58,98	3,6295	4,1873	1,20	105,77
Đoạn 7	0,0832	59,27	4,9840	4,9309	1,20	123,95
Đoạn 8	0,0898	59,95	5,8061	5,3834	1,20	133,78

2.1.3. Tổng tải trọng gió tác động lên công trình theo TCVN 2737-1995

Bảng 6 trình bày tổng hợp kết quả tính toán tải trọng gió tác động lên công trình tính toán theo TCVN 2737-1995 khi chưa kể đến hệ số vượt tải.

Bảng 6. Tổng tải trọng gió tác dụng lên các đoạn chia

Đoạn chia	W_t (kG)	W_p (kG)	W_{tk} (kG)
Đoạn 1	143,813	2,68	115,38
Đoạn 2	170,402	13,41	147,52
Đoạn 3	185,493	32,77	179,08

Đoạn chia	W _t (kG)	W _p (kG)	W _{tk} (kG)
Đoạn 4	193,861	56,01	209,06
Đoạn 5	201,401	83,57	242,69
Đoạn 6	207,600	105,77	269,89
Đoạn 7	212,504	123,95	292,03
Đoạn 8	217,361	133,78	305,83
Tổng	1211,75	549,74	1761,49

2.2. Tính toán tải trọng gió theo TIA/EIA-222-F

Tiêu chuẩn EIA/TIA-222-F do Hiệp hội viễn thông - Viện tiêu chuẩn quốc gia Mỹ ban hành được sử dụng rộng rãi trên thế giới. Tiêu chuẩn này tính toán tải trọng tác dụng lên kết cấu tháp trụ viễn thông bằng thép và các kết cấu phụ trợ. Việc áp dụng tiêu chuẩn này ở Việt Nam còn rất hạn chế. Thời gian gần đây tiêu chuẩn này đang từng bước được áp dụng khi có các dự án đầu tư viễn thông của các mạng điện thoại có vốn đầu tư nước ngoài.

Thành phần lực gió tác dụng lên một mặt cắt của kết cấu được tính như sau:

$$F = q_z \cdot G_H \cdot C_F \cdot A_E, \quad (10)$$

trong đó: q_z - áp lực vận tốc gió trên một đơn vị diện tích :

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot V^2 \text{ (Pa)}, \quad (11)$$

với:

V - vận tốc gió cơ bản tại khu vực đặt kết cấu, (m/s);

K_z - hệ số phụ thuộc vào chiều cao của kết cấu:

$$K_z = \left(\frac{z}{10} \right)^{\frac{2}{7}}, \quad (12)$$

trong đó:

z - chiều cao tính từ mặt móng đến điểm giữa của mặt cắt, (m);

G_H - hệ số kể đến thành phần động của gió, được tính theo công thức sau:

$$G_H = 0,65 + \frac{0,6}{(H/10)^{1/7}}, \quad (13)$$

với:

H - tổng chiều cao của kết cấu, (m).

C_F - hệ số lực gió tác động lên kết cấu, được tính cho mỗi mặt cắt của kết cấu như sau:

$$C_F = 4 \cdot e^2 - 5,9 \cdot e + 4, \quad (14)$$

với $e = \frac{A_F + A_R}{A_G}$

trong đó :

A_F - diện tích hình chiếu của bộ phận kết cấu phẳng trên bề mặt đón gió, (m²);

A_R - diện tích hình chiếu của kết cấu trong trên bề mặt đón gió và diện tích hình chiếu của tuyết khi nằm trên bộ phận kết cấu phẳng và tròn, (m²);

A_G - tổng diện tích của một bề mặt tháp (m²);

A_E là diện tích hữu hiệu của thành phần kết cấu, tính cho một mặt cắt:

$$A_E = D_F \cdot A_F + D_R \cdot A_R \cdot R_R, \quad (15)$$

với:

D_F và D_R - các hệ số hướng gió, được lấy theo tiêu chuẩn TIA/EIA-222-F;

R_R - hệ số giảm tải cho các thành phần kết cấu.

$$R_R = 0,51 \cdot e^2 + 0,57 \leq 1,0, \quad (16)$$

Giá trị các thành phần đặc trưng để sử dụng tính toán cho các đoạn chia của công trình được trình bày trong bảng 7.

Bảng 7. Giá trị cá thành phần đặc trưng tính toán cho các đoạn chia của tháp

Đoạn chia	h (m)	b (m)	z (m)	A _F (m ²)	A _R (m ²)	A _G (m ²)	e	K _z	V (m/s)
Đoạn 1	6,0	0,5	3	0,05	0,972	3,0	0,341	1,00	39,367
Đoạn 2	6,0	0,5	9	0,05	0,972	3,0	0,341	1,00	39,367
Đoạn 3	6,0	0,5	15	0,05	0,972	3,0	0,341	1,12	39,367
Đoạn 4	6,0	0,5	21	0,05	0,972	3,0	0,341	1,24	39,367
Đoạn 5	6,0	0,5	27	0,05	0,972	3,0	0,341	1,33	39,367
Đoạn 6	6,0	0,5	33	0,05	0,972	3,0	0,341	1,41	39,367
Đoạn 7	6,0	0,5	39	0,05	0,972	3,0	0,341	1,49	39,367
Đoạn 8	6,0	0,5	45	0,05	0,972	3,0	0,341	1,51	39,367

Các giá trị của R_R, A_E, C_F và F được tính toán cho từng đoạn chia của công trình được thể hiện trong bảng 8.

Bảng 8. Giá trị tính toán lực gió vào các đoạn chia của công trình

Đoạn chia	D _F	D _R	R _R	q _z (kG/m ²)	G _H	C _F	A _E (m ²)	F (kG)
Đoạn 1	1,0	1,0	0,629	114,000	1,13	2,455	0,661	173,503
Đoạn 2	1,0	1,0	0,629	114,000	1,13	2,455	0,661	173,503
Đoạn 3	1,0	1,0	0,629	128,002	1,13	2,455	0,661	194,814
Đoạn 4	1,0	1,0	0,629	140,918	1,13	2,455	0,661	214,472
Đoạn 5	1,0	1,0	0,629	151,409	1,13	2,455	0,661	230,438
Đoạn 6	1,0	1,0	0,629	160,344	1,13	2,455	0,661	244,037
Đoạn 7	1,0	1,0	0,629	169,403	1,13	2,455	0,661	257,825
Đoạn 8	1,0	1,0	0,629	171,781	1,13	2,455	0,661	261,444

2.3. So sánh kết quả tính toán tải trọng gió theo TCVN 2737-1995 và TIA/EIA-222-F

Trên bảng 9 trình bày so sánh kết quả tính toán tải trọng gió theo TCVN 2737-1995 và tiêu chuẩn TIA/EIA-222-F. Qua kết quả trên bảng 9 cho thấy tải trọng gió tác động vào phần tháp gần móng (đoạn thứ nhất) tính toán theo tiêu chuẩn TIA/EIA-222-F cho giá trị cao gấp 1,5 lần so với kết quả tính toán theo TCVN 2737-1995. Nhưng có thể nhận thấy, khi càng lên cao thì giá trị này càng giảm dần và lên đến đoạn trên cùng của tháp thì tỉ số này là 0,85. Tuy nhiên, tổng giá trị tải trọng gió tác động vào toàn bộ kết cấu công trình là tương đương nhau khi so sánh 2 trường hợp trên - tỉ số này là 0,99. Trong khi đó, phương pháp tính toán theo TCVN 2737-1995 tương đối phức tạp, còn với phương pháp tính toán theo TIA/EIA-222-F rất ngắn gọn và đơn giản.

Ngoài ra, kết quả tính toán tải trọng gió tác động lên công trình dạng tháp theo TCVN 2737-1995 hoặc theo TIA/EIA-222-F đều có giá trị tăng dần theo độ cao. Vì vậy, cần chú ý đến biểu đồ phân bố áp lực gió khi tính toán ổn định cho công trình.

Bảng 9. So sánh kết quả tính tải trọng gió theo tiêu chuẩn Việt Nam và Mỹ

Đoạn chia	TCVN 2737-1995 W _{tk} (kG)	TIA/EIA-222-F F (kG)	Tỉ lệ F/W _{tk}
Đoạn 1	115,38	173,503	1,50
Đoạn 2	147,52	173,503	1,18
Đoạn 3	179,08	194,814	1,09
Đoạn 4	209,06	214,472	1,03
Đoạn 5	242,69	230,438	0,95
Đoạn 6	269,89	244,037	0,90
Đoạn 7	292,03	257,825	0,88
Đoạn 8	305,83	261,444	0,85
Tổng	1761,49	1750,04	0,99

3. Kết luận

Bài báo trình bày cách tính toán tải trọng gió tác động lên kết cấu công trình dạng tháp theo TCVN 2737-1995 và tiêu chuẩn TIA/EIA-222-F của Mỹ. Kết quả tính toán theo hai cách là tương đương nhau. Tuy nhiên, phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn TIA/EIA-222-F cho thấy rất ngắn gọn và đơn giản, trong khi đó, phương pháp tính toán theo TCVN 2737-1995 tương đối phức tạp với rất nhiều các thông số cần phải tính toán. Do đó, có thể áp dụng tiêu chuẩn TIA/EIA-222-F để tính toán tải trọng gió tác động lên các công trình dạng tháp giúp giảm thời gian tính toán và đơn giản cho người thiết kế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Tiêu chuẩn Việt Nam: TCVN 2737-1995: tải trọng và tác động.
- [2]. American national standard: TIA/EIA-222-F: structural standards for steel antenna towers and antenna supporting structures.

SUMMARY

A comparison of wind load estimation on tower structures by Vietnam standard and American standard

Nguyen Van Manh, Le Huy Viet
Ha Noi University of Mining and Geology

In recent years, a number of the tower's steel structures have built in Vietnam. In civil engineering field, there are a large quantity of tower's steel structures such as radio towers, antenna towers and monitoring stations, especially in the big cities. The main feature of the tower's steel structures is the high is greater several time the width and the high slenderness ratio. When the tall structures subjected to wind loads lead to unstable. Many tower's steel structures collapsed have occurred during the storms in Vietnam. The main reason of the tower's steel structures collapsed is the structures not strong enough to resist the wind loads during the storms. In order to estimate the wind loads on tower's steel structures in Vietnam, it should be used the Vietnam nation standard TCVN 2737-1995: Loads and effects.

The paper presents the wind load estimation for tower structures by using Vietnam standard (TCVN 2737-1995: Loads and effect) and American standard (TIA/EIA-222-F: Structural standards for steel antenna towers and antenna supporting structures). The result shows a similar trend for the two methods. However, the American standard is simply and easily in comparison with Vietnam standard. Hence, it should be used American standard for estimating wind load on tower structures.

Người biên tập: TS. Đỗ Ngọc Anh

XÁC ĐỊNH CHUYỂN VỊ CỦA ĐẤT ĐÁ TRÊN BIÊN HÀM VÀ BÁN KÍNH VÙNG BIẾN DẠNG ĐEO XUNG QUANH ĐƯỜNG HÀM BẰNG PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH CÓ QUAN TÂM ĐẾN YẾU TỐ GIÃN NỠ THỂ TÍCH CỦA ĐẤT ĐÁ

Trần Tuấn Minh, Phan Tuấn Anh

Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Pankratenko A.N

Trường Đại học Mỏ Matxcova - Liên Bang Nga

Tóm tắt: Xác định chuyển vị trên biên đường hầm và bán kính vùng biến dạng dẻo xung quanh đường hầm có ý nghĩa quan trọng trong quá trình tính toán và thiết kế công trình ngầm. Khi đất đá ngầm nước dãn nở thể tích thì điều này càng có ý nghĩa và cần phải tính toán hơn trong quá trình thiết kế. Khi có xem xét đến sự dãn nở của đất đá trong vùng biến dạng dẻo thì áp lực tác động lên kết cấu sẽ lớn hơn, sự nguy hiểm sẽ tăng lên và yêu cầu kết cấu chống giữ cũng lớn hơn. Tuy nhiên, hiện nay ở Việt Nam vấn đề tính toán ổn định công trình ngầm có chú ý đến hệ số dãn nở thể tích đất đá còn có những hạn chế nhất định và ít được quan tâm xem xét trong các tính toán thiết kế vì vậy nhiều trường hợp kết quả tính toán không sát với thực tế khai đào. Bài báo giới thiệu việc tính toán chuyển vị và bán kính vùng biến dạng dẻo xung quanh công trình ngầm trên cơ sở phương pháp giải tích cân bằng thể tích của vùng đất đá biến dạng dẻo xung quanh công trình ngầm.

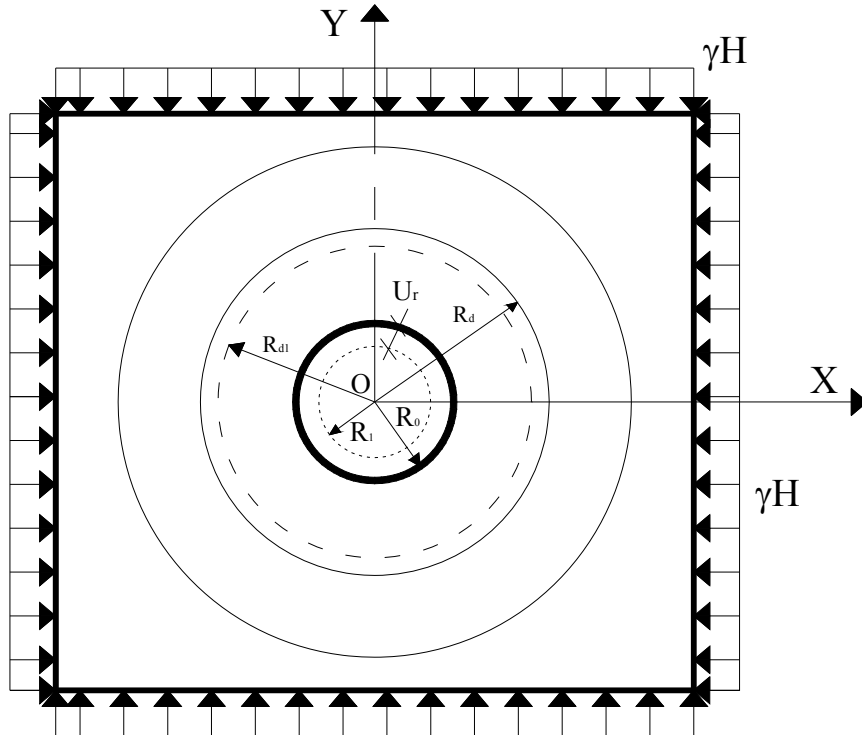
1. Đặt vấn đề

Việc phân tích tính toán chuyển vị, biến dạng cũng như trạng thái ứng suất biến dạng trên biên công trình ngầm có ý nghĩa quan trọng trong quá trình phân tích, tính toán kết cấu chống giữ cũng như ổn định công trình ngầm [1, 2, 3]. Khi biết được các giá trị ứng suất, chuyển vị trên biên hầm chúng ta có thể lựa chọn được loại hình kết cấu chống giữ cho phù hợp. Mặt khác khi khai đào công trình ngầm thì tùy theo đặc điểm môi trường đất đá mà có thể xuất hiện vùng biến dạng dẻo (biến dạng không đàn hồi) xung quanh công trình ngầm sau khi khai đào [1, 3]. Diện tích và kích thước của vùng này có liên quan trực tiếp đến chuyển vị, áp lực đất đá trên biên công trình ngầm và tới cấu trúc kết cấu chống giữ công trình ngầm. Một điểm mới khi khai đào công trình ngầm trong đất đá khô ngầm nước là sự tăng lên của thể tích đất đá trong vùng địa chất trước khi khai đào đường hầm, nên khi đường hầm được khai đào trong vùng này sẽ giải phóng sự nén ép, đất đá ngầm nước sẽ bị dãn nở và tăng thể tích. Điều này kết hợp với biến dạng không đàn hồi xung quanh đường hầm sau khi khai đào sẽ làm tăng giá trị bán kính vùng biến dạng dẻo, giá trị chuyển vị ở trên biên đường hầm cũng như tăng mức độ không ổn định cho đất đá trên biên đường hầm. Bài báo giới thiệu việc phân tích, tính toán giá trị bán kính vùng biến dạng dẻo và chuyển vị trên biên hầm bằng phương pháp giải tích trên cơ sở cân bằng thể tích.

2. Cơ sở xác lập bài toán và tính toán các tham số

Giả sử đường hầm có mặt cắt ngang tròn bán kính khai đào là R_0 , trong môi trường đất đá có trạng thái ứng suất nguyên sinh ban đầu là $\sigma_\infty = \gamma H$. Sau khi khai đào xung quanh biên hầm xuất hiện vùng biến dạng dẻo R_d , sau khi đất đá ngầm nước và xuất hiện khoảng trống công trình ngầm. Đất đá sẽ được giải phóng năng lượng, cũng như bị dãn nở tăng thể tích và gây ra các biến dạng dịch chuyển vào trong đường hầm.

Sau khi bị biến dạng và tăng thể tích biên đường hầm sau biến dạng sẽ bị thu hẹp, trong trường hợp này bán kính đường hầm có tính đến biến dạng và dẫn nở thể tích vùng biến dạng dẻo xung quanh đường hầm là $R_1 < R_0$ và giá trị chuyển vị sau dẫn nở trên biên hầm là U_r . Sơ đồ tính toán trong trường hợp này được thể hiện như trong hình 1.



Hình 1. Sơ đồ tính toán bán kính vùng biến dạng dẻo và chuyển vị trên biên hầm có tính đến yếu tố dẫn nở thể tích đất đá trong vùng biến dạng dẻo

Phương trình cân bằng ứng suất chính trong hệ tọa độ trụ sẽ được viết như sau:

$$\frac{d\sigma_R}{dR} + \frac{\sigma_R - \sigma_\theta}{R} = 0, \quad (1)$$

Ở đây:

- σ_r, σ_θ - ứng suất chính hướng tâm và tiếp tuyến trong hệ tọa độ trụ;
- R - bán kính bất kỳ từ biên đường hầm vào trong lòng khối đá.

Các thành phần ứng suất chính trong hệ tọa độ trụ khi đường hầm có kết cấu chống sẽ được viết dưới dạng như sau [4]:

$$\sigma_\theta - \sigma_R = 2(\sigma_\infty - p) \frac{R_0^2}{R^2}, \quad (2)$$

Ở đây:

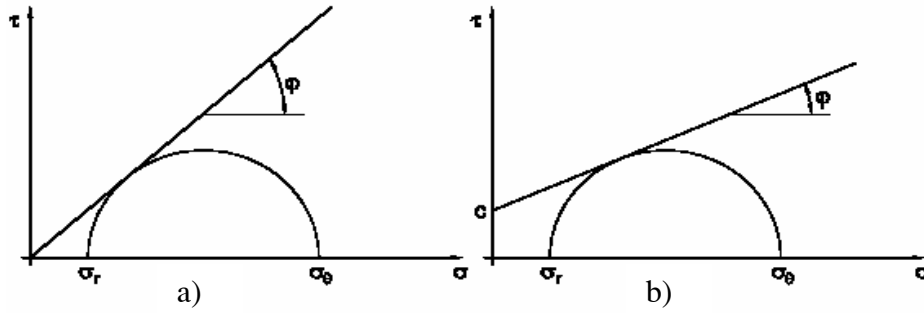
- p - áp lực kết cấu chống giữ bên trong đường hầm;
- σ_∞ - ứng suất nguyên sinh trong vùng biến dạng đàn hồi.

Khi xung quanh đường hầm xuất hiện vùng biến dạng dẻo thì điều kiện hạn chế $\sigma_\theta - \sigma_R$ trên biên vùng biến dạng dẻo và biến dạng đàn hồi phải thỏa mãn điều kiện giới hạn. Trong trường hợp khi đất đá trong vùng biến dạng dẻo không có lực dính kết (hình 2a) thì điều kiện hạn chế được viết như sau:

$$\sigma_\theta - \sigma_R = (\sigma_\theta + \sigma_R) \sin \varphi, \quad (3)$$

Ở đây: φ - góc ma sát trong của đất đá trong vùng biến dạng dẻo, và điều kiện hạn chế để đất đá xung quanh đường hầm không xảy ra biến dạng dẻo được viết lại :

$$\sigma_\theta - \sigma_R \leq (\sigma_\theta + \sigma_R) \sin \varphi, \quad (4)$$



Hình 2. Điều kiện biên hạn chế Mohr cho đất đá: không có lực dính kết (a) và có lực dính kết (b)

Trong trường hợp đất đá có cả lực dính kết và góc ma sát trong (hình 2b) thì điều kiện hạn chế được viết như sau:

$$\sigma_{\theta} - \sigma_R = (\sigma_{\theta} + \sigma_R) \sin \varphi + 2c \cdot \cos \varphi, \quad (5)$$

từ công thức (3) chúng ta có thể viết lại dưới dạng như sau:

$$\sigma_{\theta} = K_p \cdot \sigma_R$$

ở đây: $K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$

Trong địa cơ học K_p được gọi là hệ số áp lực ngang bị động do đó ta nhận được phương trình sau từ phương trình (1):

$$\frac{d\sigma_R}{\sigma_R} = (K_p - 1) \frac{dR}{R}$$

Lấy vi phân 2 vế ta được biểu thức: $\ln \sigma_R = (K_p - 1) \ln R + \ln C_1$.

Sau khi lấy logarit hai vế ta thu được biểu thức sau:

$$\sigma_r = C_1 R^{K_p - 1}$$

Ở đây hằng số C_1 nhận được từ việc điều kiện biên khi trên biên hàm $R = R_0$ thì ứng suất chính hướng tâm $\sigma_R = p$. Do đó ta nhận được:

$$\sigma_R = p \left(\frac{R}{R_0} \right)^{K_p - 1} \quad (6)$$

$$\sigma_{\theta} = K_p \cdot p \left(\frac{R}{R_0} \right)^{K_p - 1}$$

Khi $R_0 \leq R \leq R_d$ xung quanh biên hàm xuất hiện vùng biến dạng dẻo, còn ứng suất trong vùng biến dạng đàn hồi vùng $R_d \leq R < \infty$ là:

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \sigma_{\infty} - (\sigma_{\infty} - \sigma_e) \frac{R_d^2}{R^2} \\ \sigma_{\theta} &= \sigma_{\infty} + (\sigma_{\infty} - \sigma_e) \frac{R_d^2}{R^2}, \end{aligned} \quad (7)$$

$$\sigma_{R\theta} = 0$$

Ở trên biên vùng đàn hồi và vùng dẻo $R = R_d$ các thành phần ứng suất $\sigma_R = \sigma_{dh}$, $\sigma_{\theta} = 2\sigma_{\infty} - \sigma_{dh}$ (ở σ_{dh} là ứng suất trong vùng đất đá có biến dạng đàn hồi bên ngoài vùng biến dạng dẻo) và chúng sẽ phải thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn $\sigma_{\theta} = K_p \sigma_R$ hay $K_p \sigma_{dh} = 2\sigma_{\infty} - \sigma_{dh}$ và chúng ta nhận được:

$$\sigma_{dh} = \frac{2}{K_p + 1} \sigma_{\infty}, \quad (8)$$

Trên biên giới hạn $R = R_d$ các ứng suất chính bằng nhau về giá trị dẫn đến thu được phương trình :

$$p \left(\frac{R_d}{R_0} \right)^{K_p - 1} = \sigma_{dh}, \quad (9)$$

Từ đây ta thu được bán kính vùng biến dạng dẻo khi đất đá trong vùng biến dạng dẻo không có lực dính kết c theo biểu thức sau :

$$R_d = R_0 \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{\sigma_\infty}{p} \right)^{\frac{1}{K_p - 1}}, \quad (10)$$

- Khi đất đá trong vùng biến dạng dẻo có cả lực dính kết c và góc ma sát trong, sử dụng công thức (5) ta thu được phương trình sau:

$$\sigma_\theta = K_p \cdot \sigma_R + 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = K_p \cdot \sigma_R + C; \text{ ở đây } C = 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Khi thay thế σ_θ vào công thức cân bằng (1) chúng ta nhận được phương trình sau:

$$\frac{d\sigma_R}{dR} + \frac{\sigma_R(1 - K_p) - C}{R} = 0, \quad (11)$$

đặt $A = \sigma_R(1 - K_p) - C$ sẽ dẫn đến phương trình sau:

$$\frac{dA}{dR} + (1 - K_p) \frac{A}{R} = 0$$

Tích phân phương trình trên chúng ta nhận được:

$$\ln A + \ln R^{1 - K_p} = C_1 \text{ hay } A = C_2 R^{K_p - 1}$$

Sử dụng điều kiện biên hạn chế ở trên biên hàm $\sigma_R = p$ (khi $R = R_0$) chúng ta thu được phương trình sau:

$$A = A_0 \left(\frac{R}{R_0} \right)^{K_p - 1} \text{ hay } \sigma_R(1 - K_p) - C = \left[p(1 - K_p) - C \right] \left(\frac{R}{R_0} \right)^{K_p - 1}$$

Thay $C = 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ và $K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ vào công thức này dẫn đến nhận được các thành phần ứng suất theo biểu thức sau:

$$\begin{aligned} \sigma_R &= (p + c \cdot \cot g \varphi) \left(\frac{R}{R_0} \right)^{K_p - 1} - c \cdot \cot g \varphi \\ \rightarrow \\ \sigma_\theta &= K_p (p + c \cdot \cot g \varphi) \left(\frac{R}{R_0} \right)^{K_p - 1} - c \cdot \cot g \varphi \end{aligned} \quad (12)$$

Ở trên biên giới hạn ($R = R_d$), các thành phần ứng suất $\sigma_R = \sigma_{dh}$ và $\sigma_\theta = 2\sigma_\infty - \sigma_{dh}$ do đó $\sigma_{dh} = 2\sigma_\infty - \sigma_\theta$ chúng cũng phải thỏa mãn điều kiện cân bằng (5) do đó ta có:

$$\sigma_\theta = \sigma_\infty (1 - \sin \varphi) - c \cdot \cos \varphi, \quad (13)$$

Khi $R = R_d$ ứng suất hướng tâm ở trên vùng dẻo và vùng đàn hồi sẽ bằng nhau về giá trị, do đó ta có:

$$p + c \cdot \cot g(\varphi) \left(\frac{R_d}{R_0} \right)^{K_p - 1} - c \cdot \cot g(\varphi) = \sigma_\infty (1 - \sin \varphi) - c \cdot \cos \varphi$$

Giải phương trình này chúng ta sẽ thu được bán kính vùng biến dạng dẻo theo công thức sau:

$$R_d = R_0 \left(\frac{\sigma_\infty (1 - \sin \varphi) - c(\cos \varphi - \cot g \varphi)}{p + c \cdot \cot g \varphi} \right)^{\frac{1}{K_p - 1}}, \quad (14)$$

- Trường hợp xét đến hệ số dẫn nở thể tích

Trong đất đá rời trong vùng biến dạng không đàn hồi thể tích của chúng sẽ bị tăng lên, gọi giá trị biến dạng tăng lên đó là ε_2 , biến dạng ban đầu chưa bị tăng thể tích là ε_1 và tương ứng với thể tích đất đá trong vùng biến dạng không đàn hồi ban đầu là V và sau khi dẫn nở thể tích là V_1 . Gọi K là hệ số dẫn nở thể tích đất đá trong vùng dẻo thì khi đó K_{dn} được tính như sau:

$$K_{dn} = V_1/V = (1 + \varepsilon_0)(1 + \varepsilon_z)(1 + \varepsilon_r) = (1 + \varepsilon_v), \quad (15)$$

trong đó:

- V và V_1 - thể tích đất đá lúc bắt đầu và sau khi bị dẫn nở;
- $\varepsilon_0, \varepsilon_z, \varepsilon_r$ - các biến dạng chính.

Khi thay thế ε_v chú ý thông thường giá trị của ε_v theo [6, 7] thường dao động trong khoảng $0 \leq \varepsilon_v \leq 0,3$ và khi đó chuyển vị trên biên hàm trong vùng đất đá bị dẫn nở thể tích được xác định bằng việc cân bằng thể tích vùng biến dạng dẻo lúc bắt đầu dẫn nở và sau khi dẫn nở phải bằng nhau.

- Diện tích vùng biến dạng giả định ban đầu (trong hình 1) được xác định bằng công thức sau:

$$S_0 = \pi(R_d^2 - R^2_0), \quad (16)$$

- Diện tích vùng biến dạng dẻo sau khi biên hàm bị chuyển vị có tính đến sự dẫn nở thể tích đất đá.

$$S'_0 = \pi(R_d^2 - R^2_0)K_{dn} = \pi(R_d^2 - R^2_0)(1 + \varepsilon_v), \quad (17)$$

- Diện tích đường hàm biến dạng sau cùng

$$S_{R1} = \pi(R_d^2 - R^2_1) = \pi(R_d^2 - (R_0 - U_r)^2), \quad (18)$$

Ở đây: $R_1 = R_0 - U_r$

Sử dụng điều kiện cân bằng thể tích trước khi dẫn nở và sau khi dẫn nở phải bằng nhau chúng ta được biểu thức sau:

$$\begin{aligned} S'_0 = S_{R1} = \pi(R_d^2 - R^2_0)(1 + \varepsilon_v) &= \pi(R_d^2 - (R_0 - U_r)^2) \\ U_r^2 - 2R_0U_r + \varepsilon_v(R_d^2 - R^2_0) - R_d^2 + R^2_0 &= 0, \end{aligned} \quad (19)$$

Khi có xem xét đến toàn bộ các bán kính và độ lớn của chuyển vị tới bán kính ban đầu của đường hàm R_0 ($u_r = U_r/R_0$) chúng ta có:

$$u_r^2 - 2u_r + \varepsilon_v(r_L^2 - 1) - r_L^2 + 1 = 0, \quad (20)$$

Giải phương trình này sẽ được phương trình:

$$u_r = 1 - \sqrt{1 - \varepsilon_v(r_L^2 - 1)}, \quad (21)$$

Khi có xem xét đến sự dẫn nở của đất đá trong vùng biến dạng dẻo thì giá trị bán kính vùng này sẽ phải nhân thêm với hệ số dẫn nở thể tích $K'_{dn} = 1 + \varepsilon'_v$, ta đã biết giá trị biến dạng thể tích vùng này là ε_v mà diện tích vùng này là $S_0 = \pi(R_d^2 - R^2_0)$. Do đó giá trị của ε'_v sẽ phải là

$\varepsilon'_v = \frac{1}{2}\varepsilon_v$ ($0 \leq \varepsilon'_v \leq 0,15$) hay $K'_{dn} = 1 + \frac{1}{2}\varepsilon_v$, và giá trị bán kính vùng biến dạng dẻo khi có quan tâm đến hệ số dẫn nở thể tích sẽ được viết lại như sau:

+ Khi không có lực dính kết:

$$r_L = K'_{dn} \cdot R_0 \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{\sigma_\infty}{p} \right)^{\frac{1}{K_p + 1}} = \left(1 + \frac{1}{2}\varepsilon_v \right) \cdot R_0 \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{\sigma_\infty}{p} \right)^{\frac{1}{K_p + 1}}, \quad (22)$$

+ Khi có lực dính kết c :

$$\begin{aligned} r'_L &= K'_{dn} \cdot R_0 \left(\frac{\sigma_\infty(1 - \sin \varphi) - c(\cos \varphi - \cot g \varphi)}{p + c \cdot \cot g \varphi} \right)^{\frac{1}{K_p + 1}} \\ &= \left(1 + \frac{1}{2}\varepsilon_v \right) \cdot R_0 \left(\frac{\sigma_\infty(1 - \sin \varphi) - c(\cos \varphi - \cot g \varphi)}{p + c \cdot \cot g \varphi} \right)^{\frac{1}{K_p + 1}}, \end{aligned} \quad (23)$$

Do đó các giá trị chuyển vị trên biên hầm tương ứng với 2 trường hợp không có lực dính kết và có lực dính kết c khi có chú ý đến hệ số dẫn nở thể tích sẽ được viết lại theo 2 phương trình (24) và (25):

+ Không có lực dính kết

$$u_r = 1 - \sqrt{1 - \varepsilon_v \left[\left(1 + \frac{1}{2} \varepsilon_v\right)^2 \cdot R_0^2 \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{\sigma_\infty}{p}\right)^{\frac{2}{K_p + 1}} - 1 \right]}, \quad (24)$$

+ Và khi có lực dính kết

$$u_r' = 1 - \sqrt{1 - \varepsilon_v \left[\left(1 + \frac{1}{2} \varepsilon_v\right)^2 \cdot R_0^2 \left(\frac{\sigma_\infty(1 - \sin \varphi) - c(\cos \varphi - \cot g \varphi)}{p + c \cdot \cot g \varphi}\right)^{\frac{2}{K_p + 1}} - 1 \right]}, \quad (25)$$

Trong trường hợp trường ứng suất nguyên sinh ở trong vùng đàn hồi phụ thuộc vào độ sâu đặt công trình ngầm thì nó được xác định bằng biểu thức $\sigma_\infty = \gamma H$, và đường hầm chưa được chống giữ thì $p = 0$. Khi đó biểu thức (24) và (25) được rút gọn lại như sau:

$$u_r = 1 - \sqrt{1 - \varepsilon_v \left[\left(1 + \frac{1}{2} \varepsilon_v\right)^2 \cdot R_0^2 \left(\frac{2\gamma H}{K_p + 1}\right)^{\frac{2}{K_p + 1}} - 1 \right]}, \quad (26)$$

và khi có lực dính kết

$$u_r' = 1 - \sqrt{1 - \varepsilon_v \left[\left(1 + \frac{1}{2} \varepsilon_v\right)^2 \cdot R_0^2 \left(\frac{\gamma H(1 - \sin \varphi) - c(\cos \varphi - \cot g \varphi)}{c \cdot \cot g \varphi}\right)^{\frac{2}{K_p + 1}} - 1 \right]} \quad (27)$$

Có thể nhận thấy rằng trong trường hợp này chuyển vị trên biên hầm chỉ còn phụ thuộc vào kích thước hình học của đường hầm, độ sâu đặt công trình ngầm, hệ số dẫn nở của đất đá trong vùng biến dạng dẻo và 2 tham số cơ học của đất đá là góc ma sát trong φ và lực dính kết c trong vùng biến dạng dẻo.

3. Kết luận

Như vậy qua phân tích, bằng các biểu thức đại số chúng ta có thể xác định được giá trị chuyển vị trên biên hầm cũng như bán kính vùng biến dạng dẻo xung quanh đường hầm có chú ý đến sự dẫn nở thể tích đất đá trong vùng này. Quan sát các công thức từ (22) đến (27) có thể thấy rằng khi đất đá có hệ số dẫn nở càng lớn thì kích thước vùng biến dạng dẻo và giá trị chuyển vị trên biên hầm càng lớn. Giá trị bán kính vùng biến dạng dẻo luôn mang dấu dương, còn chuyển vị u_r và u_r' có thể mang dấu âm, điều đó thể hiện chiều dịch chuyển của đất đá luôn hướng vào bên trong đường hầm. Giá trị u_r thể hiện sự dịch chuyển biên hầm trên đơn vị đường kính đường hầm (U/R_0) hay đây cũng là sự hội tụ của đường hầm, trong trường hợp xung quanh đường hầm không xuất hiện vùng biến dạng dẻo ($R_d = 0$) đất đá hoàn toàn là đàn hồi và đất đá không bị dẫn nở ($\varepsilon_v = 0$) thì biến dạng trên biên hầm sẽ bằng không khi đó các giá trị $u_r = u_r' = 0$ trường hợp này đường hầm không cần chống giữ cũng tự ổn định.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Nghiêm Hữu Hạnh, 2004. Cơ học đá, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [2]. Võ Trọng Hùng, Phùng Mạnh Đắc, 2008. Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ, NXBKHK, Hà Nội.
- [3]. Nguyễn Quang Phích, 2006. Cơ học đá, NXB Xây dựng, Hà Nội.

- [4]. Dimitrios Kolymbas (2005), Tunnelling and tunnel mechanics, Springer - verlag berlin Heidelberg Germany, 431p.
- [5]. Károly Széchy (1970), The art of tunneling, Budapest printed in Hungary, 891p.
- [6]. Солодянкин А.В., определение перемещений на контуре выработки с учетом объемного расширения пород в зоне неупругих деформаций, международная конференция научно-технической молодежи ученых, аспирантов и студентов организованной кафедрой «строительство шахт и подземных сооружений» ДонНТУ, Донецк ст 58-60, 2006.
- [7]. Шашенко А.Н., Тулуб С.Б., Некоторые задачи статистической геомеханики. - К.: універ. Вид-во «Пульсари», 2002 - 304с.

SUMMARY

Determination of displacement of rocks and soils on boundary tunnels and radius of plastic zone around tunnels by solution method when consideration to dilatancy volume factor of rocks and soils

Tran Tuan Minh, Phan Tuan Anh

Ha Noi University of Mining and Geology

Prof. Pankratenko A.N

Moscow State Mining University - Russia

Determination of displacement of rocks and soils on boundary tunnels and radius of plastic zone around tunnels is one of many important problems in designation and calculation underground constructions. When rocks and soils received water, they will be increased volume or be more important for purposes of designation. The analysis support when consideration to expansion of dilatancy factor in plastic zone the pressure of rock will be bigger and more dangerously than other cases. However nowadays in Viet Nam the analysis and calculation underground construction with consideration to volume increasing of rock and soil volume have many disadvantages so in fact of excavation the earth pressure around tunnels is not true. This paper introduces determination of displacement of rocks and soils on boundary tunnels and radius of plastic zone around tunnels by solution method base on equilibrium volume of rocks and soils in plastic zone around tunnels.

Người biên tập: TS. Đỗ Ngọc Anh

NGHIÊN CỨU VÀ XÁC ĐỊNH KẾT CẤU CHỐNG GIỮ XUNG QUANH CÔNG TRÌNH NGẦM CÓ XEM XÉT ĐẾN YẾU TỐ TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT NGUYÊN SINH

Trần Tuấn Minh, Ngô Văn Giáp

Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Nguyễn Việt Định

Trường Đại học Mỏ - Matxcova, Liên Bang Nga

Tóm tắt: Công trình ngầm tiết diện lớn được xây dựng ở nhiều quốc gia khác nhau trên thế giới. Chúng được sử dụng cho các mục đích khác nhau như là thủy điện, giao thông, khai thác mỏ, v.v... Trong lĩnh vực công trình ngầm thì trạng thái ứng suất nguyên sinh có ảnh hưởng lớn đến việc thiết kế, lựa chọn kết cấu chống phù hợp. Nó là yếu tố quyết định đến việc tăng khối lượng kết cấu chống giữ và là những yếu tố khó dự đoán, phân tích. Tuy nhiên việc nghiên cứu và hiểu biết về trạng thái ứng suất biến dạng xung quanh công trình ngầm tiết diện lớn khi thay đổi hệ số ứng suất nguyên sinh ban đầu trong khối đá để thiết kế lựa chọn kết cấu chống giữ thì còn có những hạn chế. Bài báo giới thiệu việc nghiên cứu trạng thái ứng suất - biến dạng xung quanh công trình ngầm tiết diện lớn trên cơ sở phương pháp số và kiến nghị kết cấu chống giữ công trình ngầm khi thay đổi hệ số ứng suất nguyên sinh.

1. Đặt vấn đề

Các thành phần ứng suất nguyên sinh ban đầu có quan hệ tới sự biến đổi cơ học trong lòng khối đất đá xung quanh đường hầm [11, 13, 14]. Các thành phần ứng suất ban đầu liên quan đến hình dạng và kích thước vùng biến dạng dẻo, vùng phá hủy cũng như áp lực đất đá tác dụng lên kết cấu chống giữ đường hầm sau khi đường hầm được khai đào. Các phương pháp giải tích tính toán [9, 10] còn ít quan tâm được đến vấn đề này, không những vậy khi thay đổi các thành phần ứng suất nguyên sinh ban đầu thì ứng suất thứ sinh sau khai đào cũng thay đổi. Hiện nay chưa có một nghiên cứu tổng quan việc đánh giá và lựa chọn kết cấu chống giữ công trình ngầm nào có xem xét đến các giá trị ứng suất nguyên sinh trong khối đất đá bao quanh công trình ngầm. Do đó, việc phân tích và xem xét quy luật biến đổi cơ học có chú ý đến sự thay đổi các giá trị ứng suất nguyên sinh và đề xuất kiến nghị kết cấu chống là điều cần thiết [6, 7, 8].

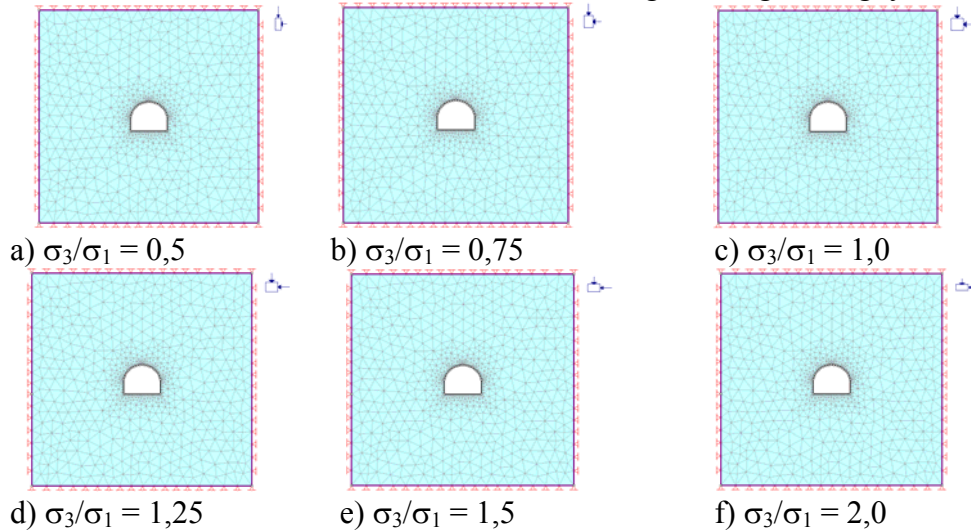
Thông thường với các bài toán phân tích bằng giải tích, giả thiết ban đầu thường coi là bài toán phẳng và bỏ qua thành phần ứng suất dọc trục $\sigma_z = 0$ và thường chỉ quan tâm đến tỷ số ứng suất nguyên sinh nằm ngang và thẳng đứng $\sigma_3/\sigma_1 = 1$ [2, 3, 4, 5]. Với các bài toán thông thường thì tỷ số (ứng suất nằm ngang/ứng suất thẳng đứng) $\sigma_3/\sigma_1 \leq 1$. Tuy nhiên, trong thực tế ở nhiều nơi bằng các dụng cụ đo đạc người ta đo được giá trị của tỷ số này là lớn hơn 1 thậm chí nhiều trường hợp còn lớn hơn 2, điều này được giải thích rằng khi đó khối đá bị chốt giữ theo phương ngang trong khi đó áp lực theo phương thẳng đứng lại giảm, hoặc ở các vị trí bờ dốc hoặc gần bề mặt đất. Phase 2 cho chúng ta cái nhìn rõ ràng hơn về sự thay đổi quy luật của ứng suất biến dạng khi chú ý đến tỷ số ứng suất nguyên sinh [1, 12, 15].

2. Điều kiện đầu vào cho phân tích

Giả sử một đường hầm có chiều rộng 10m, chiều dao 8m được khai đào trong khối đất đá có các điều kiện đầu vào như trong bảng 1. Hệ số độ kiên cố của đất đá $f = 2 \div 5$, bằng chương trình Roclab có thể thu được các tham số đầu vào cho phân tích như trong bảng 1 và bằng phần mềm số Phase 2 có thể thu được mô hình cho vấn đề cần được nghiên cứu như trong hình 1.

Các tham số đầu vào cho bài toán:

- Dung trọng đất đá: $\gamma = 0,022 \text{ MN/m}^3$;
 - Độ bền nén khối đá $\sigma_k = 0,01 \text{ MPa}$;
 - Lực dính kết khối đá $c = 0,05 \text{ MPa}$;
 - Góc ma sát trong khối đá $\varphi = 25^\circ$;
 - Mô đun đàn hồi $E = 1200 \text{ MPa}$;
 - Hệ số Poisson $\mu = 0,25$;
 - Góc dẫn nở $\psi = 0^\circ$;
 - Chiều rộng công trình ngầm $B = 10 \text{ m}$;
 - Chiều cao công trình ngầm $h = 8 \text{ m}$;
 - Loại vật liệu - dẻo;
 - Tỷ số ứng suất nguyên sinh
 $K = \sigma_3/\sigma_1 = 0,5; 0,75; 1,0; 1,25; 1,5; 2,0$;
 - Độ sâu đặt công trình ngầm $H = 50 \text{ m}$;
- Bài toán có xem xét đến trọng lượng đất đá và trạng thái ứng suất nguyên sinh.



Hình 1. Mô hình phân tích số có chú ý đến tỷ số ứng suất nguyên sinh K

3. Các kết quả sau phân tích bằng phần mềm Phase 2

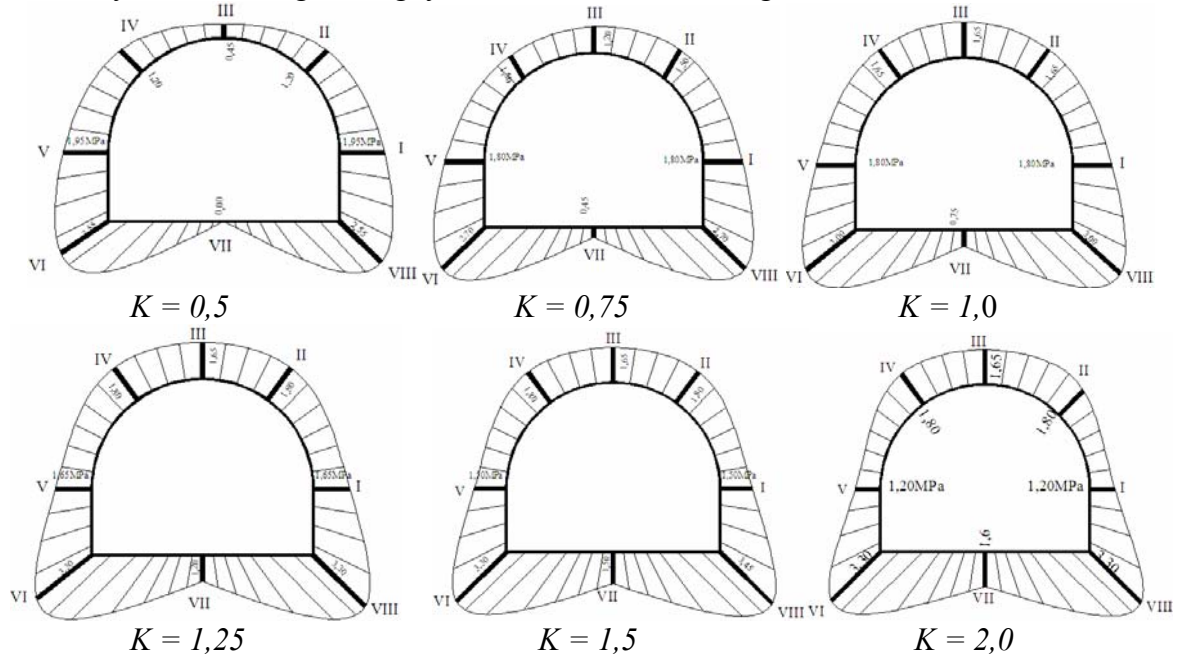
Sau khi phân tích bằng phần mềm Phase 2 có thể thu được các giá trị ứng suất và chuyển vị trong mô hình cho nhiệm vụ này ở các mặt cắt khác nhau trên chu vi đường hầm như trong bảng 1.

Bảng 1. Các giá trị ứng suất σ_1 và σ_3 sau khi phân tích ở các vị trí khác nhau xung quanh đường hầm bằng phần mềm Phase 2 khi thay đổi tỷ số ứng suất nguyên sinh K

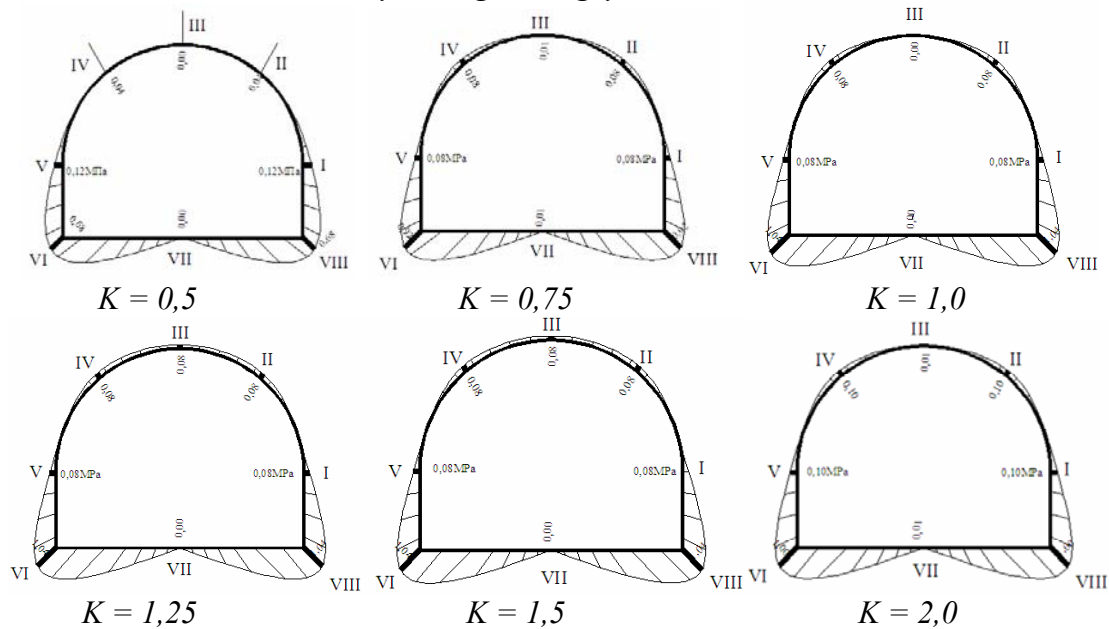
σ_3/σ_1	US-BD	Các vị trí mặt cắt xung quanh đường hầm (hình 2, hình 3, hình 4)							
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
0,50	σ_1 (MPa)	1,95	1,20	0,45	1,05	1,20	1,95	0,00	2,55
	σ_3 (MPa)	0,12	0,04	0,00	0,04	0,12	0,68	0,00	0,60
	U (m)	$2.50 \cdot 10^{-3}$	$6.00 \cdot 10^{-3}$	$7.00 \cdot 10^{-3}$	$6.00 \cdot 10^{-3}$	$3.00 \cdot 10^{-3}$	$4.00 \cdot 10^{-3}$	$1.10 \cdot 10^{-2}$	$3.50 \cdot 10^{-3}$
0,75	σ_1 (MPa)	1,80	1,50	1,20	1,50	1,80	2,70	0,45	2,70
	σ_3 (MPa)	0,08	0,08	0,01	0,08	0,08	0,92	0,01	0,92
	U (m)	$4.50 \cdot 10^{-3}$	$5.85 \cdot 10^{-3}$	$6.75 \cdot 10^{-3}$	$5.85 \cdot 10^{-3}$	$4.50 \cdot 10^{-3}$	$3.60 \cdot 10^{-3}$	$1.08 \cdot 10^{-2}$	$3.60 \cdot 10^{-3}$
1,0	σ_1 (MPa)	1,80	1,65	1,65	1,65	1,80	3,00	0,75	3,00
	σ_3 (MPa)	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	1,04	0,00	1,12
	U (m)	$6.75 \cdot 10^{-3}$	$6.30 \cdot 10^{-3}$	$6.30 \cdot 10^{-3}$	$6.30 \cdot 10^{-3}$	$6.75 \cdot 10^{-3}$	$4.05 \cdot 10^{-3}$	$1.08 \cdot 10^{-2}$	$4.05 \cdot 10^{-3}$
1,25	σ_1 (MPa)	1,65	1,80	1,65	1,80	1,50	3,30	1,20	3,30
	σ_3 (MPa)	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	1,04	0,00	1,12
	U (m)	$8.55 \cdot 10^{-3}$	$7.20 \cdot 10^{-3}$	$6.30 \cdot 10^{-3}$	$7.20 \cdot 10^{-3}$	$8.55 \cdot 10^{-3}$	$4.95 \cdot 10^{-3}$	$1.08 \cdot 10^{-2}$	$4.95 \cdot 10^{-3}$
1,5	σ_1 (MPa)	1,50	1,80	1,65	1,80	1,35	3,30	1,50	3,45
	σ_3 (MPa)	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	1,04	0,00	1,04
	U (m)	$1.11 \cdot 10^{-2}$	$8.50 \cdot 10^{-3}$	$6.50 \cdot 10^{-3}$	$8.50 \cdot 10^{-3}$	$1.11 \cdot 10^{-2}$	$6.00 \cdot 10^{-3}$	$1.20 \cdot 10^{-2}$	$6.00 \cdot 10^{-3}$

σ_3/σ_1	US-BD	Các vị trí mặt cắt xung quanh đường hầm (hình 2, hình 3, hình 4)							
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
2,0	σ_1 (MPa)	1,20	1,80	1,65	1,80	1,05	3,30	1,65	3,30
	σ_3 (MPa)	0,10	0,10	0,01	0,10	0,10	1,00	0,01	1,00
	U (m)	$1.65 \cdot 10^{-2}$	$1.28 \cdot 10^{-2}$	$8.25 \cdot 10^{-3}$	$1.28 \cdot 10^{-2}$	$1.65 \cdot 10^{-2}$	$1.05 \cdot 10^{-2}$	$1.50 \cdot 10^{-2}$	$1.05 \cdot 10^{-2}$

Dựa trên cơ sở phân mềm số Phase 2 chúng ta có thể thu được sự phân bố ứng suất thứ sinh thẳng đứng và nằm ngang (áp lực) trên một đơn vị diện tích xung quanh công trình ngầm với sự thay đổi hệ số ứng suất nguyên sinh ban đầu như trong hình 2 và 3.



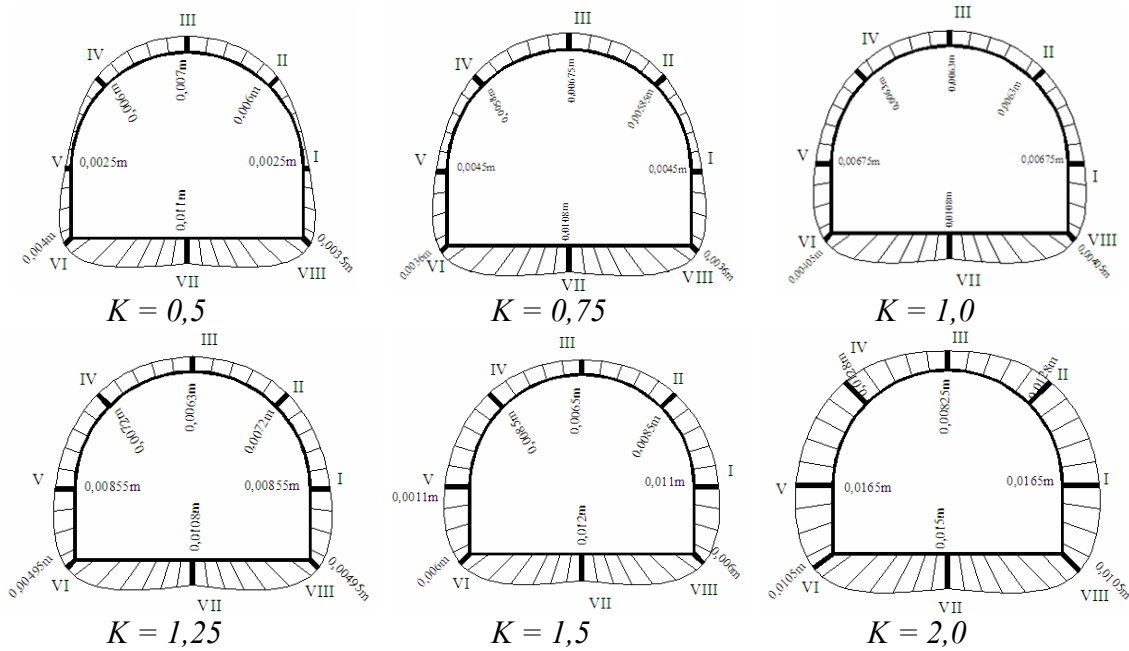
Hình 2. Phân bố ứng suất thẳng đứng (σ_1) trên biên đường hầm khi thay đổi tỷ số ứng suất nguyên sinh K



Hình 3. Phân bố ứng suất nằm ngang (σ_3) trên biên đường hầm khi thay đổi tỷ số ứng suất nguyên sinh K

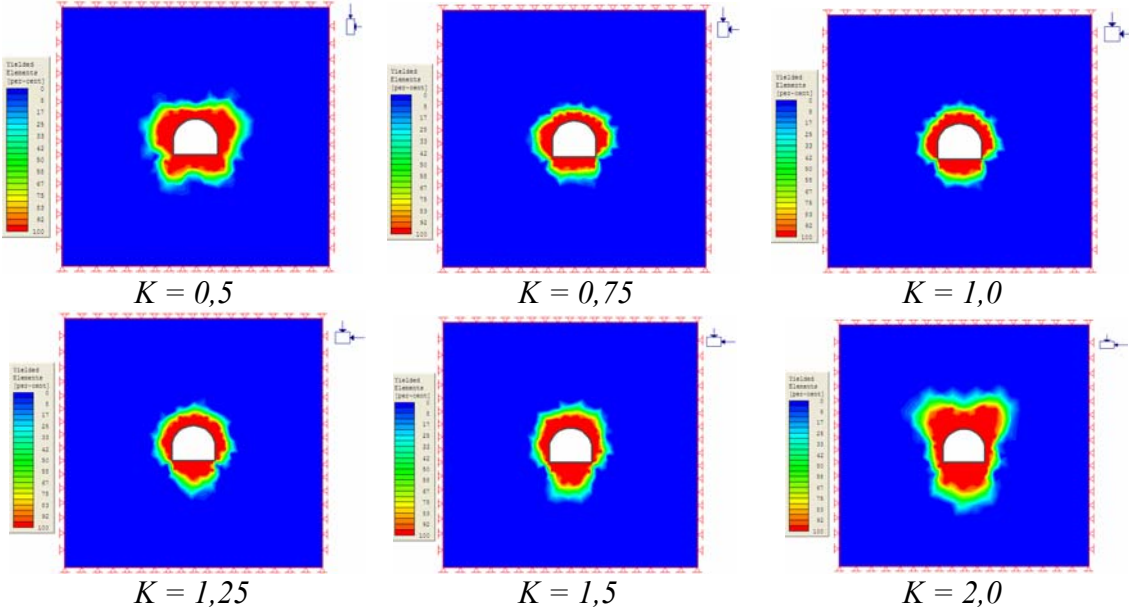
Khi thay đổi tỷ số ứng suất nguyên sinh, thì các giá trị biến dạng cũng thay đổi theo. Tuy nhiên phụ thuộc vào các hệ số ứng suất nguyên sinh khác nhau thì các giá trị biến dạng cũng

giảm dần từ biên đường hầm vào trong lòng khối đá. Sau khi phân tích ta thu được sự phân bố biến dạng tổng thể xung quanh đường hầm khi thay đổi tỷ số ứng suất nguyên sinh như trong hình 4.



Hình 4. Phân bố chuyển vị tổng thể trên biên đường hầm khi thay đổi tỷ số ứng suất nguyên sinh K

Khi thay đổi tỷ số ứng suất nguyên sinh σ_3/σ_1 , thì kích thước vùng phá hủy và biến dạng dẻo bị thay đổi. Trong trường hợp này chỉ ra rằng, áp lực đất đá xung quanh đường hầm cũng bị thay đổi theo. Điều này là có ý nghĩa lớn đối với việc phân tích, thiết kế và tính toán kết cấu chống giữ đường hầm sau này. Sau khi phân tích ta có thể quan sát được vùng phá hủy xung quanh đường hầm với các hệ số ứng suất nguyên sinh khác nhau như trong hình 5.


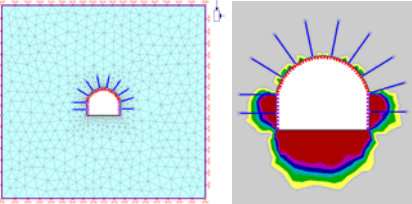

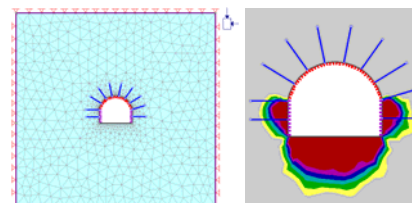

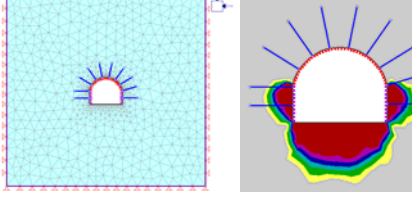

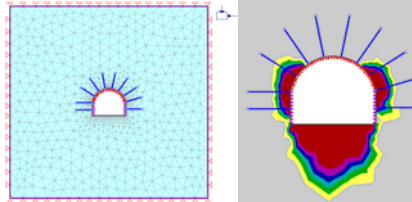

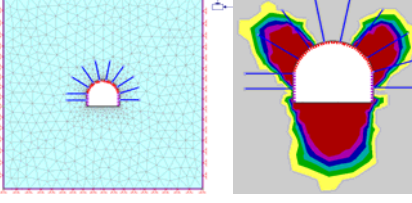


Hình 5. Vùng phá hủy và biến dạng dẻo xung quanh đường hầm với các tỷ số ứng suất nguyên sinh K ban đầu

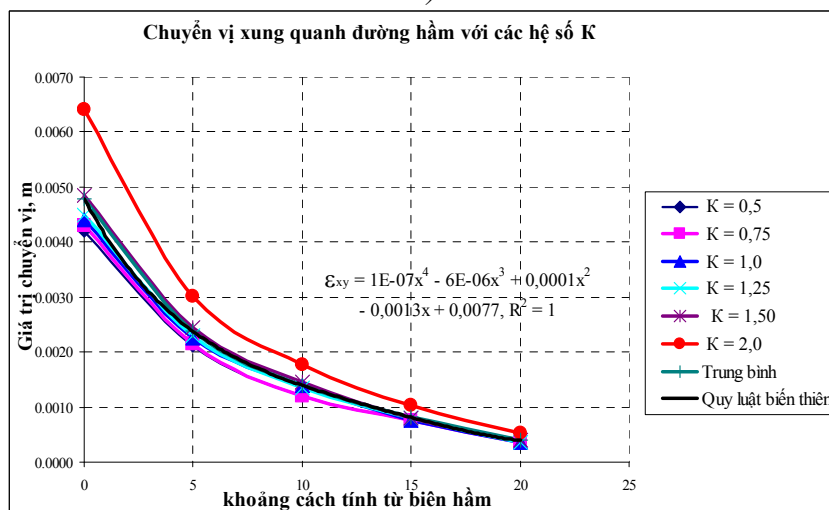
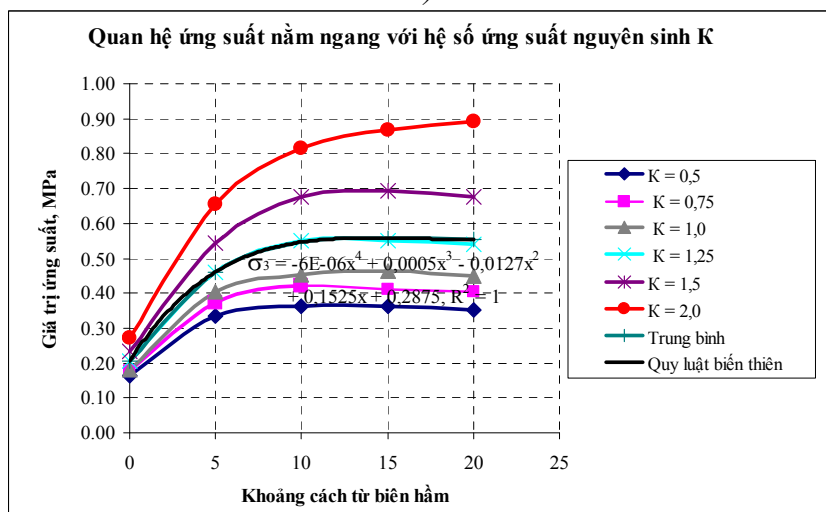
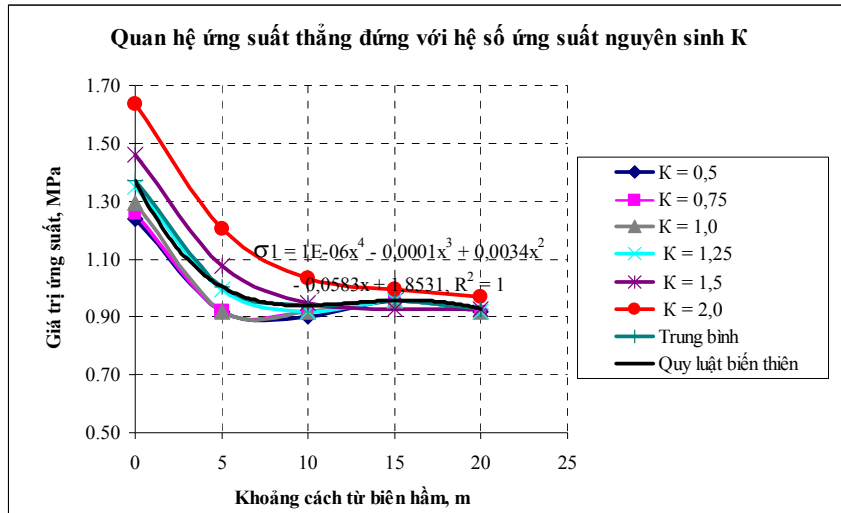
Quan sát các kết quả vùng phá hủy và số lượng các phần tử phá hủy có thể thấy rằng: Diện tích vùng phá hủy thay đổi khi tỷ lệ ứng suất nguyên sinh thay đổi, khi tỷ lệ ứng suất nguyên sinh $K = 0,75$ và $K = 1,0$ hình dạng của chúng gần như cân bằng và có tính đối xứng. Nếu chấp nhận lý thuyết vùng đất đá long rời, có thể bị phá hủy gây ra tải trọng đối với kết cấu

chống giữ công trình ngầm. Tuy nhiên, trong thực tế môi trường có sự sai khác về tỷ số ứng suất thì áp lực tính toán đối với kết cấu chống cũng thay đổi. Phase 2 chỉ ra điều này một cách rõ ràng hơn, giúp cho người thiết kế có một cái nhìn tổng quát hơn, chính xác hơn trong khi thiết kế kết cấu chống giữ. Trong trường hợp sử dụng kết cấu chống giữ neo, bê tông phun hoặc bê tông cốt thép liền khối, bằng mô phỏng và phân tích chúng ta cũng có thể kiến nghị kết cấu chống giữ cho đường hầm với các giá trị ứng suất nguyên sinh khác nhau, kết quả được thể hiện như trong bảng 3.

Bảng 3. Kiến nghị các tham số kết cấu chống giữ xung quanh đường hầm với các hệ số ứng suất nguyên sinh khác nhau (hệ số độ kiên cố đất đá $f = 2 \div 5$)

Hệ số $K = \sigma_3/\sigma_1$	Mô hình tính toán và hiệu quả kết cấu chống giữ (B = 10m; H = 8m)	Các tham số kết cấu chống giữ cố định
 $K = 0,5$		<ul style="list-style-type: none"> - Bán kính vùng phá huỷ (3,0 ÷ 4,6)m; các neo với chiều dài (3,5 - 5)m, khoảng cách giữa các neo $a = (1,5 \div 2)$m. - Trên nóc đường hầm bê tông cốt thép $d = (15 \div 20)$ cm; - Ở bên tường đường hầm bê tông cốt thép $d = (30 \div 35)$ cm.
 $K = 0,75$		<ul style="list-style-type: none"> - Bán kính vùng phá huỷ (3,0 ÷ 4,2)m; các neo với chiều dài (3,5 ÷ 4,5)m, khoảng cách giữa các neo $a = (1,5 \div 2,5)$m. - Trên nóc đường hầm bê tông cốt thép $d = (20 \div 25)$ cm; - Ở bên sườn đường hầm bê tông cốt thép $d = (25 \div 30)$ cm.
 $K = 1,0$		<ul style="list-style-type: none"> - Bán kính vùng phá huỷ (3,5 ÷ 4,0)m; các neo với chiều dài (4 ÷ 5)m, khoảng cách giữa các neo $a = (2 \div 2,5)$m. - Trên nóc đường hầm vỏ bê tông cốt thép $d = (20 \div 25)$ cm; - Bên tường đường hầm bê tông cốt thép $d = (25 \div 30)$ cm.
 $K = 1,5$		<ul style="list-style-type: none"> - Bán kính vùng phá huỷ (3,5 ÷ 5,6)m; các neo với chiều dài (4 ÷ 6)m, khoảng cách giữa các neo $a = (1,5 \div 2,5)$m. - Trên nóc đường hầm vỏ bê tông cốt thép $d = (35 \div 40)$ cm; - Bên tường đường hầm vỏ bê tông cốt thép $d = (50 \div 70)$ cm.
 $K = 2,0$		<ul style="list-style-type: none"> - Bán kính vùng phá huỷ (4,6 ÷ 6,5)m; các neo với chiều dài (5 ÷ 7)m; khoảng cách giữa các neo $a = (1,5 \div 2,5)$m. - Trên nóc đường hầm vỏ bê tông cốt thép $d = (35 \div 45)$ cm; - Bên tường đường hầm vỏ bê tông cốt thép $d = (70 \div 100)$ cm.

Sau khi phân tích chúng ta cũng có thể thu được mối quan hệ giữa ứng suất biến dạng xung quanh đường hầm với các giá trị tỷ số ứng suất nguyên sinh khác nhau như trong hình vẽ 6.



Hình 6. Quy luật phân bố ứng suất thẳng đứng (a), nằm ngang (b) và chuyển vị tổng thể (c) xung quanh biên hầm với các tỷ số ứng suất nguyên sinh K khác nhau

4. Kết luận và kiến nghị

Sau khi phân tích có thể chỉ ra rằng, hệ số ứng suất nguyên sinh ban đầu có ảnh hưởng lớn đến ứng suất và biến dạng sau khi khai đào công trình ngầm trong khối đất đá xung quanh

công trình ngầm. Nếu trạng thái ứng suất nguyên sinh ban đầu bị thay đổi thì giá trị và phương hướng của các thành phần ứng suất sau khi khai đào cũng lập tức thay đổi theo. Khi giá trị tỷ số ứng suất nguyên sinh ban đầu K sấp xỉ bằng 1 ($K \approx 1$), ứng suất trên biên ở trên nóc và nền của đường hầm gần như nhau hay là tải trọng có tính chất đối xứng. Khi $K = 1,5$ hay $K = 2,0$ chúng ta thấy rằng giá trị ứng suất ở trên biên ở phía nóc đường hầm bị tăng lên. Sau khi phân tích bằng chương trình thì vùng phá huỷ và vùng áp lực ở trên nóc hầm cũng tăng lên khi đó vùng áp lực có hình dạng giống như lý thuyết của P.M. Tximbarevich. Khi $K < 1,0$ vùng áp lực đất đá có hình dạng tương tự như lý thuyết tính toán áp lực của M.M. Protodiakonop. Quan sát kết quả trên hình 6 chỉ ra rằng, giá trị ứng suất lớn nhất nhất được khi $K = 2,0$ và nhỏ nhất khi $K = 0,5$. Kết quả này cũng hoàn toàn hợp lý với các lý thuyết phân tích trước đây. Khi đường hầm có kết cấu chống giữ, ứng suất nguyên sinh càng lớn thì áp lực đất đá cũng như yêu cầu kết cấu chống giữ càng tăng lên. Khi tỷ số ứng suất K lớn, tương ứng với bên sườn đường hầm lượng kết cấu chống giữ cao lên, trong trường hợp đang xét thì khối lượng kết cấu chống bên sườn lớn nhất khi $K = 2$. Trường hợp $K = 1$ thì kết cấu chống giữ nóc và sườn có thể xem là như sau (xem bảng 3). Nhận xét này cũng là cơ sở ban đầu để phân tích và tính toán ổn định công trình ngầm mặt cắt ngang lớn khai đào trong các đất đá có tính phân lớp và thay đổi ứng suất kiến tạo ban đầu trong thực tế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Trần Tuấn Minh, 2008. Bài giảng tin học ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và mỏ, bộ môn Xây dựng công trình ngầm và Mỏ, Hà Nội.
- [2]. Nguyễn Quang Phích và nnk, 2007. Sử dụng phần mềm phương pháp số trong tính toán công trình ngầm và mỏ, Đề tài cấp bộ.
- [3]. Nguyễn Quang Phích, 2006. Cơ học đá, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [4]. Nghiêm Hữu Hạnh, 2004. Cơ học đá, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [5]. Võ Trọng Hùng, Phùng Mạnh Đắc, 2008. Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ, NXBKHKHKT, Hà Nội.
- [5]. Károly Széchy, 1970. The art of tunneling, Budapest printed in Hungari, 891p.
- [6]. Dimitrios Kolymbas, 2005. Tunnelling and tunnel mechanics, Springer - verlag berlin Heidelberg Germany.
- [7]. Desai.C.S., 1972. Introduction to the finite element method, New York.
- [8]. V.H.G. Brady and E.T.Brown, 2004. Rock mechanics for underground mining, Moscow.
- [9]. Н.С. Булычев, механика подземных сооружений, Недр Москва, 1994.
- [10]. Баклашов И.В., Б.А. Картозия. Механика подземных сооружений и конструкций крепей, Москва 2002
- [11]. А.Н. Панкратенко. Обоснование и разработка параметров ресурсосберегающих технологий строительства подземных выработок большого поперечного сечения, диссертация. Москва 2002.
- [12]. Чан Туан Минь. Обоснование схем раскрытия забоя и выбор крепи выработок большого сечения в геологических условиях Вьетнама, диссертация к.т.н, МГГУ, Москва 2013, 176 стр.
- [13]. Б.А. Картозия, Б.И. Федунец, М.Н. Шуплик, Ю.Н. Малышев, В.И. Смирнов, В.Г. Лернер, Ю.П. Рахманинов, А.В. Корчак, Б.А. Филимонов, В.И. Резуненко, А.М. Левицкий, Шахтное и подземное строительство, Том 1, издательство академии горных наук. Москва 2001.
- [14]. Б.А. Картозия, Б.И. Федунец, М.Н. Шуплик, Ю.Н. Малышев, В.И. Смирнов, В.Г. Лернер, Ю.П. Рахманинов, В.И. Руконосос, А.Н. Панкратенко, Е.Ю. Куликова, Шахтное и подземное строительство, Том 2, издательство академии горных наук. Москва 2001.
- [15]. www.roscience.com.

SUMMARY

Research and definition supports around tunnels when consideration to initial stress factor

Tran Tuan Minh, Ngo Van Giap

Ha Noi University of Mining and Geology

Nguyen Viet Dinh

Moscow State Mining University, Russia

Big cross-cut underground constructions have been built in many countries in the world. Which used for purposes as hydroelectric powers, transports, mines, ect... In the field of construction the state of institute stress has big influence on designation and selection appropriated supports. This parameter is important factor related to increase support quantity and difficult to predicte, analyse. However nowadays studies of the stress and deformation state around tunnels big - cross cut when changing factor initial stress have many limits. This paper introduces studying the state of stress and deformation in rock mass around big cross-cut tunnels base on numerical method and recommends rock supports when consideration to factor initial stress.

Người biên tập: GS.TS. Võ Trọng Hùng

ỨNG DỤNG PHẦN MỀM GEO 5 TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH NGẦM DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

Đinh Hải Nam, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Góp vào kho phần mềm thiết kế công trình, GEO5 là một phần mềm mang tính tiện ích cao, dễ sử dụng, với độ tin cậy cao đã được áp dụng rộng rãi trên thế giới. Ở Việt Nam, GEO5 đã được phân phối chính thức và áp dụng trong các công trình thực tế từ năm 2009. GEO5 có giao diện thân thiện, dễ sử dụng và thuận tiện khi có những thay đổi trong thông số đầu vào. Kết quả tính toán rõ ràng, mạch lạc, dễ theo dõi với những đồ họa và hình ảnh được tự động cập nhật khi có những thay đổi trong dữ kiện đầu vào. Ngoài ra, chỉ với một thao tác đơn giản, bản thuyết minh tính toán sẽ được hoàn thành và hoàn toàn tự động. Bên cạnh đó, GEO5 cung cấp cho người dùng những phiên bản phù hợp với tiêu chuẩn của nhiều quốc gia khác nhau (Eurocodes, Anh, Hoa Kỳ), Úc, Ấn Độ v.v...), điều này giúp cho GEO5 có khả năng thích nghi và ứng dụng tại nhiều nơi trên thế giới và đặc biệt là có thể đáp ứng được tiêu chuẩn khắt khe của các chủ đầu tư quốc tế. Qua quá trình thực tế thiết kế và thi công các công trình ở Việt Nam, GEO5 được đánh giá là một bộ phần mềm có tính chính xác và độ an toàn cao. Với tất cả những điều đó, GEO5 không những là một phần mềm hữu ích, phục vụ cho công tác thiết kế thi công các công trình mà còn có thể được áp dụng vào công tác giảng dạy và đào tạo những kỹ sư xây dựng tương lai.

1. Mở đầu

Cùng với sự phát triển của nền kinh tế, các công trình xây dựng ngày nay không những phát triển về chiều cao mà còn xuống sâu trong lòng đất. Đặc biệt là các công trình xây dựng nhà cao tầng ngày nay thường có bố trí các tầng hầm nhằm phục vụ các mục đích khác nhau. Bên cạnh đó, các công trình không đứng riêng rẽ một mình mà thường nằm xen kẽ giữa các công trình khác do hạn chế về không gian xây dựng trong thành phố. Do đó việc tính toán thiết kế càng trở nên khó khăn phức tạp.

Trong quá trình thiết kế công trình ngầm dân dụng và công nghiệp, các kỹ sư cũng gặp phải rất nhiều các bài toán khác nhau, ví dụ: bài toán thiết kế và kiểm tra ổn định tường cừ, thiết kế và kiểm tra móng nông, tính toán độ lún cọc, kiểm tra ổn định mái dốc v.v.

Như vậy, chúng ta có thể thấy các bài toán gặp phải trong quá trình thiết kế công trình ngầm dân dụng và công nghiệp rất đa dạng và phức tạp. Trên thế giới đã có nhiều hãng phần mềm đưa ra các phần mềm hỗ trợ tính toán thiết kế. Trong phạm vi bài báo này, tác giả sẽ giới thiệu thêm một phần mềm mới đã được ứng dụng ở Việt Nam với những ưu điểm riêng của nó.



Hình 1.1. Phần mềm GEO5

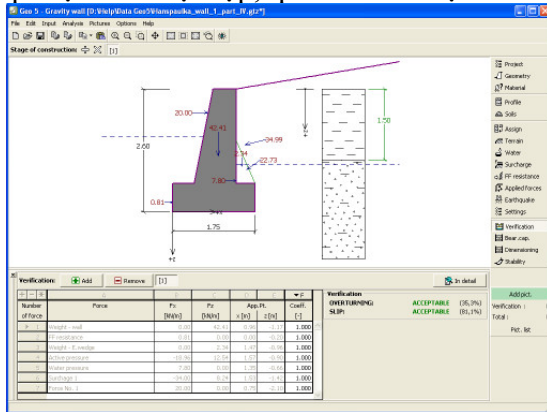
2. Giới thiệu về phần mềm GEO5

2.1. Tổng quan về phần mềm GEO5

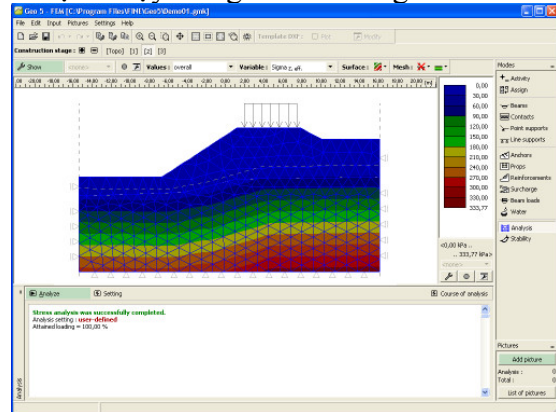
Bộ phần mềm GEO5 của hãng Fine.Ltd – Cộng hòa Séc bao gồm hơn 20 chương trình con. Các chương trình con này tuy được thiết kế riêng biệt song có liên hệ chặt chẽ với nhau

nhằm giải quyết các bài toán về địa kỹ thuật phổ biến như ổn định mái dốc, móng cầu, rọ đá, tường chắn đất dạng bản, móng nông, móng cọc, độ lún v.v. Ngoài ra, bộ phần mềm này cũng có thể áp dụng cho các bài toán có mức độ phức tạp cao như phân tích đường hầm, đánh giá mức độ nguy hiểm của công trình do thi công đường hầm, ổn định của mái dốc đá v.v.

Một điểm khác biệt cũng như là lợi thế của GEO5 chính là khả năng liên kết giữa 2 phương pháp tính toán phổ biến: Phương pháp giải tích và Phương pháp Phần tử hữu hạn (PTHH). Các kết cấu sau khi đã được thiết kế trong các mô-đun sử dụng phương pháp giải tích (ví dụ như mô-đun tường chắn, phân tích ổn định mái dốc) có thể được chuyển vào chương trình PTHH (FEM) để phân tích và kiểm tra lại. Điều này giúp người thiết kế tiết kiệm thời gian cho việc kiểm tra, phân tích kết quả thiết kế đồng thời cũng có thể so sánh, đánh giá hai phương pháp một cách độc lập, qua đó mức độ an toàn và độ tin cậy trong thiết kế tăng lên.



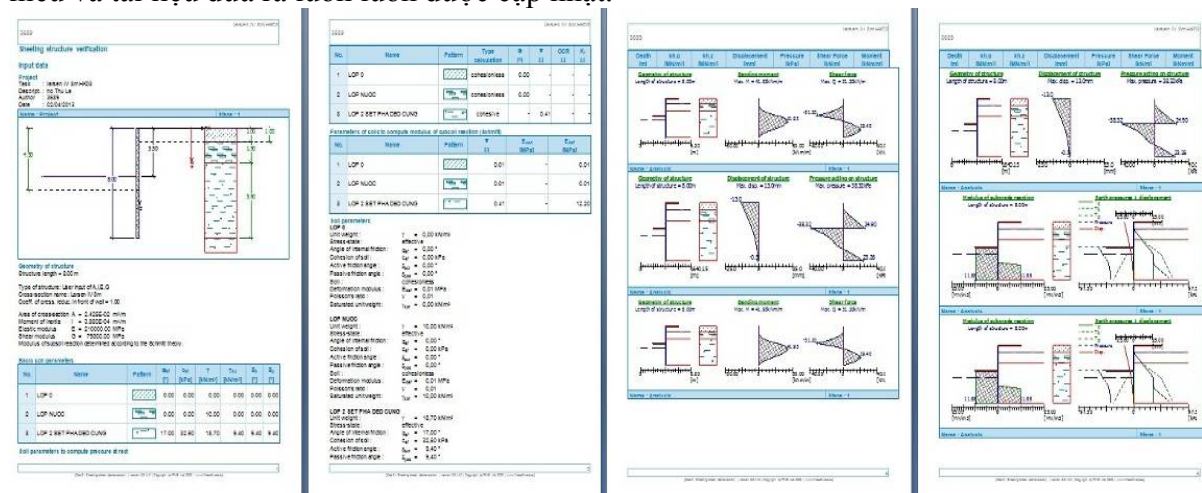
a. Phương pháp Giải tích



b. Phương pháp Phần tử hữu hạn

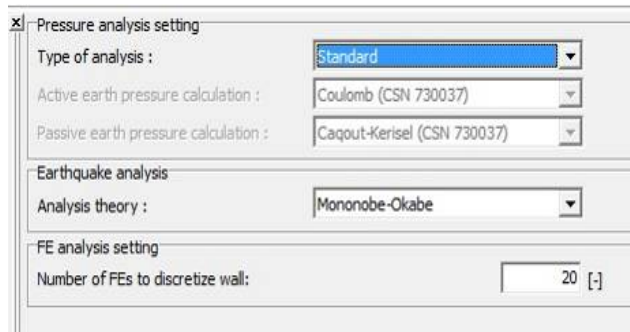
Hình 2.1. Phương pháp tính toán của GEO5

Sau khi đã nhập các thông số đầu vào theo yêu cầu, GEO5 cho phép người sử dụng dễ dàng tạo ra kết quả dưới dạng đồ họa và dưới dạng văn bản. Kết quả được bố trí, sắp xếp một cách logic, dễ hiểu và hoàn toàn tự động tạo nên một bản thuyết minh tính toán hoàn chỉnh. Khi có những thay đổi trong thông số đầu vào, kết quả tính toán trong thuyết minh sẽ được tự động cập nhật. Người dùng cũng có thể bổ sung những đồ họa hoặc hình ảnh theo ý muốn bằng cách thêm một hoặc nhiều hình ảnh vào danh sách các hình ảnh trong một danh mục cây được tạo ra. Các hình ảnh có thể được hiệu chỉnh, mở rộng hoặc pha màu theo ý muốn. Các kết quả rất dễ hiểu và tài liệu đưa ra luôn luôn được cập nhật.



Hình 2.2. Dữ liệu đầu vào và đầu ra dạng văn bản

Một tính năng quan trọng nữa của Bộ phần mềm GEO5 là khả năng phù hợp với các tiêu chuẩn và khả năng thực hành ở nhiều quốc gia. Phần mềm được xây dựng dựa trên những lý thuyết chung và phổ biến trên thế giới, chỉ có hình thức kiểm tra cuối cùng phụ thuộc vào các tiêu chuẩn riêng của từng quốc gia.



Hình 2.3. GEO5 sử dụng các lý thuyết tính toán phổ biến trên thế giới

Các hệ số liên quan đến tính toán có thể được điều chỉnh và thiết lập bởi người sử dụng. Bằng cách đó, người sử dụng có thể thiết kế một kết cấu theo các tiêu chuẩn khác nhau (Eurocodes, Anh, Hoa Kỳ, Úc, Ấn Độ v.v.). Điều này tạo cho bộ phần mềm khả năng ứng dụng rộng rãi ở nhiều quốc gia và với nhiều tiêu chuẩn khác nhau.

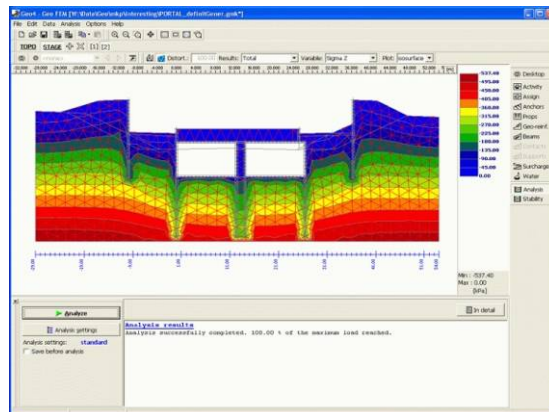
2.2. Các mô-đun trong bộ phần mềm GEO5

Để rành mạch và dễ dàng sử dụng, bộ phần mềm GEO5 bao gồm nhiều mô-đun khác nhau, mỗi mô-đun sẽ giải quyết một bài toán cụ thể song chúng là một phần trong bộ chương trình tích hợp, dữ liệu từ mô-đun này có thể được chuyển sang sử dụng ở mô-đun khác. Các mô-đun có thể được phân loại theo tính năng như sau:

2.2.1. Phân tích địa kỹ thuật bằng phương pháp PTHH (FEM)

- **FEM:**

Chương trình này có khả năng mô hình hoá các bài toán địa kỹ thuật đa dạng bằng phương pháp PTHH. Người sử dụng sẽ thiết lập mô hình tính bằng các công cụ vẽ được cung cấp, các thông số đầu vào được nhập như với các phần mềm thông dụng như Plaxis, Geo Slope v.v.



Hình 2.4. Mô-đun FEM trong GEO5

- **Tunnel:**

Đây là chương trình được xây dựng trên nền chương trình FEM ứng dụng riêng cho bài toán phân tích đường hầm.

2.2.2. Bài toán thiết kế móng

- **Beam:** dầm trên nền đàn hồi.

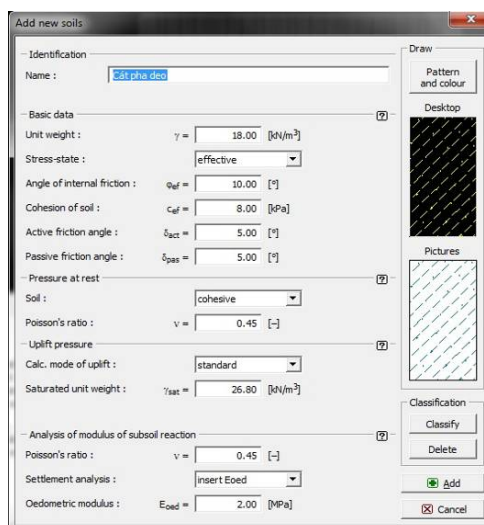
- **Micropile:** kiểm tra cọc tiết diện nhỏ.

- **Pile CPT:** kiểm tra cọc dựa trên thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT).

- **Pile:** kiểm tra cọc đơn.



- **Plate:** phân tích móng và bản vòm bằng Phương pháp PTHH (FEM).

- **Spread Footing:** thiết kế và kiểm tra móng nông.




Hình 2.5. Thông số đầu vào các lớp đất


2.2.3. Thiết kế tường vây, cọc cừ (dạng tường tấm)


-  **Sheeting design:** Thiết kế kết cấu tường dạng tấm.
-  **Sheeting check:** Phân tích, kiểm tra tường cừ, tường vây.


2.2.4. Thiết kế tường chắn đất (dạng tường trọng lực)


•  **Abutment:** kiểm tra các mô
trụ cầu.

•  **Cantilever wall:** thiết kế và
kiểm tra tường chắn có đầu conson.


•  **Earth pressures:** tính toán
áp lực đất lên tường chắn.

•  **Gabion:** kiểm tra tường chắn
rọ đá.



•  **Gravity Wall:** thiết kế và
kiểm tra tường chắn trọng lực.

•  **Masonry Wall:** kiểm tra
tường chắn xây có gia cố.


•  **Nailed Slopes:** kiểm tra kết
cấu neo.


•  **Prefab Wall:** thiết kế và
kiểm tra tường chắn lắp ghép.


2.2.5. Phân tích ổn định của mái đất, đá

-  **Rock Stability:** Phân tích ổn định mái dốc đá.
-  **Slope Stability:** Phân tích ổn định mái dốc.


2.2.6. Các kết cấu công trình ngầm

•  **Ground Loss:** Đánh giá mức độ nguy hiểm của việc phá hoại công trình do thi công đường hầm.

•  **Tunnel:** Phân tích đường hầm bằng phương pháp PTHH (FEM).

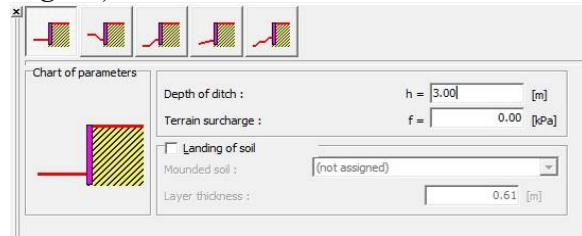
•  **Seltement:** Phân tích độ lún của nền đất.

2.2.7. Mô hình số của bề mặt địa hình

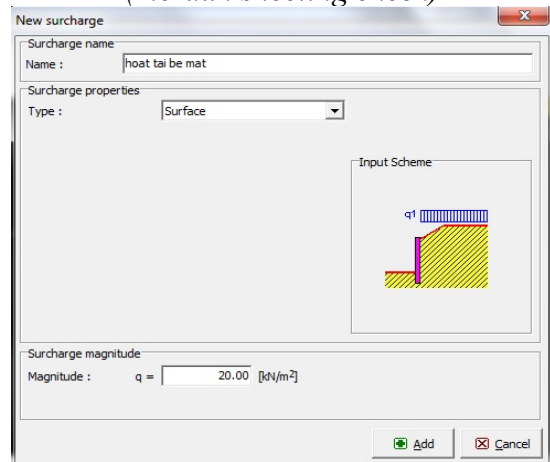
-  **Terrain:** Mô hình số của bề mặt địa hình.

2.3. Ứng dụng GEO5 ở Việt Nam và độ tin cậy của phần mềm

Bộ phần mềm GEO5 đã được phân phối và ứng dụng ở Việt Nam từ năm 2009. Với kết cấu chương trình gồm nhiều mô-đun kết hợp nên bộ phần mềm có thể được mua bản quyền toàn bộ hoặc riêng rẽ từng mô-đun. Điều này tạo điều kiện cho các đơn vị tư vấn ở Việt Nam có thể tiếp cận và sử dụng phần mềm có bản quyền dễ dàng với chi phí hợp lý hơn. Cùng với đó thì việc ứng dụng phần mềm GEO5 vào tính toán thiết kế cũng được phổ biến và dễ dàng tiếp cận



Hình 2.6. Đáy hố đào được thiết lập sẵn (mô-đun sheeting check)



Hình 2.7. Các loại tải trọng tác dụng được thiết lập sẵn (mô-đun sheeting check)

hơn về khía cạnh bản quyền. Đây là một vấn đề hết sức quan trọng trong xu thế hội nhập của ngành xây dựng hiện nay. Các nhà thầu tư vấn Việt Nam ngày càng ý thức được vấn đề bản quyền trong việc hội nhập, đấu thầu các dự án quốc tế.

Các công trình được thiết kế bởi phần mềm GEO5 đã chứng minh được tính dễ sử dụng, độ tin cậy và an toàn trong thực tế. Để minh chứng cho điều đó, tác giả xin đưa ra một ví dụ về công trình đã được thiết kế và thi công thực tế, qua đó đưa ra sự so sánh giữa kết quả tính toán thiết kế và kết quả quan trắc được ngoài thực tế.

- Công trình: Toà nhà văn phòng Tuấn Đức bao gồm 14 tầng nổi, 3 tầng hầm. Do Công ty Cổ phần tư vấn đầu tư và thiết kế xây dựng Việt Nam (CDC) thiết kế và quan trắc trong quá trình thi công. Giai đoạn thi công phần ngầm gồm tường vây, các sàn tầng hầm và móng. Sử dụng phương pháp thi công semi - topdown sau khi đã thi công xong tường vây.

- Hệ tường vây có bề rộng 0,8m; sâu 18m.

- Điều kiện địa chất của công trình như sau:

+ Lớp 1: Đất đắp, dày 1,7 m. Chỉ tiêu cơ lý của lớp đất được giả thiết đưa vào tính toán như sau: $\gamma=18,9 \text{ kN/m}^3$; $\varphi=11^\circ$ độ, $c=0 \text{ kPa}$, $E_{1-2} = 7,5 \text{ MPa}$;

+ Lớp 2: Sét pha lẫn hữu cơ, dày 5,5m. Chỉ tiêu cơ lý của lớp đất được vào tính toán như sau: $\gamma=17,1 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 6,8^\circ$ độ, $c=13,3 \text{ kPa}$, $E_{1-2} = 3,0 \text{ MPa}$;

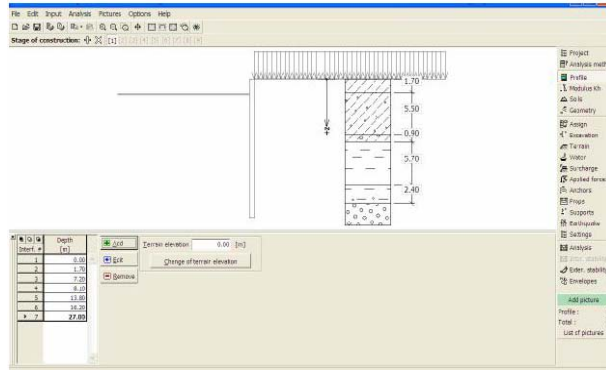
+ Lớp 3: Đất hữu cơ, dày 0,9m. Chỉ tiêu cơ lý của lớp đất được vào tính toán như sau: $\gamma=13,0 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 5^\circ$ độ, $c = 9,2 \text{ kPa}$, $E_{1-2} = 2,0 \text{ MPa}$;

+ Lớp 4: Đất sét pha lẫn hữu cơ, dày 5,7m. Chỉ tiêu cơ lý của lớp đất được vào tính toán như sau : $\gamma = 15,4 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 6,5^\circ$ độ, $c = 11,4 \text{ kPa}$, $E_{1-2} = 2,8 \text{ MPa}$;

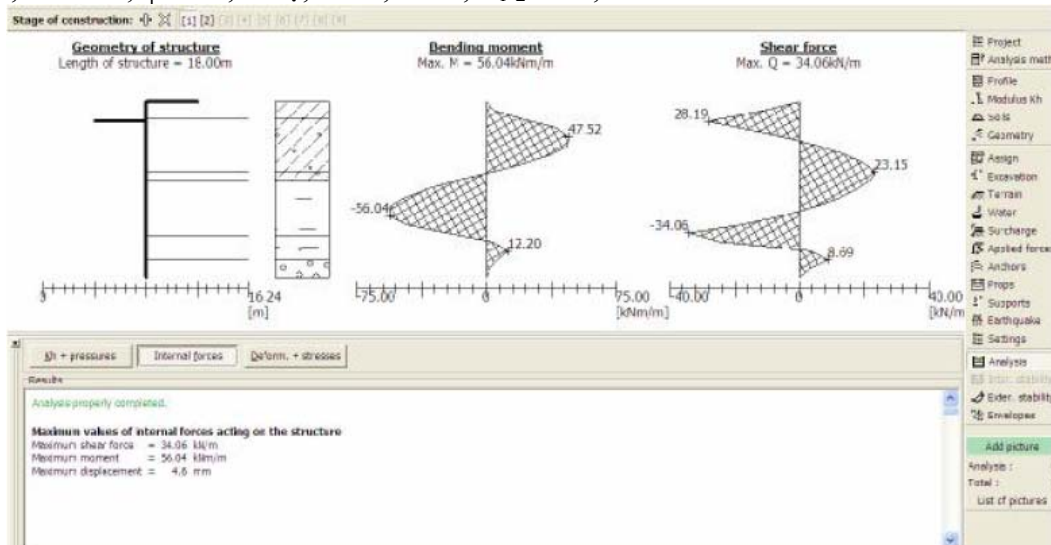
+ Lớp 5: Sét pha trạng thái dẻo cứng, dày 2,4m. Chỉ tiêu cơ lý của lớp đất được vào tính toán như sau : $\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 13,8^\circ$ độ, $c = 21,0 \text{ kPa}$, $E_{1-2} = 13,5 \text{ MPa}$;

+ Lớp 7: Sét pha trạng thái nửa cứng, dày 10,8m. Chỉ tiêu cơ lý của lớp đất được vào tính toán như sau: $\gamma = 15,1 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 33,3^\circ$ độ, $c = 0,0 \text{ kPa}$, $E_{1-2} = 18,0 \text{ MPa}$;

+ Lớp 8: Cát hạt mịn, dày 9,5m. Chỉ tiêu cơ lý của lớp đất được vào tính toán như sau: $\gamma = 15,6 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 37,5^\circ$ độ, $c = 0,0 \text{ kPa}$, $E_{1-2} = 24,0 \text{ MPa}$.

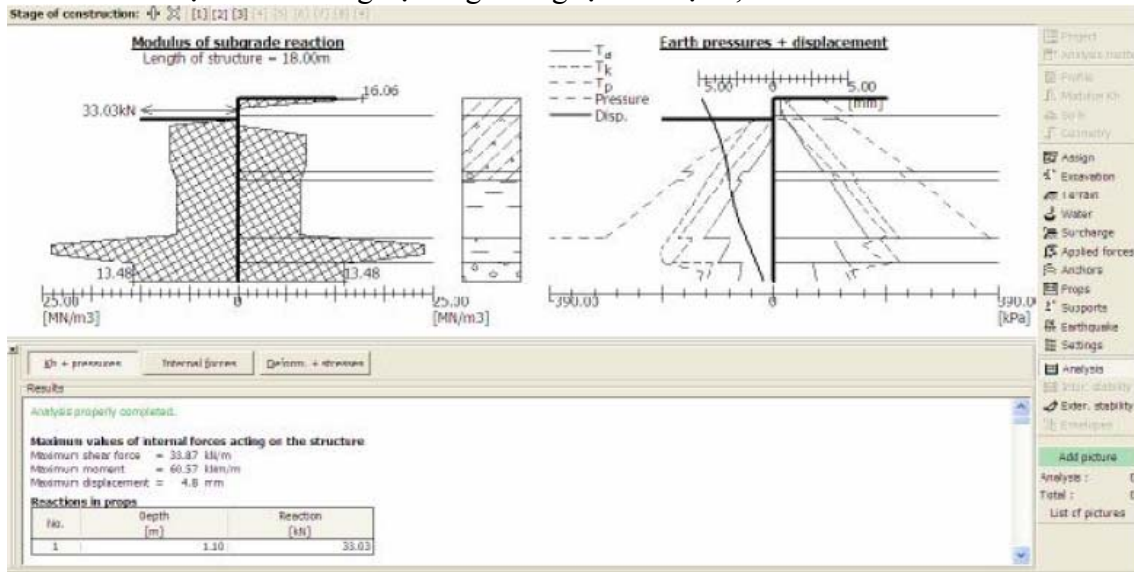


Hình 2.8. Mô hình bài toán để theo dõi, thể hiện đầy đủ các thông tin



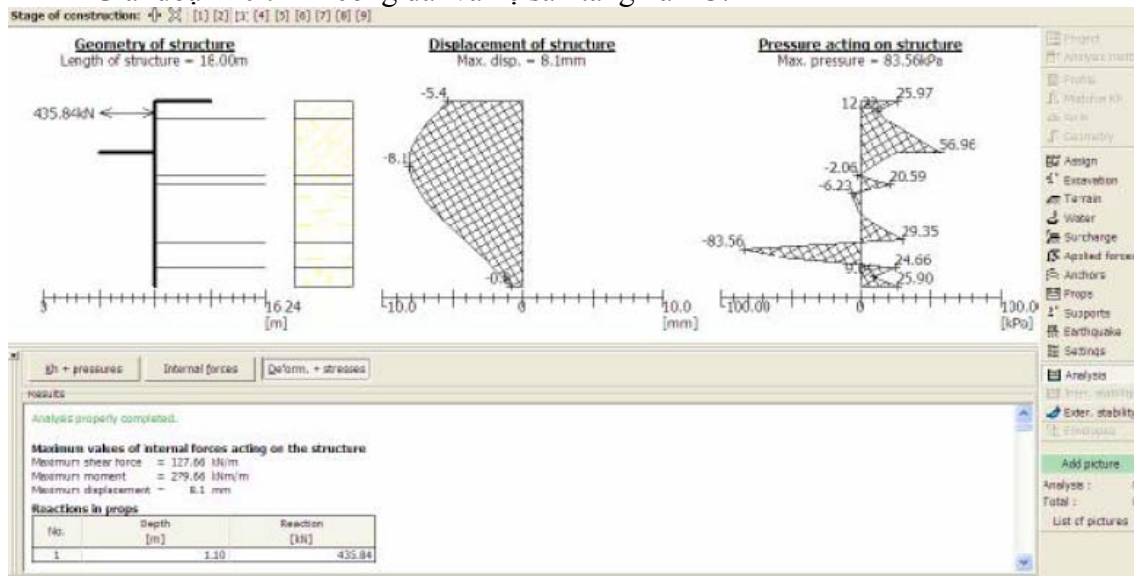
Hình 2.9. Giá trị mômen, lực cắt trong tường ở giai đoạn thi công thứ nhất

- Các giai đoạn thi công được tiến hành như sau:
- + Giai đoạn 1: Đào đất tầng hầm 1 đến cao độ -3,2m.
- + Giai đoạn 2: Thi công hệ văng chống tại cao độ -2,3m.



Hình 2.10. Phản lực nền đất và áp lực đất ở giai đoạn thi công thứ 2

- + Giai đoạn 3: Đào đất tầng hầm 2 đến cao độ -6,15m.
- + Giai đoạn 4: Thi công hệ sàn tầng hầm 2 tại cao độ -6m.
- + Giai đoạn 5: Thi công hệ sàn tầng hầm 1 tại cao độ -3m.
- + Giai đoạn 6: Tháo hệ văng chống tại cao độ -2,3m.
- + Giai đoạn 7: Đào đất tầng hầm 3 đến cao độ -9m.
- + Giai đoạn 8: Thi công hệ văng chống tại cao độ -8m.
- + Giai đoạn 9: Đào đất đến đáy đài cao độ -11m.
- + Giai đoạn 10 : Thi công đài và hệ sàn tầng hầm 3.

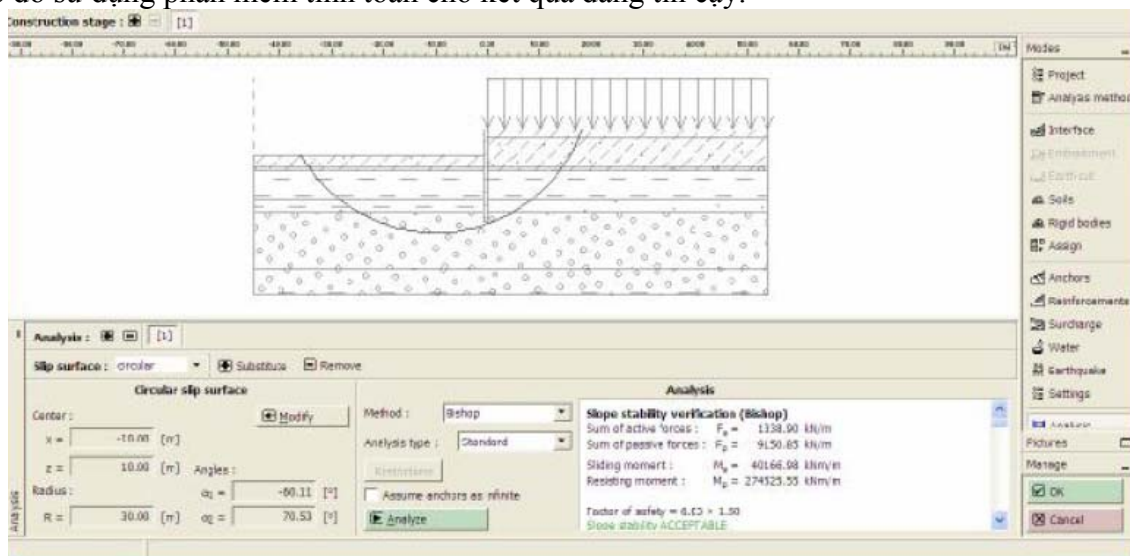


Hình 2.11. Chuyển vị của tường ở giai đoạn thi công thứ 3

- Tại thời điểm công trình thi công xong giai đoạn 3. Dưới đây là kết quả tính toán bằng phần mềm GEO5 và đo đạc thực tế sau khi tường vây thi công xong giai đoạn 3 [2]:

	Chuyển vị tại đỉnh tường vây (mm)	Chuyển vị tại sàn hầm 2 (mm)
Phần mềm tính toán GEO5	5,4	8,1
Kết quả đo thực tế	6	7

Kết luận: chênh lệch giữa kết quả đo thực tế và kết quả của phần mềm tính toán là nhỏ. Do đó sử dụng phần mềm tính toán cho kết quả đáng tin cậy.



Hình 2.12. Kiểm tra ổn định mặt trượt



Hình 2.13. Hình ảnh thực tế công trình

3. Kết luận và kiến nghị

Với tính tiện dụng và sự phổ biến trên thế giới, bộ phần mềm GEO5 đang ngày càng được ứng dụng rộng rãi trong ngành xây dựng Việt Nam. Qua thực tế thiết kế và thi công, GEO5 đã chứng minh được độ tin cậy, tính chính xác của mình. Tuy nhiên, cũng như các phần mềm tính toán khác đã được áp dụng ở Việt Nam, tính tùy biến của phần mềm với các tiêu chuẩn, quy chuẩn của Việt Nam vẫn còn nhiều điều bỏ ngỏ. Do đó, bộ phần mềm GEO5 cần có thêm sự nghiên cứu để áp dụng trong điều kiện Việt Nam, bên cạnh đó là so sánh với các phần mềm khác để đưa ra thêm những phản biện cũng như bổ sung những ưu, nhược điểm của phần mềm, qua đó đề xuất áp dụng phần mềm cho những trường hợp phù hợp.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. PGS. TS. Đỗ Văn Đệ, KS. Vũ Minh Tuấn, KS. Nguyễn Hải Nam, KS. Đỗ Tiến Dũng, 2008. Tính toán công trình tương tác với đất nền bằng phần mềm GEO5. Nhà xuất bản Xây dựng.
- [2]. Ths. KS. Phạm Như Huy, KS. Nguyễn Xuân Thành, KS. Dương Ngọc Quang, KS. Lưu Văn Đông, KS. Nguyễn Trọng Huy, 2010. GEO5 trong phân tích các bài toán Địa kỹ thuật công trình và áp dụng vào tính toán tường vây, tường bản thép. CDC.
- [3]. Tài liệu quan trắc thi công công trình Tuấn Đức Tower, 2010. CDC.
- [4]. Geo5-User's Guide.
- [5]. www.finesoftware.eu

SUMMARY

Applying GEO5 software into calculating and designing civil and industrial underground constructions

Dinh Hai Nam, *Ha Noi University of Mining and Geology*

Contribute to system of construction designing software, GEO5 is a utility software, easy to use, with high reliability and has been widely applied all over the world. In Vietnam, GEO5 has been officially distributed and applied in practical works from 2009. With friendly interface GEO5 is easy to use and convenient when input parameters change. Results are clear, coherent and easy to follow with graphics and images updated automatically if there are changes in input data. The explanations and calculations will be completed and fully automatic just by a simple operation. Besides, GEO5 provides users with versions which are suitable with standards of many different countries (Eurocodes, BS, ACI, etc.), so that GEO5 can adapt and be applied popularly and especially meet the strict standards of international investors. Through practice of designing and implementing constructions in Vietnam, GEO5 is assessed as a highly safe and accurate software. With all the above mentioned factors, GEO5 is not only a useful software in construction designing, but also should be applied in teaching and training future construction engineers.

Người biên tập: **ThS. Nguyễn Tài Tiến**

NGHIÊN CỨU VÀ ĐỀ XUẤT CÁC BIỆN PHÁP THI CÔNG HỢP LÝ CHO CÁC ĐƯỜNG LÒ TẠI KHU VỰC QUẢNG NINH CÓ TIẾT DIỆN (6-8) M² KHI ĐÀO QUA VÙNG ĐẤT ĐÁ YẾU ĐỂ ĐẨY NHANH TỐC ĐỘ THI CÔNG CÁC ĐƯỜNG LÒ NÀY

Phạm Quang Nam, *Tập đoàn Than khoáng sản Việt Nam*
Đào Văn Phú, *Công ty Khoáng sản Lào Cai*
Nguyễn Chí Thành, *Trường Đại học Mỏ - Địa chất*

Tóm tắt: Để đẩy nhanh việc đào lò, cũng như rút ngắn được thời gian xây dựng cơ bản là yêu cầu cấp bách và cần thiết của các mỏ hầm lò trong ngành khai thác khoáng sản nói chung và của ngành than nói riêng, điều đó đòi hỏi phải có sự thay đổi và đầu tư đồng bộ, nhanh chóng áp dụng dây chuyền thiết bị đồng bộ trong công tác đào lò. Xuất phát từ nhận thức đó, bài báo với nội dung “Nghiên cứu và đề xuất các biện pháp thi công hợp lý cho các đường lò tại khu vực Quảng Ninh có tiết diện từ (6-8)m² khi đào qua vùng đất đá yếu để đẩy cao tốc độ thi công đối với các đường lò này” đã được viết và mong muốn sẽ giải quyết được một phần nào đó các vấn đề đã nêu ở trên.

1. Tóm tắt

Với đặc điểm các đường lò thường đi qua nhiều vùng điều kiện địa chất khác nhau và thay đổi liên tục, diện tích tiết diện ngang thường không lớn và thường dao động từ 8 đến 18 m², việc khai đào các hệ thống đường lò xuống sâu gặp rất nhiều khó khăn về trang thiết bị, nhân công, thông gió, vận chuyển đặc biệt điều kiện địa chất: phay phá, đứt gãy, mất ổn định, nước nhiều... không đảm bảo khai thông, gây ách tắc vận tải, mất an toàn trong lao động, tốc độ đào lò thấp.

2. Cơ sở lý thuyết

2.1. Trình bày một số phương pháp phân loại đất đá trên thế giới và tại Việt Nam

Thiết kế và thi công các đường đường lò trong môi trường khối đá yếu là vấn đề phức tạp, khó khăn và tiềm ẩn rủi ro cao. Tuy nhiên, việc thi công các đường lò trong khối đá yếu cũng có thể là điều kiện thuận lợi để nâng cao tốc độ thi công qua đó tăng hiệu quả kinh tế của quá trình thi công. Việc xây dựng thành công một đường lò qua vùng khối đá rắn cứng hay yếu phụ thuộc rất lớn vào việc dự báo chính xác những biểu hiện ổn định hay mất ổn định của chúng khi chịu tác động của quá trình đào.

Độ ổn định của các đường lò là khái niệm mang tính tổng quát được sử dụng để đánh giá trạng thái ổn định của toàn bộ hệ thống “khối đá-kết cấu chống giữ”, tức là sẽ sử dụng để đánh giá mức độ ổn định của đường lò có sử dụng kết cấu chống giữ. Tuy nhiên, trước đó thường tiến hành nghiên cứu, đánh giá mức độ ổn định của khối đá có chứa các đường lò tại giai đoạn không sử dụng kết cấu chống. Kết quả đánh giá này sẽ được dùng làm cơ sở để đề xuất các phương án lắp dựng các kết cấu chống (KCC) giữ hợp lý, thi công công trình để đảm bảo cho công trình về mặt ổn định cũng như kinh tế.

Độ ổn định của các đường lò không chống phụ thuộc vào các yếu tố chính sau [2], [6]:

- Giá trị, hướng của các thành phần ứng suất chủ yếu trong khối đá nguyên sinh (trường ứng suất nguyên sinh). Các đại lượng này phụ thuộc vào chiều sâu đặt đường hầm và các quá trình vận động của vỏ trái đất;

- Các đặc tính địa cơ học của đá và khối đá (đặc tính biến dạng, góc ma sát trong, các đặc tính về độ bền, mức độ trương nở, độ nứt, v.v...);

- Đặc tính liên tục của khối đá;

- Đặc tính phá hủy trong khối đá (số lượng và các tính chất nứt nẻ, sự tồn tại của các mặt yếu cấu trúc khác trong khối đá, v.v...);
- Các đặc tính nước ngầm và các điều kiện địa chất thủy văn khác;
- Hình dạng, các kích thước cấu tạo mặt cắt ngang các đường lò;
- Phương pháp thi công các đường lò.

Thực tế cho thấy, các yếu tố trên phụ thuộc lẫn nhau và đồng thời gây ảnh hưởng tới độ ổn định của đường lò không chống.

Khối đá yếu có đặc trưng độ bền thấp và tính biến dạng cao và thường chịu trạng thái ứng suất tác dụng lớn hơn độ bền vốn có thậm chí cả ở những đường hầm nằm nông dẫn tới khối đá bị phá hủy dưới các hình thức như biến dạng quá mức, tróc vỡ, sụt lở, nén ép, v.v... Một đặc điểm vô cùng quan trọng nữa của khối đá yếu là trong nhiều trường hợp độ bền của chúng biến đổi, nhất là khi bề mặt của chúng xuất lộ sau khi đào. Ngoài ra, khối đá yếu thường có biểu hiện biến dạng theo thời gian do hiện tượng trương nở hay nén ép.

Những đặc điểm, biểu hiện của khối đá yếu thường rất khó dự đoán chính xác trong quá trình thi công và điều này dẫn tới nhiều vấn đề, rủi ro, sự cố phát sinh trong quá trình thi công tại nhiều dự án thi công đường hầm. Hiện nay tồn tại nhiều phương pháp phân loại khối đá khác nhau như phân loại dựa trên chỉ số RMR (Rock mass rating) của Bieniawski, chỉ số Q của Barton, chỉ số RQD, v.v... Tuy nhiên những phương pháp phân loại này có đặc điểm là chú ý nhiều tới ảnh hưởng của hệ thống khe nứt trong khối đá và chúng áp dụng phù hợp với những khối đá có những biểu hiện biến đổi chịu sự chi phối của đặc điểm cấu trúc như khối đá cứng nứt nẻ. Đối với khối đá yếu, cần phương pháp phân loại cho phép chú ý tới những đặc điểm như khả năng bị phá hủy do ứng suất hay biến đổi tính chất khi tiếp xúc với môi trường, phân biệt được những biểu hiện biến đổi tức thời và biến đổi theo thời gian của khối đá. Những thông số quan trọng cần kể tới bao gồm loại đá, thành phần khoáng vật, độ bền, trường ứng suất nguyên sinh, đặc tính quan hệ ứng suất-biến dạng, đặc tính nứt nẻ trong khối đá và điều kiện nước ngầm.

Dưới đây là tổng hợp một số phương pháp phân loại đã và đang được sử dụng trong xây dựng công trình ngầm.

Bảng 1.1. Các hệ thống phân loại khối đá điển hình [7]

Chỉ tiêu phân loại	Tác giả, năm đề xuất	Xuất xứ	Phạm vi ứng dụng
Hệ số bền vững: f	M.M.Prôtôđiakônốp, 1926	Liên Xô	Đánh giá độ ổn định cho khối đá rắn cứng đến bờ rời
Cấu trúc khối đá	Terzaghi, 1946	Mỹ	Xác định vùng sụt lở, chống bằng khung thép
Thời gian ổn định không chống	Lauffer, 1958	Áo	Biện pháp chống giữ, thi công
Cấu trúc khối đá	Rabcewicz, Pacher và Muller, 1964	Áo	Giải pháp thiết kế và thi công bằng phương pháp đào hầm mới của áo
Chất lượng khối đá RQD	Deere, 1967	Mỹ	Biện pháp chống giữ
Điểm số cấu trúc đá RSR	Wickham, 1972	Mỹ	Thi công, xác định áp lực
Điểm số khối đá RMR	Bieniawski, 1973	Nam Phi	Thi công xây dựng mỏ, công trình ngầm
Chất lượng tuynen Q	Barton, Lien, Lunde 1974	Nauy	Thi công công trình ngầm
Kích thước - độ bền	Franklin, Louis, 1975	Anh, Pháp	Thi công đường hầm
Chất lượng khối đá MR	Costa, Pereira, Rodrigúe,	Bồ Đào Nha	Thi công hầm

Trong phạm vi của bài báo này, tác giả chỉ đề cập tới loại đất đá được phân loại theo thuyết của M.M.Prôtôđiakônốp. Như vậy, đất đá yếu là đất đá có hệ số kiên cố $f=1-4$.

2.2. Một số các điều kiện địa chất thường gặp khi thi công các lò xuyên vỉa tại khu vực Quảng Ninh, phân loại các điều kiện địa chất thường gặp tại Quảng Ninh

Kết quả nén thí nghiệm các mẫu đá khu vực áp dụng cho thấy giá trị độ bền kháng nén (σ_n) của đá cuội-kết-sạn kết thuộc loại cao nhất, thường có giá trị trung bình từ (65÷165) MPa. Cuội-sạn kết có cấu trúc bởi xi măng Cácbonat và sét thường dễ bị phong hoá hơn, đôi chỗ bờ rời vụn nát tạo thành hiện tượng cát chảy. Đá cát kết có độ bền kháng nén (σ_n) đạt giá trị trung bình từ (70÷145) MPa. Đá bột kết có độ bền kháng nén (σ_n) ở tất cả các mỏ, các khu vực tương đối giống nhau, với giá trị trung bình biến đổi từ (40÷95) MPa. Đá sét kết, sét kết than thường mềm yếu, nên công tác lấy mẫu, bảo quản vận chuyển và gia công mẫu khó khăn. Kết quả thí nghiệm về độ bền kháng nén (σ_n) ở tất cả các mỏ, các khu vực đều có giá trị tương đối giống nhau, ít biến đổi, giá trị trung bình (15÷40) MPa. Độ bền nén trung bình của các loại đá vùng Quảng Ninh được thể hiện bảng 1.2 sau đây:

Bảng 1.2. Độ bền nén trung bình của các loại đá vùng Quảng Ninh

TT	Loại đá	Giá trị kháng nén trung bình (σ_n) MPa			
		Khu vực Uông Bí	Khu vực Hòn Gai	Khu vực Cẩm Phả	Khu vực Mông Dương Khe Chàm
1	Cuội-sạn kết	122,6	115,7	173,6	114,2
2	Cát kết	103,4	86,8	112,3	103,7
3	Bột kết	49,6	48,3	52,1	45,7
4	Sét kết	20,3	27,2	27,3	18,0

3. Kết quả nghiên cứu

3.1. Phân tích các yếu tố ảnh hưởng đến tốc độ đào lò

**) Yếu tố địa chất*

Các đường lò đào trong vùng đất đá có hệ số kiên cố $f=1-4$ được coi là thi công trong vùng đất đá yếu. Áp lực đất đá xuất hiện xung quanh các đường lò xuyên vỉa này là rất lớn và ảnh hưởng trực tiếp đến tốc độ đào lò. Khi thi công xây dựng các đường lò xuyên vỉa này thường gặp phải một số điều kiện địa chất phức tạp sau đây: Phay phá, đứt gãy; Đất đá chứa nước không ổn định; Đất đá chứa khí, các túi khí; Đất đá mềm yếu, sập đổ...

**) Yếu tố kết cấu chống*

Mục đích chính của công tác thiết kế chống giữ các đường lò xuyên vỉa là trợ giúp để khối đất đá xung quanh các đường lò có khả năng tự ổn định. Các kết cấu chống giữ hợp lý phải được tính toán trên cơ sở mỗi tác động vốn có giữa đặc tính biến dạng tải trọng của cả kết cấu chống và khối đất đá. Việc phân tích đầy đủ mỗi tác động qua lại giữa vỏ chống và khối đá là một vấn đề lý thuyết cực kỳ khó khăn song cho đến nay vẫn chưa đưa ra một giải pháp có tính định lượng thoả mãn yêu cầu đặt ra. KCC sử dụng để giữ ổn định khoảng không gian ngầm, bảo vệ, đảm bảo an toàn và hoạt động bình thường cho con người, các thiết bị, phương tiện kỹ thuật, v.v... trong đó. Tuy nhiên, các nhiệm vụ cụ thể của KCC được đặt ra tùy thuộc vào mục tiêu sử dụng công trình ngầm.

3.2. Đề xuất các giải pháp đẩy nhanh tốc độ đào lò xuyên vỉa trong các điều kiện địa chất phức tạp, đất đá yếu

**) Tiến hành gia cố, cải tạo tính chất của đất đá xung quanh đường lò xuyên vỉa để phù hợp các biện pháp thi công*

Trong trường hợp đất đá xung quanh đường lò xuyên vỉa không thuận lợi, có thể bị biến dạng hay phá hủy trong một thời gian ngắn sau khi đào, cần phải tiến hành gia cố khối đất đá này rồi mới tiến hành chống, trong trường hợp cần thiết phải tiến hành gia cố rồi mới đào như đã trình bày ở phần trên. Các biện pháp đề gia cố đất đá ở đây có thể sử dụng như: Khoan phụt, đóng cọc thép hay ô ống, đóng băng nhân tạo....

**) Sử dụng các loại kết cấu chống hợp lý, thích hợp với các điều kiện địa chất yếu mà các đường lò xuyên vỉa đào qua*

Để có thể hình dung được một cách tổng thể về các loại hình KCC các công trình ngầm có thể tổng hợp, phân tích và xem xét chúng dựa theo những dấu hiệu khác nhau.

Cụ thể là theo các cách phân loại các KCC theo nhiều dấu hiệu khác nhau như:

- Phân loại theo vật liệu
gỗ; thép, kim loại; bê tông, gạch, đá; vật liệu tổng hợp
- Phân loại theo chức năng, nhiệm vụ: *tạm thời, cố định*
- Phân loại theo tính năng kỹ thuật: *tích cực, gia cố, chủ động; thụ động, chống đỡ*
- Phân loại theo đặc điểm; hình dạng kết cấu: *khung chống, vỏ chống, "hoà nhập" vào khối đá; hình thang, chữ nhật đa giác, tròn ellip; vòm, móng ngựa, mồm nhái...*
- Phân loại theo tính chất hay biểu hiện cơ học của kết cấu: *rất cứng, cứng, mềm.*
- phân loại theo mức độ liên kết với khối đất, đá:
 - *Không, liên kết ít, liên kết hoàn toàn;*
 - *Tiếp xúc giữa KCC và khối đá: điểm, diện;*
 - *Khả năng tiếp nhận ứng suất tiếp.*

Trong thực tế kết cấu chống giữ CTN còn được phân loại dựa theo tính chất mối tác động giữ kết cấu chống với môi trường đất đá bao quanh. Theo đó, kết cấu chống được phân thành hai loại: “kết cấu chống bị động” và “kết cấu chống chủ động”.

Bất kỳ loại kết cấu chống nào không có tính “chủ động” sinh ra lực đẩy chống lại khối đá ngay sau khi lắp đặt đều được coi là kết cấu chống “bị động”. Đối với kết cấu chống bị động, nó chỉ phát huy tác dụng chống giữ khi mà biên công trình ngầm đã có sự dịch chuyển “đủ lớn” hay nói cách khác là đến một giới hạn nào đó để gây ra sự “nén ép” tác dụng lên vỏ chống và khi đó vỏ chống sẽ sinh ra những lực chống lại nhằm hạn chế sự dịch chuyển của khối đá. Sự phản ứng này của kết cấu chống tùy thuộc vào độ cứng của chúng và thời gian lắp đặt. Hầu hết các dạng kết cấu chống giữ truyền thống như: khung chống gỗ, khung chống thép là những dạng kết cấu chống bị động.

Kết cấu chống mang tính chủ động là những loại có khả năng gây tác động gia cố khối đá và hạn chế biến dạng của khối đá ngay cả trong trường hợp khối đá chưa có biến dạng dịch chuyển sau khi đào. Neo ứng suất trước, vỏ bê tông phun là những ví dụ điển hình cả dạng kết cấu chống chủ động.

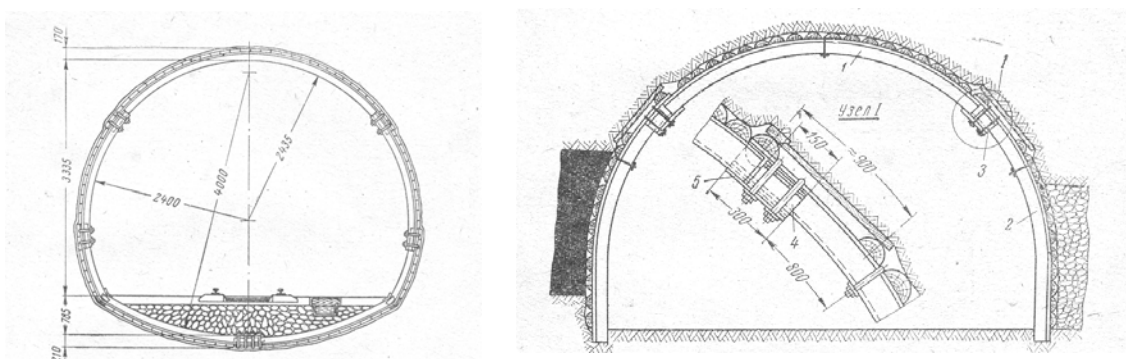
Có thể sử dụng một trong các loại kết cấu chống sau đây để chống giữ cho các đường lò xuyên vỉa hoặc kết hợp chúng với nhau. Tất nhiên, phải kiểm tra và xem xét, đánh giá thật kỹ các tính chất của đất đá xung quanh đường lò mới có thể đưa ra loại kết cấu chống phù hợp:

a. Kết cấu chống thép

Trong phạm vi bài báo này, tác giả đề xuất chỉ sử dụng các loại kết cấu chống có khả năng sử dụng đạt hiệu quả cao:

Khung chống kim loại linh hoạt kích thước

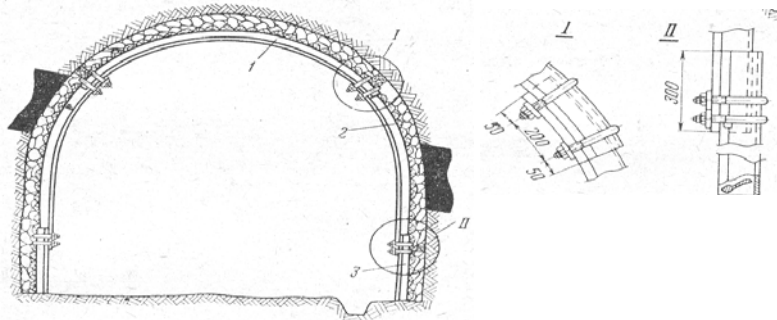
Khung chống được uốn bằng thép lòng máng. Nó gồm có một xà cong và hai cột cong. Xà cong và cột cong được nối với nhau bằng một liên kết đặc biệt là liên kết bu lông - gông (mỗi liên kết 2 bộ gông), chính nhờ có liên kết này mà đầu xà được lồng vào trong lòng cột.



Hình 1. Khung chống thép linh hoạt về kích thước [4]

Với áp lực nhỏ, khung chống làm việc như một khung chống cứng. Khi áp lực đất đá lớn hơn lực ma sát trên bề mặt tiếp xúc giữa các cấu kiện (lực ma sát này tạo ra nhờ lực xiết các bu lông gông) các cấu kiện bắt đầu bị trượt lên nhau, cụ thể là xà bị trượt trên cột. Tốc độ biến dạng của khối đất đá bên trên nhờ vậy mà giảm đi, áp lực tác dụng lên khung chống nhỏ hơn lực ma sát các cấu kiện không bị trượt nữa. Biến dạng của đá nóc tăng dần theo thời gian, áp lực lên khung chống lại lớn dần và đến một lúc nào đó lại lớn hơn lực ma sát, các cấu kiện lại trượt. Cứ như vậy cho đến khi khai thác hết độ linh hoạt của khung chống. Độ linh hoạt của khung chống theo phương thẳng đứng đạt đến 300-500mm. Để tăng độ linh hoạt của khung chống trong trường hợp cần thiết có thể sử dụng khung chống gò 5 đoạn cấu kiện (hình 2).

Khung chống thép linh hoạt hình vòm được sử dụng rất rộng rãi đặc biệt là trong các CTN chịu ảnh hưởng của công tác khai thác, ở đó áp lực đất đá thay đổi.

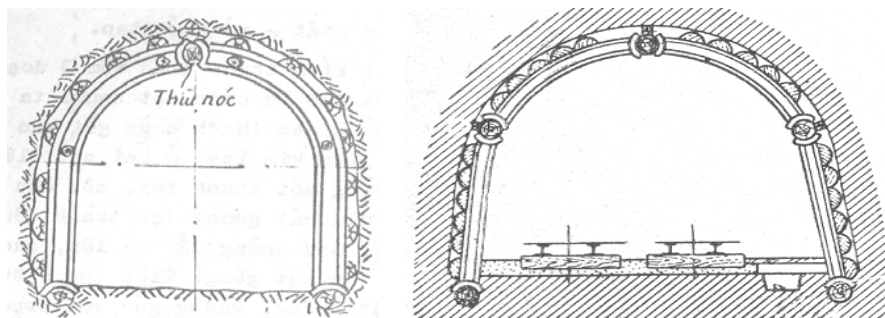


Hình 2. Khung chống linh hoạt kích thước gồm 5 đoạn cấu kiện [4]

Khung chống kim loại linh hoạt về hình dạng

Khung chống có hai loại khung chống năm khớp và khung chống ba khớp. Các thanh cấu kiện của khung chống làm bằng thép I hay thép ray và được sử dụng ở những nơi có áp lực tác dụng thay đổi về hướng hoặc tác dụng lệch. Loại khung chống ba khớp có kết cấu đơn giản hơn vì chúng gồm hai đoạn cung cong bằng thép chữ I hoặc thép đường ray, ở đầu có hàn các bản đệm cong để ôm lấy các thiêu gỗ (hoặc bê tông cốt thép) tạo thành khớp. Loại khung chống năm khớp hai đoạn xà cong, hai cột và ba thiêu. Hai đầu của đoạn xà cong được hàn để cong để ôm thiêu nóc và thiêu hông. Đường kính thiêu gỗ bằng 18 - 22cm, chiều dài của thiêu gỗ thường bằng 2-3 lần khoảng cách giữa các khung chống, tức là trên mỗi thiêu gỗ có đặt 2-3 khung chống.

Cột của mỗi khung chống có thể bằng gỗ, thép hoặc bê tông cốt thép. Nhờ có khớp mà khi có tải trọng thay đổi hướng hoặc tác dụng lệch thì các cấu kiện có khả năng xoay quanh khớp giảm mô men uốn đi, khung chống bị biến dạng mà không mất khả năng mang tải.



a)

b)

Hình 3. Khung chống thép linh hoạt về hình dạng [4]

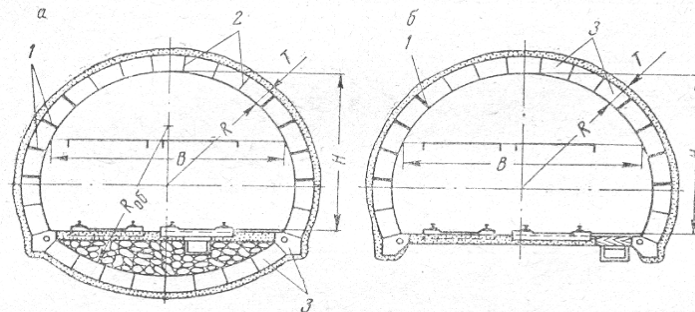
b. Khung chống bê tông cốt thép

Khung chống bê tông cốt thép chỉ được sử dụng rất hạn chế trong chống giữ các CTN trong mỏ do có một số nhược điểm sau: Khung chống bê tông cốt thép phức tạp khi chế tạo, giá thành tương đối cao; Không có thiết bị cơ giới hoá và chi phí cho công tác lắp dựng lớn. Tuy nhiên khung chống bê tông cốt thép cũng có nhiều ưu điểm như: Có khả năng chịu tải ngay sau

khi lắp dựng; Không phải sử dụng khung chống tạm; Khung chống bê tông cốt thép chế tạo sẵn tại các nhà máy đảm bảo chất lượng, v.v..

c. Vỏ chống lấp ghép từ các khối bê tông đúc sẵn

Đặc điểm của vỏ chống lấp ghép khác với khung chống lấp ghép ở chỗ các cấu kiện cấu thành vỏ chống lấp ghép không chỉ thực hiện chức năng mang tải mà còn thực hiện cả chức năng ngăn ngừa, bảo vệ. Các cấu kiện của vỏ chống lấp ghép (tuybìng, bê tông cốt thép đúc sẵn) được chế tạo tại nhà máy dưới dạng thành phẩm và chuyên đến địa điểm xây dựng để lắp dựng trong công trình. Nhìn chung, vỏ chống lấp ghép cũng có những ưu điểm tương tự như khung chống bê tông cốt thép.



Hình 4. Vỏ chống lấp ghép từ các khối bê tông đúc sẵn [4]

d. Vỏ chống bê tông liền khối

Kết cấu vỏ chống liền khối để chống giữ các CTN được chế tạo bằng vật liệu bê tông, bê tông cốt thép. ở nước ta, dạng vỏ chống này đã được sử dụng rất hiệu quả để chống giữ hàng nghìn mét lò cơ bản trong mỏ Mạo Khê, các CTN giao thông, thủy lợi, thủy điện, v.v....

Về hình dạng, vỏ chống liền khối có các dạng sau: vỏ chống bê tông hình vòm, tường thẳng; vỏ chống bê tông hình vòm, tường thẳng có vòm ngược; vỏ chống bê tông hình vòm, tường cong, có vòm ngược (bao gồm cả hình tròn); vỏ chống bê tông với cốt thép mềm; vỏ chống bê tông với cốt thép cứng. Trong đó, kết cấu vỏ chống bê tông hình vòm, tường thẳng đứng được sử dụng rộng rãi nhất, đây là dạng kết cấu chịu áp lực lớn theo phương thẳng đứng rất tốt. Tuy nhiên, loại vỏ chống này cũng có một số nhược điểm nhất định: không có khả năng chịu tải ngay sau khi lắp dựng, không phát huy hiệu quả trong điều kiện tải trọng đất đá phân bố không đều và giá trị dịch chuyển của biên CTN lớn (vượt quá 50mm).

Trong đa số các trường hợp, đòi hỏi phải áp dụng biện pháp chống tạm trước khi thi công lắp dựng vỏ chống bê tông liền khối, kết quả là làm tăng chi phí thi công. Khi sử dụng loại vỏ chống bê tông liền khối trong môi trường có tính ăn mòn, xâm thực lớn, tuổi thọ của kết cấu chống giảm.

Để tăng phạm vi áp dụng của loại vỏ chống này, đảm bảo cho khả năng làm việc bình thường của vỏ chống trong những điều kiện mức độ dịch chuyển của biên CTN lớn, có thể kết hợp vỏ chống bê tông liền khối với một lớp vật liệu lấp đầy sau khoảng trống giữ bề mặt ngoài của vỏ chống với đất đá bao quanh có tính linh hoạt.

e. Vỏ chống bê tông phun

Vỏ chống bê tông phun là một dạng khác của vỏ chống bê tông liền khối. Vỏ chống bê tông phun có khả năng mang tải ở những mức độ khác nhau: ngăn ngừa, bảo vệ, chống phong hoá cho bề mặt đất đá; làm vỏ chống tạm; thực hiện chức năng mang tải chính.

Hỗn hợp vữa bê tông phun lên bề mặt công trình ngầm dưới tác dụng của áp lực khí nén không chỉ làm giảm độ gồ ghề của bề mặt mà còn xâm nhập vào các khe nứt trên biên công trình. Kết quả là tạo nên một vòng đá gia cường cùng với vỏ chống thực hiện chức năng mang tải hay nói cách khác là huy động được khả năng mang tải của khối đá. Ngoài ra, vỏ chống bê tông phun còn có ưu điểm là có thể áp dụng cho CTN có hình dạng bất kỳ và có khả năng sử dụng kết hợp với nhiều dạng vật liệu chống khác.

f. Neo

Neo là một dạng kết cấu chống mang tính chủ động hiện nay đang được áp dụng rất rộng rãi trong xây dựng CTN. Những lý do để neo được sử dụng rộng rãi bao gồm: Tính đa năng có

thể sử dụng với mọi công trình có hình dạng, tiết diện khác nhau; Sử dụng đơn giản và nhanh chóng; Giá thành tương đối rẻ; Có thể cơ giới hoá công tác lắp đặt neo.

Khi sử dụng neo, các thông số của chúng như mật độ neo, chiều dài neo có thể thay đổi, đây là một yêu cầu thường xuyên được đặt ra để sử dụng neo phù hợp với điều kiện khối đá tại nơi sử dụng. Một ưu điểm khác nữa là neo có thể dễ dàng kết hợp với các dạng kết cấu chống khác chẳng hạn như với các kết cấu chống giữ mang tính bị động đã đề cập ở trên, lưới thép, BTP hoặc vỏ bê tông đổ tại chỗ. Ngoài ra, việc lắp đặt neo ngay sau khi nổ mìn chính là chìa khoá quan trọng để duy trì tính liên khối ban đầu của khối đá. Có rất nhiều những loại neo có ưu điểm là cung cấp khả năng mang tải, giữ ổn định khối đá ngay lập tức sau khi lắp đặt.

Ngày nay trên thế giới thường sử dụng một số các loại neo khác nhau. Nhiều loại neo cho thấy chúng có sự khác nhau không đáng kể về mặt kết cấu và đều dựa trên cùng một khái niệm (nguyên lý) gia cố chung. Trên cơ sở các ứng dụng thực tế, sau khi xem xét các hệ thống neo điển hình, có thể sắp xếp các loại neo khác nhau thành các nhóm với những đặc trưng mang tính đại diện cho từng nhóm.

Các loại neo được xem xét bao gồm:

- Neo cơ học;
- Neo dính kết và neo cáp;
- Neo ma sát.

4. Những kiến nghị

Việc đẩy nhanh tốc độ thi công các đường lò trong quá trình khai thác là một trong những vấn đề lớn đặt ra với những người làm công tác thiết kế và thi công các đường lò này. Nếu như vấn đề này được giải quyết sẽ đem lại những lợi ích rất to lớn cả về kinh tế lẫn chính trị xã hội. Tuy nhiên, với các điều kiện địa chất phức tạp như vùng Quảng Ninh, để có thể đẩy nhanh được tiến độ thi công các đường lò cần phải xem xét, nghiên cứu rất kỹ càng các biện pháp này. Trong phạm vi của bài báo này, tác giả kiến nghị với các đường lò có tiết diện nhỏ ($S_{sd}=8-10\text{ m}^2$), đào qua vùng đất đá yếu có $f=1-4$ thì biện pháp để có thể đẩy nhanh được tốc độ thi công được các đường lò này bao gồm:

- Tiến hành khảo sát thật chính xác điều kiện địa chất mà đường lò đi qua;
- Tiến hành gia cố trước cho các vùng địa chất yếu mà đường lò đi qua;
- Lựa chọn, tính toán chính xác các loại kết cấu chống phù hợp để giữ ổn định cho các đường lò này.

5. Kết luận

Hiện nay, nhu cầu sản lượng than ngày một tăng, cùng lúc đó các mỏ khai thác lộ thiên ngày càng xuống sâu và chuẩn bị dùng khai thác lộ thiên, lượng bóc đất đá ngày càng lớn, việc khai thác sẽ gặp nhiều khó khăn, đầu tư thiết bị lớn. Vì vậy, việc khai thác hầm lò dần dần sẽ đóng một vai trò quyết định trong nền công nghiệp than nước ta.

Đẩy nhanh việc đào lò, cũng như rút ngắn được thời gian xây dựng cơ bản là yêu cầu cấp bách và cần thiết của các mỏ hầm lò trong ngành khai thác khoáng sản nói chung và của ngành than nói riêng, điều đó đòi hỏi phải có sự thay đổi và đầu tư đồng bộ, nhanh chóng áp dụng dây chuyền thiết bị đồng bộ trong công tác đào lò. Xuất phát từ nhận thức đó, bài báo "***Nghiên cứu và đề xuất các biện pháp thi công hợp lý cho các đường lò tại khu vực Quảng Ninh có tiết diện từ (6-8)m² khi đào qua vùng đất đá yếu để đẩy cao tốc độ thi công đối với các đường lò này***" nhằm nâng cao tiến độ trong công tác đào chống, giảm thời gian xây dựng của các dự án khai thác và đảm bảo an toàn cho người lao động.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Attewell, P.B., Yeates, J. and Selby, A.R., 1986. Soil movements induced by Tunnelling, Chapman and Hall, New York.
- [2]. Barisone, G., Pigorini, B. and Pelizza, S., 1982). Umbrella Arch method for tunnelling in difficult conditions- Analysis of Italian cases, Proceedings of the 4th Congress International Association of Engineering Geology, New Delhi, Vol. 4, pp.15-27.

- [3]. Nguyễn Chí Thành, Đỗ Ngọc Anh. Bài giảng Tổ chức quản lý và thi công trong xây dựng công trình ngầm và mỏ.
- [4]. Nguyễn Chí Thành, Đỗ Ngọc Anh. Bài giảng Cơ sở xây dựng công trình ngầm.
- [5]. Nguyễn Quang Phích. Bài giảng Tin ứng dụng trong Xây dựng công trình ngầm và mỏ.
- [6]. Nguyễn Quang Phích. Sử dụng phương pháp số nghiên cứu các quá trình địa cơ trong khai thác mỏ. Hội nghị khoa học kỹ thuật mỏ toàn quốc lần thứ XV-năm 2003. Huế 7/2003. Trg 147-152.
- [7]. Nguyễn Quang Phích. Cơ học Đá. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật, năm 2008.

SUMMARY

Effect, put forward Examine provisional methods to construction of tunnel (it's small section in weak rock, soild (Ssd=6-8m²) will to push speed construction tunnel

Pham Quang Nam, *Vinacom*

Dao Van Phu, *Lao Cai mineral Company*

Nguyen Chi Thanh, *Ha Noi University of Mining and Geology*

Speed of build to underground contrution has been import element. The paper deal with to push up speed of build to underground contrution. Particular of underground contrution to exploit has been small tunnel (Ssd=6-8m²), has been executed in compound rock. To push up speed of build to underground contrution has many problems, ex: hard used to machines, spacy of tunnel has been small, has been water in tunnel.... In the paper, autor proposed to push up speed of build to underground contrution by methods: exactly investigatetion, to consolidate of rock, soil around tunnel, exactly selection structure This paper effect and to put forward of methods to push up speed of build to small underground contrution in Quang Ninh.

Người biên tập: PGS.TS. Đào Văn Canh

NGHIÊN CỨU VÀ LỰA CHỌN CÔNG NGHỆ THI CÔNG CÁC CÔNG TRÌNH NGẦM TIẾT ĐIỆN NHỎ TRONG ĐIỀU KIỆN THÀNH PHỐ

Pankratenko A.N, Trường Đại học Mỏ Matxcova - Liên Bang Nga
Trần Tuấn Minh, Phan Tuấn Anh, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Ngày nay việc xây dựng công trình ngầm tiết điện nhỏ trong điều kiện thành phố ngày càng được quan tâm nhiều hơn trong lĩnh vực xây dựng công trình ngầm, đặc biệt là ở thủ đô Hà Nội. Tình trạng ngập lụt xảy ra thường xuyên, hệ thống cấp điện và các công trình giao thông liên lạc ở trên bề mặt chưa được quy hoạch nên mất mỹ quan và gây cản trở đến các hoạt động trên bề mặt đất. Không những vậy còn làm mất mỹ quan và làm ảnh hưởng đến cấu trúc và quy hoạch các công trình trên bề mặt đất. Thách thức lớn để giải quyết các bài toán này là di chuyển chúng xuống dưới ngầm, đảm bảo an toàn vận hành và tận dụng khoảng không gian trên bề mặt đất. Hiện nay có rất nhiều phương pháp khai đào xây dựng các công trình ngầm tiết điện nhỏ khác nhau, tuy nhiên việc lựa chọn phương án nào đối với Hà Nội và định hướng sử dụng loại hình này còn nhiều hạn chế. Bài báo giới thiệu việc lựa chọn công nghệ thích hợp khi thi công các công trình ngầm tiết điện nhỏ cho điều kiện thành phố Hà Nội.

1. Đặt vấn đề

Công trình ngầm tiết điện nhỏ hay còn gọi là microtunnels [2] ngày càng được sử dụng rộng rãi trong lĩnh vực xây dựng các công trình ngầm trong thành phố. Công trình ngầm tiết điện nhỏ thường được sử dụng cho các mục đích làm các đường hầm kỹ thuật (cấp điện, cấp kỹ thuật), các đường ống cấp và thoát nước trong các thành phố. Đường kính công trình ngầm tiết điện nhỏ thường hạn chế chúng có các dạng đường kính rất đa dạng từ 20, 30cm đến 2, 3m. Việc thi công xây dựng các công trình ngầm tiết điện nhỏ trong điều kiện thành phố có nhiều phức tạp và ngày nay còn ít được quan tâm, đặc biệt là trong môi trường các đô thị ở nước ta. Trong các quy hoạch tổng thể và chi tiết của các thành phố lớn như Hà Nội, Hồ Chí Minh trong thời gian sắp tới những công trình ngầm tiết điện nhỏ này ngày càng được sử dụng nhiều. Hiện nay việc nghiên cứu và lựa chọn công nghệ khai đào phù hợp khi thi công xây dựng công trình ngầm tiết điện nhỏ trong khu vực thành phố đông dân cư để đảm bảo tính ổn định cho công trình ngầm, công trình dân dụng bên cạnh và bên trên mặt cũng như không ảnh hưởng đến quá trình lưu thông của các phương tiện xe cộ bên trên bề mặt đất cũng như dưới ngầm là điều còn ít được tìm hiểu và quan tâm ở Việt Nam. Báo cáo giới thiệu tổng quan các công nghệ khai đào tiết điện nhỏ và kiến nghị áp dụng công nghệ phù hợp khi khai đào xây dựng công trình ngầm tiết điện nhỏ trong điều kiện thành phố trật hẹp đông dân cư ở điều kiện thành phố Hà Nội.



Hình 1. Phối cảnh 3D hệ thống công trình ngầm thành phố (hình trái) và bên trong một đường hầm tiết điện nhỏ (hình phải) [5]

2. Tổng quan các công nghệ xây dựng công trình ngầm tiết diện nhỏ

Nhìn chung công nghệ xây dựng công trình ngầm tiết diện nhỏ có thể được chia ra làm các phương pháp sau:

- Phương pháp đào lộ thiên sau đó lấp lại (cut and cover);
- Phương pháp đào bằng các khiên mini MS (Microshields);
- Phương pháp đào bằng khoan dạng MTBM (Micro Tunnel Boring Machines);
- Phương pháp kích đẩy ống (pipe jacking);
- Phương pháp khoan ngang trực tiếp (horizontal directional drilling);
- Phương pháp đóng ống (pipe ramming);
- Phương pháp đầu khoan (auger boring).

Phương pháp đào lộ thiên sau đó lấp lại (Cut and Cover) (hình 2)

Nội dung của phương pháp này là sử dụng các thiết bị khai đào hào lộ thiên sau đó tiến hành đặt các đường hầm, đường ống tiết diện nhỏ sau đó là tiến hành lấp đất hoàn lại bề mặt đã khai đào.



Hình 2. Phương pháp xây dựng đường ống bằng phương pháp lộ thiên [2]

Ưu điểm:

Phương pháp này thi công đơn giản, thiết bị thi công không quá phức tạp, áp dụng tốt ở những nơi điều kiện bề mặt cho phép, quá trình thi công nhanh chóng, có thể sử dụng cho mọi loại kích cỡ đường kính đường hầm khác nhau. Tuy nhiên nó cũng có nhược điểm nhất định.

Nhược điểm:

Phương pháp này không thể áp dụng được ở những khu vực có đông dân cư và các công trình khác trên mặt. Khi khai đào làm phá vỡ cảnh quan trên mặt cũng như làm ô nhiễm môi trường trong quá trình xây dựng...

Phương pháp khoan ngang trực tiếp (horizontal directional drilling)



Hình 3. Phương pháp xây dựng công trình ngầm tiết diện nhỏ bằng khoan ngang trực tiếp [4]

Ưu điểm:

Đây là phương pháp có thể hoạt động tốt trong khu vực đất có chứa nước. Không những vậy trong quá trình khoan hỗn hợp bùn có thể làm tăng các đặc tính cơ lý của đất đá, nó cũng được sử dụng trong quá trình khai đào các đường hầm tiết diện nhỏ có chiều dài lớn.

Nhược điểm:

Quá trình khai đào bằng phương pháp này thì làm phá vỡ đất đá xung quanh đường ống hay có thể gây ra lún đến bề mặt đất phía trên nó, phương pháp này chỉ áp dụng được với các đường hầm tiết diện nhỏ có đường kính nhỏ hơn 100cm. Trong quá trình khoan thì việc điều khiển khoan thẳng và độ dốc của đường hầm khó khăn, khi độ dốc đường ống, đường hầm tối thiểu nhỏ hơn 2% không nên sử dụng phương pháp này.

Phương pháp đào bằng khoan hầm loại nhỏ MTBM (Microtunnel Boring Machines) và khiên mini MS (Micro Shields) (hình 4, 5, và 6)



Hình 4. Khai đào đường hầm tiết diện nhỏ bằng khoan hầm tiết diện nhỏ hoặc khiên đào mini tiết diện nhỏ [3]



Hình 5. Một số loại MTBM khai đào đường hầm tiết diện nhỏ [5]



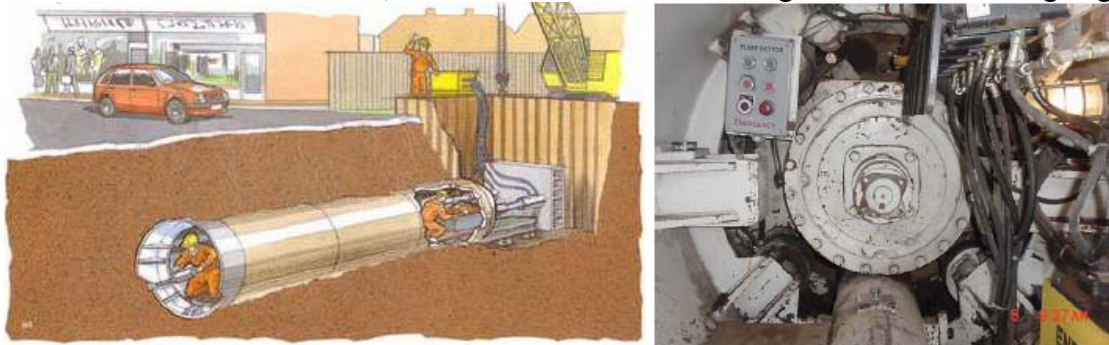
Hình 6. Trạm kích đẩy trung gian [3]

Nội dung của phương pháp này là sử dụng các máy khoan hầm hoặc các loại khiên nhỏ (hình 4 và 5) khai đào liên tục khi xây dựng các đường hầm. Trong quá trình xây dựng các đường ống có chiều dài lớn thì có thể sử dụng các kích đẩy, trạm kích đẩy trung gian để tăng khả năng đẩy ống và tránh xô lệch cũng như tổn thất lực khi đường ống dài (hình 6).

Phương pháp kích đẩy ống (pipe jacking) (hình 7)

Ưu điểm:

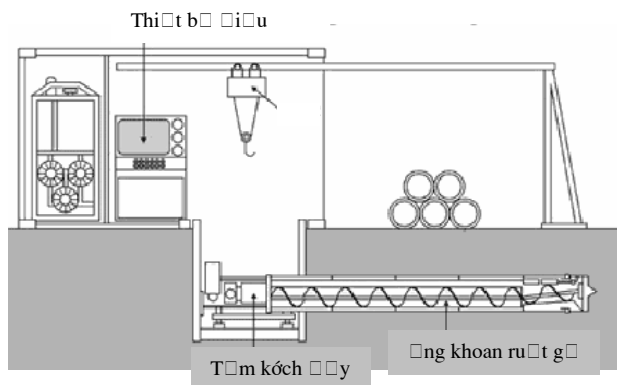
Chiều dài khai đào lớn hơn, có thể điều khiển được độ thẳng và độ dốc của đường ống.



Hình 7. Phương pháp kích đẩy ống [2]

Tuy nhiên phương pháp này cũng tồn tại những nhược điểm như sau: Khó khăn đối với việc điều khiển nước ngầm trong quá trình thi công xây dựng, khó khăn đối với việc lấy đất và vận chuyển đất đá ra sau khi khai đào, đất đá có thể bị trôi vào đường ống do các điều kiện phức tạp của địa chất ở bề mặt trước của gương đào.

Phương pháp auger drilling (hình 8)



Hình 8. Phương pháp auger drilling [3]

Nội dung của phương pháp này là sử dụng giếng kích và đất đá khai đào được di chuyển qua đường ống kích.

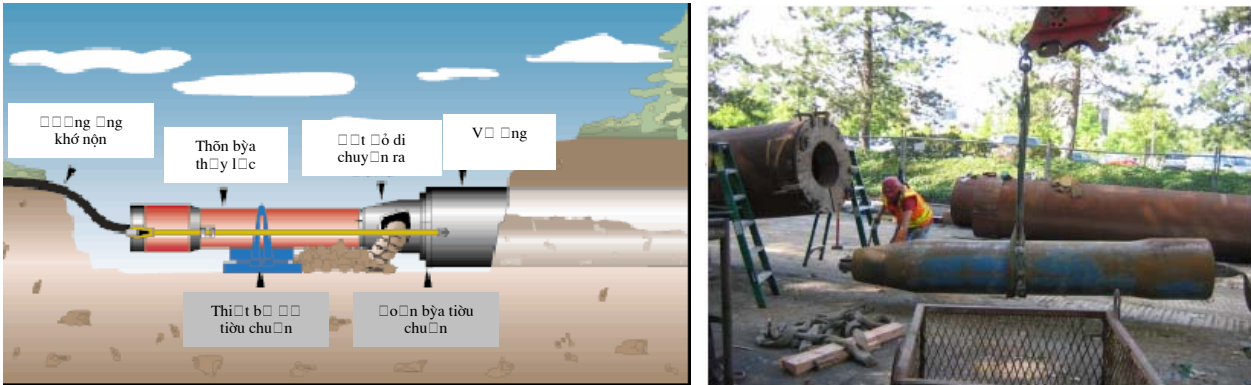
Ưu điểm:

Có lợi khi thi công công trình trong đất dính kết, có thể điều khiển được độ thẳng và độ dốc của đường ống.

Nhược điểm:

Khó khăn trong việc điều khiển nước ngầm, chiều dài khai đào lớn nhất dao động trong khoảng 800m.

Phương pháp đóng ống (pipe ramming) (hình 9)



Hình 9. Phương pháp đóng ống bằng búa thủy lực [4]

Ưu điểm

Việc khai đào gây ít gây ảnh hưởng đến lún đất xung quanh đường hầm, quá trình khai đào được chống đỡ liên tục, phương pháp này có thể áp dụng được khi thi công đường hầm tiết diện nhỏ cả ở trên và bên dưới mực nước ngầm.

Nhược điểm

Khó khăn cho việc điều khiển độ thẳng và độ dốc của đường ống, chiều dài đường hầm khai đào nhỏ (nhỏ hơn 800m).

3. Xu hướng lựa chọn các phương pháp khi thi công công trình ngầm tiết diện nhỏ trong điều kiện thành phố chật hẹp ở Hà Nội

Mỗi phương pháp khai đào xây dựng công trình ngầm tiết diện nhỏ trên đều có những ưu, nhược điểm riêng nhất định. Tuy nhiên, trong điều kiện cụ thể của các thành phố như Hà Nội thì việc lựa chọn phương pháp khai đào khả dĩ có thể được cân nhắc một cách cụ thể. Đặc tính của các loại đất đá theo phân lớp địa tầng khu vực xây dựng các đường hầm tiết diện nhỏ trong tương lai ở thành phố Hà Nội có thể quan sát được như trong bảng 1 và điều kiện sử dụng các phương pháp khai đào công trình ngầm tiết diện nhỏ trong bảng 2. Cột địa tầng điều kiện địa chất Hà Nội có thể được thể hiện trong bảng 3.

Bảng 1. Bảng tổng hợp các chỉ tiêu cơ lý đất phức hệ ap, aQII -III¹ hn khu vực Hà Nội sẽ xây dựng các công trình ngầm tiết diện nhỏ [1]

Các chỉ tiêu	Các kiểu thạch học			
	Cát	Cát pha	Sét pha	Sét
Thành phần hạt [%] - Sỏi, sạn (>2mm)	77,2	37,37	18,44	13,1
- Cát (2 - 0,05mm)	22,78	62,63	81,56	23,5
- Bụi (0,05-0,005mm)				32,0
- Sét (< 0,005mm)				31,4
Độ ẩm [%]				23,4
Khối lượng thể tích [g/cm ³]				1,82
Khối lượng thể tích cốt đất [g/cm ³]				1,37
Khối lượng riêng [g/cm ³]				2,72
Hệ số lỗ rỗng		1,1-1,64	1,3-0,5	0,9
Giới hạn chảy [%]				53,2
Giới hạn dẻo [%]				30,1
Chỉ số dẻo [%]				23,1
Độ sệt				0,10
Góc nghỉ (góc đổ tự nhiên) - Khi khô		35,2	36,8	

Các chỉ tiêu	Các kiểu thạch học			
	Cát	Cát pha	Sét pha	Sét
- Khi ướt		32,82	32,9	
Lực dính kết C [kN/m ²]				31,2
Góc ma sát trong[độ]				11
Hệ số nén lún a ₁₋₂ [m ² /kN].10 ⁻²				0,026
Độ bền nén (Sức chịu tải) MN/m ²				0,24

Bảng 3. Cột địa tầng-trầm tích Đệ tứ thành phố Hà Nội [1]

Giới	Hệ	Thống	Bậc	Hệ tầng	Ký hiệu	Cột địa tầng	Chiều dày (m)		Đặc điểm thạch học
							Tập	Hệ thống	
K a i n o z o i	Đệ Tứ	Holocen	Trên	Thái Bình	aQ _v 3tb ₂		1 2	15	Phụ hệ tầng trên Tập 2: bột sét chứa ốc hén, mùn thực vật Tập 1: cuội, sỏi, cát lẫn bột sét Phụ hệ tầng dưới: Tập 3, tập 4 : bột sét lẫn mùn thực vật Tập 2 : cát bột lẫn mùn thực vật Tập 1 : cuội nhỏ, sỏi cát lẫn bột sét Phụ hệ tầng trên : trầm tích lầy, sét bột chứa than bùn Phụ hệ tầng giữa : trầm tích biển, sét, sét bột Phụ hệ tầng dưới : trầm tích hồ đầm lầy, sét bột lẫn mùn thực vật, than bùn
							3 4		
							1 2		
			Đới giữa	Hải Hưng	aQ _v 3tb ₁		1	31	
							2		
							1		
		Pleistocen	Trên	Vĩnh Phúc	aQ _{III} 2 vp ₁		3 4	61	Tập 4 : sét bột, sét đen, có nơi chứa cuội sỏi, than bùn Tập 3 : sét kaolin, sét bột xám Tập 2 : cát bột lẫn sét, cát vàng xây dựng Tập 1 : cuội, sỏi, cát, ít sét bột
							1 2		
							1		
							2 3		
Giữa	Hà Nội	ap.aQ _{III} 1 hn		1	55	Tích tụ lũ sông Tập 3 : bột sét lẫn mùn thực vật Tập 2: cát bột, hạt thô, sỏi sạn, ít cuội sỏi nhỏ Tập 1: cuội, cuội tầng, sỏi sạn, ít cát bột			
				2 3					
Dưới	Lệ Chi	aQ _I 1c		1	24,5	Aluvi Tập 3 : bột sét Tập 2 : bột cát, cát hạt nhỏ Tập 1 : cuội, sỏi, cát, ít bột sét			
				2 3					

Bảng 2. Khuynh hướng sử dụng các phương pháp khai đào xây dựng công trình ngầm tiết diện nhỏ [5]

Phương pháp	Loại đất	Nước ngầm	Đá/cuội	Rủi ro lún sụt bề mặt	Chiều dài khai đào (535')	Điều khiển đào thẳng và độ dốc	Tổng điểm
HDD	6	8	5	6	9	4	38
Khiên mini	7	8	6	8	8	8	45
Kích đẩy	8	5	8	6	8	8	43
Đầu khoan Auger bore	5	4	5	6	1	4	25
Đóng ống	4	8	2	8	1	3	26

Phân chia cấu trúc nền tự nhiên thành phố Hà Nội

Theo trật tự từ trên xuống dưới, từ trẻ đến già, cấu trúc của nền đất thành phố Hà Nội bao gồm các phân vi địa chất công trình như sau:

a) Trầm tích nhân tạo (đất đắp): có chiều dày từ 0,5-1,5m cho đến 4-4,5m bao gồm cát, cát pha, sét pha, sét lẫn phế liệu xây dựng và sinh hoạt. Do thành phần hỗn tạp, độ chặt sít không đều nên thành phần này thông thường được loại bỏ hoặc xử lý khi xây dựng các công trình trên bề mặt đất.

b) Trầm tích sông

+ Cát sạn chứa cuội nhỏ, cát pha, sét pha, sét thống Holocen trên, phụ tầng Thái Bình dưới aQ_{III}³ tb₂;

+ Sét pha, sét cát pha, cát lẫn sạn sỏi nhỏ thống Holocen trên, phụ tầng Thái Bình dưới aQ_{IV}³ tb₁;

+ Sét, sét pha, cát pha, cát lẫn sạn sỏi cuội, thống Pleistocen trên, hệ tầng Vĩnh Phúc dưới aQ_{III}² vp₁;

+ Sét lẫn cuội sỏi xen thấu kính sét pha, thống Pleistocen dưới, hệ tầng Lê Chi (aQ_{Ic}).

c) Trầm tích hồ đầm lầy gồm

+ Bùn xám nâu, thống Holocen trên phụ tầng Thái Bình dưới alb Q_{IV}³ tb₁;

+ Bùn, than bùn, thống Holocen dưới-giữa, Hệ tầng Hải Hưng, phụ hệ tầng trên bQ_{IV}¹⁻² hh₁;

+ Bùn, than bùn chứa cát, sét pha, cát pha, thống Holocen dưới, Hệ tầng Hải Hưng, phụ hệ tầng dưới lbQ_{IV}¹⁻² hh₁;

+ Sét pha, cát pha thống Pleistocen trên hệ tầng Vĩnh Phúc trên (lb Q_{III}² vp₃).

d) Trầm tích biển: gồm phức hệ thạch học thống Holocen dưới-giữa, hệ tầng Hải Hưng phụ hệ tầng giữa m Q_{IV}¹⁻² hh₂ có kiểu thạch học đặc trưng là sét xám xanh, xám vàng loang lổ.

e) Trầm tích sông-sông lũ: gồm phức hệ thạch học cát lẫn sỏi sạn, sét thuộc thống Pleistocen giữa-trên hệ tầng Hà Nội a, ap Q_{II-III}¹ hn.

Dựa trên các kết quả quan trắc địa chất cũng như đặc điểm phân bố theo diện và theo chiều sâu quan trắc của các loại đất có mặt trong khu vực Hà Nội, các đặc tính cơ lý của chúng mà chúng ta có thể phân biệt chúng ra làm 3 dạng nền tự nhiên chính trong vùng thành tạo địa chất trầm tích Đệ tứ như sau: dạng nền tự nhiên đồng nhất, dạng nền tự nhiên không đồng nhất có hai lớp và dạng nền đa lớp có lớp đất yếu bên trên. Dạng nền đồng nhất có cấu tạo chỉ từ một lớp đất cùng tên gọi, cùng nguồn gốc và cùng tính chất thường ở đây là cát, hoặc sét. Dạng nền 2 lớp cấu tạo từ 2 lớp đất khác nhau về thành phần và tính chất cơ lý trong khu vực Hà Nội chủ yếu là cát pha hoặc sét pha. Dạng nền đa lớp có cấu tạo từ nhiều lớp đất khác nhau như cát pha cuội sỏi, sét pha cuội... Tuy nhiên, quan sát kết quả cơ lý trong bảng 1 có thể thấy rằng về cơ bản điều kiện để xây dựng công trình ngầm tiết diện nhỏ nằm gần bề mặt đất ở Hà Nội nằm trong khu vực đất phù sa bồi đắp tính chất cơ lý mềm yếu chứa nước là chủ yếu.

3. Kết luận và kiến nghị

Việc xây dựng các đường hầm tiết diện nhỏ trong khu vực đô thị nói chung và khu vực Hà Nội nói riêng là điều cần thiết và có tính thiết thực. Hiện nay có rất nhiều các phương pháp

thi công xây dựng các đường hầm tiết diện nhỏ khác, mỗi phương pháp đều có những ưu, nhược điểm khác nhau trong từng trường hợp cụ thể. Qua phân tích địa chất riêng trong khu vực Hà Nội ở Bảng 1, 2 và 3 ở trên cũng như phạm vi sử dụng và ưu nhược điểm của từng phương pháp thi công các đường hầm tiết diện nhỏ ở trong phần 2 chúng ta có thể định hướng và kiến nghị như sau:

- Phương pháp thi công lộ thiên chỉ nên áp dụng ở khu vực ngoại thành Hà Nội hoặc các khu vực đang quy hoạch xây dựng các khu chung cư như vùng Hà Đông, Đông Anh, Thanh Trì và các khu vực có điều kiện cho phép.

- Khi thi công các đường hầm tiết diện nhỏ qua các đoạn đường trong đô thị nên sử dụng phương pháp kích đẩy ống (nếu có điều kiện để thi công giếng kích đẩy hai bên hành lang đường). Khi thi công các đường ống dọc các tuyến đường đã có nên sử dụng phương pháp khoan ngang trực tiếp tránh ảnh hưởng đến luồng xe cô đang lưu thông.

- Phương pháp dùng khiên đào hoặc TBM nhỏ sử dụng khi có thể xây dựng được giếng có đường kính lớn để có thể đưa xuống và lắp đặt, phương pháp này nên sử dụng khi xây dựng lại hệ thống cấp thoát nước, kỹ thuật khu vực nội đô và khu vực Phố cổ. Ngoài ra cũng có thể sử dụng phương pháp này để đào hầm tiết diện nhỏ vượt qua các con sông như Sông Hồng, Sông Nhuệ, Tô Lịch.

- Phương pháp đóng ống và khoan ngang nên sử dụng ở khu vực có bề mặt thi công và lắp đặt rộng, phương pháp khoan ngang còn có thể đào các đường hầm vượt các sông nhỏ trong thủ đô.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Các báo cáo địa chất khu vực Hà Nội, năm 2005.
- [2]. Microtunneling and pipe jacking, Sbastien viroux FFK, internal BAM Market, Nieuwegein, june 10, 2008.
- [3]. Jacking and boring best practices, Achieving quality products, NASST 2005
- [4]. Le Projet National de recherches, microtunnels, par Michel MERMET et Alain GUILLOUX, Rencontres techniques IREX Paris - 21 mars 2002.
- [5]. Eric chey, JACJOBS, LDERWOOD water and wastewater district, an introduction to trenchless methods and evaluation for the installation of new pipelines, 2009.

SUMMARY

Research and selection building microtunnels technology in the urban conditions

Pankratenko A.N

Moscow State Mining University - Russia

Tran Tuan Minh, Phan Tuan Anh

Ha Noi University of Mining and Geology

Nowadays building microtunnels in the urban conditions more and more is interested in the field of underground construction, especially in Ha Noi conditions. The flood is usually happened in Ha Noi city, electric cables and communication lines on the surface have not been planed so they have influence on activities of traffics in the city. One other hands they too effect on architectures of buildings. The big challenge to solve these problems is moving them to underground and secure safety operations of microtunnels, saving areas on the surface. Today, there are many technologies for construction microtunnels. However the selection optimal excavation method for Ha Noi geologies and orientation using microtunnels in Viet Nam have many disadvantages. This paper introduces selection appropriated technology while excavation microtunnels in Ha Noi conditions.

Người biên tập: TS. Đặng Trung Thành

MÔ HÌNH TOÁN HỌC TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT TRONG KẾT CẤU CHỐNG GIỮ ĐƯỜNG HÀM VÀ KHỐI ĐÁ XUNG QUANH KHI XÂY DỰNG GẦN NÓ MỘT ĐƯỜNG HÀM BẰNG PHƯƠNG PHÁP ĐÓNG ỚNG

Pankratenko. A.N, Nguyễn Quang Huy

*Viện Mỏ - Trường Đại học nghiên cứu và công nghệ thép hợp kim (MISIS),
Liên Bang Nga (НИИ МІСuС МГУ)*

Sammal. A.S, Trường Đại học tổng hợp TuLa, Liên Bang Nga (ТулГУ)

Trần Tuấn Minh, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Việc nghiên cứu xác định trạng thái ứng suất biến dạng xung quanh đường hầm và trong kết cấu chống giữ là điều cần thiết trong phân tích, tính toán ổn định các công trình ngầm. Đặc biệt là đối với các đường hầm được xây dựng bên cạnh các đường hầm đã có trước đó. Khi biết được đặc điểm trạng thái ứng suất biến dạng trong kết cấu chống giữ chúng ta sẽ biết được kết cấu làm việc trong trạng thái nào và có thể kiểm tra bền được cho kết cấu chống giữ cho các đường hầm này. Trong bài báo này giới thiệu việc dự đoán trạng thái ứng suất và đánh giá độ bền kết cấu chống đường hầm tròn và khối đá xung quanh khi xây dựng đường hầm lân cận sử dụng công nghệ xây dựng công trình ngầm tiết diện nhỏ. Phát triển phương pháp giải đại số cho bài toán phẳng trong môi trường đàn hồi.

1. Nhiệm vụ nghiên cứu

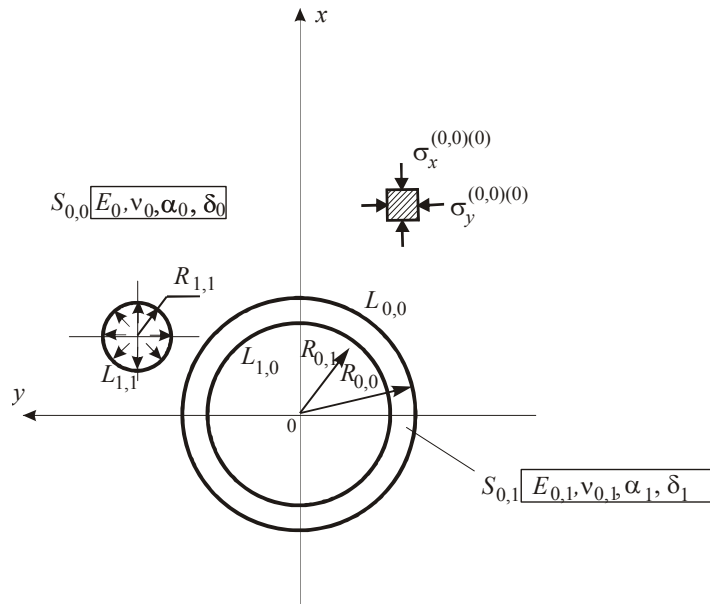
Đồng hành với việc cải tạo, nâng cấp những công trình trên mặt đất, thì chúng ta cần phải khai thác triệt để không gian ngầm của các đô thị hiện đại như Hà Nội hay thành phố Hồ Chí Minh. Việc xây dựng những đường hầm mới sẽ ảnh hưởng trực tiếp lên các đường hầm cũ đang tồn tại hay cần bảo trì gần đó.

Ngày nay với sự phát triển của khoa học thì một trong những phương pháp thi công đào hầm mới và hiệu quả nhất là micro tunneling. Công nghệ này sở hữu nhiều lợi thế hơn so với các công nghệ truyền thống (đào hở), tuy có các phương pháp khác nhau nhưng chúng đều có chung đặc điểm là trong quá trình xây dựng (đào kín) một đường hầm mới thì đầu mũi ống đóng của thiết bị có tác động lên môi trường đất đá xung quanh và gây ra trạng thái ứng suất thứ sinh lớn. Điều này có tác động xấu đến kết cấu của các công trình ngầm xung quanh, đặc biệt là đối với các đường hầm nhỏ.

Vì vậy, dưới đây chúng tôi đề xuất phương pháp dự đoán và đánh giá trạng thái ứng suất của kết cấu chống giữ công trình ngầm (đường hầm) với khối đất đá xung quanh khi thi công gần đó một đường hầm bằng công nghệ micro tunneling, cụ thể trong bài báo là phương pháp đóng ống (pipe ramming). Phương pháp này được xây dựng dựa trên cơ sở mô hình toán học, sự tương tác của đường hầm cũ đang trong quá trình sử dụng với khối đất đá xung quanh cũng như các yếu tố của một hệ thống biến dạng đồng nhất, cho phép tính toán được trạng thái ứng suất thứ sinh trong đất đá khi xây dựng một đường ống mới do đầu mũi khoan của thiết bị tác động gây nên.

2. Sơ đồ và công thức tính toán

Để xây dựng được mô hình toán học trên thì phải dựa trên lý thuyết đàn hồi trên cơ sở bài toán bán không gian phẳng bề mặt đất được coi là mặt phẳng. Sơ đồ tính toán một đường hầm nhỏ thi công bằng phương pháp đóng ống bên cạnh một đường hầm lớn đã được khai đào được mô tả như trong hình 2.



Hình 1. Sơ đồ tính toán

Ở đây môi trường đất đá đẳng hướng $S_{0,0}$, khối đá được mô hình với các đặc trưng tương ứng - mô đun biến dạng E_0 và hệ số Poisson ν_0 . Trong trường hợp khi khối đá xung quanh đường hầm có tính phức tạp thì sử dụng thêm 2 tham số α_0 và δ_0 . Vòng tròn $S_{0,1}$ tạo nên từ bán kính tải trọng ngoài $R_{0,0}$ và bán kính trong $R_{0,1}$ từ vật liệu khác nhau, tương ứng có mô đun biến dạng $E_{0,1}$ và hệ số Poisson $\nu_{0,1}$, mô hình vỏ chống được mô phỏng cùng biến dạng với môi trường $S_{0,0}$. Với mục đích tính toán vật liệu vỏ hầm chúng ta đưa vào thêm 2 giá trị tham số α_1 và δ_1 của vỏ chống.

Đường hầm được khai đào bằng kỹ thuật khai đào hầm tiết diện nhỏ (trong trường hợp của chúng ta là kỹ thuật đóng ống trong điều kiện tự nhiên, tâm đường hầm có hệ trục tọa độ với $z_1 = x_1 + iy_1$ (x - là phần thực và i là phần ảo). Trong trường hợp này biên $L_{1,1}$ với bán kính $R_{1,1}$ áp lực bên ngoài - p , do thiết bị làm việc tác động lên.

Để đơn giản hóa lời giải, nhiệm vụ áp lực bên trong được xem là cân bằng chúng ta nhận được điều này khi chú ý sự cân bằng bán kính không lớn $R_{1,1}$ trải ra và độ lớn chiều cao tải trọng có thể được bỏ qua.

Tác dụng của lực trọng trường được xem là do trọng lượng của đất đá được mô phỏng trong vùng $S_{0,0}$ các ứng suất nguyên sinh là:

$$\sigma_x^{(0,0)(0)} = -\gamma(H-x)\alpha^* ; \quad \sigma_y^{(0,0)(0)} = -\lambda\gamma(H-x)\alpha^* , \quad (1)$$

ở đây:

- γ - trọng lượng thể tích đất đá;
- H - chiều sâu đặt đường hầm;
- λ - hệ số áp lực hông đất đá trong khối đá chưa phá hủy;
- α^* - hệ số được đưa vào trong quá trình lắp đặt và sử dụng của đường hầm khi trạng thái ứng suất xung quanh biên tròn có sự thay đổi đáng kể.

Giá trị thực tế của hệ số α^* được xác định trên cơ sở xử lý các đo đạc thực tế hiện trường trong kết cấu chống đường hầm. Trong trường hợp không có dữ liệu hệ số α^* , thì có thể xác định trên cơ sở các khái niệm cơ bản của cơ học đất đá về một phần của sự dịch chuyển đất đá trước khi lắp đặt kết cấu chống giữ bằng việc sử dụng công thức (1).

Giả sử rằng nếu trọng lượng thể tích của đất đá và của vật liệu vỏ chống không có sự khác biệt nhiều, thì ứng suất nguyên sinh của vỏ chống (trong vùng $S_{0,1}$) được xác định giống với của đất đá bằng công thức 1 $\sigma_x^{(0,1)(0)} = \sigma_x^{(0,0)(0)}$; $\sigma_y^{(0,1)(0)} = \sigma_y^{(0,0)(0)}$. Giả định này không thể đưa ra được sự sai số trong kết quả, nhưng so với những phương pháp thường được áp dụng thì

có thể cho rằng trọng lượng riêng của kết cấu chống không tính đến, mà nó được tính như là hiệu số an toàn của kết cấu chống.

Ngoài ra các ứng suất nguyên sinh trong các vùng $S_{0,0}$ và $S_{0,1}$ có thể được viết dưới dạng sau:

$$\sigma_x^{(j)(0)} = -\gamma(H-x)\alpha^*; \quad \sigma_y^{(j)(0)} = -\lambda\gamma(H-x)\alpha^* \quad (j=0, 1), \quad (2)$$

Khi những đường hầm có độ sâu lớn thì giả thuyết [1] được sử dụng rộng rãi trong cơ học đá: vì trong bài này đối tượng nghiên cứu chính là trạng thái ứng suất của lớp vỏ hầm và khối đất đá xung quanh, giá trị x được coi là không đáng kể so với giá trị H . Từ đó suy ra thay vì công thức (2) có thể sử dụng công thức đơn giản hơn để tính toán ứng suất ($j = 0, 1$) trên cung tròn k .

$$\sigma_x^{(j,k)(0)} = -\gamma H_j \alpha^*, \quad \sigma_y^{(j,k)(0)} = -\lambda\gamma H_j \alpha^*, \quad \tau_{xy}^{(j,k)(0)} = 0, \quad (3)$$

Ở đây sử dụng ký hiệu $H_0 = H$; $H_1 = H - x_1$

Ý nghĩa vật lý tham số H_1 - độ sâu đặt đường hầm mới, đường hầm được khai đào bằng phương pháp đóng ống.

Các ứng suất, theo [1, 2] được giới thiệu bằng dạng thức tổng của các ứng suất nguyên sinh (1) và các ứng suất bổ sung khi có đường hầm và nó có thể được viết ở dưới dạng sau:

$$\sigma^{(j)*} = \sigma^{(j)} + \sigma^{(j)(0)}, \quad (4)$$

Ở đây ký hiệu toàn bộ các thành phần ten xơ ứng suất là $(\sigma^{(j)*})$, các ứng suất bổ sung là $(\sigma^{(j)})$, và các ứng suất nguyên sinh ban đầu là $(\sigma^{(j)(0)})$ trong khối đá $S_{0,0}$ và trong vòng $S_{0,1}$ ($j = 1$).

Chỉ tính những dịch chuyển phụ thêm, đây là một phương pháp được sử dụng rộng rãi trong cơ học đất đá, phương pháp này giúp chúng ta biết được trước khi đào đường hầm thì hiện tượng chuyển vị trong đất đá không ảnh hưởng đến trạng thái ứng suất của kết cấu chống giữ.

Các điều kiện giới hạn biến phức tiếp xúc hoàn toàn trên chiều dài đoạn tiếp xúc $L_{0,0}$ (có nghĩa là các véc-tơ ứng suất và chuyển vị là 1 hàm liên tục) chúng ta nhận được dưới dạng:

$$\sigma_r^{(0,0)*} = \sigma_r^{(0,1)*}; \quad \tau_{r\varphi}^{(0,0)*} = \tau_{r\varphi}^{(0,1)*}; \quad u^{(0,0)} = u^{(0,1)}; \quad v^{(0,0)} = v^{(0,1)}, \quad (5)$$

Ở đây: $\sigma_r^{(0,j)*}$, $\tau_{r\varphi}^{(0,j)*}$ ($j = 0, 1$) - các ứng suất hướng tâm và tiếp tuyến $u^{(0,j)}$, $v^{(0,j)}$ - các thành phần véc-tơ chuyển vị thẳng đứng và nằm ngang tương ứng trong môi trường S_0 (khi $j=0$) và trên vòng tròn S_1 (khi $j=1$).

Biên trong vòng tròn $L_{0,1}$ không có lực tác dụng. Điều kiện này sử dụng phương trình (4) được viết dưới dạng:

$$\sigma_r^{(0,1)*} = 0; \quad \tau_{r\varphi}^{(0,1)*} = 0, \quad (6)$$

Trên biên $L_{1,1}$ các lỗ trống trong vùng $S_{0,0}$ được mô phỏng $L_{1,1}$ trong khối đá lân cận với đường hầm khai đào, trong hệ tọa độ cực ρ , θ , có liên quan với tâm z_1 , các điều kiện biên phải thỏa mãn:

$$\sigma_\rho^{(1,0)*} = -p; \quad \tau_{\rho\theta}^{(1,0)*} = 0 \quad (7)$$

Ngoài ra thay thế các ứng suất và chuyển vị bổ sung với các điều kiện biên (7) - (8) chúng ta viết được:

$$\text{- Ở trên biên ngoài } L_{0,0} \text{ vòng tròn } S_{0,1}, \text{ ở tâm gốc tọa độ ban đầu (điểm 0):} \\ \sigma_r^{(0,0)} = \sigma_r^{(0,1)}; \quad \tau_{r\varphi}^{(0,0)} = \tau_{r\varphi}^{(0,1)}; \quad u^{(0,0)} = u^{(0,1)}; \quad v^{(0,0)} = v^{(0,1)}, \quad (8)$$

$$\text{- Ở trên biên trong } L_{0,1} \text{ vòng tròn } S_{0,1}: \\ \sigma_r^{(0,1)} = -\sigma_r^{(0,1)(0)}; \quad \tau_{r\varphi}^{(0,1)} = -\tau_{r\varphi}^{(0,1)(0)}, \quad (9)$$

$$\text{- Trên biên } L_{1,1} \text{ các lỗ trống trong vùng } S_{0,0}: \\ \sigma_\rho^{(1,0)} = -p - \sigma_\rho^{(1,0)(0)} \quad \tau_{\rho\theta}^{(1,0)} = -\tau_{\rho\theta}^{(1,0)(0)}, \quad (10)$$

Hình thành được một bài toán phẳng trên cơ sở thuyết đàn hồi được giải bằng cách sử dụng lý thuyết phân tích hàm biến phức.

Giải được bài toán đề ra dựa vào những công thức từ (6) - (9) và xác định được đầu tiên là ứng suất phụ, sau đó là tổng các thành phần ứng suất, có thể dẫn đến đánh giá được độ bền của vỏ hầm (vòng tròn $S_{0,1}$).

Ngoài ra, giá trị ứng suất vừa tìm được giúp ta đánh giá được độ bền của đất đá (vùng $S_{0,0}$) xung quanh đường hầm. Với mục đích này những giá trị ứng suất tìm được ở mỗi điểm trong khối đất đá được đưa vào hệ trục tọa độ theo điều kiện Mohr - Coulomb, ta có:

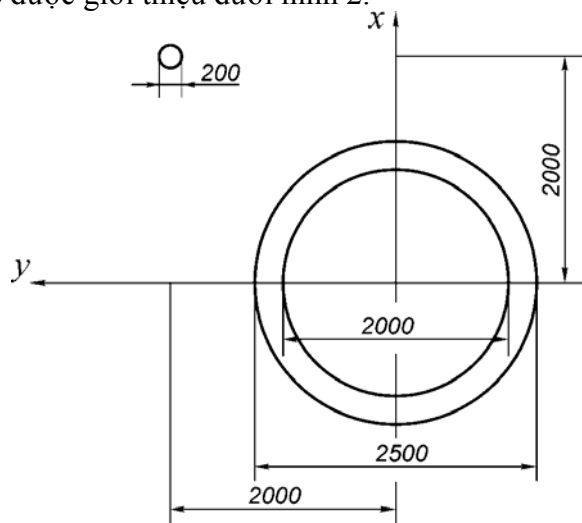
$$(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{r\theta}^2 \leq [(\sigma_r - \sigma_\theta) + 2Cctg\varphi]^2 \sin^2 \varphi, \quad (11)$$

ở đây: C- lực dính kết; φ - góc ma sát trong.

Những vùng đất đá gần với đường hầm mà không thỏa mãn điều kiện (11), thì bị coi là vùng có khả năng bị phá hủy (sập đổ). Những vùng này nằm trong vùng phá hủy của đất đá, cho nên tiến tới sẽ phải giải một bài toán phức tạp hơn, bài toán trong vùng này mang tính biến dạng đàn hồi dẻo. Vì lý do đó cho nên đối với những vùng như vậy dựa vào các tài liệu [1, 3] chúng ta có thể gọi là vùng bị phá hủy (hoặc là biến dạng không đàn hồi), hình dạng và kích thước của những vùng này sẽ là một tiêu chí để đánh giá độ cứng vững, ổn định của đất đá xung quanh đường hầm. Vì vậy nếu vùng bị phá của đất đá giao cắt lên nhau thì vùng đất đá giữa 2 đường lò thì có thể cho rằng sự ổn định của đường hầm không được đảm bảo.

Sau khi biết được các hàm phức $\varphi_j(z)$, $\psi_j(z)$ ($j=0, 1$), các hàm này chỉ ra đặc tính của trạng thái ứng suất và biến dạng trong vùng $S_{0,j}$ ($j=0, 1$), và có mối quan hệ với ứng suất và dịch chuyển của công thức Colonsova - Muskhelishvili [5]. Những bài toán này được đưa vào hàm biến phức và được sử dụng cùng với thuyết phân tích những hàm số phức của Loran.

Dưới đây bằng cách minh họa kết quả của phương pháp này, chúng ta có thể thấy được trạng thái ứng của suất trong kết cấu vỏ hầm, mà gần đó có đường hầm khác được thi công bằng phương pháp đóng ống, đường ống này có đường kính 200 mm. Mặt cắt ngang của vỏ hầm và vị trí đặt hầm tiết diện nhỏ được giới thiệu dưới hình 2.

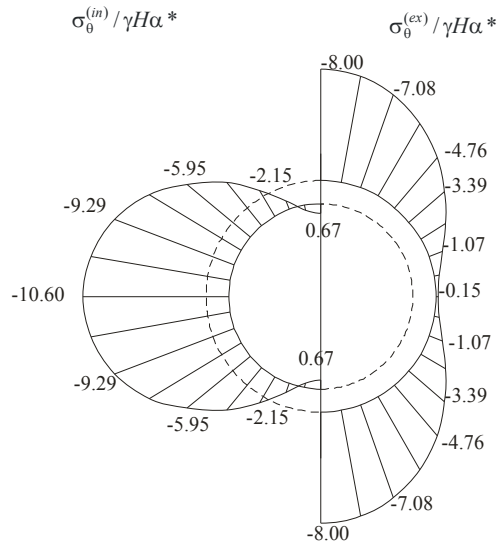


Hình 2. Mặt cắt ngang đường hầm lớn và lỗ khoan (đường hầm bé) được xây dựng bằng phương pháp đóng ống

3. Ví dụ tính toán

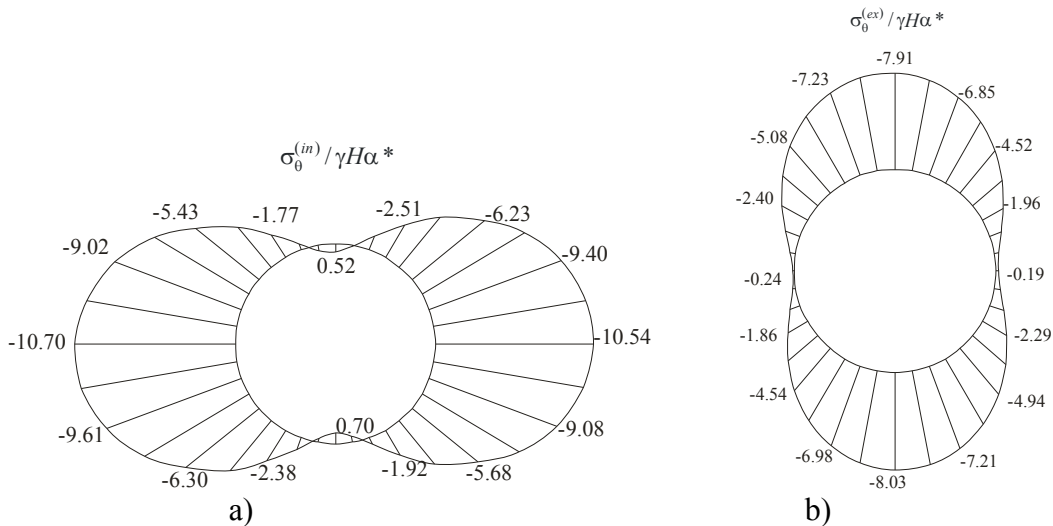
Một ví dụ để tính toán với các tham số đầu vào như sau: vỏ chống đường hầm bằng bê tông, mô đun biến dạng vỏ chống $E_1 = 20000$ MPa và hệ số Poisson $\nu_1 = 0,2$; khối đá xung quanh là sét pha cát với các giá trị tương ứng về đặc tính biến dạng $E_0 = 60$ MPa, $\nu_0 = 0,35$, mối tương quan với lực dính kết $c/\gamma H\alpha^* = 0,08$, góc ma sát trong $\varphi = 25^\circ$ hệ số áp lực hông $\lambda = 0,8$.

Dưới đây, ở hình vẽ 3 minh họa biểu đồ đường cong ứng suất có đơn vị là $\gamma H\alpha^*$, mô tả ứng suất xung quanh vỏ đường hầm trước khi đặt một đường hầm khác bên cạnh. Chú ý rằng kết quả ở đây nhận được bởi sử dụng bằng phương pháp được nêu trên, kết quả này hoàn toàn phù hợp với những kết quả đã được nghiên cứu trước đây của tác giả [2]. Do tính đối xứng của phân bố ứng suất nên chỉ thể hiện kết quả trên một nửa cung tròn.



Hình 3. Biểu đồ tính toán các ứng suất tiếp tuyến tiêu chuẩn ở bên trong ($\sigma_{\theta}^{(in)} / \gamma H \alpha^*$) và bên ngoài ($\sigma_{\theta}^{(ex)} / \gamma H \alpha^*$) các biên mặt cắt ngang kết cấu vỏ hầm

Cũng với phương pháp tương tự, với việc lắp đặt đường hầm mới bằng phương pháp đóng ống chúng ta có được kết quả như hình 4. Và lấy giá trị áp lực trung bình khi đóng ống là $p = 2,2\gamma H \alpha^*$. Vì bài toán giờ là không đối xứng cho nên biểu đồ ứng suất được thể hiện hết trên mặt cắt.



Hình 4. Các biểu đồ ứng suất tiếp tuyến tính toán ở bên trong (a) và bên ngoài (b) biên mặt cắt ngang của kết cấu chống đường hầm

4. Kết luận và kiến nghị

Từ các kết quả phân tích ở trên, có thể nhận ra rằng đường hầm được thi công bằng phương pháp đóng ống gây một tác động đáng kể lên trạng thái ứng suất-biến dạng của vỏ một đường hầm bên cạnh xung quanh đó.

Có thể kết luận rằng, phương pháp được đề cập trong bài báo này giúp chúng ta dựa trên cơ sở tính toán có thể xác định được vị trí đặt đường hầm mới được thi công bằng phương pháp đóng cọc, mà trong khi đó vẫn có thể bảo vệ được tối đa độ bền của kết cấu vỏ hầm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Амусин Б. 3., Линьков А.М. Об использовании метода переменных модулей для решения одного класса задач линейной наследственной ползучести. - Изв. АН СССР. Механика твердого тела. - 1974. - № 6. - С.162-166.
- [2]. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений: учебник для вузов. – 2-е изд.,

перераб. - М.: Недра. - 1994. - 382 с.

[3]. Родин И.В. Снимаемая нагрузка и горное давление//Исследование горного давления. - М.: Госгортехиздат, 1960 – С. 343 – 374.

[4]. Фотиева Н.Н., Козлов А.Н. Расчет крепи параллельных выработок в сейсмических районах. - М.: Недра, 1992. -231 с.

[5]. Мусхелишвили И.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М., «Наука», 1966. -707 с.

SUMMARY

Mathematical simulation the state of stress in tunnel liner and rock mass around tunnels during driven tunnels by pipe ramming method

Pankratenko A.N, Nguyen Quang Huy

Mining institute, Steel technical University, Russia

Sammal A.S, *Material mechanics Department, Tula state technical University*

Tran Tuan Minh, *Ha Noi University of Mining and Geology*

Research the state of stress and deformation around tunnels is important problem in stability analysis and designation of tunnel. Especially for tunnels located next to existing other tunnels. When knowing this state we can be known the state of structure working and checked strength of support liners. An approach to the prediction of the stress state and assess the strength of a circular tunnel lining and the surrounding rock mass tunnels near the other openings driven by the micro-tunneling technology. The foundations of this method are necessary analytical solution of the haft plane problem of elastic theory.

Người biên tập: ThS. Nguyễn Phúc Nhân

NƯỚC DƯỚI ĐẤT-CÁC TÁC ĐỘNG ĐẾN CÔNG TRÌNH NGẦM, KHAI THÁC HẦM LÒ VÀ BIỆN PHÁP PHÒNG NGỪA

Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Văn Mạnh, Ngô Doãn Hòa, Nguyễn Quang Luật, Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Phạm Đăng Khảm
Công ty Phát triển kinh doanh nhà-TP Hồ Chí Minh

Tóm tắt: Nước xuất hiện trong vỏ trái đất ở nhiều dạng khác nhau và là một trong các yếu tố không chỉ gây cản trở, ách tắc trong thi công mà cũng là một trong yếu tố gây ảnh hưởng xấu trong quá trình sử dụng các công trình ngầm, trong khai thác khoáng sản và trong các công trình ngầm dân dụng. Việc tìm hiểu về nước và tác động của nó trong xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ nói chung và trong các đường lò mỏ nói riêng có ý nghĩa vô cùng quan trọng, góp phần làm giảm tai biến bực nước, giảm tác động gây hại của nước, sẽ góp phần nâng cao mức độ an toàn cho công trình, đảm bảo sản xuất ổn định. Bài viết đề cập đến các hiện tượng gây tác động xấu của nước đối với công tác xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ và khả năng sử dụng phương pháp phân tích số để có thể dự báo nhằm hạn chế các tai biến, sự cố.

1. Nước ngầm và các dạng xuất lộ trong xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ

Nước dưới đất, thường được hiểu là nước tồn tại trong lòng vỏ trái đất, có thể ở dạng tích tụ trong các lớp đất đá trầm tích bờ rời như cát, sạn, cát bột kết, trong các khe nứt, các đứt gãy, đới phá hủy, trong các hang hốc, hang karst (caxto) dưới mặt đất. Nước dưới đất xuất hiện và tồn tại trong lòng vỏ trái đất với các nguồn gốc, nguồn bổ sung khác nhau sau:

- Do nước mưa ngấm xuống các lớp đất đá dưới tác dụng của trọng lực và áp lực thủy động, phụ thuộc vào lượng mưa, khả năng thấm nước của đất đá và thảm thực vật;
- Nước tách ra từ các khối magma nóng chảy ở dưới sâu. Đây là nước dưới đất nguyên sinh, có nhiệt độ cao và hòa tan nhiều muối khoáng;
- Nước hình thành do sự tích tụ có sẵn trong các khe nứt của khối đá.

Trong đó, nguồn bổ sung chủ yếu của nước ngầm là lượng nước mưa, nước từ biển, hồ ao, sông suối, thấm từ bề mặt trái đất và di chuyển xuyên qua đới đất đá không bão hòa và thường xuyên được bổ sung. Ở các địa tầng có lớp đất đá không thấm nước, nước dưới đất bị giữ lại tạo ra các tầng chứa nước phụ hay còn gọi là tầng chứa nước treo.

Nói chung, trong xây dựng các công trình ngầm, khai thác mỏ hầm lò, thường xuất hiện nước, cũng còn gọi là nước xuất lộ, ở các dạng khác nhau. Các hiện tượng này được nhiều nhà khoa học trên thế giới và trong nước nghiên cứu, tổng hợp. Trong bảng 1 cho thấy các dạng xuất lộ khác nhau của nước, theo mức độ xuất hiện nước vào công trình ngầm, trong quá trình thi công công trình ngầm.

Bảng 1. Các dạng xuất hiện nước trong xây dựng công trình ngầm theo Mueller 1978 và Maidl 1995 [1]

Dạng xuất hiện	Đặc điểm
Âm ướt, nhỏ giọt	Nước xuất hiện ở dạng diện rộng ẩm ướt trên mặt gương, sườn lò (từ các vết nứt nhỏ hoặc từ các lỗ rỗng), tạo thành giọt trên nóc, còn gọi là “đá đổ mồ hôi”
Nước thấm, rỉ	Nước xuất lộ từ các vết nứt, khe nứt, cục bộ hay đều khắp mặt lộ khối đá, thường hay tập trung ở phía dưới sườn công trình
Dòng chảy	Nước bắn vào công trình ngầm ở dạng tia từ các khe hay kẽ nứt
Bực nước	Nước chảy vào công trình ngầm ở dạng dòng lớn, bất ngờ, thường hay có lẫn vật liệu rời như các cục, hạt đá, cát, bùn...

Theo kết quả tổng hợp của Manfred Kuehne [2] từ dữ liệu của 250 dự án xây dựng công trình ngầm, kể từ 1850, cho thấy có nhiều sự cố bực nước đã xảy ra trong quá trình xây dựng các công trình ngầm. Trong bảng 2 tổng hợp một số trường hợp xuất lộ lượng nước lớn trong xây dựng công trình ngầm trên thế giới.

Bảng 2. Một số ví dụ về sự cố bực nước trong các đường hầm trên thế giới [2]

Tên công trình ngầm, quốc gia	Chiều dài (km)	Lưu lượng nước ban đầu l/s	Lưu lượng nước lâu dài l/s
Abo, Nhật	4,3		3000
Amlach, Áo	13,8		400
Avalis, Dự án Litani, Libanon	17,0	6.000	
Autopista Bologna – Firenze, Ý	8,5		850
Bosruck, Áo	4,8	1.100	
Branleite, Đức	3,0		250
Gotthard, Thụy sĩ	15,0		200
Gran Sasso d'Italia, Ý		20.000	
Hongrin-Léman		1.000	
Ost LEP CERN, Thụy sĩ	3,5		Hàng trăm
Mont-d'-Or, Pháp		10.000	
Omachi, Kurobe IV, Nhật	10,4		660
Ontario Hydro, Canada	0,9		1.800
PinLin, Đài Loan	13,0	> 1.000	100 ÷ 250
Radurschl West, Tirol, Áo			380 ÷ 580
Rauheberg, Đức	5,2		200 ÷ 1200
Schwarzach-Kraftwerk, Áo		600	80 ÷ 120
Simplontunnel, Thụy sĩ	19,8	10.000	1.000
Tawitikuri-Wanganui, Newseeland			Hàng trăm
Telocate, Santa Ynez Mountains, California, Mỹ	10,3	580	180
Walgau, Áo	21,0		200
Zuc del Bor, Ý	9,0		600

Ở nước ta, hầu hết các công trình ngầm đều gặp nước xuất lộ ở các mức độ khác nhau. Đặc biệt trong khai thác hầm lò đã xảy ra nhiều tai biến bực nước, như ở các mỏ Mạo Khê, Thống nhất, Mông Dương, Hà lâm..., đã gây ngập úng, các tai nạn, hậu quả nghiêm trọng [3].

Nói chung, trong thực tế, tùy thuộc vào loại hình, kích thước và vị trí xuất hiện của các “túi nước” mà nước cùng các sản phẩm phong hóa (đất đá rời, cát, bùn...) có thể xâm nhập (bực) vào trong đường lò nằm ngang, lò khai thác ở dưới các dạng khác nhau được mô tả mô tả trong [4,5,6]. Trong báo cáo của Knut Garschol [7] cũng đã tổng hợp nhiều dạng xuất lộ nước với các ví dụ đa dạng. Trên hình 1 là ví dụ về sự xâm nhập nước vào đường hầm, từ các nguồn nước mặt, thông qua các khe nứt.



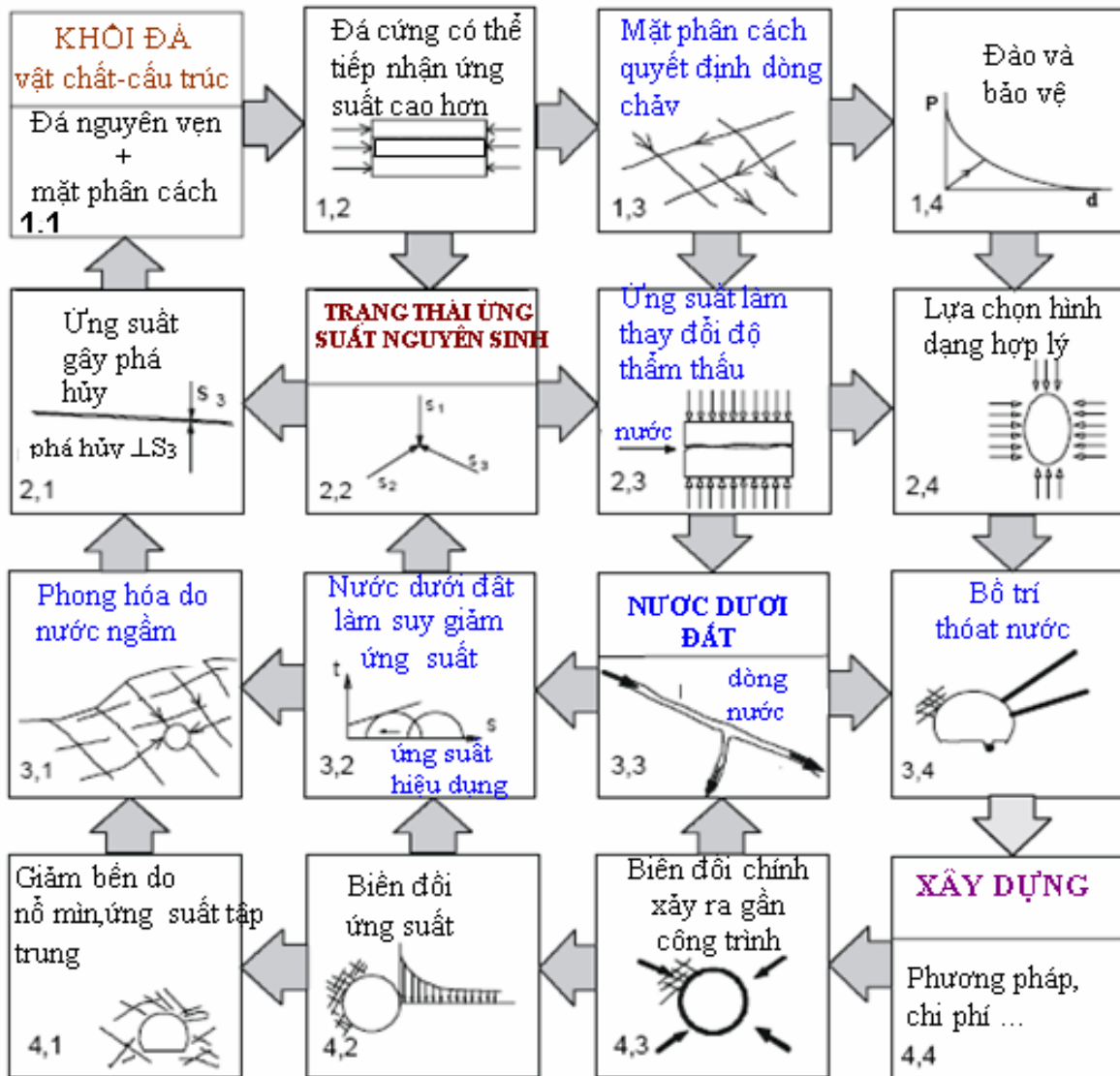
Hình 1. Xâm nhập của nước mặt vào công trình ngầm qua các khe nứt [7]

2. Tác động cơ học của nước đối với xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ

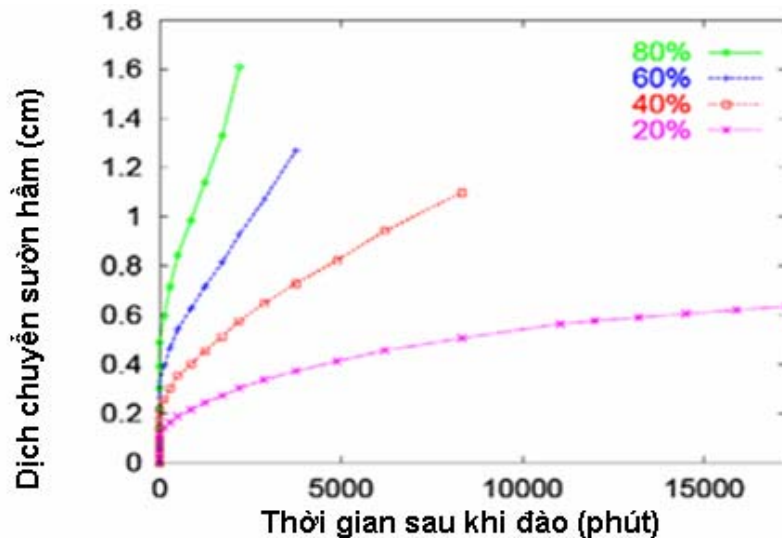
Nước xuất lộ trong công trình ngầm, trong khai thác hầm lò có thể gây ra nhiều tác động khác nhau. Khi phân tích về các mối tác động tương hỗ trong khối đá khi thi công xây dựng công trình ngầm, trong [6] giới thiệu sơ đồ có chú ý đến sự có mặt của nước là yếu tố có thể dẫn đến các hậu quả làm suy giảm ứng suất, gây tác động phong hóa..., do vậy ảnh hưởng đến quy luật biến đổi cơ học trong khối đá. Trên hình 2 là sơ đồ khái quát về các mối tác động này về mặt cơ học.

Pornkasem Jongpradist [7] và các cộng tác đã giới thiệu một loạt các kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của nước đến công tác xây dựng công trình ngầm trong khối đá trầm tích mềm yếu. Trên hình 3 là ví dụ về ảnh hưởng của nước đến dịch chuyển của sườn (hông, vách) hầm, phụ thuộc vào hàm lượng nước khác nhau trong khối đá trầm tích và thời gian, cụ thể với độ ẩm 20%, 40%, 60% và 80%.

Như vậy, sự có mặt của nước trước hết gây ra những biến đổi cơ học và vật lý. Đá có thể bị phong hóa, giảm bền khi lượng nước tăng lên; hiện tượng trượt, sập dễ xảy ra hơn khi có dòng chảy trong các khe nứt chứa nước; các loại đá có chứa các khoáng vật sét sẽ bị trương nở, vừa giảm bền, vừa gây ra các áp lực trương nở bất lợi; ngoài ra khi xuất hiện dòng chảy sẽ gây ra các hiện tượng bào, xói mòn và làm cho cấu trúc khối đá bị biến đổi, đồng thời cũng làm giảm bền và tăng khả năng biến dạng của khối đá.



Hình 2. Tác động của nước theo quan điểm cơ học [7]



Hình 3. Ảnh hưởng của hàm lượng nước trong đá đến biểu hiện dịch chuyển của sườn hầm [7]

Các tác động này có thể dẫn đến các hậu quả đa dạng cho lĩnh vực xây dựng công trình ngầm. Trong các mục sau giới thiệu một vài kết quả tổng hợp mang tính ví dụ về các hậu quả đó.

3. Ảnh hưởng của nước đến chi phí xây dựng

Theo [8], hệ thống hầm giao thông Spital ở Hungary (Hung-ga-ri) gồm hai đường hầm ô tô, có chiều dài 2500m, đoạn đào ngầm là 2100m, được xây dựng năm 2004. Trong quá trình thi công đã xảy ra các hiện tượng biến đổi cơ học phức tạp do tác động của nước. Khối đất đá gồm nhiều loại đá, chịu các tác động mạnh của quá trình kiến tạo. Trong các đá cacbonat, đá quazit và các đới phá hủy, đá dự báo có khả năng chứa nước ngầm từ các tài liệu thăm dò. Đường hầm được khởi công vào 19 tháng 1 năm 1999. Trong quá trình đào, nước đã xuất lộ ở nhiều điểm và ở các dạng khác nhau, một ví dụ về dạng xuất lộ nước và tác động của nó được thể hiện trên hình 4.

Nước chảy vào với lưu lượng 60 l/s cùng với các hiện tượng tróc lở ở mức độ khác nhau đã xảy ra trong quá trình thi công. Mặc dù đã sử dụng biện pháp rút ngắn tiến độ đào, nhưng các hiện tượng tróc lở, sập trượt vẫn thường xuyên xảy ra. Cũng do các biến động địa chất và điều kiện bất lợi về nước dưới đất, nên dịch chuyển đá ở gương đào đạt 10cm đến 15cm và gây lún mặt đất đến 25cm. Sự có mặt của nước đã không chỉ làm chậm tiến độ, mà còn làm tăng đáng kể khối lượng các vật liệu chống (Hình 4) và đương nhiên là giá thành xây dựng.



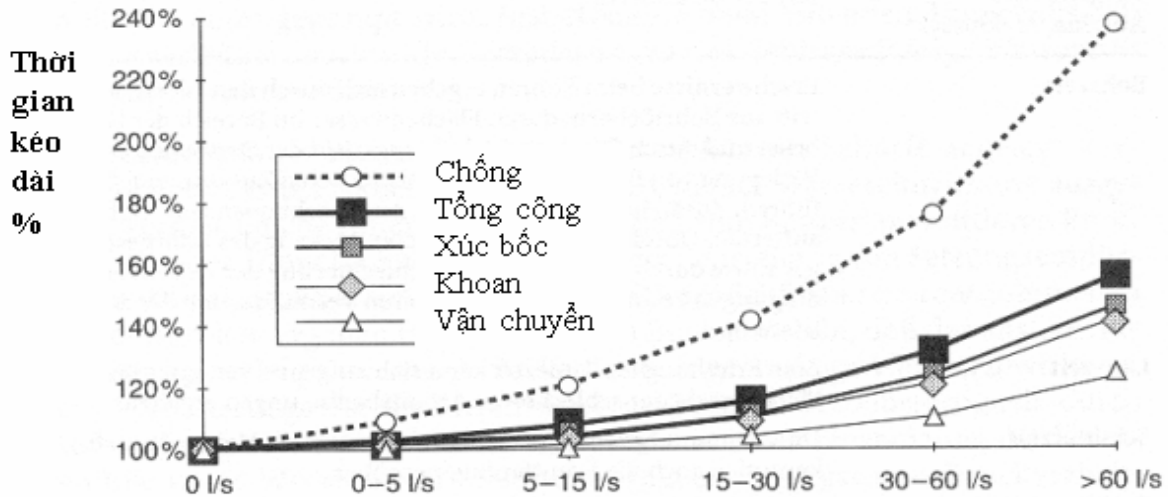
	Khối lượng các vật liệu chống		
	Thực tế	Dự toán	Tỷ lệ tăng
Neo	418.025 m	265.555 m	57,40 %
Trong đó cực gương	39.991 m	10.998 m	263,60 %
Cột thép	2.041 to	1.352 to	50,90 %
Lưới thép cho vỏ ngoài	322 to	100 to	222,00 %
Bê tông phun	136.000 m ³	86.500 m ³	57,20 %
Cọc thép	464.944 m	241.225 m	92,70 %

© 2001 - PORR-GRAFIKDIENST - P073801-7

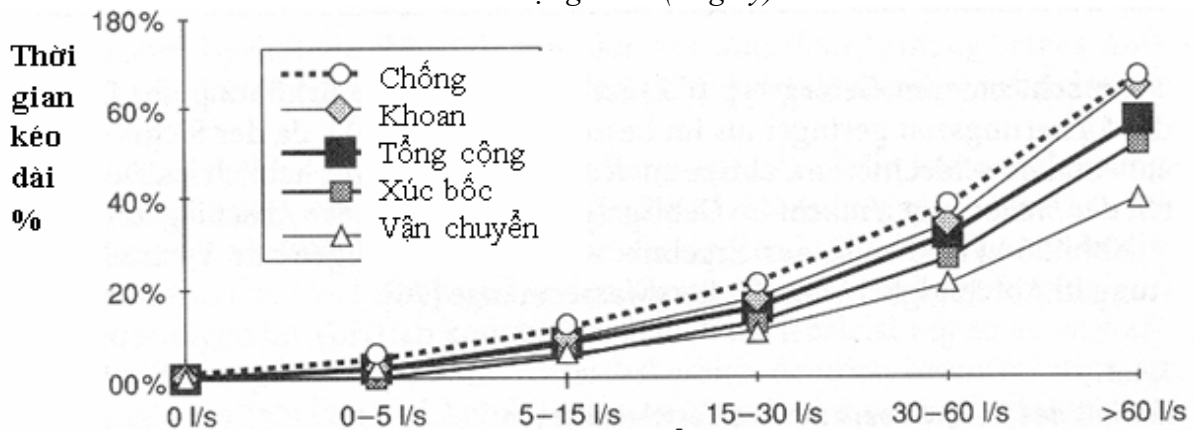
Hình 4. Tăng khối lượng vật liệu chống do nước ngầm và biến động điều kiện địa chất tại đường hầm Spital, Hungary [8]

4. Ảnh hưởng của nước dưới đất đến tiến độ thi công

Trong phân loại khối đá của Áo [9] có phân tích ảnh hưởng của nước đến giá thành xây dựng, liên quan với tiến độ thi công, giá thành vật liệu, chi phí cho thiết bị, con người. Trên hình 9 cho thấy ảnh hưởng của nước đến các công tác trong chu kỳ và làm tăng thời gian hoàn thành các công việc, phụ thuộc vào các loại đá. Hình 5 a) là kết quả phân tích đặc trưng cho loại khối đá ở nhóm “tróc vỡ” và trên hình 5 b) phản ánh quy luật thống kê ở nhóm đá “bị nén ép”.



a. Lưu lượng nước (lit/giây)



b. Lưu lượng nước (lit/giây)

Hình 5. Ảnh hưởng của nước đến tiến độ thi công:

a) khối đá tróc vỡ; b) khối đá bị nén ép [9]

5. Ảnh hưởng của nước dưới đất đối với công tác đào lò tại Công ty than Thống nhất

Theo dự án khai thác hầm lò xuống sâu dưới mức -35 khu Lộ Trí có tổng mức đầu tư 1.486 tỷ đồng với công suất thiết kế 2 triệu tấn/ năm. Thời gian thực hiện dự án sẽ trong vòng 5 năm (2010 - 2014) với tổng số mét lò xây dựng cơ bản khoảng 16.000m. Mặc dù, dự án được khởi công cuối năm 2009 nhưng cho đến nay, số mét lò xây dựng cơ bản mới đạt xấp xỉ 2.370 m, chưa đáp ứng kế hoạch tiến độ đề ra.

Nguyên nhân cơ bản, theo đánh giá của công ty là quá trình thi công dự án gặp rất nhiều khó khăn, do gặp nước ngầm.

Khi thi công các tuyến lò xuống mức -140 gặp lưu lượng nước tăng mạnh, vượt ngoài dự kiến, gây ngập nền lò, làm chậm công tác mở các tuyến gương lò thi công. Đến giữa tháng 5/2011, lò xuyên vỉa số 1 đã gặp đới phá hủy của phay L - L, phân đất đá nóc ngậm nước tụt lở gây nén bẹp các khung chống từ gương ra 10m, nên phải tạm dừng thi công để xử lý. Sau đó ít ngày, gương lò Ga tàu chở người số 2 mức -140 cũng xảy ra hiện tượng bực nước với lưu lượng 211m³/h và cũng phải dừng thi công để theo dõi.

Khi ngâm thông gió -35/-72 thi công được 70m, nóc tụt lờ do áp lực lớn, nguyên nhân là do lò đào trong than đá mềm yếu có rột nước làm nén dẹt khung chống, gây khó khăn cho công tác vận tải bằng máng cào. Cụ thể là khi than mềm gặp nước, các tay gạt của máng cào không gạt tải bùn nước lên được. Do đó, Công ty đã phải tạm ngừng thi công cực gương, tổ chức củng cố, chờ xử lý bằng tuyến lò đối hướng từ mức -140 lên. Đặc biệt, hạng mục lò nổi mức -35/-58 gặp đối phá hủy phay FC, xuất hiện hiện tượng cát chảy, nên đã phải ngừng thi công, bơm nước từ tháng 8/2010. Sau đó cũng phải tạm dừng để chờ xử lý đào đối hướng giếng nghiêng chính từ mức -140 lên.

Quá trình quản lý duy tu các hạng mục đường lò xây dựng cơ bản đã đào, nhiều đoạn lò nằm trong vùng đất đá sét kết ngâm nước có mức độ lún nén, bưng nền mạnh; Kết cấu chống được sử dụng là khung chống thép lồng máng SVP27 với bước chống 0,35m/khung, nhưng lò vẫn bị nén bẹp, phải thường xuyên cải tạo chống xén, đã gây ảnh hưởng đến vận tải tiến độ đào lò xây dựng cơ bản.

Trước tình hình đó, Công ty đã thành lập riêng một công trường chuyên đào lò xây dựng cơ bản với 150 người, chủ yếu là những thợ bậc cao được tuyển chọn từ các công trường. Công ty cũng đã đầu tư đồng bộ dây chuyền thiết bị phục vụ công tác đào lò xây dựng cơ bản. Cụ thể như công tác khoan nổ mìn trong các gương lò đá, sử dụng 2 xe khoan thủy lực hai cần, kết hợp máy khoan khí ép cầm tay. Đất đá sau khi nổ mìn ở các gương lò được máy xúc lật hông ZCY - 60 xúc lên xe goòng 3 tấn, được tàu điện ắc qui mã hiệu TDM - 08 kéo ra ga chân trực mức -140, sau đó trực qua giếng lên mặt bằng +25 bằng tời JK2.5, kéo hai xe goòng 3 tấn/chuyến; hoặc kéo qua ngầm thi công bằng tời JTKB1.2x1.0 kéo một xe goòng 3 tấn/chuyến. Hai tuyến trực này đáp ứng vận tải được 6 gương lò đá mức -140. Vật liệu từ mặt bằng được thả xuống ga -140 bằng tời trực và xe tích chuyên dùng, được tàu điện ắc qui kéo đến tập kết tại vị trí thi công.

Vì khu vực thi công đào lò xây dựng cơ bản có nhiều phay với lưu lượng nước lớn, Công ty đã chú trọng công tác thoát nước tại hầm bơm tạm -140 với hệ thống thiết bị bơm nước gồm 4 bơm FZA 100 - 4400 C. Ngoài ra, Công ty đã lắp đặt một bơm dự phòng loại 250-SHB-150 và sau này lắp tiếp hai bơm FD 280-65x3 để đẩy nước từ -140 thẳng lên MB+25, giảm tải lưu lượng cho hầm bơm trung tâm -35. Ngoài ra, nhằm giảm sức lao động cho công nhân, Công ty đã lắp đặt đưa vào sử dụng hệ thống xe song loan chở 48 người/chuyến từ MB+25 xuống mức -140, tời hỗ trợ người đi bộ từ mức -140 lên mức -35.

Tình trạng nêu trên cho thấy, nước xuất lộ trong các đường lò đã và đang là nguyên nhân cơ bản của việc chậm tiến độ đào, gây tai nạn và tăng giá thành đào lò ở Công ty than Thống Nhất. Mặc dù Công ty đã áp dụng nhiều giải pháp tích cực, nhưng các giải pháp này cũng mới chỉ nhằm giải quyết, khắc phục sau khi đã xảy ra sự cố bục nước, ngập nước, nên tiến độ đào nói chung vẫn bị chi phối khi bục nước.

6. Về các biện pháp phòng ngừa

Một số kết quả tổng hợp ở các nguồn tài liệu khác nhau cũng như theo tài liệu thu thập ở Công ty than Thống Nhất và Mạo Khê [3] cho thấy: nói chung nước dưới đất xuất lộ trong các quá trình thi công xây dựng, dù ở dạng nào, cũng đều gây cản trở công việc thi công. Ngay ở dạng nhỏ giọt hay nước thấm cũng có thể làm giảm tốc độ thi công, thậm chí làm ảnh hưởng đến chất lượng các công việc, do những tác động trực tiếp hay gián tiếp như làm giảm độ bền khối đá, gây tác động phong hóa, trương nở. Nước ở dạng dòng lớn, đặc biệt là bục nước có thể gây ách tắc thi công trong cả khoảng thời gian dài. Công tác xử lý trong trường hợp này rất phức tạp và tốn kém, như đã xảy ra ở Công ty Thống nhất. Do vậy trong xây dựng công trình ngầm, công tác phòng, chống nước là một trong những nhiệm vụ quan trọng, phải được chú ý đặc biệt. Ngoài ra, đối với các công trình ngầm dân dụng, có tuổi thọ cao, rất cần chú ý đến công tác chống thấm cho kết cấu bê tông, chống nước xâm nhập vào công trình ngầm trong quá trình sử dụng sau này, vì vậy nghiên cứu lựa chọn và áp dụng các biện pháp chống thấm từ các kinh nghiệm thực tế và quốc tế là rất cần thiết.

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu, phân tích, dự báo các ẩn họa địa chất, hiện tượng bục nước, chúng tôi thấy rằng giải pháp khoan thăm dò nước vẫn đang được áp dụng hiện nay tại

các mỏ hầm lò là giải pháp đòi hỏi nhiều kinh phí và ít nhiều mang tính thụ động. Với các tiến bộ khoa học ngày nay, nên chú ý áp dụng các biện pháp tích cực và hiệu quả hơn, cụ thể:

- Cần thiết phải áp dụng các giải pháp dự báo các “túi nước”, trước và trong quá trình thi công xây dựng các công trình ngầm, khai thác mỏ, cụ thể là nên tăng cường áp dụng các phương pháp thăm dò vật lý, địa vật lý, kết hợp với khảo sát bổ sung về cấu trúc khối đá phía trước gương và xung quanh các đường lò [10];

- Khi đã phát hiện được khu vực có nước tích tụ, hay túi nước, cần thiết xây dựng các mô hình số, có chú ý đến các yếu tố ảnh hưởng khác nhau để có thể phân tích dự báo thời điểm có thể xảy ra bụi nước, như phương pháp và các kết quả đã trình bày trong [11,12], nhằm có được giải pháp xử lý thích hợp, giảm thiệt hại, giảm chi phí.

7. Kết luận

Nước dưới đất là một ẩn họa địa chất, có thể gây tai biến địa chất ở nhiều dạng và mức độ khác nhau. Để có thể phòng ngừa, hạn chế tai biến địa chất do nước dưới đất gây ra trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ, cần tăng cường áp dụng các phương pháp, công cụ hiện đại trong việc phát hiện “túi nước” và dự báo khả năng, thời điểm gây xuất lộ nước, đặc biệt là hiện tượng bụi nước.

Lời cảm ơn: Công trình được hoàn thành với sự tài trợ của Bộ Khoa học và Công nghệ Việt Nam, đề tài nghiên cứu mã số ĐT.NCCB-ĐHUD.2011-G/13. Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Bernhard Maidl. Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus. Verlag Glueckauf GmbH. Esen 1994.
- [2]. Manfred Kühne. Untersuchung von Einflussfaktoren zur Ortsbruststabilität und Vortriebs-geschwindigkeit beim Tunnelbau im Rheinischen Schiefergebirge. Johannes-Gutenberg-Universität in Mainz 2003.
- [3]. Eiji Yamashita. Countermeasures against water inrush in underground coal mining at the Mao Khe Coal Mine As a Joint Project between Japan and Vietnam. Session 4: Advanced Mining Coal Technology. February 2007.
- [4]. Trần Tuấn Minh, Nguyễn Việt Định. Sự chuyển động của đất đá và nước trong các đường lò khi bị bụi nước và các biện pháp khắc phục. Thông tin KHCN Mỏ, số 11/2011.
- [5]. Knut F Garshol. Rock Tunneling with Groundwater Ingress Control- “Dry” tunnels using Pre Excavation Grouting. ICE Breakfast Forum 15/5/2010.
- [6]. Nguyễn Quang Phích. Cơ học đá. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội 2007.
- [7]. Pornkasem Jongpradist, Hideyuki Horii. Analysis of NATM Tunnel Excavation in Soft Sedimentary Rock Mass Considering the Effect of Water Content. International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling 2-4 February 2006, Bangkok, Thailand.
- [8]. Martin Diewald. The Spital tunnel The Spital tunnel- Dayly a new Challenge. PORR-Nachrichten Nr. 138, 2001. Tr.23-30
- [9]. ONORM B 2203. Untertagebauarbeit-Vertragsnorm. 10/8/1994
- [10]. Phạm Năng Vũ, Trần Danh Hùng, Nguyễn Quang Luật. Nghiên cứu áp dụng phương pháp địa chấn sóng kênh trong dự báo các hiểm họa dọc các đường lò khai thác than ở mỏ than Vàng Danh, Quảng Ninh. Tạp chí Địa chất Loạt A. Số 32212/2010, Tr. 66-74.
- [11]. Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Văn Mạnh và nnk. Mô phỏng ảnh hưởng của túi khí, túi nước đến các trạng thái mất ổn định, gây tai biến địa chất trong khai thác mỏ hầm lò. Tuyển tập công trình khoa học Hội nghị Cơ học toàn quốc lần thứ 9. Hà nội, 8-9/12/2012. Tập 5. Cơ học đất đá và môi trường rời. Nhà xuất bản Bách Khoa, Hà Nội 2013. Tr. 145-151.

[12]. Nguyen Q.P. et al. Numerical Simulation of the Influence of Water Inrush on Underground Coal Mining Stability in Vietnam. C. Drebenstedt and R. Singhal (eds.), Mine Planning and Equipment Selection. P. 629-636. DOI: 10.1007/978-3-319-02678-7_60, © Springer International Publishing Switzerland 2014

SUMMARY

Underground Water- impacts in underground construction and mining and Prevention Measures

Nguyen Quang Phich, Nguyen Van Manh, Ngo Doan Hao, Nguyen Quang Luat

Ha Noi University of Mining and Geology

Pham Dang Kham

Limited Company of development and Business of Housing, Ho Chi Minh City

Water in the Earth's crust occurs in different forms and is one of factors not only impede, but bottlenecks in construction. It is also a factor of negative impact for the use of underground openings in mining and in the civil underground works. An understanding of underground water and its effects in underground construction and mining in general, and in particular the mining drifts, have very important implications, contributing to reduce water inrush disaster, reducing the impact of water damage, will contribute to improve safety levels for project, ensure stable production. The article refers to the phenomenon that adversely affects of underground water for construction work of underground mining and proposes using geophysical methods to determine the location of water storages in the rock mass and using numerical analysis to estimate and identify the right time to stop exploiting or excavation for handling the so called water bags. In this way accidents and incidents can be prevented or reduced.

Người biên tập: **GS.TS. Võ Trọng Hùng**

SỬ DỤNG CÁC PHƯƠNG PHÁP SỐ MÔ PHỎNG, PHÂN TÍCH TẠI BIẾN ĐỊA CHẤT

Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Văn Mạnh, Đinh Hải Nam
Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Phạm Đăng Khâm
Công ty Phát triển kinh doanh nhà-TP Hồ Chí Minh

Tóm tắt: Cho đến nay, trong lĩnh vực cơ học đá, xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ, đã có nhiều phương pháp được đề xuất để nghiên cứu tại biến địa chất và cũng có nhiều kết quả nghiên cứu đã được công bố trên thế giới. Tuy nhiên ở nước ta, vấn đề này trong lĩnh vực xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ còn ít được chú ý. Các công trình ngầm, các công trình khai thác vẫn thường được thiết kế theo các tiêu chuẩn, quy định và kinh nghiệm, mà phần lớn các kinh nghiệm đó lại được đúc kết ở nước ngoài. Quy luật biến đổi cơ học cũng như khả năng xuất hiện tại biến địa chất khi xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ, có thể diễn ra rất đa dạng, phụ thuộc vào các điều kiện địa chất và công nghệ thi công. Bằng phương pháp tính toán giải tích hoặc kinh nghiệm rất khó dự báo được hợp lý cho từng trường hợp cụ thể. Các phương pháp số là công cụ mạnh hiện nay. Thông qua ví dụ phân tích, sử dụng chương trình FLAC cho thấy khả năng ứng dụng của phương pháp số, đặc biệt có thể mô phỏng, dự báo, phân tích các tai biến địa chất.

1. Mở đầu

Công trình ngầm được hiểu là các khoảng trống ngầm trong lòng đất, do con người khai phá, tách bóc một phần đất, đá, khoáng sản, tạo thành. Theo các kết quả nghiên cứu trong cơ học đá, trước khi khai đào, khối đá ở trạng thái cân bằng về cơ học. Do khai đào, lấy đi một phần vật chất, nên cấu trúc của khối đá hay trạng thái vật chất của khối đất đá bị biến đổi. Khi đó khối đất đá rơi vào trạng thái “mất cân bằng”. Do vậy trong khối đất đá có sự “tự điều chỉnh” để đưa khối đất đá ở trạng thái vật chất mới, tiến đến trạng thái cân bằng mới về cơ học. Quá trình đó diễn ra qua sự phân bố lại trạng thái ứng suất, kéo theo là dịch chuyển (chuyển vị), biến dạng. Hay nói cách khác, trong khối đất đá xảy ra quá trình biến đổi cơ học. Quá trình có thể là quá trình dừng, hoặc quá trình không dừng (luôn biến đổi), tùy thuộc vào tính chất cơ học của khối đá và các yếu tố liên quan, các yếu tố ảnh hưởng khác.

Trong quá trình biến đổi đó, khối đất đá có thể tiến đến trạng thái ổn định hoàn toàn, trạng thái mất ổn định, thể hiện ở các mức độ khác nhau. Trạng thái mất ổn định được thể hiện qua các hiện tượng dịch chuyển lớn, các hiện tượng phá hủy...và có thể gây ra các hậu quả nghiêm trọng đến tận mặt đất.

Theo định nghĩa về tai biến địa chất, các hiện tượng phá hủy bị gây ra bởi “các trạng thái địa chất” khi chịu các tác động của con người, thuộc vào nhóm các tai biến địa chất với yếu tố tác động nhân sinh, cũng còn có đề xuất gọi là tai biến địa chất-kỹ thuật.

Cho đến nay, trong lĩnh vực cơ học đá, xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ, đã có nhiều phương pháp được đề xuất để nghiên cứu vấn đề này và cũng có nhiều kết quả nghiên cứu đã được công bố trên thế giới. Tuy nhiên ở nước ta, vấn đề này trong lĩnh vực xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ còn ít được chú ý. Các công trình ngầm, các công trình khai thác vẫn thường được thiết kế theo các tiêu chuẩn, quy định và kinh nghiệm, mà phần lớn các kinh nghiệm đó lại được đúc kết ở nước ngoài.

Theo các nhận thức trong lĩnh vực địa chất, vỏ trái đất, là một môi trường địa chất, được thành tạo trong những điều kiện tự nhiên, phức tạp. Cũng vì vậy, các điều kiện địa chất, trạng

thái địa chất ở các vùng khác nhau, đều có thể có những dấu hiệu đặc thù, các biến động khác nhau.

Trong điều kiện còn hạn chế về kinh phí nghiên cứu cơ bản, việc tiếp thu thuần túy các kết quả nghiên cứu của thế giới là tất yếu, song cũng cần đẩy mạnh các công tác nghiên cứu riêng, trong điều kiện Việt nam, để có thể “điều chỉnh” và áp dụng các thành tựu khoa học của thế giới cho phù hợp với điều kiện của Việt Nam.

Trong bài này, với một ví dụ thực tế, phân tích bằng phần mềm FLAC, sẽ cho thấy khả năng sử dụng phương pháp số để mô phỏng, phân tích tai biến địa chất, cụ thể là tai biến sụt lở khi đào lò khai thác than gần mặt đất.

2. Bài toán phân tích tai biến sụt lở trong khối đá phân lớp nghiêng

Trong lĩnh vực khai thác khoáng sản cho thấy khi khai thác gần mặt đất sẽ có thể gây sụt lở đến mặt đất. Đây là hiện tượng đã xảy ra tại một số khu vực khai thác, thậm chí trong khu dân cư vùng Quảng Ninh, gây ra các hậu quả nghiêm trọng, đã được giới thiệu qua các phương tiện thông tin đại chúng. Tuy nhiên, cho đến nay vấn đề này chưa được quan tâm thỏa đáng. Nguyên nhân của các vụ sụt lở thường được giải thích theo suy luận, suy đoán, mà chưa có công trình điều tra, nghiên cứu cụ thể.

Xuất phát từ giả thiết rằng, các vụ sụt lở có nguyên nhân địa cơ học, cụ thể là hậu quả của các quá trình biến đổi cơ học trong khối đá, khi khai thác, đào lò, nên ở đây tiến hành khảo sát một trường hợp, đường lò được đào trong than, khá gần bề mặt trên cùng của khối đá rắn cứng.

2.1. Tham số cơ học và sơ đồ mô phỏng

Để giải bài toán này, chúng tôi sử dụng chương trình FLAC 2D, của Hãng ITASCA, Mỹ.

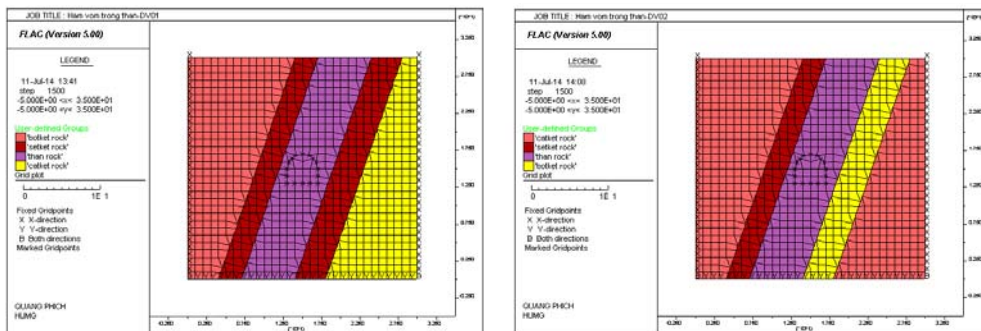
Khối đá bao gồm các lớp đá cát kết, bột kết, sét kết và than nằm nghiêng với các tham số cơ học như trên bảng sau.

Loại đá	Mật độ ρ g/cm ³	Lực dính kết C MPa	Góc ma sát trong φ độ	Mô đun nén thể tích K GPa	Mô đun trượt G GPa
Cát kết	2,61	1,00	40	11,60	8,70
Than	1,30	0,01	35	2,60	1,30
Bột kết	2,50	1,00	25	10,00	7,00
Sét kết	2,60	0,10	30	9,60	2,70

Hai chương trình tính được lập với trật tự các lớp trong khối đá khác nhau, cụ thể là:

- Trường hợp 1: từ trên xuống là các lớp bột kết-sét kết-than-sét kết-cát kết.
- Trường hợp 2: từ trên xuống là các lớp cát kết-sét kết- than-bột kết- cát kết.

Đường lò có dạng tường thẳng vòm bán nguyệt, được đào trong than, đỉnh lò cách bề mặt trên của các lớp đá cứng là 12m. Các sơ đồ phân tích được thể hiện trên hình 1.



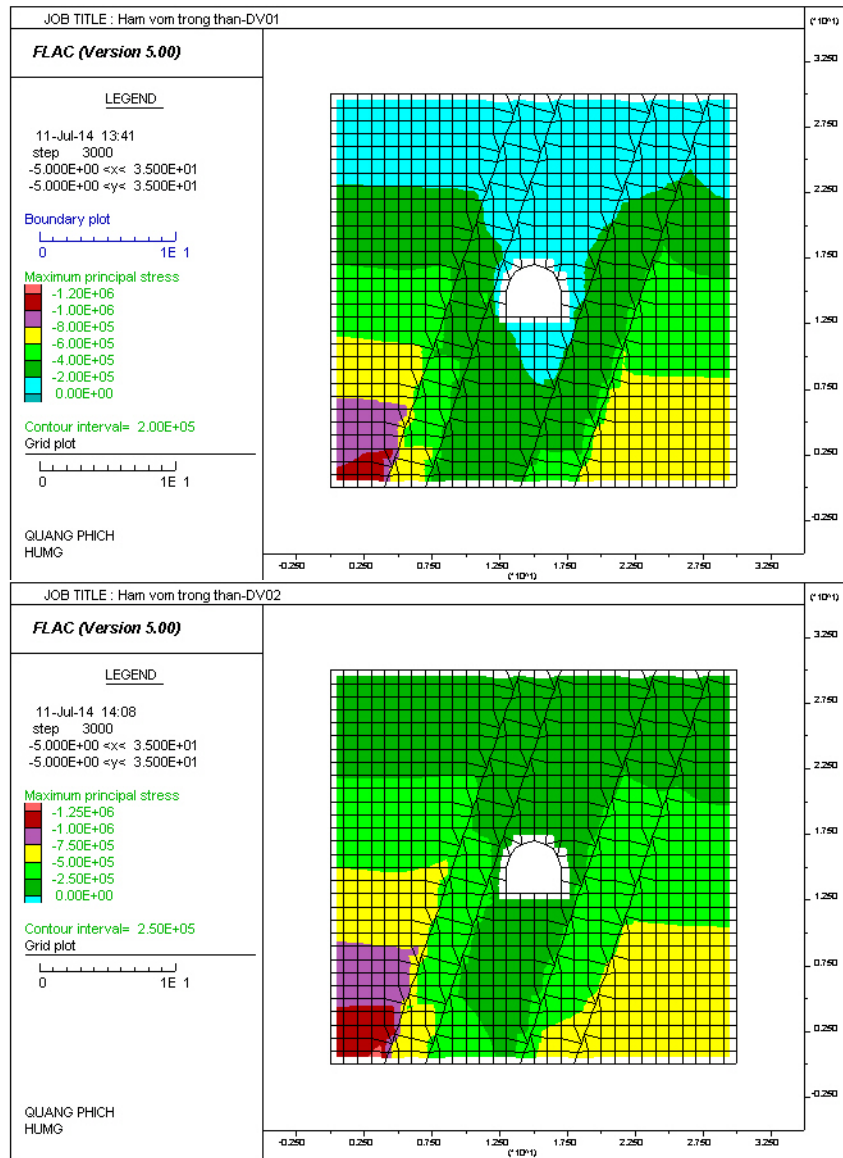
Hình 1. Hai sơ đồ mô phỏng khối đá phân lớp với trật tự các lớp đá khác nhau: cát kết, sét kết, than, sét kết, bột kết bên trái; cát kết sét kết, than, bột kết cát kết bên phải

2.2. Kết quả mô phỏng

Kết quả phân tích, mô phỏng cho đầy đủ các thông tin về các quy luật biến đổi cơ học xảy ra trong khối đá xung quanh đường lò, bao gồm các quy luật về phân bố ứng suất, dịch chuyển, biến dạng và sự hình thành các vùng phá hủy. Trên cơ sở đó người phân tích có thể rút ra các nhận định về các khả năng điều chỉnh các yếu tố công nghệ, ví dụ gia cố khối đá... để có thể hạn chế các sự cố như sập lò, trượt lở... có thể xảy ra hay đúng hơn là có thể bị gây ra.

Sau đây, giới thiệu một vài kết quả mô phỏng, nhằm thấy được điểm mạnh của mô phỏng số nói chung, cũng như trong phân tích tại biến địa chất.

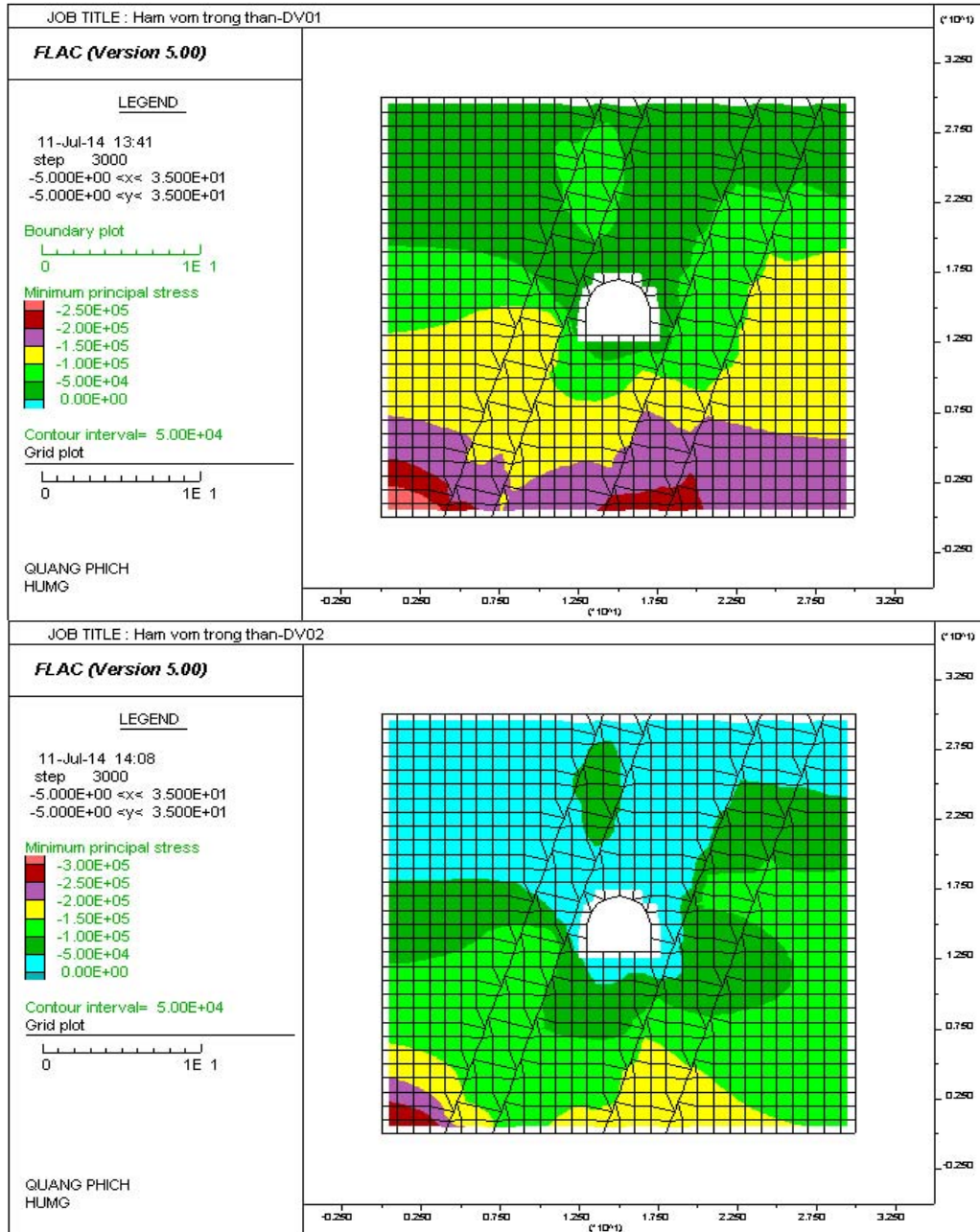
Trên hình 2 và 3 là các hình ảnh về quy luật phân bố các thành phần ứng suất chính lớn nhất và ứng suất chính nhỏ nhất.



Hình 2. Quy luật phân bố ứng suất chính lớn nhất, trên: trường hợp 1; dưới: trường hợp 2

Rất dễ nhận thấy trên hình 2 là, quy luật phân bố chung là các ứng suất chính có giá trị lớn xuất hiện trong các lớp đá rắn cứng, tuy nhiên với trật tự sắp xếp của các lớp đá khác nhau, dẫn đến các vùng có giá trị trung bình của ứng suất chính có hình dạng khác nhau. Trong trường hợp 2, do dưới lớp than là lớp đá bột kết, cứng chắc hơn lớp sét kết, nên vùng cùng ứng suất chính với giá trị trung bình là 0,25MPa lan sâu trong khối than hơn với trường hợp 1.

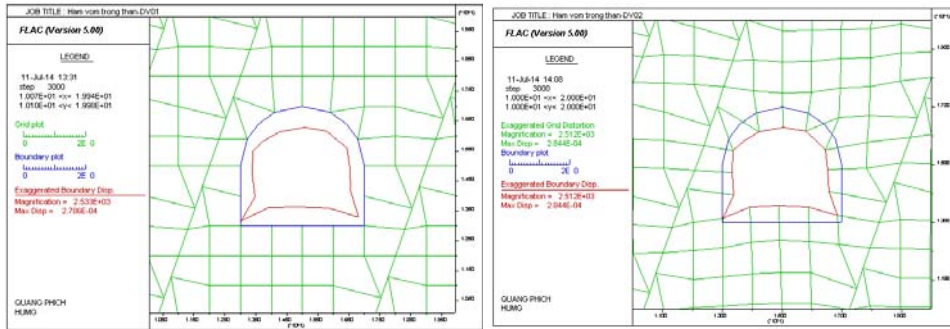
So sánh quy luật phân bố ứng suất chính nhỏ nhất trên hình 3 cho thấy có những nét khá tương đồng về các vùng phân bố trong cả hai trường hợp. Tuy nhiên, trong trường hợp 2, vùng với các thành phần ứng suất chính nhỏ nhất với các giá trị dao động trong khoảng 0 đến 0,05 MPa lan rộng hơn so với trường hợp 1, trong khi đó vùng với thành phần ứng suất dao động trong khoảng 0,15 đến 0,2 MPa lại thu nhỏ hơn ở phần dưới trên sơ đồ tính.



Hình 3. Quy luật phân bố ứng suất chính nhỏ nhất: trường hợp 1 phía trên, trường hợp 2 phía dưới

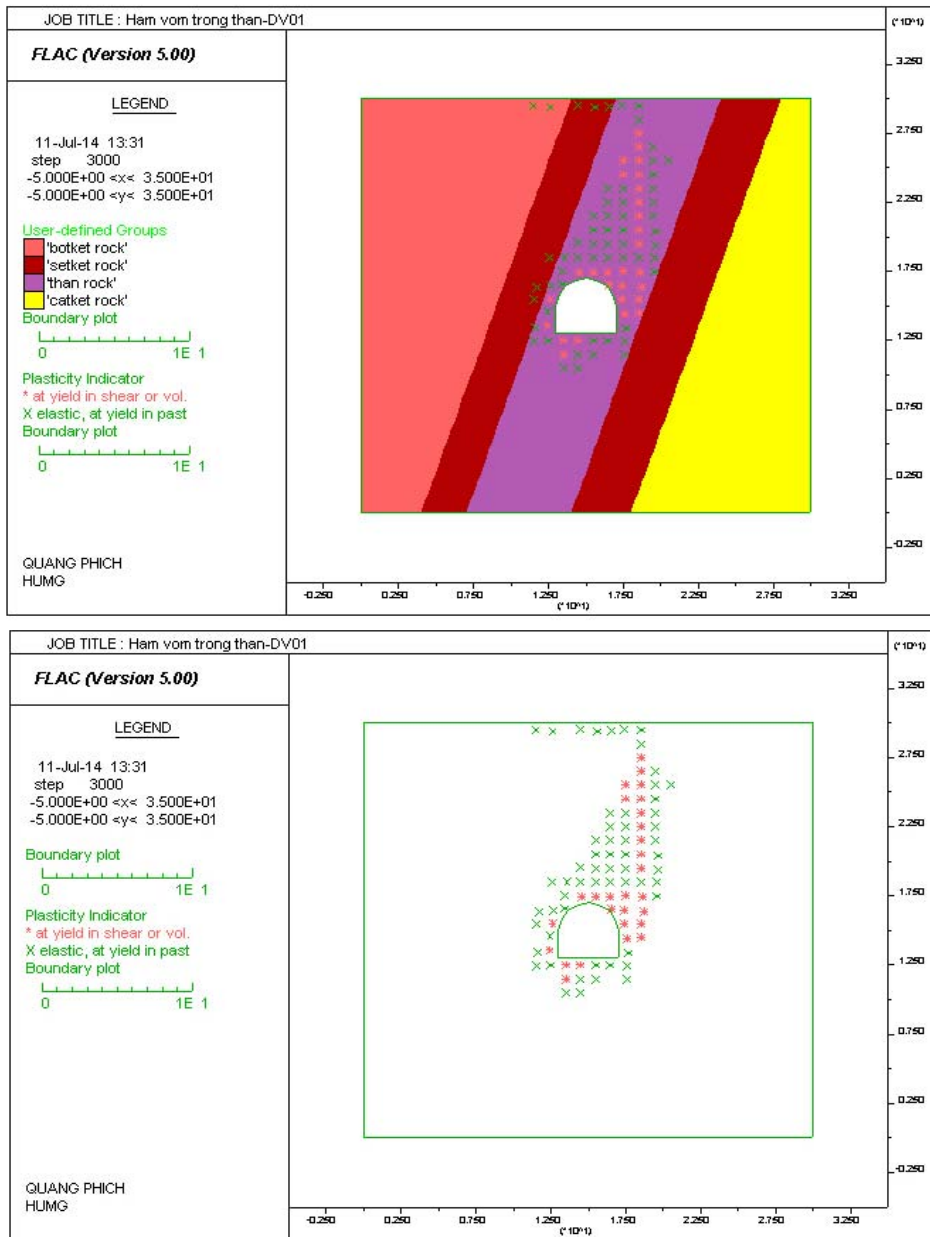
Như vậy, các kết quả nhận được cho thấy ảnh hưởng của các lớp rất rõ rệt đến quy luật phân bố ứng suất, khác xa với các kết quả phân tích thu được bằng các bài toán giải tích với mô hình được “trung bình hóa” hay “đồng nhất hóa” về khối đá [2,3,4].

Tương tự như vậy, các kết quả nhận được về quy luật dịch chuyển cho thấy do ảnh hưởng của các lớp đá, nên dịch chuyển trong khối đá xung quanh các đường lò không có tính đối xứng, mà phụ thuộc vào các dấu hiệu cấu trúc địa chất cụ thể. Trên hình 4 là các hình ảnh về dịch chuyển trên biên của các đường lò, phản ánh qua biên lò sau khi dịch chuyển.

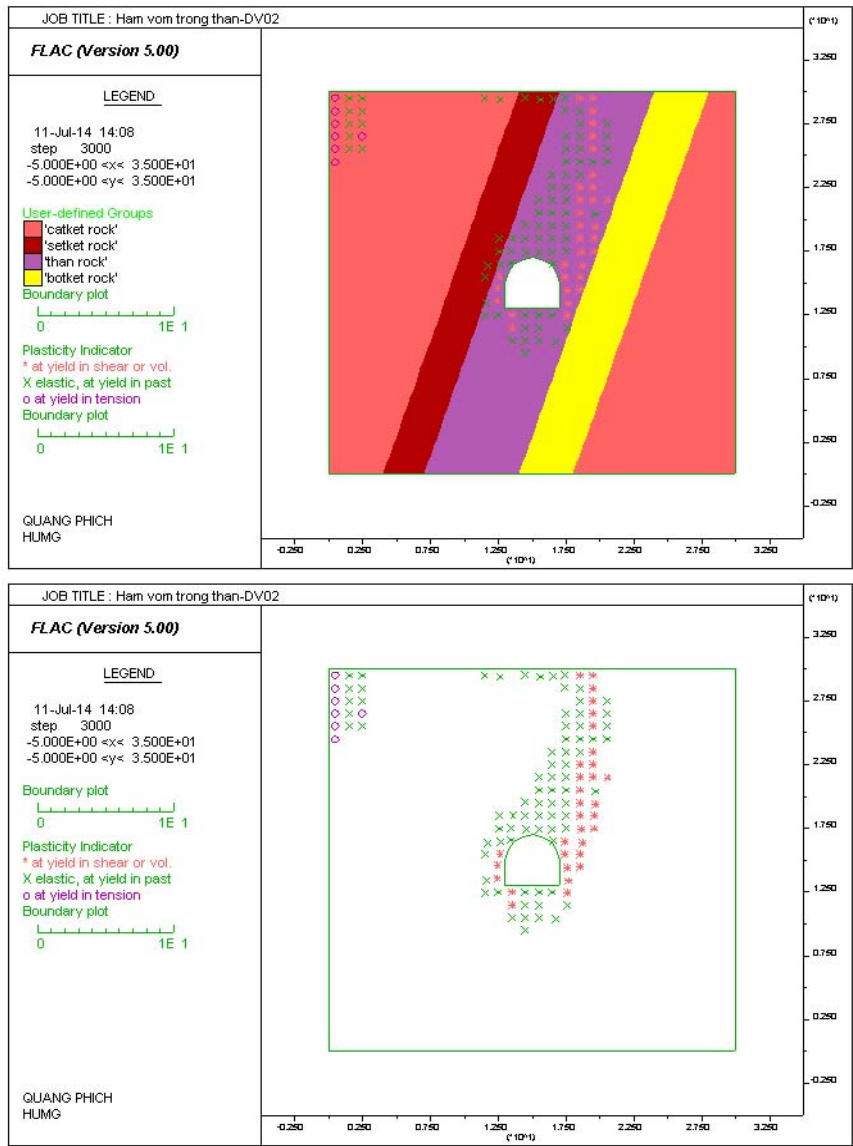


Hình 3. Dịch chuyển biên các đường lò sau khi đào: bên trái là trường hợp 1, bên phải là trường hợp 2

Trên các hình 4 và 5 cho thấy sự hình thành vùng phá hủy (vùng với các gạch chéo) trong khối đá xung quanh các đường lò.



Hình 4. Vùng phá hủy xung quanh đường lò, trường hợp 1



Hình 5. Vùng phá hủy xung quanh đường lò, trường hợp 2

Như vậy, trong các bài toán này, vùng phá hủy trong cả hai trường hợp đều phát triển chủ yếu trong lớp than và lan cho đến bề mặt vùng khối đá rắn cứng. Tuy nhiên so sánh hai trường hợp với trật tự các lớp đá khác nhau cho thấy ở trường hợp 2 vùng phá hủy phát triển rộng hơn. Kết quả cho thấy rất rõ nét ảnh hưởng của cấu trúc phân lớp cũng như trật tự sắp xếp của các lớp đá đến sự hình thành tai biến địa chất.

2.3. Nhận xét

Từ các kết quả phân tích có thể rút ra một vài nhận xét sau:

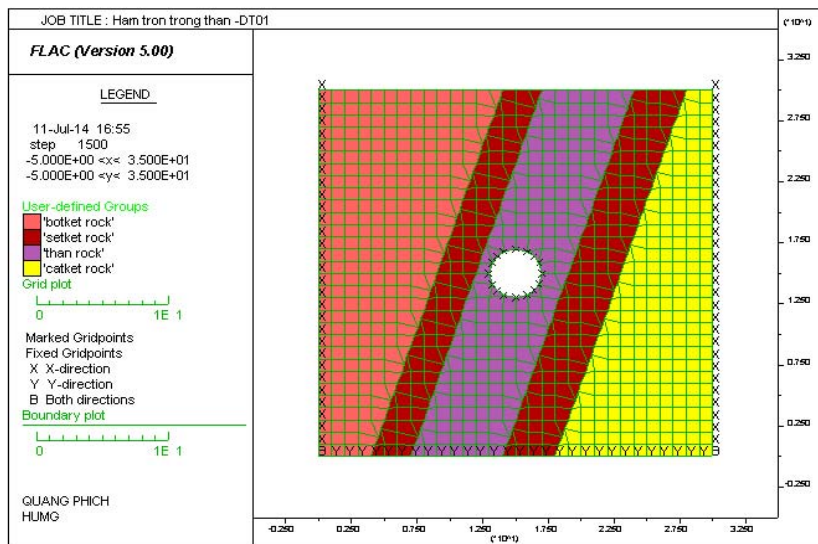
- Khi khối đá có cấu trúc phân lớp, mọi quy luật về phân bố ứng suất, dịch chuyển và sự hình thành các vùng phá hủy rất phức tạp, không hề có các biểu hiện như khối đá đồng nhất, vì vậy nói chung không thể áp dụng các quy luật nhận được bằng giải tích đơn giản để phân tích các trường hợp tương tự như thế này.
- Rõ ràng là các biến đổi về cơ học xảy ra không chỉ phụ thuộc vào thể nằm, mà còn phụ thuộc và trật tự phân bố của các lớp trong khối đá, thông qua hai sơ đồ khảo sát cho thấy:
 - Ở mô hình thứ 2 các quá trình dịch chuyển, biến dạng đạt các giá trị tương đối lớn hơn, mặt dù ở sơ đồ 2 có cả hai lớp cát kết trong đá trụ và đá vách;
 - Sự biến động về vị trí của các lớp rõ ràng ảnh hưởng đến các quá trình phân bố ứng suất, dịch chuyển trong khối đá;

- Vùng phá hủy trong trường hợp sau phát triển mạnh hơn;
- Trong cả hai trường hợp đều cho thấy, vùng phá hủy phát triển cho đến bề mặt các lớp đá cứng, do khoảng cách từ nóc công trình đến bề mặt là không lớn. Trong trường hợp này, có thể gây tai biến sụt lở đến mặt đất, với cường độ khác nhau.

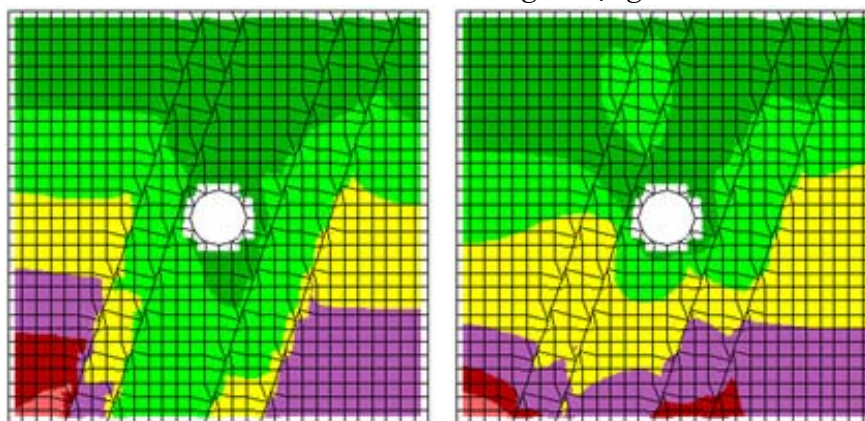
3. Ảnh hưởng của dạng tiết diện ngang công trình ngầm

Để thấy được ảnh hưởng của tiết diện ngang của công trình ngầm, đã tiến hành mô phỏng và phân tích trường hợp đường lò đào có dạng tròn, với các tham số cơ học và trật tự phân bố các lớp đá như hai trường hợp nêu trên. Các kết quả nhận được cho thấy, khi đường lò có dạng tròn, các quy luật về phân bố ứng suất, dịch chuyển cũng thể hiện sự phụ thuộc vào tính phân lớp của khối đá. Tuy nhiên vùng phá hủy trong cả hai trường hợp này không phát triển cho đến biên trên của khối đá rắn cứng. Điều đó cũng có nghĩa là, không có khả năng dẫn đến sụt lở đến mặt đất, khi đường lò hình tròn, trong các điều kiện đã khảo sát.

Trên các hình 6, 7 và 8 lần lượt là sơ đồ tính, quy luật phân bố ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất cũng như vùng phá hủy, cho trường hợp các lớp đá là cát kết, sét kết, than, sét kết và bột kết.



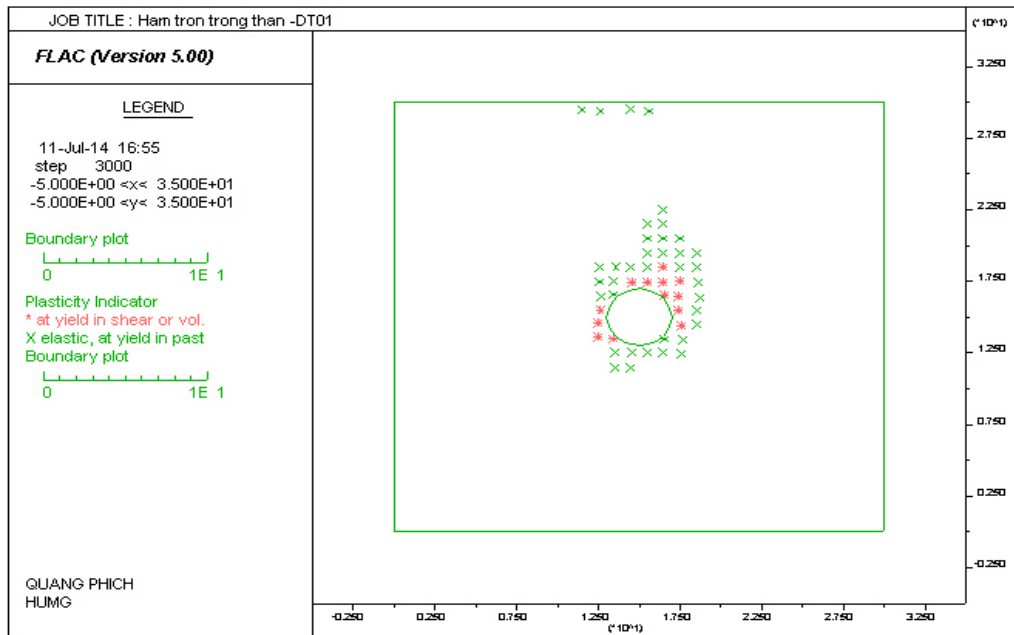
Hình 6. Sơ đồ tính với đường lò dạng tròn



Hình 7. Quy luật phân bố ứng suất lớn nhất (trái) và nhỏ nhất (phải) khi đường lò có dạng tròn

Các kết quả phân tích cho thấy khi đường lò có tiết diện tròn, các quy luật phân bố ứng suất, dịch chuyển và biến dạng phụ thuộc rất rõ vào hình dạng của khoảng trống, so với hai trường hợp đã phân tích ở trên (so sánh hình 3 và hình 7). Vùng phá hủy nằm gọn trong lớp than, mặc dù trên mặt đất cũng có một số điểm phá hủy cục bộ, không có tính đối xứng, do các lớp cắm dốc

thoải. Đặc biệt nếu chú ý đến tai biến lún mặt đất và trượt lở, cho thấy, nếu chọn tiết diện đào dạng tròn thì lún mặt đất giảm và khó có khả năng sụt lở đến mặt đất (hình 8).



Hình 8. Vùng phá hủy (gạch chéo) xung quanh đường lò dạng tròn

4. Kết luận

Các kết quả phân tích cho thấy, mô hình số cho phép giải được các bài toán chú ý tính phân lớp (không đồng nhất, không đẳng hướng của khối đá). Các quy luật nhận được về phân bố ứng suất, biến dạng, sự phát triển của vùng phá hủy, cũng như cường độ của chúng phụ thuộc rất rõ vào đặc điểm cấu trúc, quy luật sắp xếp giữa các lớp, hình dạng tiết diện ngang của công trình. Nói chung do biến động về cấu trúc địa chất, các tính chất cơ lý của đá, nên không thể có được nhận định tổng quát về các quy luật biến đổi cơ học. Rõ ràng là, để có được các hình ảnh xác đáng về các quy luật biến đổi cơ học trong khối đá với cấu trúc địa chất phức tạp, nhất thiết phải phân tích cụ thể cho từng trường hợp, với các mô hình lập cho khối đá tương ứng với cấu trúc phân lớp, các tham số cơ học của từng lớp. Với phương thức này có thể phân tích được khả năng phát triển các “điều kiện địa chất” cụ thể dẫn đến “sự cố, tai nạn”, nghĩa là có thể xác định được loại “tai biến địa chất” có thể bị gây ra do yếu tố nhân sinh. Mặt khác, bằng cách thay đổi các yếu tố công nghệ thi công, xây dựng, ví dụ thông qua việc lựa chọn dạng tiết diện đào, hoặc nhờ dự báo trước, có thể để chiều dày lớp phủ đủ lớn, sử dụng hợp lý kết cấu chống (chèn nhói, các biện pháp chống trước, đào sau) có thể hạn chế, ngăn chặn khả năng xảy ra sự cố, tai nạn, cũng có nghĩa là hạn chế được “tai biến địa chất”.

Lời cảm ơn: Công trình được hoàn thành với sự tài trợ của Bộ Khoa học và Công nghệ Việt Nam, đề tài nghiên cứu mã số ĐT.NCCB-ĐHUD.2011-G/13. Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Flac User'guide.
- [2]. Mindlin, R.D.,1939. Stress distribution around a tunnel. Transactions American Society of Civil Engineers, reprinted from Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Paper no. 2082.
- [3]. Mindlin, R.D., 1948. Stress distribution around a hole near the edge of a plate under tension. Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis V, No. 2, pp. 56-68.
- [4]. Nguyễn Quang Phích, 2007. Cơ học đá. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội 2007.

SUMMARY

Use of numerical Methods in Simulation and Analysis of Geohazards

Nguyen Quang Phich, Nguyen Van Manh, Dinh Hai Nam

Ha Noi University of Mining and Geology

Pham Dang Kham

Limited Company of development and Business of Housing, Ho Chi Minh City

In the current time, there are many methods have been proposed to study geohazards in the field of rock mechanics, underground construction, mining and also many research results have been published in the world. However, this phenomenon is received little attention in the underground construction and mining field in Vietnam. The underground structures are usually designed according to the standards and experiences of overseas.

Geomechanical process, as well as the possibility of geohazards development in mining and tunnelling can happen very diverse, depending on the geological conditions and construction technology. It's very difficult to get the appropriate results by study with analytical methods or experience for each specific case. The numerical methods are a powerful tools now in geotechnics. Through example analysis, using the program FLAC shows the applicability of the method, particularly to simulate and forecast analysis of geological hazards.

Người biên tập: TS. Đỗ Ngọc Anh

TAI BIẾN ĐỊA CHẤT - KỸ THUẬT TRONG XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM VÀ KHAI THÁC MỎ

**Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Quang Luật, Nguyễn Văn Mạnh,
Nguyễn Văn Quyển, Lê Tuấn Anh, Trường Đại học Mỏ - Địa chất
Phạm Đăng Khảm**
Công ty Phát triển kinh doanh nhà-TP Hồ Chí Minh

Tóm tắt: Tái biến địa chất với yếu tố tác động nhân sinh được gọi là tái biến địa chất-kỹ thuật, đã xảy ra khá thường xuyên trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ ở nước ta, đã gây ra nhiều thiệt hại về kinh tế, gây thương tích, thậm chí lấy đi mạng sống của con người. Nghiên cứu nhằm dự báo, phân tích và phòng tránh tái biến địa chất-kỹ thuật là thực sự cần được quan tâm. Bài viết điếm qua các dạng tái biến địa chất xuất hiện trong xây dựng công trình ngầm và khai thác hầm lò ở nước ta, đồng thời phân tích, cho thấy cần thiết phải áp dụng các công cụ hiện đại trong việc nghiên cứu dự báo, phân tích và phòng tránh tái biến địa chất.

1. Mở đầu

Từ các định nghĩa khác nhau về tái biến địa chất [1,2,3,4,5], có thể hiểu một cách tổng quát tái biến địa chất là trạng thái địa chất, tình huống, điều kiện địa chất có thể dẫn đến những thiệt hại, tai nạn lớn. Các yếu tố tác động để có thể gây ra sự cố, tai nạn từ một điều kiện địa chất nào đó được phân ra hai nhóm là [1,2,6] :

- Yếu tố tự nhiên, bao gồm các yếu tố hay quá trình ngoại sinh và nội sinh.
- Yếu tố nhân sinh, gồm tất cả các tác động của con người vào thạch quyển. Các tái biến địa chất bị gây ra do tác động kỹ thuật của con người có thể gọi là « tái biến địa chất – kỹ thuật »

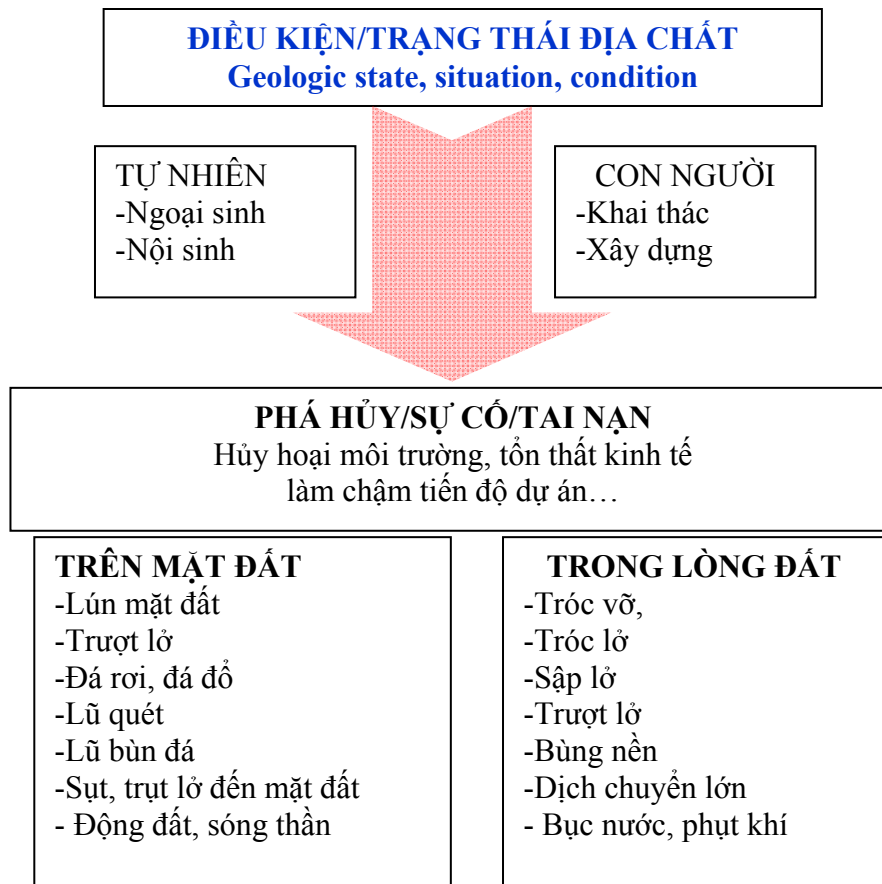
Từ định nghĩa này có thể minh họa khái niệm tái biến địa chất và các dạng tái biến địa chất, như lược đồ trên hình 1.

Cho đến nay, ở nước ta, các dạng tái biến địa chất xuất hiện do các yếu tố tự nhiên, trên bề mặt đất, như các hiện tượng đá rơi, trượt lở, lũ quét, lũ bùn đá, được các nhà địa chất, địa chất công trình nghiên cứu khá chi tiết. Hậu quả của các dạng tái biến này được công chúng, xã hội chú ý và nhận thấy ngay, do vậy các dạng tái biến địa chất này đã trở thành vấn đề trọng tâm trong nghiên cứu tái biến địa chất ở nước ta.

Xây dựng công trình ngầm, khai thác khoáng sản do con người tiến hành với các mục tiêu sử dụng khác nhau, thông qua bởi một chuỗi các công việc là phá vỡ, tách bóc một phần đất, đá, khoáng sản (rắn, lỏng), tạo nên các khoảng trống trong vỏ trái đất, tạo nên các vùng với cấu trúc địa chất ban đầu bị phá hoại trong vỏ trái đất. Những tác động và biến đổi đó, có thể dẫn đến các hiện tượng biến đổi địa cơ học khác nhau, không chỉ trong lòng trái đất, mà cả trên mặt vỏ trái đất.

Các tái biến địa chất trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ đã gây ra không ít thiệt hại về kinh tế, thậm chí cả tính mạng con người nên cũng đã và đang thường xuyên được chú ý nghiên cứu với mục đích dự báo, hạn chế, phòng ngừa. Tuy nhiên các tái biến địa chất vẫn bị gây ra, không thấy có xu thế suy giảm đi. Một trong các nguyên nhân có thể là trong các khâu công tác từ quy hoạch, thiết kế đến thi công chưa chú ý áp dụng và phát huy thế mạnh của các công cụ nghiên cứu hiện đại, cho phép có thể mô phỏng được gần đúng hơn cấu trúc địa chất, giải được các bài toán địa cơ học phức tạp hơn, từ đó có thể dự báo được các ảnh hưởng, phân tích khả năng xuất hiện tái biến địa chất từ một điều kiện địa chất cụ thể liên quan với các yếu tố công nghệ, kỹ thuật. Ngoài ra, cho đến nay trong tất cả các khâu từ quy hoạch, thiết kế và thi

công xây dựng các công trình ngầm và khai thác khoáng sản, chúng vẫn thường chủ yếu áp dụng các kinh nghiệm nước ngoài, công tác nghiên cứu chưa được chú ý thích hợp.



Hình 1. Định nghĩa tai biến địa chất và các dạng tai biến

Bài viết đi qua các dạng tai biến địa chất xuất hiện trong xây dựng công trình ngầm và khai thác hầm lò ở nước ta, đồng thời phân tích, cho thấy cần thiết phải áp dụng các công cụ hiện đại trong việc nghiên cứu dự báo, phân tích và phòng tránh tai biến địa chất.

2. Các dạng tai biến địa chất trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ hầm lò

2.1. Các dạng tai biến địa chất

Trong lĩnh vực xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ thường hay đề cập đến khái niệm "sự cố", mỗi khi xảy ra các hiện tượng, các sự kiện bất thường, gây phá hoại công trình, gây ách tắc quá trình thi công, gây nên các thiệt hại về kinh tế, gây thương tích và thậm chí lấy đi tính mạng của con người. Các sự cố xảy ra rất đa dạng và có nhiều nguyên nhân khác nhau, trong đó có cả nguyên nhân là các yếu tố liên quan với điều kiện địa chất.

Nếu tách riêng các sự cố có liên quan với các yếu tố về điều kiện địa chất, bị gây ra thông qua các tác động, hoạt động của con người, thì các sự cố đó được coi là các "tai biến địa chất" với nguồn gốc nhân sinh (antropogenic geohazard). Các tai biến địa chất bị gây ra trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ rất đa dạng. Một số dạng tai biến cơ bản là:

• Dịch động và lún mặt đất

Dịch động và lún mặt đất (surface movements – subsidence, settlement), là các tai biến địa chất liên quan với khai thác khoáng sản rắn, lỏng cũng như xây dựng các công trình ngầm gần mặt đất. Quy mô của vùng lún phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau, có thể chỉ xảy ra trong phạm vi rất nhỏ đến phạm vi rất lớn, tạo ra các khay lún.

Dịch động và lún mặt đất, tuy không gây phá hoại bản thân vỏ quả đất trên mặt đất, nhưng có thể gây ra nhiều hậu quả nghiêm trọng như làm biến đổi các dòng chảy, gây phá hủy các công trình kiến trúc, giao thông...

• Sụt lở, trượt lở đến mặt đất

Sụt lở hay trượt lở đến mặt đất bị gây ra do xây dựng các công trình ngầm hoặc khai thác mỏ, liên quan với các hiện tượng phá hủy, sập lở lớn trong lòng đất, xung quanh các khoảng trống ngầm, lan truyền đến tận mặt đất, tạo thành các phế liệu, khay sụt lở hay trượt lở. Đây là hiện tượng lún có phá hủy mạnh, có thể nhận thấy được ngay trên mặt đất. Thông thường vùng sụt lở hay trượt lở có dạng phế liệu với đường kính hàng mét và từ các độ sâu khác nhau. Trượt lở đến mặt đất là hiện tượng bất ngờ, không có tín hiệu trước. Trượt lở thường xảy ra trong khối đất như một phản ứng dây chuyền lan rộng hàng mét và làm cho đất, đá trượt nhanh vào khoảng trống ngầm. Trượt lở cũng xảy ra trong khối đá cứng khi đào các công trình qua các đứt gãy địa chất, trong các địa tầng có cấu trúc địa chất phức tạp như phân lớp, nếp uốn, đới hủy hoại. Vật liệu rời và nước có thể sập trượt vào khoảng trống cho đến mặt đất.

Nếu trượt lở xảy ra trong khu vực không có các công trình xây dựng, thì sự cố chỉ đòi hỏi thêm nhiều công việc để xử lý, khắc phục và đương nhiên làm tăng kinh phí thi công. Nhưng nếu trượt lở đến mặt đất xảy ra trong khu vực có các công trình xây dựng trên mặt đất, hậu quả có thể sẽ rất nghiêm trọng, có thể gây thiệt hại lớn không chỉ về kinh tế mà cả tính mạng con người.

• Sập, sạt lở

Sập lở, hay còn gọi là sạt lở, sạt trượt, là hiện tượng phá hủy xảy ra trong khối đá ở lân cận các khoảng trống ngầm. Đặc trưng của hiện tượng sập lở là một phần đá trượt từ phía nóc, các bên sườn hay vách, gương khai đào của các khoảng trống ngầm vào khoảng trống. Sập, sạt lở có thể bị gây ra ở các mức độ khác nhau, thông thường gây gián đoạn quá trình thi công, thậm chí ở mức độ lớn phải loại bỏ công trình và chuyển hướng thi công. Sập, sạt lở cũng có thể là giai đoạn đầu của hiện tượng sụt, trượt lở cho đến mặt đất. Sập, sạt lở thường xảy ra trong khối đá nứt nẻ mạnh, thể hiện bằng sự tách trượt, rơi các tầng đá vào khoảng trống.

Nếu như sụt, trượt lở có thể xảy ra vào các thời điểm khác nhau thì sập, sạt lở thường xảy ra ngay trong khi đào các khoảng trống ngầm.

• Tróc lở, tróc vỡ, đá rơi

Tróc lở hay tróc vỡ là các hiện tượng bong tróc đá, tách lớp, đá rơi, trượt vào khoảng trống sau khi đào, thường hay xảy ra trong thi công công trình ngầm, nếu khối đá không được phun phủ hoặc chống tạm kịp thời. Hiện tượng này thường bị gây ra ở các khối đá phân lớp mỏng, khối đá nứt nẻ với các khối nê bị tạo ra xung quanh khoảng trống sau khi đào.

• Vỡ nổ đá

Một dạng sập lở, tróc lở, tróc vỡ đặc biệt được gọi là vỡ nổ đá. Đây là khái niệm có các tên gọi khác nhau trong nhiều tài liệu chuyên môn. Bản chất của vỡ nổ đá là sập lở, tróc lở, tróc vỡ đột ngột, thường xảy ra trong các khối đá "giòn" (độ đàn hồi lớn), chịu tác dụng cường độ ứng suất cao, do giảm tải (suy giảm ứng suất) kèm theo tiếng nổ.

Tùy theo mức độ có thể phân biệt các dạng sau

- Vỡ nổ nhẹ, thể hiện bằng các tiếng nổ nhỏ, sinh ra lớp mây bụi, tách các mảng đá mỏng, tróc các tấm nhỏ phía sườn hầm và có thể có kích thước sâu đến 25cm;

- Vỡ nổ trung bình, thể hiện bởi tiếng nổ lớn, đẩy các cục đá văng ra và có thể đạt đến độ sâu 75cm;

- Vỡ nổ mạnh, thể hiện bằng tiếng nổ rất lớn, đẩy các tảng đá lớn, các khối tróc vỡ dạng vỏ củ hành, vỏ sò và đạt độ sâu đến 1,5m

Ngoài ra còn có các vụ vỡ nổ mạnh, đã từng xảy ra trong các mỏ hầm lò trên thế giới, với quy mô từng đạt đến cấp động đất 6,4 độ Richter.

• Bùng nê

Bùng nê là hiện tượng nê các công trình ngầm (đường hầm, đường lò mỏ) bị đẩy trôi lên do nhiều nguyên nhân, các yếu tố tác động khác nhau. Bùng nê có thể do đá phía nê bị nê

ép, đẩy trời vào khoảng trống; có thể do đá phía nền có tính trương nở, bị phồng lên; có thể gặp khi đào qua các đứt gãy khô, trong điều kiện nhất định.

• **Bục nước, phụt khí**

Bục nước là hiện tượng nước chảy ụp vào không gian ngầm, thường là hậu quả của các quá trình sập lở trước đó, hoặc do nước áp lực phá vỡ các lớp đá. Trong thực tế, nước có thể xuất lộ vào khoảng trống ngầm ở các mức độ khác nhau và tùy thuộc vào loại khối đá, nước có thể gây ra các hậu quả khác nhau, gây khó khăn cho quá trình thi công. Bục nước là dạng xuất lộ nguy hiểm nhất

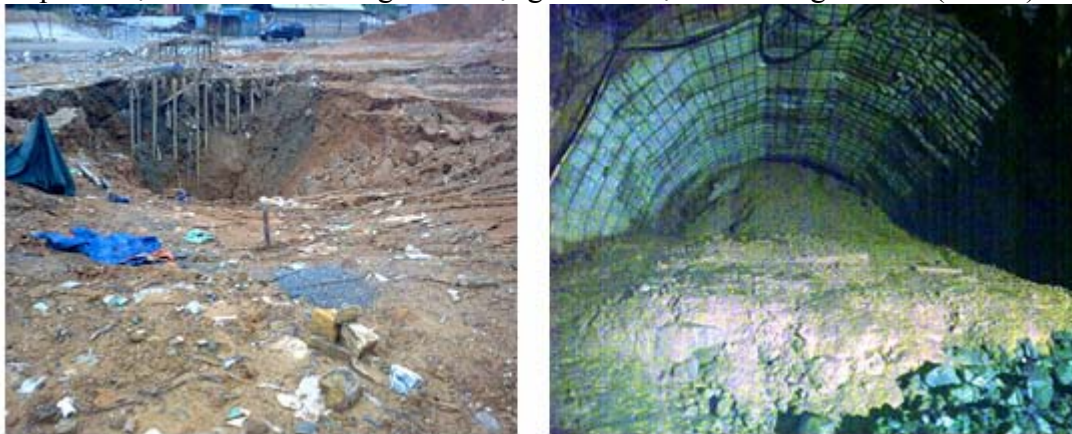
Trong khối đá có thể có các khối khí tích tụ cục bộ và thông qua công tác khai đào gây nứt nẻ, phá hủy khối đá vùng lân cận, khi đó khí có áp có điều kiện phụt, lan tỏa vào không gian đào. Đặc biệt ở các mỏ than hầm lò, thường ít nhiều chứa khí mêtan, có thể gây nổ khí, nổ bụi, trong những điều kiện đặc biệt liên quan với nồng độ, hay hàm lượng của chúng.

Để thấy được mức độ nguy hại của tai biến địa chất, sau đây đơn cử một số trường hợp đã bị gây ra trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ ở nước ta.

2.2 Một vài ví dụ tai biến địa chất trong xây dựng công trình ngầm [7]

a) Tai biến sụt lở tại cửa hầm dẫn nước nhà máy thủy điện Đak Mi 4a, Quảng Nam

Vào khoảng 23h, ngày 17 tháng 12 năm 2008, khi đào đến lý trình từ 0+137 đến 0+145 hầm dẫn nước tuyến năng lượng của nhà máy thủy điện Đak Mi 4a, thì xảy ra sự cố, một khối lượng lớn đất, đá tại vòm trái hầm bị sụt lở, và tạo thành phễu sụt lên tới mặt đất, đoạn hầm đào qua đứt gãy bậc IV phương vị hướng dốc và góc dốc $190 \angle 80$, chiều rộng 3-5m, chất lấp nhét là dăm sét. Đá thuộc đới IB và IIA tuổi Proterozoi sớm thuộc tầng Khâm Đức IIA (PR₃ kđ₁¹). Đá gneis màu xám xanh, xám trắng cứng trác, nứt nẻ trung bình đến nứt nẻ mạnh. Bề mặt khối đá ẩm ướt đến nhỏ giọt, đôi chỗ xuất hiện dòng chảy lớn. Ngoài ra còn một vài khe nứt ngẫu nhiên với thể nằm $230-260 \angle 40-70$ và $355 \angle 75$. Chất lượng khối đá được xếp vào loại xấu theo phân loại Bieniawski. Tổng khối lượng đất đá sụt lở khoảng 400 m³ (hình 2).



Hình 2. Tai biến sụt lở hầm phát triển tới mặt đất tại thủy điện Đak Mi 4a, 2008

b) Tai biến tróc lở hầm dẫn nước nhà máy thủy điện Đồng Nai 4, Đồng Nai

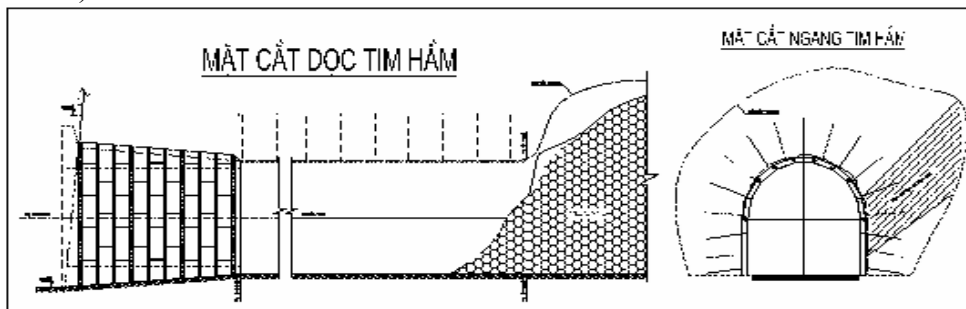
Vào khoảng 03h, ngày 26 tháng 04 năm 2008. Nhà thầu đang tiến hành trải lưới thép B40 từ lý trình PK 3+ 835 đến PK 3+838 để gia cố đoạn hầm dẫn nước tuyến năng lượng của nhà máy thủy điện Đồng Nai 4, thì xảy ra tai biến tróc lở đá. Đoạn hầm nằm trong vùng có nhiều đứt gãy bậc VI và bậc V giao cắt nhau, thể nằm của đá và hệ thống khe nứt có phương vị bất lợi, dốc ngược hướng đào hoặc theo hướng đào, các khe nứt giao cắt nhau tạo các khối nằm ở nóc hầm. Các loại đá thuộc đới phong hóa IIA (J₂ln) hệ tầng La Ngà. Khối đá bao gồm cát-bột kết nứt nẻ mạnh đến rất mạnh, chất lấp nhét chủ yếu là canxit, dăm vụn, đôi chỗ có lẫn ít sét. Khối đá có chứa nước, bề mặt lộ ẩm ướt. Đá thuộc loại xấu theo phân loại Bieniawski. Tổng khối lượng đất đá tróc lở (hay sạt lở) khoảng 20 m³ (hình 3).



Hình 3. Tai biến trượt lở hầm nhà máy thủy điện Đồng Nai 4, Đồng Nai

c) Tai biến sập lở hầm nhà máy thủy điện An Khê- KaNak, Gia Lai

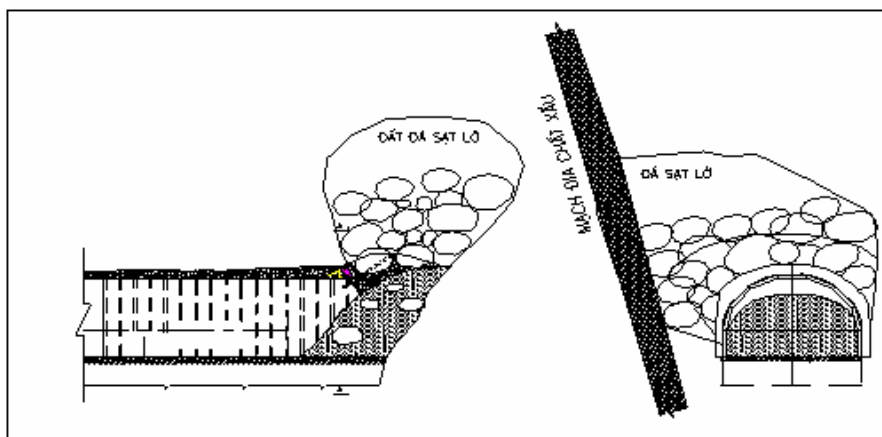
Ngày 24 tháng 08 năm 2007, khi Nhà thầu đang tiến hành khoan cắm neo từ lý trình PK 0+19 đến PK 0+ 30 để gia cố đoạn hầm dẫn nước tuyến năng lượng của nhà máy thủy điện An Khê- KaNak, thì xảy ra sự cố, một khối lượng lớn đất đá tại vách phải và vòm hầm bị sập lở. Đoạn hầm nằm trong vùng địa chất có đứt gãy. Đất phong hoá từ đá granite có dạng cát sét màu nâu vàng, xám trắng xen lẫn các dải sét cát màu nâu sẫm. Tổng khối lượng đất đá khoảng 200 m³(hình 4).



Hình 4. Sự cố sập lở hầm nhà máy thủy điện An Khê- KaNak, Gia Lai

d) Tai biến sập lở hầm nhà máy thủy điện Ba Hạ, Phú Yên

Tháng 03 năm 2006, khi Nhà thầu đang tiến hành lắp dựng khung chống gia cố tạm, từ lý trình PK 0+951,76 đến PK 0+ 961,76 đoạn hầm dẫn nước tuyến năng lượng của nhà máy thủy điện Ba Hạ, thì xảy ra tai biến sập lở đá. Một khối lượng lớn đất và đá dạng cuội tảng từ phía vách hầm đã sập lở, kéo theo cả phần trên nóc hầm sập xuống. Đất đá khu vực này bao gồm: đá phong hoá sót và chất lấp nhét có dạng cát, sét, bùn, màu nâu vàng, xám đen. Nước ngầm tại khu vực này xuất hiện rất nhiều. Tổng khối lượng đất đá khoảng 80 m³(hình 5).



Hình 5. Sự cố sập lở hầm nhà máy thủy điện Ba Hạ, Phú Yên

đ) Tai biến sập lở hầm thủy lợi Ngàn Trươi-Cẩm Trang, Hà Tĩnh

Vào khoảng 11h ngày 22 tháng 09 năm 2010, khi công trường đang trong giờ nghỉ trưa, thì tại cửa hầm dẫn nước của Công trình thủy lợi Ngàn Trươi-Cẩm Trang, Hà Tĩnh, xảy ra tai biến sập lở đất đá. Một khối lượng lớn đất đá đổ sập xuống ngay tại cửa hầm và kéo theo sập lở vào phía bên trong vòm hầm khoảng 30m. Đất đá khu vực này là đất đá phong hóa, to rời, dạng phiến nhỏ, phân vĩa, không đồng nhất, bao gồm sét màu nâu vàng, xám đen, xen lẫn các dải màu nâu sẫm. Tổng khối lượng đất đá khoảng 100m³ (hình 6).



Hình 6. Sự cố sập lở cửa hầm tunnel Ngàn Trươi-Cẩm Trang, Hà Tĩnh

2.3. Một vài tai biến, sự cố trong khai thác than

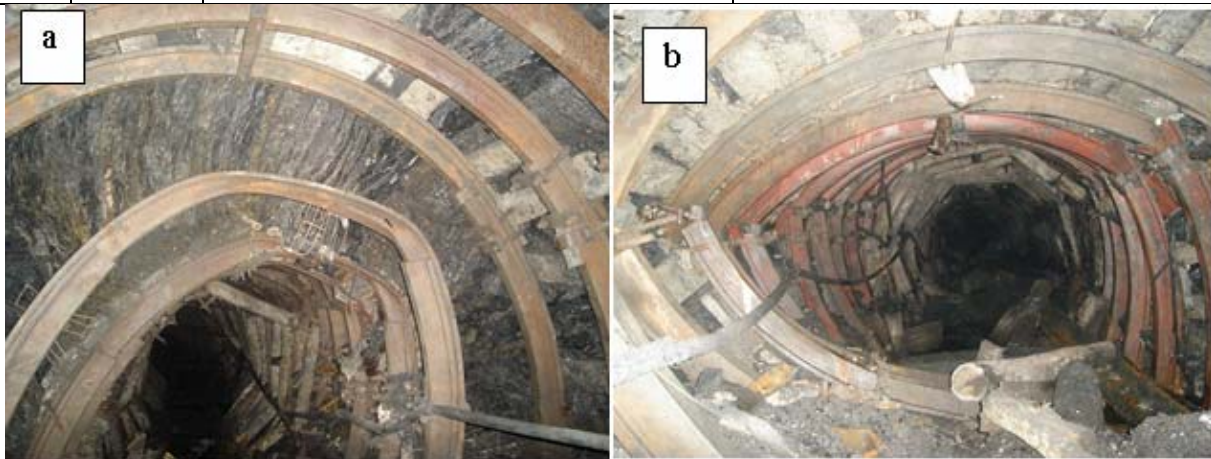
Cho đến nay, trong lĩnh vực khai thác than hầm lò đã xảy ra khá nhiều tai biến địa chất, trong đó có 3 loại chính là sụt lở đến mặt đất, sập lò, nổ khí mê tan (CH₄) và bụi nước. Trong bảng 1 đơn cử một vài sự kiện đã xảy ra và đã được công bố trên các phương tiện thông tin đại chúng.

Trên cơ sở khảo sát một số đường lò dọc vỉa than, như các lò dọc vỉa 7, vỉa 9 mỏ than Đồng Rì, Nông Việt Hùng và nnc [8] đã ghi lại các hiện tượng phá hủy đường lò do áp lực nén không những từ phía nóc lò (hình 7.a) mà còn đẩy từ phía nền lò làm cho vỉ chống bị đẩy trượt theo góc dốc vỉa (hình 7.b)

Bảng 1. Một vài ví dụ tai biến địa chất trong lĩnh vực khai thác than

TT	Sự cố, tai biến	Thời gian, địa điểm và hậu quả	Nguồn
1	Nổ khí	6-3-2006. Cty Than Thống Nhất, làm chết 8 người	http://vietbao.vn/Xa-hoi/Nguyen-nhan-sap-lo-tai-mo-than-Mong-Duong-khong-the-bat-kha-khang/40133523/157/
2	Sập lò	31-3-2006. Cty than Mông Dương, làm chết 4 người, 17 người bị kẹt nhiều giờ trong lò	
3	Sập lò	Sáng 17/03/2008. Mỏ than thổ phi tại lò giếng cũ ở khu vực hồ Yên Trung (thị xã Uông Bí), vùi lấp hai thanh niên	http://dantri.com.vn/xa-hoi/sap-lo-tai-hai-nguoi-thoat-chet-trong-gang-tac-223336.htm
4	Nổ khí	1h20 sáng 8-12-2008. Mỏ Khe Chàm. 8 người chết, 20 bị thương	http://dantri.com.vn/xa-hoi/sap-lo-tai-hai-khe-cham-8-cong-nhan-tu-nan-20-nguoi-bi-thuong-263464.htm
5	Sập lò	19 h10 ngày 13-8-2010. Lò nghiêng thông gió mức +10 đến +30 vỉa G9 khu Vũ Môn thuộc Công trường Khai thác	http://hn.24h.com.vn/tin-tuc-trong-ngay/3-nguoi-tu-nan-vi-sap-lo-than-c46a317561.html

		2, Công ty CP Than Mông Dương, 3 người chết	
6	Sập lò	Trưa ngày 20/8/2010. Tại tổ 13, khu 2 (phường Hà Khánh, TP Hạ Long, Quảng Ninh, 2 người chết	http://www.baomoi.com/Quang-Ninh-Sap-lo-than-2-nguoi-thiet-mang/141/6854328.epi
7	Sập lò	10g sáng 7/9/2012. Lò khai khoáng tại xã La Pán Tân. 14 người tử nạn, 3 người bị thương.	http://news.go.vn/xa-hoi/tin-882182/yen-bai-sap-lo-it-nhat-14-nguoi-tu-nan.htm
8	Sập lò do bụi nước	11h20 23/7/2012. Xí nghiệp than Ông Bí (Công ty CP Xi măng và XD Quảng Ninh). 3 người chết, 4 người trọng thương	http://wap.tinngan.vn/Sap-ham-lo-3-nguoi-chet-4-nguoi-trong-thuong-0-1-0-345254.html
9	Sập lò than	Sáng 20-11-2012. Xí nghiệp than Hồng Thái, Công ty than Ông Bí. 2 người chết	http://vn.news.yahoo.com/p-1-qu-ng-ninh-th-m-1-041000666.html



Hình 7. Khung chống bị nén bẹp trong các điều kiện địa chất phức tạp

3. Vấn đề nghiên cứu dự báo, phân tích và phòng tránh tai biến địa chất

Có thể nói rằng, nghiên cứu dự báo, phân tích và phòng ngừa ”tai biến địa chất ” đến nay vẫn được triển khai thường xuyên trên thế giới và trong nước liên quan với công tác ”phân tích đánh giá mức độ ổn định của khối đá ”, bằng các công cụ, các phương pháp khác nhau, bao gồm :

- Các phương pháp kinh nghiệm, với đỉnh cao là các phương pháp phân loại khối đá ;
- Các phương pháp quan trắc, đo đạc tại hiện trường, với các phương tiện nghiên cứu, các trang thiết bị ngày càng hiện đại hơn, phạm vi ứng dụng ngày càng tốt hơn;
- Các phương pháp nghiên cứu mô hình vật lý (mô hình vật liệu tương đương, quang ứng suất, ly tâm, tương tự điện) ;
- Các phương pháp lý thuyết, được phân ra thành hai nhóm là các phương pháp giải tích và phương pháp số, kể các việc áp dụng các mô hình thống kê trong các phương pháp này ;
- Các quy chuẩn hay tiêu chuẩn quốc gia, với các quy định cụ thể liên quan với các công tác quy hoạch, thiết kế.

Tuy nhiên, việc áp dụng cụ thể các phương pháp này để giải quyết các vấn đề thực tế vẫn ít nhiều mang tính cục bộ, trường phái, tùy thuộc vào nhận thức của các nhà khoa học, quản lý và cả điều kiện phát triển kinh tế của mỗi quốc gia, đơn vị quản lý, phụ thuộc vào tính quan trọng của mỗi công trình và thậm chí còn phụ thuộc vào thói quen, cũng như ”tính bảo thủ” của những người có quyền quyết định. Mặt khác, khối đá là môi trường địa chất biến động mạnh, có nhiều ”bất thường”, nhiều ”dị thường”, nên các tài liệu, thông tin khảo sát, thăm dò, phân tích,

đánh giá luôn mang tính "không chắc chắn". Chính vì vậy tai biến địa chất vẫn thường xuyên xảy ra. Đây cũng là động lực đòi hỏi công tác khảo sát, thăm dò ; các mô hình mô phỏng khối đá, phân tích, đánh giá ngày càng phải được hoàn thiện hơn. Phân tích để dự báo các khả năng dẫn đến tai biến địa chất chưa thực sự được chú ý riêng.

Kinh nghiệm trên thế giới cho thấy, tai biến địa chất sẽ bị gây ra, khi không có sự quan tâm, chuẩn bị kỹ ngay từ đầu [9].

Ở nước ta, cho đến nay, các công tác khảo sát, thăm dò và thiết kế.. vẫn chủ yếu được triển khai dựa vào các kinh nghiệm, tiêu chuẩn của các nước trên thế giới. Cũng vì thế, trong lĩnh vực xây dựng thủy điện, đã gặp nhiều lúng túng, khi có nhiều đối tác nước ngoài tham gia với tư cách thiết kế, tư vấn giám sát, thi công. Nhưng sự khác biệt gặp phải khi sử dụng các tiêu chuẩn khác nhau cũng đã được phân tích trong [10]. Ngoài ra các tiến bộ khoa học chưa thực sự được áp dụng kịp thời vào các công tác khảo sát thăm dò, nghiên cứu và thiết kế.

Những tồn tại này đòi hỏi phải xúc tiến phát triển, áp dụng hơn nữa các công cụ nhằm phát hiện các ẩn họa địa chất, mô phỏng và phân tích các điều kiện có thể gây ra tai biến địa chất, không chỉ trong giai đoạn quy hoạch, thiết kế, mà cả trong quá trình thi công. Chỉ trên cơ sở đó sẽ có thể hạn chế, loại trừ tai biến địa chất.

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu đã nhận được, ví dụ trong [11,12,13,14], chúng tôi thấy rằng, cần tăng cường áp dụng mô phỏng các quá trình biến đổi địa cơ học trong khối đá, xây dựng các tiêu chí dự báo khả năng, thời điểm có thể xuất hiện tai biến địa chất.

4. Kết luận

Tai biến địa chất- kỹ thuật vẫn xảy ra thường xuyên trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ ở nước ta. Một trong các lý do cơ bản là trong các công tác khảo sát, quy hoạch, thiết kế hiện nay, chúng ta mới chỉ áp dụng các thành tựu khoa học, kỹ thuật của nước ngoài, nhưng chưa chú ý áp dụng các công cụ, phương pháp nghiên cứu, mô phỏng hiện đại. Không quan tâm đầy đủ, không phân tích thận trọng các vấn đề liên quan sẽ gây ra tai biến địa chất.

Các loại tai biến địa chất – kỹ thuật trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ rất đa dạng và cũng có thể bị gây ra đồng thời, trong những điều kiện địa chất và công nghệ nhất định. Để có thể dự báo, phân tích và phòng ngừa các tai biến địa chất, cần áp dụng các phương pháp số, chú ý xây dựng được mô hình cấu trúc thích hợp cho khối đá và cho phép giải được các bài toán địa cơ học phức tạp, chú ý được các yếu tố tác động khác nhau. Công tác mô phỏng, phân tích không chỉ dừng lại trong giai đoạn quy hoạch, thiết kế, mà cần thiết phải triển khai nhanh cả trong quá trình thi công, khi các điều kiện địa chất cụ thể được cập nhật tại hiện trường.

Lời cảm ơn: Công trình được hoàn thành với sự tài trợ của Bộ Khoa học và Công nghệ Việt Nam, đề tài nghiên cứu mã số ĐT.NCCB-ĐHUD.2011-G/13. Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1].Trần Trọng Huệ và nnk, 2003. Nghiên cứu đánh giá tổng hợp các loại hình tai biến địa chất lãnh thổ Việt Nam và các phương pháp phòng chống (Giai đoạn 2 - Các tỉnh miền núi phía Bắc. Báo cáo tổng kết đề tài độc lập cấp nhà nước. Viện Địa chất, Hà Nội. 2003.
- [2]. Đào Văn Thịnh và nnk, 2005. Báo cáo tổng kết đề án Điều tra tai biến địa chất vùng Tây Bắc Việt Nam. Lưu trữ địa chất, Tổng cục ĐC – KS, Hà Nội.
- [3]. Trần Mạnh Liễu . Cơ sở tiếp cận hệ thống và đánh giá dự báo tổng hợp tai biến địa chất. Tạp chí Địa kỹ thuật, số 2/2007.
- [4]. Trần Mạnh Liễu. Một vài phương pháp đánh giá định tính và định lượng vai trò của các yếu tố hình thành và phát triển tai biến địa chất. Tạp chí Địa kỹ thuật. Số 3/2008.

- [5]. Đặng Hữu Diệp. Tai biến địa chất liên quan đến các môi trường đất – đá khác nhau ở Việt Nam. Tạp chí KHKT Mỏ - Địa chất, số 35, 7/2011, (Chuyên đề Địa chất công trình), tr.79-83.
- [6]. Nguyễn Xuân Huyền, Trần Tuấn Anh, 2010. Tăng cường hiệu quả nghiên cứu đánh giá tai biến địa chất phục vụ phát triển bền vững. Hội nghị Khoa học kỷ niệm 35 năm Viện KH&CNVN (1975-2010), Tiểu ban: Khoa học Trái Đất. Hà Nội, 2010, 39-52.
- [7]. Hà Vinh. Sự cố trong xây dựng công trình ngầm-nguyên nhân và biện pháp phòng chống. Luận văn Thạc sỹ kỹ thuật. Đại học Mỏ-Địa chất 2011.
- [8]. Nông Việt Hùng và nnk, 2011. Sử dụng vi chống có kết cấu đặc biệt chống giữ các đường lò đào qua vùng đất đá có áp lực mỏ lớn. Thông tin KH-CN Mỏ. Số 11/2011. Tr 16-18.
- [9]. Blindheim O.T. Geological Hazards - Causes, Effects and Prevention. Norwegian Tunnelling Society. Publication No. 13. P. 23-29
- [10]. Doãn Kim Thuyên, Bùi Khôi Hùng, Phạm Viết An, Đậu Đức Nhậm, Bùi Việt Cường, Trần Văn Tư, Nguyễn Quang Phích. Nghiên cứu trạng thái cơ học của khối đá và sự tập trung ứng suất biến dạng ở nền và xung quanh công trình ngầm vho xây dựng thủy điện. Báo cáo đề tài nghiên cứu khoa học. Hà Nội 15/12/2000.
- [11]. Nguyễn Quang Phích và nnk. Ảnh hưởng của các hệ khe nứt đến các dạng tai biến địa chất trong xây dựng công trình ngầm. Hội nghị Cơ học toàn quốc lần thứ IX. Hà Nội, 8-9/12/2012.
- [12]. Nguyễn Quang Phích Phạm Văn Chung. Nghiên cứu xây dựng mô hình địa cơ dự báo hiện tượng phá hủy, dịch chuyển và biến dạng trong khai thác than vùng Quảng Ninh. Tạp chí Địa kỹ thuật. ISSN-0868-279X. Năm thứ 17. Số 3 Năm 2013. Trang 39 – 45.
- [13]. Nguyễn Quang Phích và nnk. Vấn đề mô hình hóa khối đá phân lớp, nứt nẻ và nghiên cứu tai biến địa chất. Tạp chí ĐỊA CHẤT, loạt A, số 334, 3-4/2013, tr. 82-90
- [14]. Nguyen Q.P., Nguyen V.M., Konietzky H., Pham N.A., Nguyen Q.L. Numerical Simulation of the Influence of Water Inrush on Underground Coal Mining Stability in Vietnam. DOI: 10.1007/978-3-319-02678-7_60, © Springer International Publishing Switzerland 2014. P 629-636.

SUMMARY

Geological-technical hazards in Tunnelling and underground mining

Nguyen Quang Phich, Nguyen Quang Luat, Nguyen Van Manh,

Nguyen Van Quyen, Le Tuan Anh

Ha Noi University of Mining and Geology

Pham Dang Kham

Limited Company of development and Business of Housing, Ho Chi Minh City

Geological hazards by human impact factor called also technical - geological hazard, are caused quite often in underground construction and mining in our country. They have caused much economic losts, damaged health, injury, even took away the lives of human beings. Research to predict, analyze and prevent technical-geological disasters is really needed attention. This article points through some form of geological hazards caused in the underground construction and mining in our country, and analysis shows that it is necessary to apply modern tools of research to forecast, analyze and prevent of geological hazards .

Người biên tập: TS. Đỗ Ngọc Anh

VỀ CÁC DẠNG PHÁT TRIỂN VÙNG PHÁ HỦY XUNG QUANH CÔNG TRÌNH NGẦM TRONG KHỐI ĐÁ CÓ ĐỨT GỖY

Nguyễn Quang Phích, Đỗ Ngọc Thái, Nguyễn Quang Luật
Trường Đại học Mỏ - Địa chất Hà Nội
Vũ Đức Quyết
Trường Đại học Công nghiệp Quảng Ninh

Tóm tắt: Sự hình thành và phát triển các vùng phá hủy trong khối đá xung quanh công trình ngầm rất đa dạng, phức tạp, đặc biệt trong vùng khối đá có chứa các đứt gãy. Hiện nay, đã có nhiều phương pháp, chương trình số khác nhau được phát triển trong lĩnh vực địa kỹ thuật, cho phép có thể gần đúng hơn về khối đá, do vậy cho phép có thể mô phỏng, phân tích sự hình thành vùng phá hủy nói chung trong khối đá. Bài viết giới thiệu khái quát về yêu cầu mô phỏng khối đá, về các phương pháp số thông dụng hiện nay và một số kết quả nghiên cứu sự hình thành vùng phá hủy trong khối đá phân lớp có phay hay đứt gãy bằng chương trình UDEC.

1. Đặt vấn đề

Công trình ngầm được xây dựng trong lòng vỏ quả đất với nhiều mục đích khác nhau. Khai đào để tạo ra khoảng trống ngầm sẽ phá vỡ trạng thái cân bằng ban đầu trong khối đất đá, gây biến đổi về trạng thái vật chất, trạng thái cơ học, vật lý. Trong khối đất đá sẽ xuất hiện các biến đổi khác nhau theo xu hướng đưa khối đất đá về trạng thái cân bằng mới. Trong các tình huống đó, khối đá xung quanh các khoảng trống ngầm sẽ tồn tại ở hai trạng thái (theo quan điểm cơ học) là:

- Ổn định, khi hình dạng và kích thước của khoảng trống sau khi khai đào được “giữ nguyên”, hay không có sự thay đổi nào cả;
- Mất ổn định, nếu kích thước và hình dạng của khoảng trống bị biến đổi sau khi đào.

Thuần túy chú ý về mặt cơ học, hiện tượng mất ổn định của khối đất đá khá đa dạng và để đảm bảo sử dụng khoảng trống ngầm an toàn và hiệu quả, cần thiết phải sử dụng các giải pháp chống giữ, gia cố khác nhau. Cho đến nay, đã có nhiều giải pháp gia cố, chống giữ khối đất đá được phát triển, áp dụng. Giải pháp gia cố, chống giữ hợp lý được chọn và thiết kế phụ thuộc căn bản vào mức độ mất ổn định của khối đất đá. Cũng vì thế, phân tích, đánh giá mức độ ổn định của khối đất đá sau khi khai đào khoảng trống ngầm đã, đang và sẽ luôn là một trong các vấn đề nghiên cứu quan trọng trong lĩnh vực địa cơ học.

Cùng với sự phát triển các công cụ tính toán trong lĩnh vực cơ học, cùng với những tiến bộ kỹ thuật, nhận thức mới trong công tác khảo sát, thăm dò địa chất, bài toán nghiên cứu, phân tích mức độ ổn định của khối đất đá ngày càng chú ý được nhiều yếu tố tác động hơn, chính xác hơn. Các kết quả phân tích đã góp phần giảm thiểu, hạn chế được các sự cố trong xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ, đồng thời cho phép có được các giải pháp ngày càng hợp lý hơn về kỹ thuật và kinh tế. Tuy nhiên, sử dụng các công cụ tính toán, phân tích khác nhau cho một bài toán cụ thể sẽ có thể cho các kết quả không thống nhất, đặc biệt là về mặt định lượng. Bài viết này giới thiệu một vài kết quả nghiên cứu sự hình thành vùng phá hủy xung quanh đường lò ở mỏ than, bằng chương trình UDEC [1].

2. Khái quát về công cụ tính toán, phân tích lý thuyết

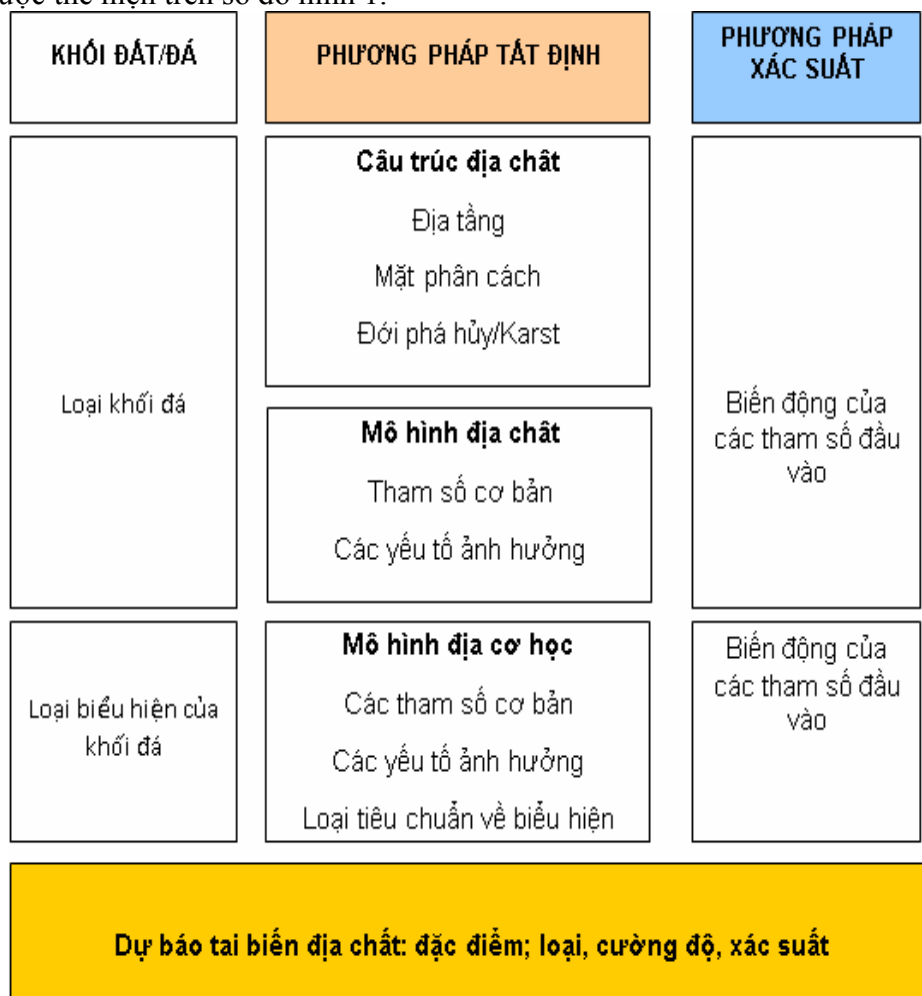
Bài toán phân tích mức độ ổn định (hay chính xác hơn là mức độ mất ổn định) của khối đất đá xung quanh các khoảng trống ngầm (cũng thường được gọi ngắn gọn là phân tích mức độ

ổn định công trình ngầm) là bài toán rất phức tạp. Nói chung, mức độ ổn định của công trình ngầm phụ thuộc vào hai nhóm yếu tố chính là:

- Điều kiện địa chất;
- Dạng tác động của con người.

Theo định nghĩa tổng quát về tai biến địa chất, (tai biến địa chất là trạng thái, điều kiện địa chất có thể phát triển dẫn đến các sự cố, tai nạn) thì hiện tượng mất ổn định của công trình ngầm, trong điều kiện địa chất nào đó, là một dạng của tai biến địa chất, với yếu tố tác động là công tác khai đào công trình ngầm. Để phân biệt với các tai biến địa chất với yếu tố tác động tự nhiên, nên dạng tai biến địa chất này cũng được gọi là tai biến địa chất-kỹ thuật.

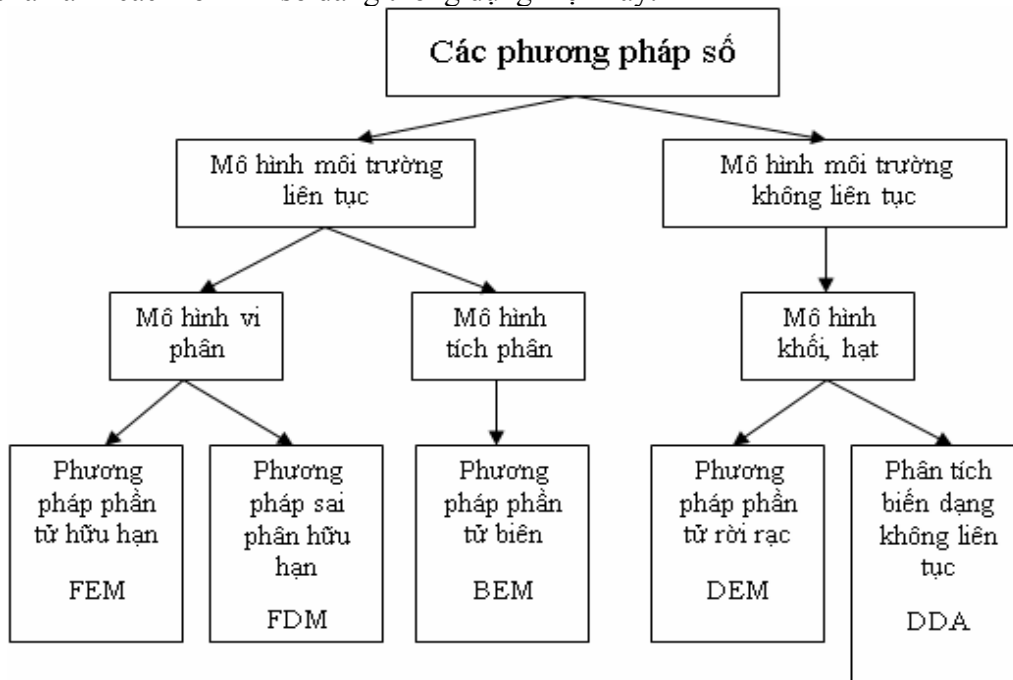
Mấu chốt của phương pháp lý thuyết là phải thiết lập được sơ đồ tính, với các điều kiện ban đầu, điều kiện biên phù hợp. Điều quan trọng là cần phải mô phỏng được hay lập được mô hình hợp lý về khối đá, đối tượng cần khảo sát, bao gồm mô hình về loại khối đất đá, chú ý đến các đặc điểm cấu trúc địa chất, địa chất thủy văn với các tham số, các yếu tố ảnh hưởng đặc trưng cho mô hình địa chất; mô hình về biểu hiện cơ học hay địa cơ học bao hàm các tham số cơ học liên quan với dạng biểu hiện cơ học, các tiêu chuẩn chuyển đổi trạng thái cơ học. Tuy nhiên trong thực tế các số liệu đầu vào thường không chính xác hay không chắc chắn. Sự biến động của chúng phản ánh tính tự nhiên và mang tính ngẫu nhiên, do vậy cũng hình thành phương pháp tính toán, phân tích chú ý đến sự biến động đó, được gọi là phương pháp xác suất. Hiện nay, phương pháp xác suất dựa trên nền tảng của phương pháp tất định, với các tham số biến động được đưa vào tính lập hay tính theo chu trình xác định và từ đó phân tích xác suất của quá trình (tai biến địa chất) có thể xảy ra. Tổng hợp các yếu tố liên quan với phương pháp tất định và xác suất được thể hiện trên sơ đồ hình 1.



Hình 1. Phương pháp lý thuyết và mô hình về khối đá

Nếu chú ý về phương pháp tính, có thể chia các phương pháp lý thuyết thành hai nhóm là phương pháp giải tích và phương pháp số. Mặc dù đến nay phương pháp giải tích đã phát triển rất mạnh, nhưng bị hạn chế về giới hạn của các bài toán và các điều kiện có thể giải được. Ở đây chỉ đề cập đến các phương pháp số và cũng không phân tích, so sánh những ưu, nhược điểm, phạm vi áp dụng của hai nhóm phương pháp này.

Tuy các kết quả nhận được thường chỉ có nghĩa cho bài toán với các tham số đầu vào cụ thể, cho trường hợp cụ thể, song các phương pháp số ngày càng phát triển và tỏ ra là công cụ đắc lực trong lĩnh vực địa cơ học. Chúng cho phép có thể giải được các bài toán phức tạp về điều kiện hình học, điều kiện biên, mô hình cơ học. Tuy nhiên, các nhóm phương pháp, xây dựng trên cơ sở lý thuyết khác nhau cũng lại có những ưu điểm và hạn chế nhất định. Trên hình 2 là sơ đồ phản ánh các mô hình số đang thông dụng hiện nay.



Hình 2. Các phương pháp số thông dụng hiện nay [2]

Ngoài các phương pháp nêu trong hình 2, cũng còn có các phương pháp khác thuộc nhóm không chia lưới (meshless) đang được phát triển để khắc phục các khó khăn gặp phải liên quan với việc chia lưới, ví dụ phương pháp Galerkin không phần tử (EFGM- Element Free Galerkin Method) [3].

3. Về các dạng vùng phá hủy khi đào qua phay

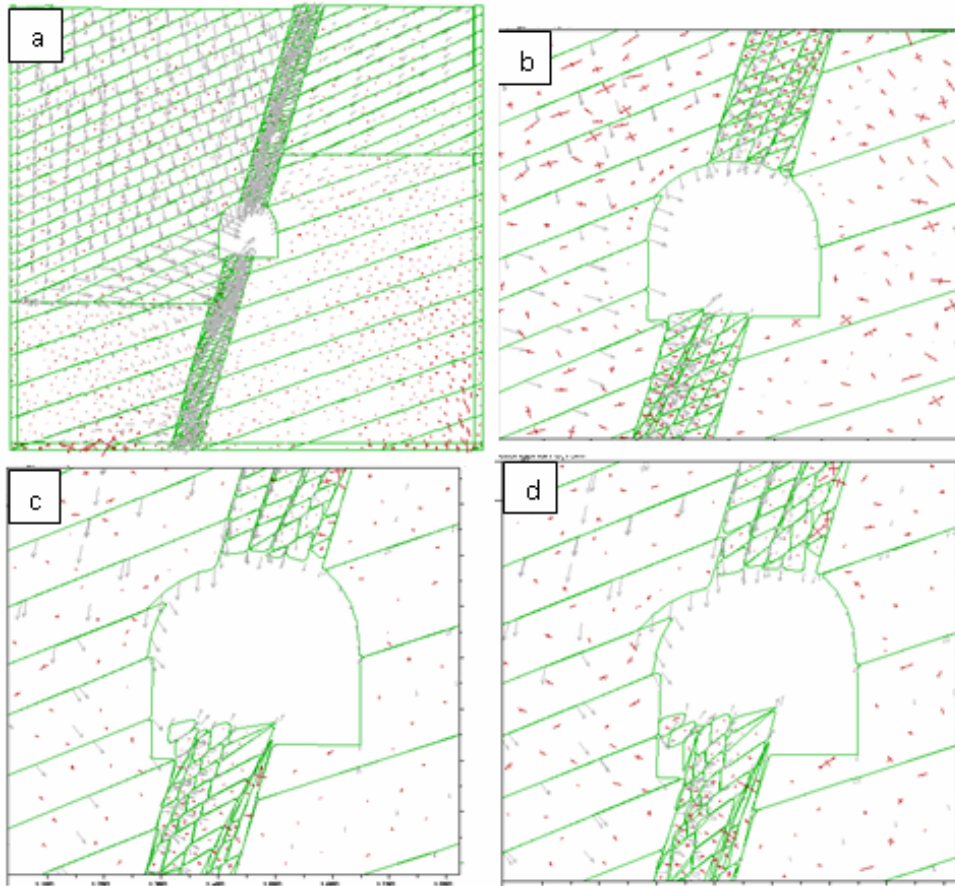
Vùng khai thác than Quảng Ninh có đặc điểm địa chất rất phức tạp. Các phay hay đứt gãy là dạng cấu trúc địa chất đặc biệt trong khối đá, tiềm ẩn khả năng gây ra các tai biến địa chất nghiêm trọng. Thực tế đào lò cho thấy, khi đào các đường lò gần phay, qua phay đã xảy ra các biến đổi cơ học phức tạp, không chỉ gây ra các sự cố trong quá trình thi công, mà còn gây phá hoại các đường lò trong quá trình sử dụng, ngay cả khi đã sử dụng các kết cấu chống, tổ hợp kết cấu chống “khỏe”. Mặc dù vậy, không phải lúc nào cũng có thể thiết kế các đường lò tránh các phay. Thực tế này đòi hỏi phải phân tích đánh giá thận trọng các cơ chế hình thành phá hủy khi đào qua phay, gần phay, từ đó đề xuất được các giải pháp gia cố, chống giữ hợp lý hơn.

Ba ví dụ mô phỏng sau đây sẽ cho thấy các mức độ phức tạp của quá trình phát triển vùng phá hủy khi đào lò qua phay, trong khối đá trầm tích phân lớp.

Trường hợp thứ nhất: đường lò đào qua một phay nhỏ, có bề rộng nhỏ hơn chiều rộng đường lò, trong vùng khối đá có hai lớp đá là bột kết (phía trên) và cát kết (phía dưới) nứt nẻ thưa, như trên hình 3.

Hình 3a phản ánh quy luật chung về phân bố ứng suất (gạch chéo màu đỏ) và véc tơ dịch chuyển (mũi tên màu trắng xám) trong toàn vùng khảo sát. Dịch chuyển ban đầu chủ yếu xảy ra

manh trong lớp bột kết phía bên trái, hướng về phía đường lò sau khi đào, do lớp bột kết mềm yếu hơn so với lớp cát kết.



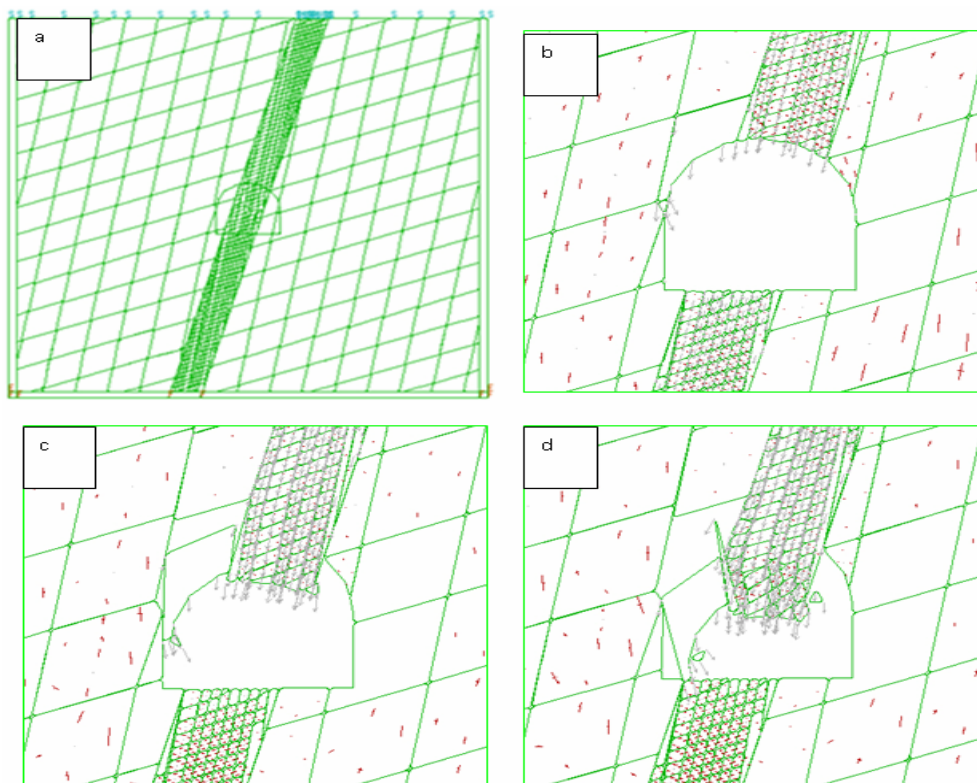
Hình 3. Hình thành và phát triển vùng phá hủy khi đào lò qua phay, trong khối đá phân lớp

Trên các hình 3 b,c và d phản ánh sự phát triển tiếp theo của quá trình dịch chuyển và phá hủy khối đá, nếu đường lò không được chống giữ, gia cố. Trong trường hợp này, đới phá hủy (phay) bị nén ép, nên xu thế dịch chuyển tụt vào khoảng trống giảm dần. Nhưng ngược lại, lớp bột kết bị nén ép mạnh về phía nền và đẩy các tầng đá trong đới phá hủy trôi lên từ phía nền.

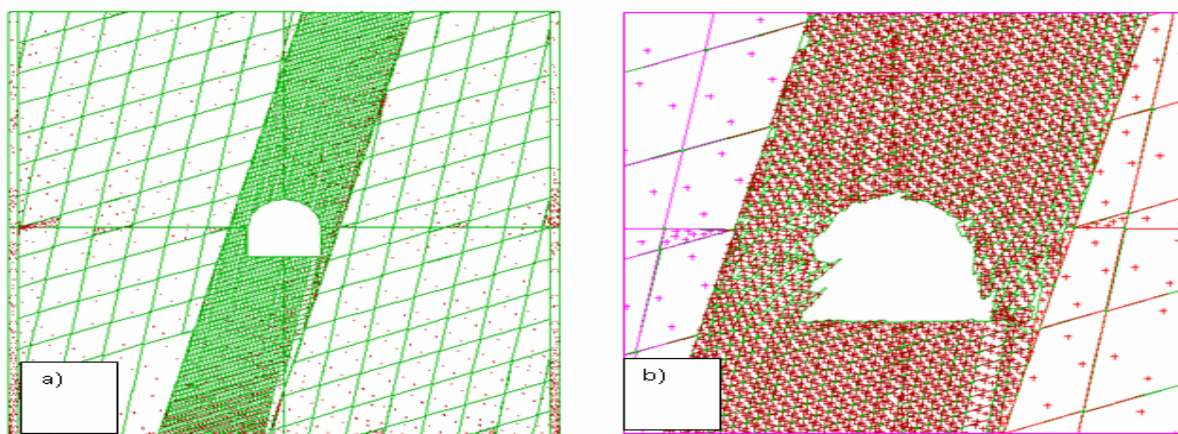
Cũng từ kết quả mô phỏng này cho thấy phía sườn bên phải là lớp cát kết nứt nẻ thưa không hề bị phá hủy và dịch chuyển khá ít về phía đường lò. Điều đó cũng có nghĩa là không nhất thiết các lớp đá dịch chuyển nhiều theo hướng cắm, như một số nhận định trong cơ học đá.

Với các kết quả mô phỏng cho thấy, để giữ cho đường lò ổn định, cần đặc biệt chú ý phía sườn trái và nền lò, cụ thể cần gia cố khối đá, kết hợp với sử dụng kết cấu linh hoạt cho phía sườn trái và nền lò. Kết cấu có tính đối xứng trong trường hợp này chắc chắn sẽ bị vụn, phá hủy do áp lực lệch.

Trường hợp thứ hai: đường lò được đào qua phay, nhưng nằm gọn trong lớp đá cát kết có hai hệ khe nứt, như trên hình 4. Trên hình 4a là sơ đồ tính, các hình 4 b,c và d cho thấy sự thay đổi của quy luật phân bố ứng suất (gạch đỏ) và dịch chuyển (mũi tên màu xám trắng) ở vùng lân cận đường lò. Có thể nhận thấy, phần đất đá trong đới vỡ vụn phía nóc lò và khối nêm bên vai trái dịch chuyển với xu thế sập lỏ vào đường lò rất rõ rệt. Ứng suất tập trung lan truyền ra xa biên lò, phía bên sườn phải, với hai khối nêm có thành phần ứng suất tác dụng lên khá nhỏ. Do khả năng nhận tải hay độ bền của lớp cát kết cao, nên ứng suất tập trung phân bố chủ yếu tại đây. Phía nền lò và phần sườn phải khá ổn định, khi không chống. Trong trường hợp này, các biện pháp gia cố trước cho phần nóc hầm (ví dụ khoan cắm cọc, chèn nhói, hoặc khoan phụt) và neo chốt vai vòm trái cần được chuẩn bị thận trọng. Ở đây không đi sâu phân tích các phương án gia cố và chống giữ, nhưng bằng UDEC hoàn toàn có thể mô phỏng các phương án khác nhau, để có thể chọn giải pháp hợp lý.



Hình 4. Dịch chuyển và phá hủy xung quanh đường lò, trong khối đá cát kết có hai hệ khe nứt
Trường hợp thứ 3: đới phá hủy có chiều rộng lớn hơn chiều rộng đường lò, còn mọi thông số khác đều giống như ở trường hợp thứ 2. Sơ đồ tính và kết quả mô phỏng cuối cùng thể hiện lần lượt trên hình 5 a) và 5b).



Hình 5. Đường lò đào qua đới phá hủy rộng: sơ đồ mô phỏng a) và kết quả b)

Kết quả mô phỏng cho thấy, do vùng lân cận đường lò ít nhiều có thể coi là môi trường đồng nhất, nên dịch chuyển xuất hiện khá đều từ phía nóc và hai bên sườn về phía khoảng trống. Kết cấu chống bằng khung thép linh hoạt kích thước có thể là phương án khả dĩ, tuy nhiên, mức độ linh hoạt, khoảng cách giữa các khung cần phải được mô phỏng, phân tích, thiết kế thận trọng.

4. Nhận xét và kết luận

Khai đào các công trình ngầm sẽ dẫn đến các quá trình biến đổi địa cơ học phức tạp trong khối đá. Các quá trình biến đổi bị chi phối bởi rất nhiều yếu tố khác nhau, liên quan với đặc điểm địa hình, đặc điểm địa chất, địa chất thủy văn, đặc điểm cấu trúc, các tính chất cơ học của đá, khối đá, cũng như các yếu tố công nghệ. Tùy thuộc vào các yếu tố tác động, khả năng tiếp nhận của khối đá, khối đá có thể bị phá hủy, dịch chuyển ở nhiều dạng khác nhau, đòi hỏi

phải được phân tích, mô phỏng để dự báo cho chính xác, phục vụ lựa chọn và thiết kế các giải pháp công nghệ đào, chống thích hợp, không thể chỉ dựa trên cơ sở một số hướng dẫn, tiêu chuẩn khá đơn giản. Một số kết quả tổng hợp và phân tích tai biến địa chất khi đào lò qua phay, trong khối đá phân lớp, nứt nẻ cho thấy tính đa dạng, phức tạp của các quá trình biến đổi cơ học. Dự báo càng chính xác càng có khả năng ngăn ngừa được các tai biến địa chất. Phương pháp số đã, đang và sẽ là công cụ mạnh có thể đáp ứng mục tiêu này.

Lời cảm ơn: Công trình được hoàn thành với sự tài trợ của Bộ Khoa học và Công nghệ Việt Nam, đề tài nghiên cứu mã số ĐT.NCCB-ĐHUD.2011-G/13. Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. UDEC –User’s Guide.
- [2]. Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Văn Mạnh, Đỗ Ngọc Anh. Phương pháp số - Chương trình PLAXIS 3D và UDEC. Nhà xuất bản Xây dựng 2007.
- [3]. Belytschko, T et al. Meshless Methods-An Overview and Recent Developments. Northwestern University. May 2, 1996.

SUMMARY

On the Development of Damage Zone around Underground Openings in Jointed and Faulted Rock Mass

Nguyen Quang Phich, Do Ngoc Thai, Nguyen Quang Luat

Ha Noi University of Mining and Geology

Vu Duc Quyet

Quang Ninh University of Industry

The formation and development of the damage zone around underground openings in jointed and faulted rock mass is very diverse, complex, especially. Currently, there are many numerical methods and different programs were developed in the field of geotechnics which can enable better modelling of rocks and rock masses, can also allow simulation, analyze the formation and development of damage zones in general. The article introduces an overview of simulation requirements for rock masses, the common numerical methods currently used and some results of research on the formation of damage zones in jointed and faulted rock mass by using UDEC.

Người biên tập:

VỀ CÁC DẠNG PHÁT TRIỂN VÙNG PHÁ HỦY XUNG QUANH CÔNG TRÌNH NGẦM TRONG KHỐI ĐÁ CÓ ĐỨT GỖ

Nguyễn Quang Phích, Đỗ Ngọc Thái, Nguyễn Quang Luật
Trường Đại học Mỏ - Địa chất Hà Nội
Vũ Đức Quyết
Trường Đại học Công nghiệp Quảng Ninh

Tóm tắt: Sự hình thành và phát triển các vùng phá hủy trong khối đá xung quanh công trình ngầm rất đa dạng, phức tạp, đặc biệt trong vùng khối đá có chứa các đứt gãy. Hiện nay, đã có nhiều phương pháp, chương trình số khác nhau được phát triển trong lĩnh vực địa kỹ thuật, cho phép có thể gần đúng hơn về khối đá, do vậy cho phép có thể mô phỏng, phân tích sự hình thành vùng phá hủy nói chung trong khối đá. Bài viết giới thiệu khái quát về yêu cầu mô phỏng khối đá, về các phương pháp số thông dụng hiện nay và một số kết quả nghiên cứu sự hình thành vùng phá hủy trong khối đá phân lớp có phay hay đứt gãy bằng chương trình UDEC.

1. Đặt vấn đề

Công trình ngầm được xây dựng trong lòng vỏ quả đất với nhiều mục đích khác nhau. Khai đào để tạo ra khoảng trống ngầm sẽ phá vỡ trạng thái cân bằng ban đầu trong khối đất đá, gây biến đổi về trạng thái vật chất, trạng thái cơ học, vật lý. Trong khối đất đá sẽ xuất hiện các biến đổi khác nhau theo xu hướng đưa khối đất đá về trạng thái cân bằng mới. Trong các tình huống đó, khối đá xung quanh các khoảng trống ngầm sẽ tồn tại ở hai trạng thái (theo quan điểm cơ học) là:

- Ổn định, khi hình dạng và kích thước của khoảng trống sau khi khai đào được “giữ nguyên”, hay không có sự thay đổi nào cả;
- Mất ổn định, nếu kích thước và hình dạng của khoảng trống bị biến đổi sau khi đào.

Thuần túy chú ý về mặt cơ học, hiện tượng mất ổn định của khối đất đá khá đa dạng và để đảm bảo sử dụng khoảng trống ngầm an toàn và hiệu quả, cần thiết phải sử dụng các giải pháp chống giữ, gia cố khác nhau. Cho đến nay, đã có nhiều giải pháp gia cố, chống giữ khối đất đá được phát triển, áp dụng. Giải pháp gia cố, chống giữ hợp lý được chọn và thiết kế phụ thuộc căn bản vào mức độ mất ổn định của khối đất đá. Cũng vì thế, phân tích, đánh giá mức độ ổn định của khối đất đá sau khi khai đào khoảng trống ngầm đã, đang và sẽ luôn là một trong các vấn đề nghiên cứu quan trọng trong lĩnh vực địa cơ học.

Cùng với sự phát triển các công cụ tính toán trong lĩnh vực cơ học, cùng với những tiến bộ kỹ thuật, nhận thức mới trong công tác khảo sát, thăm dò địa chất, bài toán nghiên cứu, phân tích mức độ ổn định của khối đất đá ngày càng chú ý được nhiều yếu tố tác động hơn, chính xác hơn. Các kết quả phân tích đã góp phần giảm thiểu, hạn chế được các sự cố trong xây dựng công trình ngầm, khai thác mỏ, đồng thời cho phép có được các giải pháp ngày càng hợp lý hơn về kỹ thuật và kinh tế. Tuy nhiên, sử dụng các công cụ tính toán, phân tích khác nhau cho một bài toán cụ thể sẽ có thể cho các kết quả không thống nhất, đặc biệt là về mặt định lượng. Bài viết này giới thiệu một vài kết quả nghiên cứu sự hình thành vùng phá hủy xung quanh đường lò ở mỏ than, bằng chương trình UDEC [1].

2. Khái quát về công cụ tính toán, phân tích lý thuyết

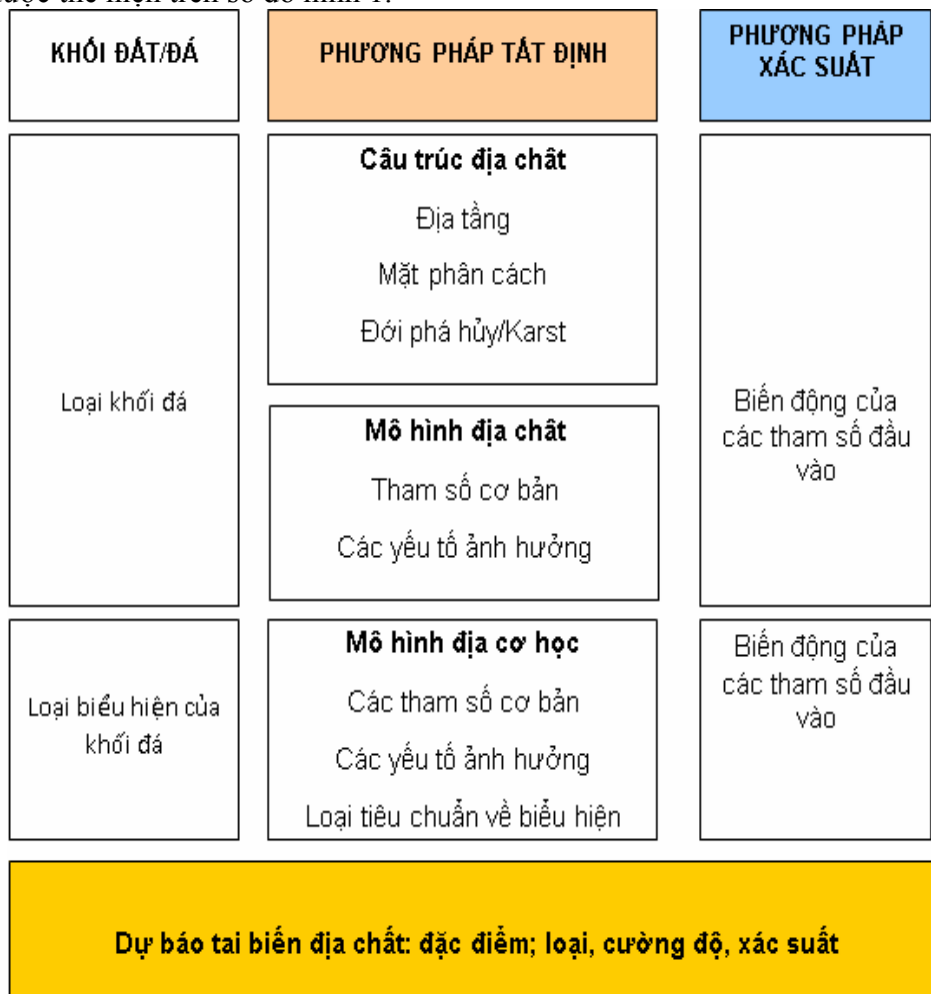
Bài toán phân tích mức độ ổn định (hay chính xác hơn là mức độ mất ổn định) của khối đất đá xung quanh các khoảng trống ngầm (cũng thường được gọi ngắn gọn là phân tích mức độ

ổn định công trình ngầm) là bài toán rất phức tạp. Nói chung, mức độ ổn định của công trình ngầm phụ thuộc vào hai nhóm yếu tố chính là:

- Điều kiện địa chất;
- Dạng tác động của con người.

Theo định nghĩa tổng quát về tai biến địa chất, (tai biến địa chất là trạng thái, điều kiện địa chất có thể phát triển dẫn đến các sự cố, tai nạn) thì hiện tượng mất ổn định của công trình ngầm, trong điều kiện địa chất nào đó, là một dạng của tai biến địa chất, với yếu tố tác động là công tác khai đào công trình ngầm. Để phân biệt với các tai biến địa chất với yếu tố tác động tự nhiên, nên dạng tai biến địa chất này cũng được gọi là tai biến địa chất-kỹ thuật.

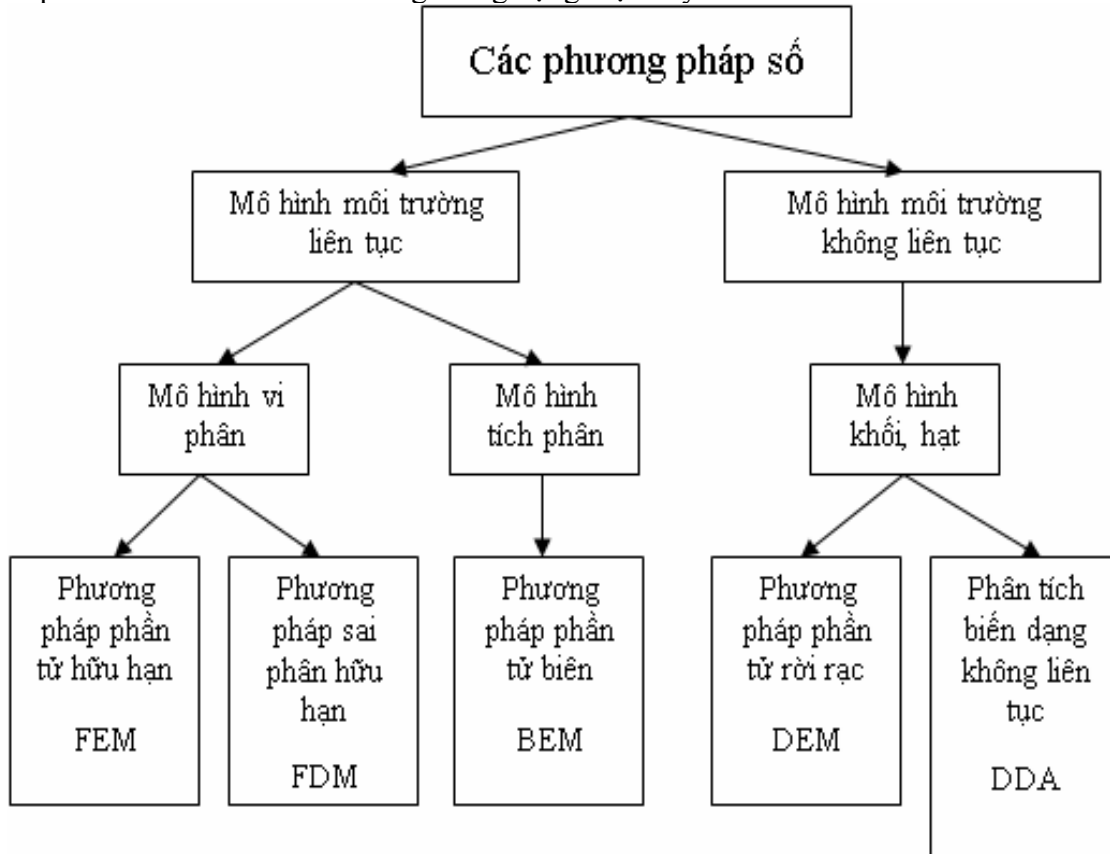
Mấu chốt của phương pháp lý thuyết là phải thiết lập được sơ đồ tính, với các điều kiện ban đầu, điều kiện biên phù hợp. Điều quan trọng là cần phải mô phỏng được hay lập được mô hình hợp lý về khối đá, đối tượng cần khảo sát, bao gồm mô hình về loại khối đất đá, chú ý đến các đặc điểm cấu trúc địa chất, địa chất thủy văn với các tham số, các yếu tố ảnh hưởng đặc trưng cho mô hình địa chất; mô hình về biểu hiện cơ học hay địa cơ học bao hàm các tham số cơ học liên quan với dạng biểu hiện cơ học, các tiêu chuẩn chuyển đổi trạng thái cơ học. Tuy nhiên trong thực tế các số liệu đầu vào thường không chính xác hay không chắc chắn. Sự biến động của chúng phản ánh tính tự nhiên và mang tính ngẫu nhiên, do vậy cũng hình thành phương pháp tính toán, phân tích chú ý đến sự biến động đó, được gọi là phương pháp xác suất. Hiện nay, phương pháp xác suất dựa trên nền tảng của phương pháp tất định, với các tham số biến động được đưa vào tính lập hay tính theo chu trình xác định và từ đó phân tích xác suất của quá trình (tai biến địa chất) có thể xảy ra. Tổng hợp các yếu tố liên quan với phương pháp tất định và xác suất được thể hiện trên sơ đồ hình 1.



Hình 1. Phương pháp lý thuyết và mô hình về khối đá

Nếu chú ý về phương pháp tính, có thể chia các phương pháp lý thuyết thành hai nhóm là phương pháp giải tích và phương pháp số. Mặc dù đến nay phương pháp giải tích đã phát triển rất mạnh, nhưng bị hạn chế về giới hạn của các bài toán và các điều kiện có thể giải được. Ở đây chỉ đề cập đến các phương pháp số và cũng không phân tích, so sánh những ưu, nhược điểm, phạm vi áp dụng của hai nhóm phương pháp này.

Tuy các kết quả nhận được thường chỉ có nghĩa cho bài toán với các tham số đầu vào cụ thể, cho trường hợp cụ thể, song các phương pháp số ngày càng phát triển và tỏ ra là công cụ đắc lực trong lĩnh vực địa cơ học. Chúng cho phép có thể giải được các bài toán phức tạp về điều kiện hình học, điều kiện biên, mô hình cơ học. Tuy nhiên, các nhóm phương pháp, xây dựng trên cơ sở lý thuyết khác nhau cũng lại có những ưu điểm và hạn chế nhất định. Trên hình 2 là sơ đồ phản ánh các mô hình số đang thông dụng hiện nay.



Hình 2. Các phương pháp số thông dụng hiện nay [2]

Ngoài các phương pháp nêu trong hình 2, cũng còn có các phương pháp khác thuộc nhóm không chia lưới (meshless) đang được phát triển để khắc phục các khó khăn gặp phải liên quan với việc chia lưới, ví dụ phương pháp Galerkin không phần tử (EFGM- Element Free Galerkin Method) [3].

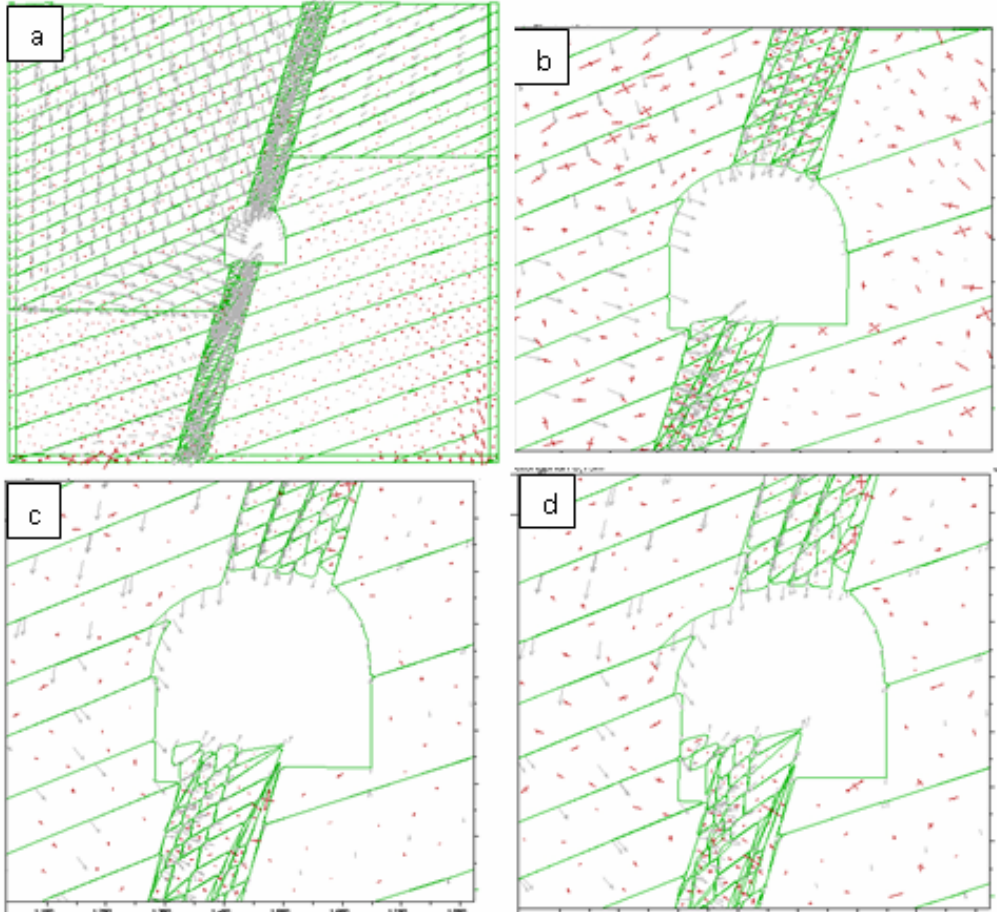
3. Về các dạng vùng phá hủy khi đào qua phay

Vùng khai thác than Quảng Ninh có đặc điểm địa chất rất phức tạp. Các phay hay đứt gãy là dạng cấu trúc địa chất đặc biệt trong khối đá, tiềm ẩn khả năng gây ra các tai biến địa chất nghiêm trọng. Thực tế đào lò cho thấy, khi đào các đường lò gần phay, qua phay đã xảy ra các biến đổi cơ học phức tạp, không chỉ gây ra các sự cố trong quá trình thi công, mà còn gây phá hoại các đường lò trong quá trình sử dụng, ngay cả khi đã sử dụng các kết cấu chống, tổ hợp kết cấu chống “khỏe”. Mặc dù vậy, không phải lúc nào cũng có thể thiết kế các đường lò tránh các phay. Thực tế này đòi hỏi phải phân tích đánh giá thận trọng các cơ chế hình thành phá hủy khi đào qua phay, gần phay, từ đó đề xuất được các giải pháp gia cố, chống giữ hợp lý hơn.

Ba ví dụ mô phỏng sau đây sẽ cho thấy các mức độ phức tạp của quá trình phát triển vùng phá hủy khi đào lò qua phay, trong khối đá trầm tích phân lớp.

Trường hợp thứ nhất: đường lò đào qua một phay nhỏ, có bề rộng nhỏ hơn chiều rộng đường lò, trong vùng khối đá có hai lớp đá là bột kết (phía trên) và cát kết (phía dưới) nứt nẻ thưa, như trên hình 3.

Hình 3a phản ánh quy luật chung về phân bố ứng suất (gạch chéo màu đỏ) và véc tơ dịch chuyển (mũi tên màu trắng xám) trong toàn vùng khảo sát. Dịch chuyển ban đầu chủ yếu xảy ra mạnh trong lớp bột kết phía bên trái, hướng về phía đường lò sau khi đào, do lớp bột kết mềm yếu hơn so với lớp cát kết.



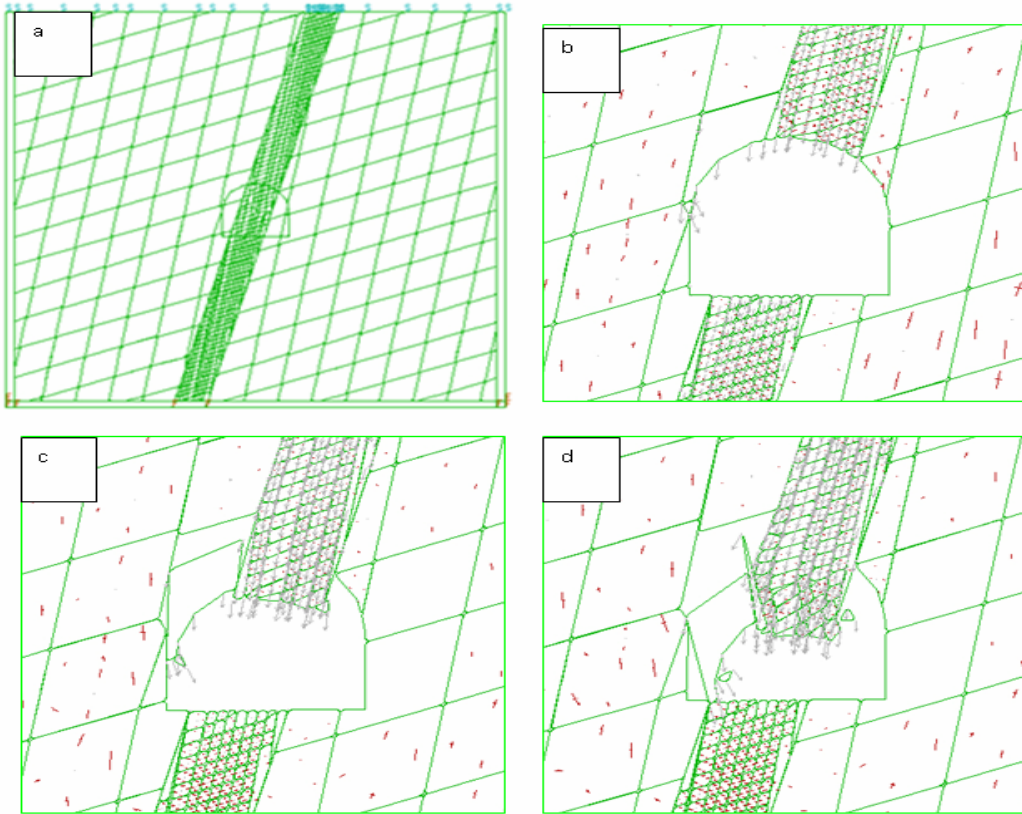
Hình 3. Hình thành và phát triển vùng phá hủy khi đào lò qua phay, trong khối đá phân lớp

Trên các hình 3 b,c và d phản ánh sự phát triển tiếp theo của quá trình dịch chuyển và phá hủy khối đá, nếu đường lò không được chống giữ, gia cố. Trong trường hợp này, đới phá hủy (phay) bị nén ép, nên xu thế dịch chuyển tụt vào khoảng trống giảm dần. Nhưng ngược lại, lớp bột kết bị nén ép mạnh về phía nền và đẩy các tầng đá trong đới phá hủy trôi lên từ phía nền.

Cũng từ kết quả mô phỏng này cho thấy phía sườn bên phải là lớp cát kết nứt nẻ thưa không hề bị phá hủy và dịch chuyển khá ít về phía đường lò. Điều đó cũng có nghĩa là không nhất thiết các lớp đá dịch chuyển nhiều theo hướng cắm, như một số nhận định trong cơ học đá.

Với các kết quả mô phỏng cho thấy, để giữ cho đường lò ổn định, cần đặc biệt chú ý phía sườn trái và nền lò, cụ thể cần gia cố khối đá, kết hợp với sử dụng kết cấu linh hoạt cho phía sườn trái và nền lò. Kết cấu có tính đối xứng trong trường hợp này chắc chắn sẽ bị vụn, phá hủy do áp lực lệch.

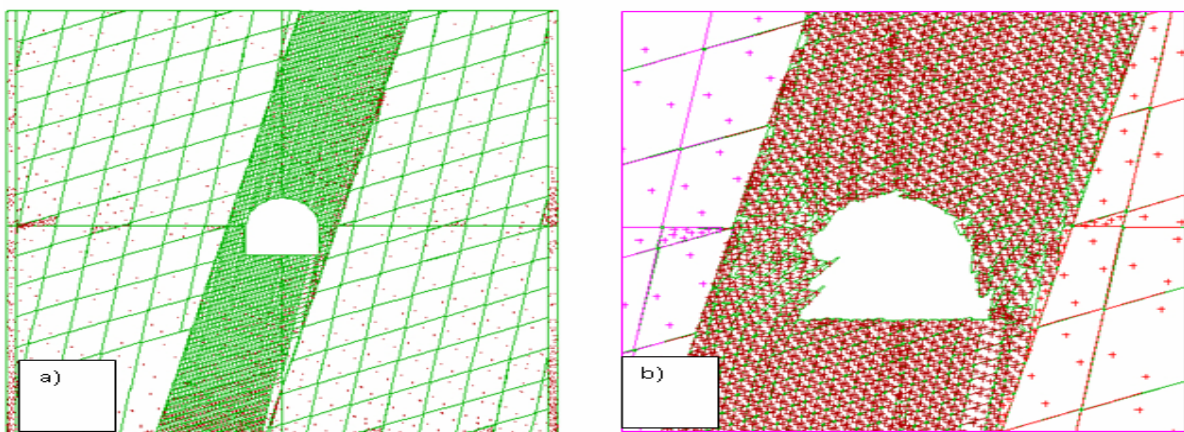
Trường hợp thứ hai: đường lò được đào qua phay, nhưng nằm gọn trong lớp đá cát kết có hai hệ khe nứt, như trên hình 4. Trên hình 4a là sơ đồ tính, các hình 4 b,c và d cho thấy sự thay đổi của quy luật phân bố ứng suất (gạch đỏ) và dịch chuyển (mũi tên màu trắng xám) ở vùng lân cận đường lò. Có thể nhận thấy, phần đất đá trong đới vỡ vụn phía nóc lò và khối nêm bên vai trái dịch chuyển với xu thế sập lờ vào đường lò rất rõ rệt. Ứng suất tập trung lan truyền ra xa biên lò, phía bên sườn phải, với hai khối nêm có thành phần ứng suất tác dụng lên khá nhỏ.



Hình 4. Dịch chuyển và phá hủy xung quanh đường lò, trong khối đá cát kết có hai hệ khe nứt

Do khả năng nhận tải hay độ bền của lớp cát kết cao, nên ứng suất tập trung phân bố chủ yếu tại đây. Phía nền lò và phần sườn phải khá ổn định, khi không chống. Trong trường hợp này, các biện pháp gia cố trước cho phần nóc hầm (ví dụ khoan cắm cọc, chèn nhồi, hoặc khoan phụt) và neo chốt vai vòm trái cần được chuẩn bị thận trọng. Ở đây không đi sâu phân tích các phương án gia cố và chống giữ, nhưng bằng UDEC hoàn toàn có thể mô phỏng các phương án khác nhau, để có thể chọn giải pháp hợp lý.

Trường hợp thứ 3: đới phá hủy có chiều rộng lớn hơn chiều rộng đường lò, còn mọi thông số khác đều giống như ở trường hợp thứ 2. Sơ đồ tính và kết quả mô phỏng cuối cùng thể hiện lần lượt trên hình 5 a) và 5b).



Hình 5. Đường lò đào qua đới phá hủy rộng: sơ đồ mô phỏng a) và kết quả b)

Kết quả mô phỏng cho thấy, do vùng lân cận đường lò ít nhiều có thể coi là môi trường đồng nhất, nên dịch chuyển xuất hiện khá đều từ phía nóc và hai bên sườn về phía khoảng trống. Kết cấu chống bằng khung thép linh hoạt kích thước có thể là phương án khả dĩ, tuy nhiên, mức độ linh hoạt, khoảng cách giữa các khung cần phải được mô phỏng, phân tích, thiết kế thận trọng.

4. Nhận xét và kết luận

Khai đào các công trình ngầm sẽ dẫn đến các quá trình biến đổi địa cơ học phức tạp trong khối đá. Các quá trình biến đổi bị chi phối bởi rất nhiều yếu tố khác nhau, liên quan với đặc điểm địa hình, đặc điểm địa chất, địa chất thủy văn, đặc điểm cấu trúc, các tính chất cơ học của đá, khối đá, cũng như các yếu tố công nghệ. Tùy thuộc vào các yếu tố tác động, khả năng tiếp nhận của khối đá, khối đá có thể bị phá hủy, dịch chuyển ở nhiều dạng khác nhau, đòi hỏi phải được phân tích, mô phỏng để dự báo cho chính xác, phục vụ lựa chọn và thiết kế các giải pháp công nghệ đào, chống thích hợp, không thể chỉ dựa trên cơ sở một số hướng dẫn, tiêu chuẩn khá đơn giản. Một số kết quả tổng hợp và phân tích tai biến địa chất khi đào lò qua phay, trong khối đá phân lớp, nứt nẻ cho thấy tính đa dạng, phức tạp của các quá trình biến đổi cơ học. Dự báo càng chính xác càng có khả năng ngăn ngừa được các tai biến địa chất. Phương pháp số đã, đang và sẽ là công cụ mạnh có thể đáp ứng mục tiêu này.

Lời cảm ơn: Công trình được hoàn thành với sự tài trợ của Bộ Khoa học và Công nghệ Việt Nam, đề tài nghiên cứu mã số ĐT.NCCB-ĐHUD.2011-G/13. Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. UDEC –User’s Guide.
- [2]. Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Văn Mạnh, Đỗ Ngọc Anh. Phương pháp số - Chương trình PLAXIS 3D và UDEC. Nhà xuất bản Xây dựng 2007.
- [3]. Belytschko, T et al. Meshless Methods-An Overview and Recent Developments. Northwestern University. May 2, 1996.

SUMMARY

On the Development of Damage Zone around Underground Openings in Jointed and Faulted Rock Mass

Nguyen Quang Phich, Do Ngoc Thai, Nguyen Quang Luat

Ha Noi University of Mining and Geology

Vu Duc Quyet

Quang Ninh University of Industry

The formation and development of the damage zone around underground openings in jointed and faulted rock mass is very diverse, complex, especially. Currently, there are many numerical methods and different programs were developed in the field of geotechnics which can enable better modelling of rocks and rock masses, can also allow simulation, analyze the formation and development of damage zones in general. The article introduces an overview of simulation requirements for rock masses, the common numerical methods currently used and some results of research on the formation of damage zones in jointed and faulted rock mass by using UDEC.

Người biên tập: TS. Trần Tuấn Minh

XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG KHI TÍNH THÁP GIÉNG BỐN CỘT BẰNG THÉP

Nguyễn Văn Quyền, Đặng Văn Phi
Trường Đại học Mỏ - Địa Chất

Tóm tắt: Tải trọng tác dụng vào công trình tháp, trụ bằng thép tùy thuộc vào các đặc điểm, chức năng và yêu cầu sử dụng của từng loại công trình cụ thể. Đối với việc xác định tải trọng khi tính tháp giềng bốn cột bằng thép là rất quan trọng trong quá trình thiết kế và thi công. Quá trình xác định đầy đủ tất cả các loại tải trọng tác dụng lên tháp giềng bốn cột bằng thép gặp nhiều khó khăn và chưa thống nhất giữa các phương pháp tính toán. Trong bài viết này xin trình bày cách xác định một số tải trọng cơ bản tác dụng lên tháp giềng bốn cột bằng thép: Trọng lượng bản thân của tháp giềng, sức căng của dây cáp trực, tải trọng gió, tải trọng động đất... Ngoài ra, bài báo cũng đề cập đến một số cách tổ hợp nội lực nhằm tìm ra những nội lực gây bất lợi trên các cấu kiện của tháp giềng. Việc tổ hợp nội lực này nhằm mục đích làm cơ sở cho việc tính toán thiết kế các cấu kiện của tháp giềng trong quá trình thi công lắp dựng cũng như trong quá trình vận hành sử dụng.

1. Đặt vấn đề

Tải trọng tác dụng vào công trình tháp, trụ bằng thép (tháp giềng, cột điện cao thế, tháp truyền hình...) tùy thuộc vào chức năng cụ thể của từng loại. Do đó, trong thực tế tính toán các tháp giềng 4 cột bằng thép thì việc xác định các loại tải trọng tác dụng lên công trình này còn chưa thống nhất. Việc xác định chính xác các tải trọng tính toán rất cần thiết trong tính tháp giềng bốn cột bằng thép. Tuy nhiên do nhiều lý do khác nhau mà việc xác định chính xác tất cả các loại tải trọng tác dụng lên tháp giềng là không thể thực hiện được buộc phải tính toán sơ bộ hoặc chọn gần đúng. Để làm rõ hơn về vấn đề này chúng tôi xin đề xuất việc tính toán sơ bộ một số tải trọng tác dụng lên tháp giềng 4 cột bằng thép.

2. Giải quyết vấn đề

2.1. Tải trọng do trọng lượng bản thân của tháp giềng [3]

Tải trọng do trọng lượng bản thân của tháp giềng có thể lấy theo tháp giềng có kết cấu tương tự hay xác định theo các công thức thực nghiệm như sau:

- Trọng lượng thép trong tháp hỗn hợp:

$$G_1 = 0,15H\sqrt{S_d}, \text{ (daN);}$$

- Trọng lượng tháp 1 trực:

$$G_2 = 0,22H\sqrt{S_d}, \text{ (daN);}$$

- Trọng lượng tháp 2 trực 1 chân chống:

$$G_3 = 0,25H\sqrt{S_d}, \text{ (daN);}$$

- Trọng lượng tháp 2 trực 1 chân chống:

$$G_4 = 0,3H\sqrt{S_d}, \text{ (daN);}$$

trong đó:

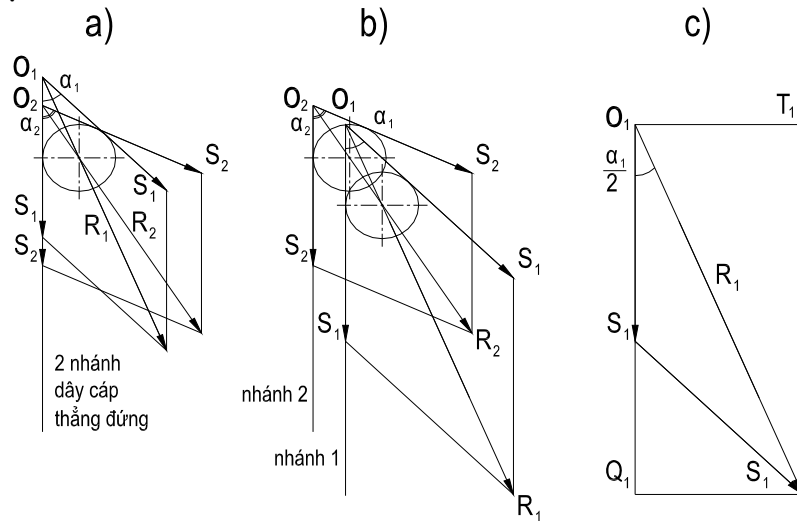
H - chiều cao của tháp giềng (m);

S_d - ứng lực đứt của dây cáp trực (daN).

Tải trọng bản thân của tháp giềng truyền đều cho bốn cột từ đó truyền tải trọng xuống khung đế. Để đơn giản trong tính toán trọng lượng của mỗi đoạn tháp giềng có thể quy thành các lực tập trung đặt lên nút dàn của mỗi đoạn tháp đó.

2.2. Tải trọng do sức căng của dây cáp trực [3]

Dây cáp trực truyền tải trọng lên tháp khi các vành bố trí trên cùng một mức hay trong cùng một mặt đều vòng qua vành và nghiêng trên mặt phẳng nằm ngang với những góc khác nhau, tùy theo vị trí và kết cấu của trực tải. Tải trọng do sức căng cáp trực được đặt lên dầm vành và từ đó đặt lên nút các dầm.



a. Các vành bố trí trên cùng 1 mức; b. Các vành bố trí trên cùng một mặt;
c. Sơ đồ xác định nội lực do sức căng của dây cáp trực ở nhánh dây cáp dưới.

Hình 2.1. Sơ đồ tính nội lực do sức căng của dây cáp trực.

Khi trạng thái cân bằng, nội lực của đoạn thẳng đứng và đoạn nghiêng của mỗi nhánh dây cáp luôn luôn bằng nhau

Tổng hợp lực do sức căng của dây cáp trực ở nhánh dây cáp dưới (nhánh 1)

$$R_1 = 2S_1 \cos \frac{\alpha_1}{2}, \text{ (daN);}$$

Phân tích (R_1) thành 2 thành phần: thành phần ngang (T_1) và thành phần thẳng đứng (Q_1), ta có:

$$T_1 = R_1 \sin \frac{\alpha_1}{2} = 2S_1 \cos \frac{\alpha_1}{2} \sin \frac{\alpha_1}{2} = S_1 \sin \alpha_1, \text{ (daN);}$$

$$Q_1 = R_1 \cos \frac{\alpha_1}{2} = 2S_1 \cos^2 \frac{\alpha_1}{2}, \text{ (daN);}$$

Tương tự, đối với nhánh dây cáp trên (nhánh 2) ta có:

$$R_2 = 2S_2 \cos \frac{\alpha_2}{2}, \text{ (daN);}$$

$$T_2 = R_2 \sin \frac{\alpha_2}{2} = 2S_2 \cos \frac{\alpha_2}{2} \sin \frac{\alpha_2}{2} = S_2 \sin \alpha_2, \text{ (daN);}$$

$$Q_2 = R_2 \cos \frac{\alpha_2}{2} = 2S_2 \cos^2 \frac{\alpha_2}{2}, \text{ (daN);}$$

trong đó:

S_1 - nội lực của nhánh dây cáp dưới (daN);

S_2 - nội lực của nhánh dây cáp trên (daN);

α_1 - góc hợp bởi đoạn thẳng đứng và đoạn nằm nghiêng của nhánh dây cáp dưới (độ);

α_2 - góc hợp bởi đoạn thẳng đứng và đoạn nằm nghiêng của nhánh dây cáp trên (độ).

Nội lực trong dây cáp trực khi thùng trực chuyển động với tốc độ cực đại cố định bằng:

$$S_1 = P_{c1l} + P_t + q(H + h), \text{ (daN);}$$

$$S_2 = P_{ci2} + P_t + q(H + h), \text{ (daN)};$$

trong đó:

P_{ci1}, P_{ci2} - trọng lượng có ích của thùng trục kéo lên và thả xuống (daN);

P_t - trọng lượng của thùng trục (daN);

q - trọng lượng 1m dài của dây cáp trục (daN);

H và h - chiều sâu của giếng và chiều cao của tháp giếng (m).

2.3. Ứng lực trong đường định hướng [3]

Ứng lực trong đường định hướng bằng tổng trọng lượng đường định hướng và vật kéo căng. Tải trọng này đặt ở chỗ gá đường định hướng.

2.4. Ứng lực trong dây cáp hãm [3]

Ứng lực trong dây cáp hãm bằng tổng trọng lượng dây cáp hãm, vật kéo căng và bộ giảm xóc. Tải trọng này được đặt ở chỗ gá bộ giảm xóc.

Ứng lực trong dây cáp hãm khi bộ hãm giữ được thùng trục bằng lực hãm của mẫu hãm.

2.5. Tải trọng đột xuất [3]

Khi 1 nhánh dây cáp trục bị đứt, nhánh kia bị hãm lại bất ngờ và khi đó xuất hiện tải trọng đột xuất.

Trường hợp 1 trục (giả sử nhánh dây cáp 1 bị đứt), tải trọng này bằng:

$$P_{dx1} = (0,65 \div 9)S_{max1} + 2S_{max2}, \text{ (daN)};$$

Trường hợp 2 trục (giả sử nhánh dây cáp 1 của trục 1 bị đứt), tải trọng này bằng:

$$P_{dx2} = (0,65 \div 9)S_{max1-I} + 2S_{max2-I} + S_{max1-II} + S_{max2-II}, \text{ (daN)};$$

trong đó:

S_{max1} - nội lực cực đại trong nhánh dây cáp bị đứt (daN);

S_{max2} - nội lực cực đại trong nhánh dây cáp kia (daN);

S_{max1-I} - nội lực cực đại trong nhánh dây cáp bị đứt của trục bị đứt dây cáp trục (daN);

S_{max2-I} - nội lực cực đại trong nhánh dây cáp kia của trục bị đứt dây cáp trục (daN);

$S_{max1-II}, S_{max2-II}$ - nội lực cực đại trong 2 nhánh dây cáp của trục không bị đứt dây cáp trục (daN).

2.6. Tải trọng gió

Đặc điểm cơ bản của gió là sự chảy rối của dòng không khí và có vận tốc thay đổi liên tục theo thời gian, theo bề cao và theo bề mặt. Gió là hiện tượng giạt, xoáy, thổi từng cơn và hiện tượng chuyển động thành luồng.

Các công trình thanh mảnh như tháp và trụ dễ dàng bị rung động, do vậy khi gió bão, các công trình này có dao động riêng lớn.

Tải trọng gió đối với công trình là tải trọng mang tính chất động lực, theo bản chất như đã phân tích, nó được xác định gồm hai thành phần: một thành phần là lực sinh ra do áp lực gió tác dụng vào công trình gọi là thành phần tĩnh W_t , một thành phần là lực quán tính của khối lượng công trình sinh ra do dao động riêng của công trình (dao động tự do) gọi là thành phần động W_p .

Lực ngang do gió tác dụng vào mỗi phần của kết cấu có thể giả thiết phân bố đều dưới áp lực gió ở giữa chiều cao của phần đó [4], hoặc có thể quy về tải trọng tập trung đặt lên các nút dàn.

Biểu thức tổng quát của tải trọng gió vào công trình là:

$$W_{tk} = W_{tc} \cdot \gamma \cdot \beta$$

trong đó:

W_{tk} - tải trọng gió thiết kế tác dụng vào công trình (daN/m²);

W_{tc} - tải trọng gió tiêu chuẩn tác dụng vào công trình (daN/m²);

γ - hệ số vượt tải: $\gamma = 1,2$;

β - hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian giả định công trình xác định theo bảng 12 tiêu chuẩn TCVN 2737-1995 [1].

Tải trọng gió tiêu chuẩn (W_{tc}) được xác định theo công thức:

$$W_{tc} = W_t + W_p$$

trong đó:

W_t - thành phần tĩnh tải trọng gió;

W_p - thành phần động của tải trọng gió.

+ Xác định thành phần tĩnh tải trọng gió:

$$W_t = k \cdot c_t \cdot W_0 \cdot A_k; \text{ (daN)}$$

trong đó:

k - hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao xác định theo bảng 1.3 (bảng 4 tiêu chuẩn (TCVN 2737 - 1995) [1];

c_t - hệ số khí động của thanh (gồm cả mặt đón gió và khuất gió) $c_t = 1,4$ với thép hình khi mặt đón gió của thanh vuông góc với phương gió; $c_t = 1,2$ đối với dây dẫn điện và dây cáp.

W_0 - áp lực gió tiêu chuẩn, lấy theo bản đồ phân vùng, xác định theo vị trí cụ thể của công trình cho ở phụ lục 1 (phụ lục E - tiêu chuẩn TCVN 2737-1995) [1];

A_k - diện tích hình chiếu của bề mặt chắn gió trên mặt phẳng vuông góc với hướng gió (m^2).

+ Xác định thành phần động tải trọng gió:

Như đã trình bày ở trên, thành phần động của tải trọng gió đối với công trình chính là lực quán tính sinh ra do dao động tự do của công trình. Để xác định được thành phần này cần phải xác định các dạng dao động tự do của công trình.

Với mỗi dạng dao động tự do i có tần số f_i và chu kỳ T_0 từ đó xác định được thành phần động của tải trọng đối với công trình.

Việc xác định các f_i và T_i được tiến hành theo phương pháp thích hợp được trình bày trong tài liệu về động lực học công trình. Với công cụ máy tính điện tử và các chương trình tính như SAP2000 hoặc các chương trình tính chuyên dụng khác đã giúp cho việc tính toán dao động riêng tìm các f_i và T_i của các công trình được thuận lợi. Tuy vậy, khi tính toán sơ bộ, với công trình tháp và trụ thường chỉ xét đến dạng dao động riêng đầu tiên, chu kỳ T có thể tính theo công thức gần đúng sau:

Đối với tháp: Tần số dao động riêng cơ bản của công trình được tính gần đúng theo công thức:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g y_H}{\sum_{j=1}^n P_j y_j^2}}$$

trong đó:

P_j - trọng lượng của đoạn công trình thứ j , tính bằng kN;

g - gia tốc trọng trường, lấy $g = 9,81 m/s^2$;

y_H, y_j - chuyển vị tại đỉnh và trọng tâm đoạn thứ j của công trình, do lực bằng đơn vị (1kN) đặt tại đỉnh công trình gây ra.

Với công trình có nhiều bậc tự do để xác định thành phần động của tải trọng gió, một cách gần đúng chia công trình thành r đoạn theo chiều cao, thứ tự các đoạn và khối lượng của nó ($j = 1, \dots, k, \dots, r$) thường được đánh từ trên xuống dưới. Khối lượng của mỗi đoạn xem như đặt ở trọng tâm đoạn đó. Đối với các công trình cao nhiều bậc tự do s dạng dao động đầu tiên ($f_1 < f_2 < \dots < f_s$), so sánh giá trị tần số dao động riêng với giá trị giới hạn tần số dao động riêng f_L (f_L xác định theo mục 6.1.4. Tiêu chuẩn TCVN 2737-1995 [1]) có các trường hợp tính toán:

- Khi $f_1 < f_L < f_2$ thành phần động của tải trọng gió tại khối lượng thứ k là:

$$W_{pj} = M_j \cdot \xi \cdot \psi \cdot y_j$$

trong đó:

W_{pj} - thành phần động của tải trọng gió ở đoạn j của công trình ứng với (khối lượng M_j) đặt tại trọng tâm đoạn.

M_j - khối lượng của đoạn thứ j của công trình.

ξ - hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ i

y_j - chuyển vị ngang của công trình tại tâm khối lượng thứ j đối với dạng dao động thứ nhất của công trình.

Hệ số ψ được xác định theo công thức:

$$\psi = \frac{\sum_{j=1}^n y_j W_{Fj}}{\sum_{j=1}^n y_j^2 M_j}$$

W_{Fj} - giá trị tiêu chuẩn thành phần động tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j của công trình, ứng với các dạng dao động khác nhau khi chỉ kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió, có thứ nguyên là lực, xác định theo công thức:

$$W_{Fj} = W_j \cdot \zeta \cdot v \cdot S$$

trong đó:

W_j - thành phần tĩnh của tải trọng gió ở đoạn j của công trình ;

ζ - hệ số áp lực động của tải trọng gió, phụ thuộc vào dạng địa hình và độ cao xác định tải trọng gió (lấy theo bảng 8 Tiêu chuẩn TCVN 2737-1995) [1];

S - diện tích đón gió của phần công trình (m^2);

v - hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió (xác định theo bảng 10 Tiêu chuẩn TCVN 2737-1995) [1]

- Khi $f_s < f_L \leq f_{s+1}$ việc tính toán thành phần dao động của tải trọng gió cần xét tới s dạng dao động đầu tiên đó, giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j ứng với dạng dao động thứ i được xác định theo công thức:

$$W_{p(ij)} = M_j \cdot \xi_i \cdot \psi_i \cdot y_{ji}$$

Với các giá trị M_j ; ξ_i ; ψ_i là khối lượng, hệ số động lực, hệ số ψ tương ứng với dạng dao động thứ i của công trình.

y_{ji} - dịch chuyển ngang tỷ đối của trọng tâm phần thứ j ứng với dạng dao động riêng thứ i .

2.7. Tải trọng động đất [2]

$$F_{ik} = Q_k k_d \beta_i \eta_{ik}$$

trong đó:

F_{ik} - tải trọng động đất ứng với dạng dao động riêng thứ i tại vị trí khối lượng thứ k của công trình;

Q_k - trọng lượng của đoạn k ;

k_d - hệ số động đất, phụ thuộc vào cấp động đất

Bảng. Hệ số động đất k_d

Cấp động đất	7	8	9
k_d	0,025	0,05	0,1

β_i - hệ số ứng với dạng dao động riêng thứ i , xác định như sau:

$$\beta_i = \frac{t}{T_i}; 0,8 \leq \beta_i \leq 3$$

trong đó:

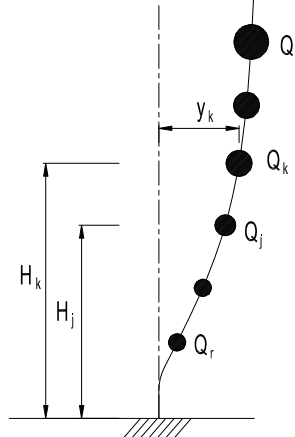
$t = 1,5$ với công trình cao tháp trụ (xét tới sự tắt dần chậm của dao động vì công trình thanh mảnh), còn lại $t = 1$;

T_i - chu kỳ dao động riêng thứ i của công trình;

η_{ik} - hệ số phụ thuộc vào biến dạng của công trình ở dạng dao động riêng thứ i và vào vị trí đặt tải Q_k , được xác định theo công thức:

$$\eta_{ik} = \frac{Y_{ik} \sum_{j=1}^r Q_j Y_{ij}}{\sum_{j=1}^r Q_j Y_{ij}^2}$$

trong đó: Y_{ik} , Y_{ij} - chuyển vị của công trình ở dạng dao động riêng thứ i tại điểm khảo sát k và tất cả các điểm j còn lại mà ở đó đặt các trọng lượng tập trung của nó



Hình 2.2. Sơ đồ tính hệ có r bậc tự do

2.8. Một số loại tải trọng khác

- Tải trọng do thi công dựng lắp.
- Tác động của nhiệt độ.
- Tải trọng động khi hạ thùng ca xuống cam hay dỡ tải thùng kíp bằng 5 lần thùng trực có tải.

2.9. Tổ hợp nội lực và tính dàn tháp

Để có thể xác định nội lực tính toán cho các thanh, cần tiến hành lập bảng thống kê và tổ hợp nội lực. Bảng thống kê tiến hành cho từng thanh (hoặc từng tiết diện), và phải có đủ giá trị nội lực của từng trường hợp tải trọng.

Thực chất của việc tổ hợp nội lực chính là tổ hợp các trường hợp cùng tác dụng của mọi tải trọng có thể gây bất lợi cho tiết diện. Đối với tháp thép dạng dàn, thường xét đến các tổ hợp sau đây:

- Tổ hợp I: Trọng lượng bản thân (1) + ứng suất trước, nếu có (1) + Gió max (1).
- Tổ hợp II: Tổ hợp I + Nhiệt độ (1).
- Tổ hợp III: Trọng lượng bản thân (1) + ứng suất trước (1) + Nhiệt độ (1) + Tải dựng lắp (1).
- Tổ hợp IV: Trọng lượng bản thân (1) + ứng suất trước (1) + Nhiệt độ (1) + Động đất (1).
- Tổ hợp V: Trọng lượng bản thân (1) + ứng suất trước (1) + Gió (0,25) + Nhiệt độ (1) + Đứt dây (1).

Trị số ghi trong ngoặc trên đây là hệ số tổ hợp tương ứng với từng loại tải trọng được kể đến trong tổ hợp. Nội lực cuối cùng dùng để tính toán hoặc kiểm tra tiết diện là giá trị lớn nhất (nén hoặc kéo) trong số những giá trị nhận được từ các tổ hợp trên [3].

3. Kết luận

Tháp giếng là một công trình kỹ thuật dựng trên miệng giếng để giữ các vành của trực tải. Tháp giếng là công trình thanh mảnh, có chiều cao lớn hơn nhiều lần so với kích thước ngang, chúng dễ dàng bị rung động. Do đó, việc tính toán một cách đầy đủ các loại tải trọng tác dụng lên tháp giếng trong quá trình thi công và sử dụng gặp nhiều khó khăn.

Bài báo đã đưa ra cách tính toán một số loại tải trọng tác dụng lên tháp giếng 4 cột bằng thép qua đó có thể tính toán sơ bộ nội lực trong tháp giếng phục vụ cho quá trình khảo sát, thiết kế và thi công.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Bộ Xây dựng, 1995. TCVN 2737:1995 - Tiêu chuẩn thiết kế tải trọng và tác động, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [2]. Phạm Văn Hội, Nguyễn Quang Viên, Phạm Văn Tư, Đoàn Ngọc Tranh, Hoàng Văn Quang, 1998. Kết cấu thép 2 - công trình dân dụng và công nghiệp. Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.
- [3]. Nguyễn Văn Quyên, 2003. Bài giảng quy hoạch mặt mỏ, Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Hà Nội
- [4]. Nguyễn Văn Quyên, Lê Huy Việt, 2013. Bài giảng kết cấu tháp trụ, Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Hà Nội.

SUMMARY

Determining load when calculate well tower with four steel columns
Nguyen Van Quyen, Dang Van Phi, Ha Noi University of Mining and Geology

Load effects on building towers and steel cylindrical depending on the characteristics, function and usage of requirements of each specific project type. The determination of the load when calculation well tower with four steel columns is very important in the process of design and construction. The process of determining the full of all sort of load that effect on well tower with four steel columns is difficult and inconsistent between the calculation methods. In this article, we present how to define some basic load exerted on the well tower with four steel columns: weight of the itself well tower, the cable tension of the shaft, wind loads, earthquake loads ... In addition, the article also mentions a number of ways to find out what combination of internal resources is detrimental components to the well tower with four steel columns. The combination of internal resources aims to serve as a basis of calculating the structural design of the well tower with four steel columns during the erection operation and usage.

Người biên tập: **TS. Ngô Doãn Hào**

NGHIÊN CỨU XÁC ĐỊNH MÔ ĐUN BIẾN DẠNG VÀ CÁC THAM SỐ CƠ HỌC KHÁC CỦA KHỐI ĐÁ TRÊN CƠ SỞ PHÂN LOẠI KHỐI ĐÁ

Nguyễn Gia Riệm, Trần Tuấn Minh
Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Việc xác định mô đun biến dạng của khối đá xung quanh khoảng trống công trình ngầm có vai trò quan trọng trong quá trình thiết kế ổn định đường hầm cũng như đánh giá hiệu quả của công tác thi công xây dựng các khoảng trống công trình ngầm. Khi biết được giá trị mô đun biến dạng xung quanh khối đá chúng ta có thể biết được ảnh hưởng của công tác khai đào đến khối đá xung quanh nó cũng chỉ ra được chất lượng của khối đá xung quanh biên hầm. Mô đun biến dạng của khối đá cũng có quan hệ mật thiết tới các tham số cơ học khác của khối đá. Tuy nhiên, ngày nay việc xác định mô đun biến dạng của khối đá ở Việt Nam thì còn có nhiều hạn chế. Báo cáo giới thiệu việc đánh giá xác định mô đun biến dạng của khối đá xung quanh công trình ngầm trên cơ sở các phương pháp phân loại khối đá.

1. Đặt vấn đề

Mô đun biến dạng là một trong những tham số quan trọng của khối đá nó biểu thị tốt nhất cho các biểu hiện cơ học của một mẫu đá và của một khối đá, đặc biệt nó chỉ ra hiệu quả cho việc khai đào những công trình ngầm. Đây là lý do cơ bản mà hầu hết các phân tích phân tử hữu hạn và phương pháp bài toán biên thường sử dụng mô đun biến dạng cho các nghiên cứu phân bố ứng suất và biến dạng xung quanh các khoảng trống công trình ngầm. Ngoài ra, mô đun biến dạng cũng là thông số đất đá đầu vào của rất nhiều phân tích địa cơ học khác [1, 2, 3, 4, 5].

Mô đun biến dạng thường được xác định trực tiếp từ các hệ thống phân loại khối đá. trong những trường riêng mô đun biến dạng được xác định trên cơ sở kinh nghiệm của các kỹ sư địa chất hay các bản ghi địa chất.

Ngày nay các công thức dùng để xác định gián tiếp các mô đun biến dạng của khối đá từ các hệ thống phân loại khối đá đã được sử dụng và có những hiệu chỉnh. Những quan tâm để xác định mô đun biến dạng của khối đá xung quanh công trình ngầm có quan tâm đến sự nguy hại do nổ mìn, chu trình thí nghiệm, phương pháp thí nghiệm, những đặc tính tốt của đất đá có thể có tính khả thi và thực tiễn cao hơn. trong thực tế, các giá trị mô đun biến dạng (E_m) thường được sử dụng trong hệ thống phân loại khối đá RMI và RMR hơn là trong các thí nghiệm thực tế. Kết quả phân tích chỉ ra rằng trong hệ thống phân loại RMR thì giá trị E_m thu được cao hơn trong đá liền khối.

2. Các phương pháp đo hiện trường để xác định mô đun biến dạng của khối đá

Các thí nghiệm hiện trường thì thường đắt tiền và khó điều khiển. Chúng thường được thực hiện trong những đường lò thí nghiệm đặc biệt hay các đường lò dẫn khai đào bằng phương pháp truyền thống và khoan nổ mìn có khẩu độ 2m và chiều cao 2,5m. Chiều dài của đường lò dẫn thí nghiệm với những điều kiện cụ thể từ một vài chục mét đến vài trăm mét. Những chuẩn bị ban đầu tại mỗi thí nghiệm hiện trường thì tốn thời gian chuẩn bị riêng. Ngày nay, có 3 thí nghiệm cơ bản ở hiện trường được sử dụng nhất để xác định mô đun biến dạng:

- Các thí nghiệm kích tẩm (PJT)

Hai bề mặt của kích tẩm được đặt ở 2 phía đối diện trong đường lò thí nghiệm được gia tải, ví dụ sử dụng kích tẩm như trong hình 1. Các giá trị dịch chuyển biến dạng của khối đá được xác định trong các lỗ khoan phía sau mỗi tẩm chịu tải.

- Các thí nghiệm tấm mang tải (PLT)

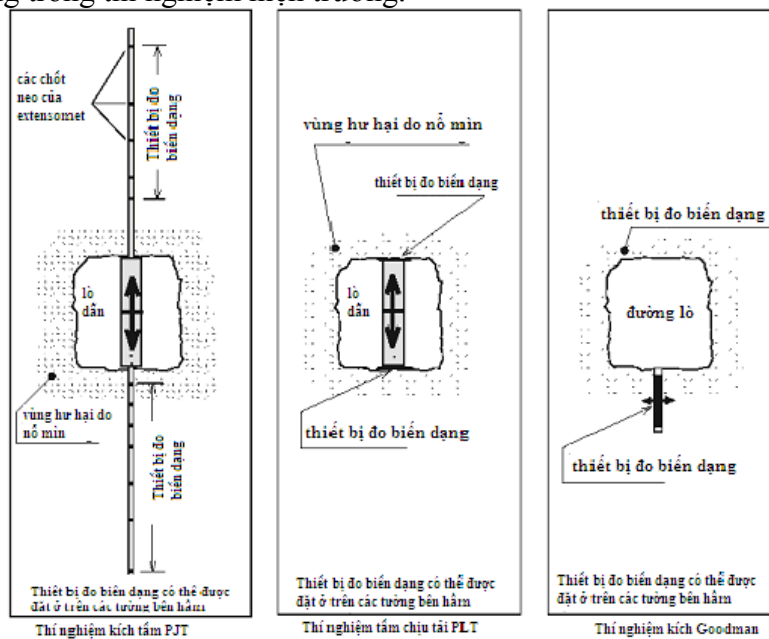
Trong khi thí nghiệm PJT ghi nhận các giá trị dịch chuyển trong các lỗ khoan bên cạnh các tấm kích, PLT đo đạc các giá trị chuyển vị tại bề mặt mang tải của khối đá, được thể hiện như trong hình 1.

- Các thí nghiệm kích hướng tâm (Goodman)

Bổ sung thêm vào những phương pháp trên còn có các thí nghiệm đo biến dạng hiện trường có thể được kể đến như sau:

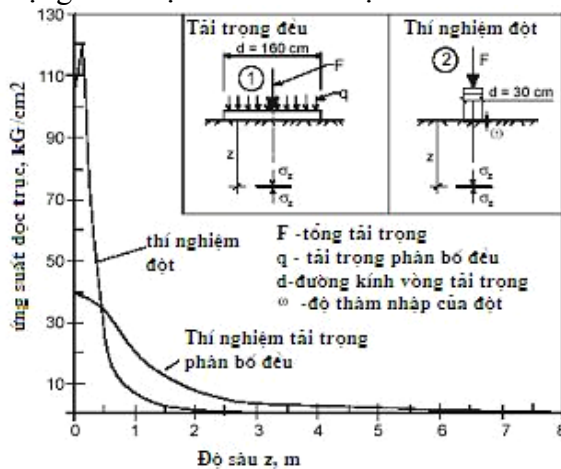
- Các thí nghiệm kích ép tấm;
- Các thí nghiệm kích cáp;
- Các thí nghiệm kích hướng tâm;
- Các thí nghiệm đo dẫn nở;
- Buồng áp lực.

Hệ số Poisson được xem là một trong những tham số được sử dụng để xác định giá trị mô đun biến dạng trong thí nghiệm hiện trường.



Hình 1. Các nguyên tắc của ba phương pháp cơ bản để xác định mô đun biến dạng ở hiện trường

Với các thí nghiệm PJT chúng chỉ ra rằng khi chịu áp lực khoảng từ 5 đến 6MPa, thì các biến dạng thu được là rất nhỏ hoặc hầu như không có biến dạng.



Chiều sâu z, m	Ứng suất, σ_z		
	Tải trọng phân bố đều	Thí nghiệm đột	Được giả thiết với thí nghiệm kích ép tấm 0,8m
0m	100%	100%	100%
0,5m	85%	121%	80%
1m	52%	24%	40%
2m	37%	1,5%	15%

Hình 2. Sự phân bố của thành phần ứng suất dọc theo các tấm mang tải (Seraphim và Guerreiro) [8, 9]

3. Các cách xác định gián tiếp mô đun biến dạng

Trong quá trình thí nghiệm do giá thành làm thí nghiệm cao và thường khó thực hiện ở ngoài hiện trường nên trong thực tế nghiên cứu giá trị của mô đun biến dạng thường có thể được xác định gián tiếp từ các quan sát trên cơ sở các tham số khối đá thích hợp để có thể dễ dàng xác định được giá trị mô đun biến dạng với giá thành thấp hơn. Trong trường hợp này mô đun biến dạng của khối đá thường được tính toán theo các công thức gần đúng, như sau:

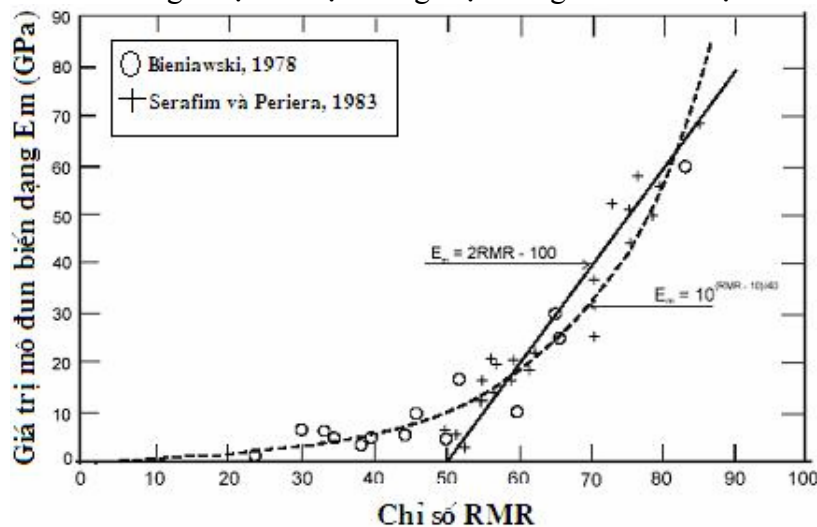
$$\begin{aligned}
 E_m &= 2RMR - 100 && \text{với } RMR > 50 && [\text{Bieniawski, 1978}] \\
 E_m &= 10^{(RMR - 10/40)} && \text{với } RMR < 50 && [\text{Serafim và Pereira, 1983}] \\
 E_m &= 25 \log_{10} Q && \text{với } Q > 1 && [\text{Grimstad và Barton, 1993}] \\
 E_m &= E_t \cdot E_{md} / E_d && && [\text{Clerici, 1993}] \\
 E_m &= 5,6 \cdot RMI^{0,375} && \text{với } RMI > 0,1 && [\text{Palmström, 1995}] \\
 E_m &= \sqrt{\frac{\sigma_n}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} && \text{với } \sigma_n < 100 \text{ MPa} && [\text{Hoek và Brown, 1998}]
 \end{aligned}$$

trong đó:

- E_m - mô đun biến dạng của khối đá (tính bằng GPa);
- RMR - giá trị RMR trong phân loại khối đá RMR (Bieniawski, 1973);
- Q - hệ thống phân loại Q (Barton và các đồng nghiệp, 1974);
- σ_n - độ bền nén đơn trục (tính bằng MPa) của đá liền khối được xác định đối với mẫu đá có đường kính 50mm;
- RMI - chỉ số khối đá (Palmström, 1995);
- GSI - chỉ số độ bền địa chất (Hoek và Brown, 1998);
- E_d - mô đun đàn hồi động của đá liền khối;
- E_t - mô đun đàn hồi tĩnh của đá liền khối;
- E_{md} - mô đun biến dạng hiện trường động.

Các hệ thống phân loại khối đá RMR, Q, RMI đã được biết trong các giáo trình chuyên môn [1, 2, 3, 4].

Việc sử dụng nhiều hơn một chu trình để xác định mô đun biến dạng đã được đề xuất bởi nhiều tác giả khác nhau, cốt để các kết quả có thể được so sánh và kiểm nghiệm tính thực tế của chúng. Hệ thống phân loại RMR có thể được áp dụng cho hầu hết các cách xác định mô đun biến dạng (hình 3). Clerici (1992) đã đưa ra công thức được phát triển bởi Serafim và Pereria (1983), sự sai khác với các giá trị đo được trong thực tế nghiên cứu được là $\pm 15\%$.



Hình 3. Mối quan hệ giữa mô đun biến dạng và giá trị RMR (Serafim và Pereira, 1983) [9, 10]

Việc xác định mô đun biến dạng bằng phương pháp gián tiếp sẽ đơn giản hơn so với phương pháp thí nghiệm tại hiện trường.

4. Ảnh hưởng xấu trong các đường lò thí nghiệm từ việc khoan nổ mìn

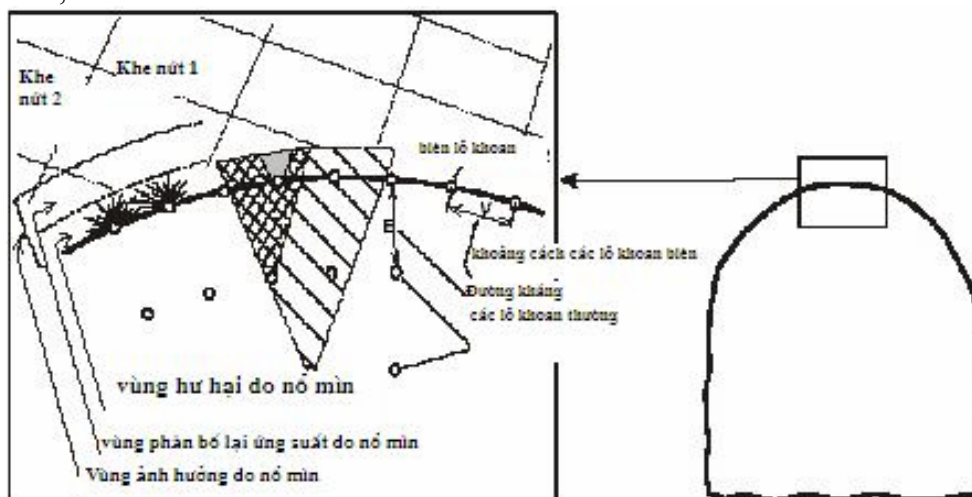
4.1. Vùng hư hại xung quanh các đường hầm và các đường lò thí nghiệm

Mô đun biến dạng của khối đá trong các đường lò thí nghiệm được xác định ở hai bên tường, ở giữa trên nóc và nền của các đường lò. Giá trị sai khác thu được có thể lớn hơn do sự nguy hiểm của nổ mìn (Singh và Rajvans (1996) khai đào đường hầm. Sự hư hại là hậu quả chính của sự phát triển các khe nứt, dịch chuyển dọc các khe nứt đang tồn tại và là sự phân bố lại của ứng suất. Hư hại của nổ mìn đến khối đá xung quanh biên hầm phụ thuộc vào một số đặc tính như là các đặc tính của khối đá, khối lượng thuốc nổ đem sử dụng, khoảng cách giữa các lỗ mìn và số lượng các lỗ mìn đã được nạp thuốc trong cùng thời điểm.

Vùng không ổn định xung quanh đường hầm do nổ mìn bao gồm 2 loại chính:

- Vùng hư hại kéo tới bề mặt của biên hầm, được thể hiện bằng những thay đổi trong các đặc tính của khối đá, có chứa các khối đá với các khe nứt mới được hình thành do tác động nổ mìn, xem hình 4 và các khe nứt đang tồn tại sẵn trong đất đá được mở rộng ra kèm theo đó có hiện tượng dịch chuyển đất đá dọc các khe nứt.

- Vùng bị ảnh hưởng biến đổi (thay đổi ứng suất) xảy ra bên cạnh vùng hư hại, trong vùng này những thay đổi được đặc trưng bởi những sự thay đổi trạng thái ứng suất và áp suất thủy tĩnh. Do đó, sự phân bố lại ứng suất sẽ là nguyên nhân dịch chuyển các khối đá, thay đổi khoảng trống trên các khe nứt tự nhiên và biến dạng đàn hồi của đá. Những thay đổi do nổ mìn trong khối đá được thể hiện qua các đặc trưng của vật liệu đó thể hiện như là tốc độ sóng âm, mô đun đàn hồi,...v.v.



Hình 4. Các vùng hư hại từ các hàng lỗ khoan (Holmberg và các cộng sự, 1979)

Những điều tra khác nhau của vùng hư hại được đề xuất:

+ **Thí nghiệm nổ mìn của Nga** (Vovk và các đồng nghiệp, 1974) với một hàng lỗ khoan trong các khối đá granite lớn sử dụng thuốc nổ TNT đã chỉ ra rằng:

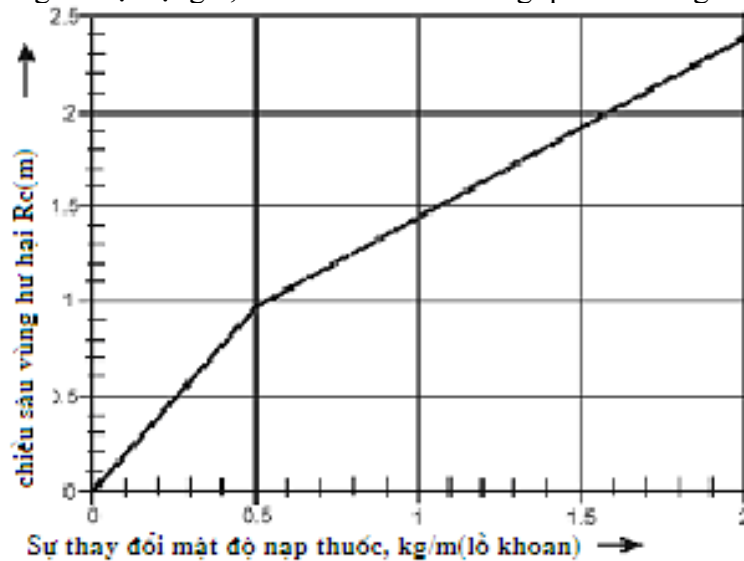
- Vùng bị đập vỡ - xấp xỉ 5 đến 15 lần đường kính của lỗ khoan;
- Vùng bị dạn nứt - xấp xỉ 12 lần đường kính lỗ khoan;
- Vùng bị ảnh hưởng - xấp xỉ 25 đến 30 lần đường kính của lỗ khoan.

+ **Tại phòng thí nghiệm nghiên cứu công trình ngầm ở Canada** (Underground Research Laboratory) họ đã chỉ ra rằng nền của đường hầm thì nguy hiểm hơn bên tường và trên nóc hầm, và vùng hư hại nhỏ nhất là 1m.

+ Vùng hư hại theo kinh nghiệm của sự phân bố sau khai đào ZEDEX (Zone of Excavation Disturbance Experiment) tại bãi thí nghiệm Aspö Thy Điển đã chỉ ra rằng vùng hư hại do nổ mìn là từ 0,3 - 0,4m ở phía nóc và 0,05 - 0,15m ở các bên tường của đường hầm (Emsley và các cộng sự, 1997). Do đó việc nổ mìn cần trọng được áp dụng ở phía nền và phía tường để giảm sự thay đổi của đường biên hầm trong các lỗ khoan gần biên đường hầm. Sự hư hại lớn phía nóc đường hầm cần được xem xét bằng sự thay đổi lượng thuốc nạp trong các lỗ khoan để giảm ảnh hưởng đến khối đá xung quanh trên nóc hầm.

4.2. Ảnh hưởng của nổ mìn đến mô đun biến dạng trong các đường lò thí nghiệm và ảnh hưởng của nó đến mô đun biến dạng

Các đường lò thí nghiệm để xác định mô đun biến dạng thường được khai đào thủ công và một hàng lỗ khoan với lượng thuốc nổ nhỏ ở các lỗ mìn biên, mật độ nạp xấp xỉ 0,4kg trên một lỗ, kết quả vùng hư hại rộng 0,8m đã hình thành xung quanh đường hầm (xem hình 5).



Hình 5. Đồ thị thu được vùng hư hại do nổ mìn từ sự thay đổi mức độ nạp thuốc (Ouchterlony và Olsson, 2000), các đường lò thí nghiệm với mật độ nạp thuốc 0,4kg/m và vùng hư hại xung quanh đường hầm xác định được là $R_c = 0,8m$

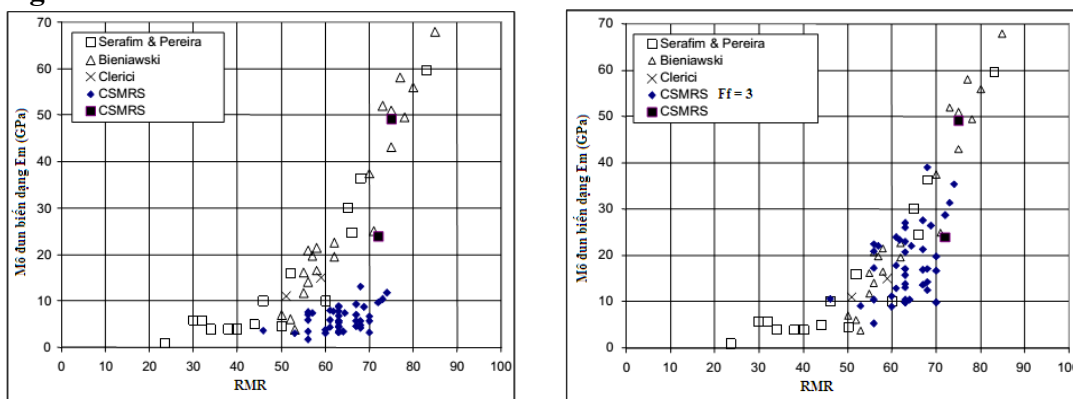
Sự hư hại đất đá do kết quả nổ mìn là kết quả nhân tạo, đặc biệt ở khu vực gần bề mặt của đường lò và nó có ảnh hưởng rõ ràng tới thí nghiệm tấm chịu tải (PLT). Đây là lý do chính tại sao các mô đun biến dạng được xác định trên cơ sở dịch chuyển của bề mặt bằng thí nghiệm PLT thường đưa ra các giá trị thấp hơn các giá trị biến dạng trong các lỗ khoan trong thí nghiệm kích tấm (PJT) (Sharma và các đồng nghiệp (1989)). Do đó thí nghiệm PJT được dựa trên cơ sở các giá trị dịch chuyển trong lỗ khoan thì rõ hơn cho các giá trị dịch chuyển thực tế.

Cũng trong thí nghiệm PJT sự hư hại từ ảnh hưởng của nổ mìn đối với các neo gần nhất của Extensometer thường dao động từ 0,2 đến 0,3m từ bề mặt mang tải.

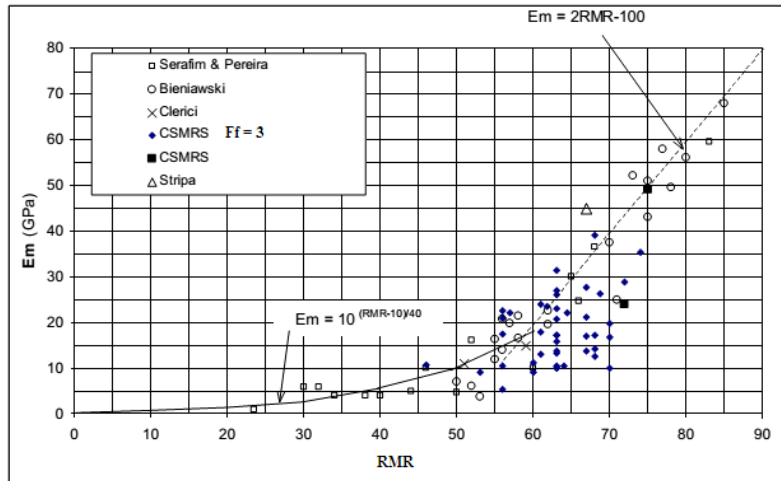
4.3. Sự so sánh giữa các điều kiện trong một lỗ khoan thí nghiệm và một đường lò được nổ mìn thí nghiệm

Để định lượng ảnh hưởng từ hậu quả nổ mìn, hai thí nghiệm song song đã được thực hiện trong một đường lò tại dự án thủy điện Lakhwar ở ấn độ theo Singh và Rajvani (1996). Khối đá dolerite và rhyolite có chứa khe nứt.

- Trong đá nứt nẻ:

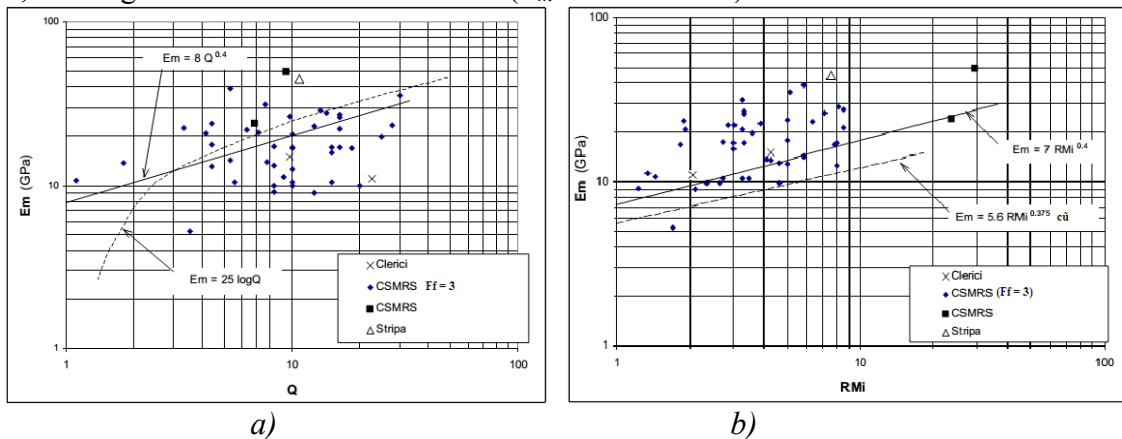


Hình 6. Các giá trị biến dạng CSMRS (the central soil and materials research station) được so sánh với các giá trị của Bieniawski, Serafim và Pereria của clerici [7, 8, 9]



Hình 7. Mối quan hệ giữa RMR và mô đun biến dạng (E_m). các kết quả của CSMRS được hiệu chỉnh cho sự hư hại do nổ mìn với một hệ số $F_f = 3$. [7, 8, 9]

Các giá trị thí nghiệm được hiệu chỉnh F_f của CSMRS trong hình 8 có sự sai số với những giá trị của Bieniawski, Serafim và Pereira, và Clerici. Các công thu được xem như tương đồng, các công thức đã được Bieniawski công bố là ($E_m = 2RMR - 100$) được áp dụng khi $RMR > 55$, và công thức của Serafim và Pereira ($E_m = 10^{RMR - 10/40}$) với $RMR < 60$.



Hình 8. Mối quan hệ giữa q và mô đun biến dạng (E_m). những kết quả CSMRS được hiệu chỉnh với một miền hệ số $F_f = 3$ (a) và Mối liên hệ giữa RMI và mô đun biến dạng (E_m) (b) [8, 9]

Trong hình vẽ công thức $E_m = 25 \log Q$ được đưa ra bởi Grimstad và Barton (1993) khi $1 < Q < 30$. Trong trường hợp các số liệu rõ ràng hơn thì sử dụng công thức $E_m = 8 \cdot Q^{0.4}$.

Như quan sát được trong hình vẽ 8 công thức quan hệ E_m và RMI được dựa trên các công thức lý thuyết từ sự so sánh với RMR đưa ra các giá trị quá thấp cho E_m . Công thức $E_m = 7RMI^{0.4}$ được sử dụng nhiều hơn trong trường hợp $1 < RMI < 30$.

- Trong các khối đá liên khối

Khối đá liên khối là khối đá có chứa tính liên khối và có ít hoặc không có các khe nứt. Với độ bền nén đơn trục của các mẫu đường kính 50mm Barton đã đề nghị sử dụng công thức tính:

$$\sigma_{cm} = \sigma_n \cdot f_\sigma = \sigma_n \cdot (0,05/D_b)^{0,2}, \quad (1)$$

với $f_e \approx f_\sigma$ mô đun biến dạng của đá liên khối có thể được tính như sau:

$$E_m = E \cdot f_e \approx E \cdot (0,05D_b)^{0,2}, \quad (2)$$

với khối đá liên khối đường kính khối đá $D_b > \text{sấp xỉ } 2\text{m}$. Sử dụng hệ số $D_b = 2 - 4\text{m}$, thì hệ số kích thước $f_e = (0,05D_b)^{0,2} \approx 0,5$ do đó $E_{mr} \approx 0,5E$.

Nếu gọi tỷ số mô đun đàn hồi $MR = E/\sigma_n$ giữa mô đun đàn hồi E và độ bền nén đơn trục σ_n với mẫu đá nguyên khối thay đổi từ 106 đến 1600. Với hầu hết các mẫu đá $MR = 250 - 500$ với giá trị MR trung bình = 400 thì $E = 400\sigma_n$

Trên cơ sở $E_{mr} \approx 0,5.E = 0,5(400\sigma_n) = 200\sigma_n$ các giá trị của RMR, Q và RMi đã được tính toán cho các khối đá liên khối khác nhau với các giá trị độ bền nén đơn trục khác nhau.

Bảng 3. Các cách khác nhau để xác định mô đun biến dạng trong khối đá liên khối [9]

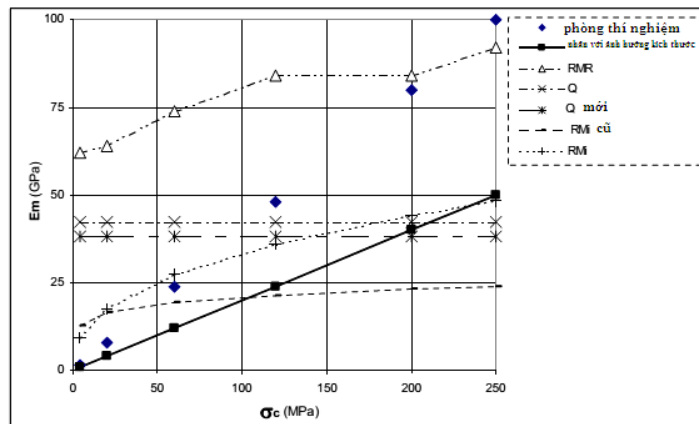
Độ bền nén đơn trục $\sigma_n =$		4MPa	20MPa	60MPa	200MPa	Công thức được sử dụng
Thí nghiệm mẫu 50mm E =		1,6GPa	8GPa	32GPa	80GPa	$E = 400\sigma_n$
Thí nghiệm hiệu chỉnh ảnh hưởng kích thước mẫu $E_{mr} =$		0,8GPa	4GPa	16GPa	40GPa	$E_{mr} = f_e \cdot 400E = 200\sigma_n$
RMR	RMR =	81	82	87	92	$E_m = 2RMR - 100$
	$E_m =$	62GPa	64GPa	74GPa	84GPa	
	tỷ số E_m/E_{mr}	78	16	6	2	
Q	Q =	50	50	50	50	$E_m = 25 \log Q$
	$E_m =$	42GPa	42GPa	42GPa	42GPa	
	E_m mới =	38GPa	38GPa	38GPa	38GPa	$E_m \text{ mới} = 8Q^{0,4}$
	tỷ số $E_m \text{ mới}/E_{mr} =$	53	11	3,5	1	
RMi	RMi	2	10	3,5	1	$E_m \text{ cũ} = 5,6RMi^{0,375}$
	$E_m \text{ cũ} =$	13GPa	16GPa	19GPa	23GPa	
	$E_m =$	9GPa	18GPa	27GPa	44GPa	$E_m = 7RMi^{0,4}$
	tỷ số $E_m/E_{mr} =$	12	4	2	1,1	

Các giá trị đầu vào được sử dụng khi khoảng cách các khe nứt = 3m, RQD = 100, 2 hệ khe nứt, khe nứt nhám, tươi mới, phẳng không có nước ngầm hay không có ảnh hưởng của ứng suất

Khi loại đá đã biết, E_m trong các khối đá liên khối có thể được tính toán từ:

$$E_m = MR \cdot f_e \cdot \sigma_n, \quad (3)$$

hay với $f_e \approx 0,5$ mô đun biến dạng trong khối đá liên khối có thể được xác định từ công thức: $E_m = 0,5MR \cdot \sigma_n$

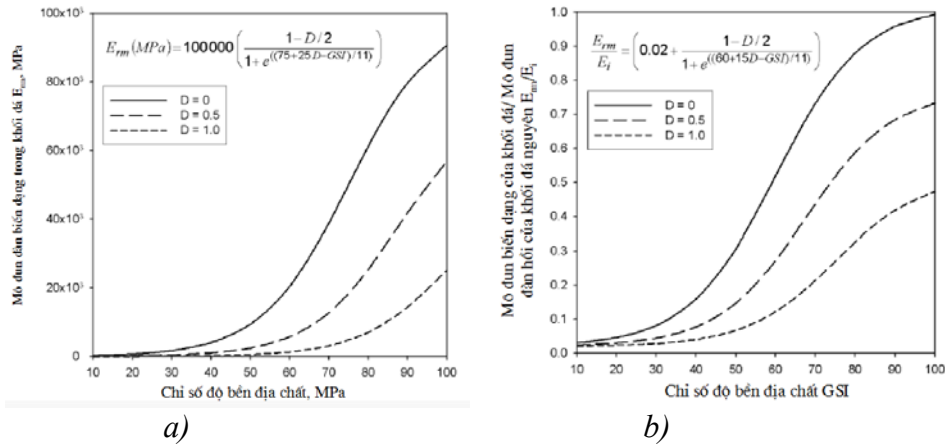


Hình 9. Mô đun biến dạng E_m trong khối đá liên khối được xác định từ các thí nghiệm trong các phân loại RMR, Q, và RMi [8]

5. Kinh nghiệm xác định mô đun biến dạng của đá

Trên cơ sở phân tích rộng rãi các kết quả tập hợp từ Trung Quốc và Đài Loan E. Hoek và M.S. Diederichs đã đưa ra hai công thức toán học mới để xác định mô đun biến dạng đàn hồi mới của khối đá. những công thức này được xây dựng trên cơ sở các chỉ số độ bền địa chất Geological Strength Index (GSI), mô đun biến dạng trong khối đá nguyên E_i và hệ số ảnh hưởng xấu đến khối đá D.

Biểu đồ thực nghiệm xác định mô đun biến dạng trong khối đá và hệ số chấn động D theo công thức thứ nhất như hình vẽ 10 (bên trái), và mối quan hệ giữa mô đun biến dạng trong khối đá với khối đá nguyên hình 10 (bên phải).



Hình 10. Công thức kinh nghiệm xác định mô đun biến dạng của đá trên cơ sở chỉ số độ bền địa chất (GSI) - Hoek và Diederichs (a); công thức kinh nghiệm xác định mô đun biến dạng của đá trên cơ sở chỉ số độ bền đá (GSI) và mô đun đàn hồi khối đá nguyên khối (E_i) (b)

Từ đồ thị trên và theo E.Hoek và M.S.Diederichs chúng ta thu được công thức xác định mô đun biến dạng của khối đá theo các biểu thức sau:

$$E_m = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{\frac{(75+25D-GSI)}{11}}} \right) \text{ hoặc } \frac{E_m}{E_i} = \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right), \quad (4)$$

Ở đây: D - hệ số chấn động; GSI - chỉ số độ bền địa chất.

Nhìn vào công thức trên thấy rằng mô đun đàn hồi tỷ lệ thuận với chỉ số độ bền đá và tỷ lệ nghịch với hệ số suy giảm mô đun đàn hồi D (hệ số chấn động) trong khối đá. Một trong những kinh nghiệm để xác định các mối quan hệ của mô đun biến dạng khối đá là sử dụng, trên cơ sở phân tích bằng RocLab 1.0 chúng ta có thể thu được các biểu đồ quan hệ và các công thức tương ứng để xác định mô đun biến dạng của đá như sau:

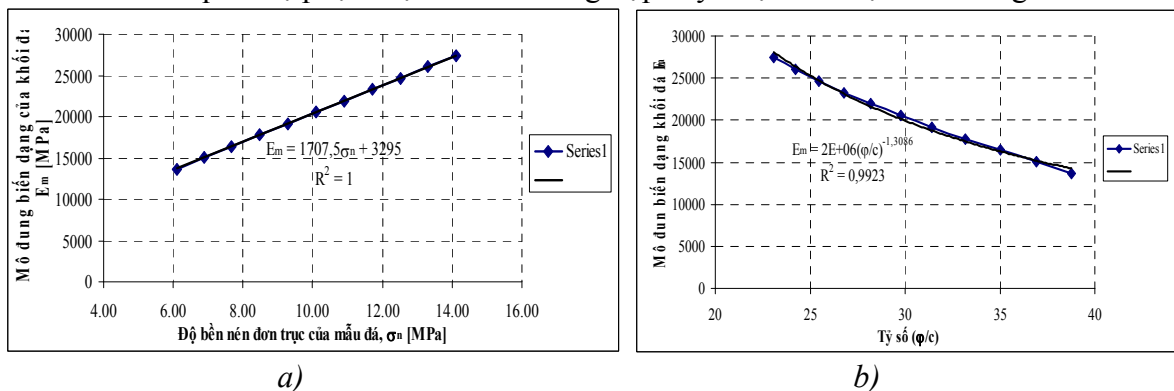
- Khi biết độ bền nén đơn trục của đá:

$$E_m = 1707,5\sigma_n + 3295; R^2 = 1, \quad (5)$$

- Khi biết lực dính kết c và góc ma sát trong φ của đá:

$$E_m = 2.10^6(\varphi/c)^{-1,3086}; R^2 = 0,9923, \quad (6)$$

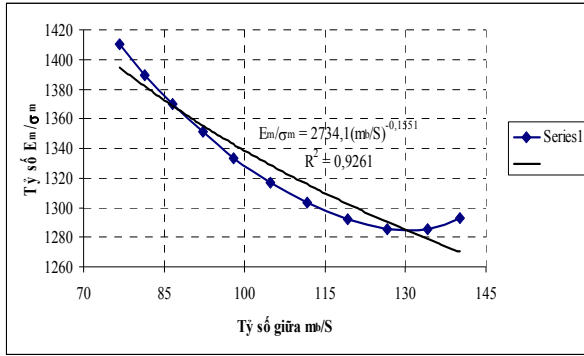
Biểu đồ quan hệ phụ thuộc cho 2 trường hợp này được thể hiện như trong hình vẽ 11.



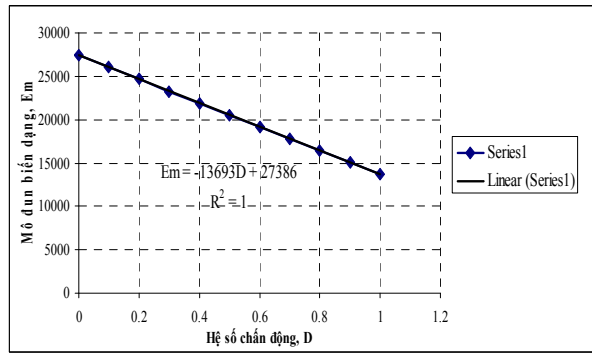
Hình 11. Mối quan hệ giữa mô đun biến dạng của đá và độ bền nén đơn trục (a) và mô đun biến dạng và tỷ số góc ma sát trong và lực dính kết (b)

Khi biết độ bền của khối đá và các tham số đất đá m_b và s (theo Hoek-Brown), chúng ta cũng có thể xác định được mô đun biến dạng của khối đá (quan sát hình 12). Phương trình để xác định mô đun biến dạng E_m trong trường hợp này có thể được viết là:

$$\frac{E_m}{\sigma_m} = 2734,1 \left(\frac{m_b}{S} \right)^{-0,1551}; \quad R^2 = 0,9261, \quad (7)$$



a)



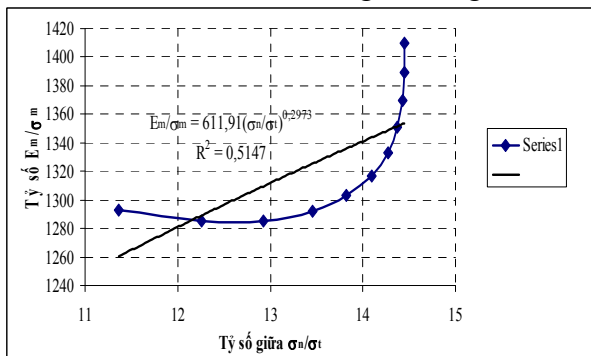
b)

Hình 12. Mối quan hệ giữa mô đun biến dạng của đá và độ bền của khối đá và tham số khối đá m_b và s (a) và mô đun biến dạng và hệ số chấn động D (b)

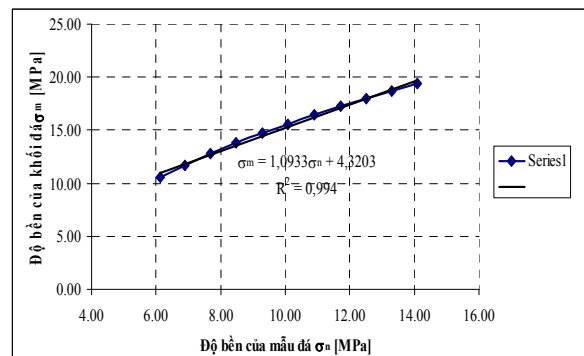
Việc khai đào đường hầm sử dụng các phương pháp, kỹ thuật khai đào khác nhau cũng gây ảnh hưởng đến mô đun biến dạng của khối đá xung quanh đường hầm. Để đặc trưng cho ảnh hưởng của kỹ thuật khai đào trong xây dựng công trình ngầm người ta đưa ra hệ số chấn động D để kể đến ảnh hưởng của chấn động ($D = 0 - 1,0$). Khi biết D chúng ta cũng có thể xác định được E_m qua mối liên hệ (xem hình vẽ 12):

$$E_m = -13693D + 27386; R^2 = 1, \quad (8)$$

Như vậy có thể thấy rằng khi hệ số chấn động càng lớn, ảnh hưởng của công tác khai đào càng lớn thì mô đun biến dạng của khối đá càng giảm đi. Điều này cũng đúng với các phân tích thực tế khai đào các công trình ngầm.



a)



b)

Hình 13. Mối quan hệ giữa mô đun biến dạng của đá và các độ bền của đá (a) và độ bền của khối đá với độ bền nén đơn trục của đá (b)

Khi biết được độ bền nén đơn trục của mẫu đá, chúng ta cũng có thể xác định được độ bền nén của khối đá và dựa trên cơ sở các tham số bền nén, kéo của mẫu đá và khối đá chúng ta cũng có thể xác định được mô đun biến dạng của đá, mối liên hệ này được thể hiện như trong hình vẽ 13. biểu thức cho sự phụ thuộc của chúng được viết như sau:

$$\sigma_m = 1,0933\sigma_n + 4,3203; \quad R^2 = 0,994, \quad (9)$$

$$\frac{E_m}{\sigma_m} = 611,91 \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_t} \right)^{0,2973} \quad R^2 = 0,5147, \quad (10)$$

Ở đây: σ_m - độ bền nén của khối đá; σ_n - độ bền nén đơn trục của mẫu đá; σ_t - độ bền kéo của khối đá.

Trên cơ sở phân tích thống kê, kết hợp với việc sử dụng RocLab 1.0 chúng ta có thể thu được bảng các phương pháp gián tiếp xác định các thông số mô đun biến dạng E_m của đá từ các hệ thống phân loại và các tham số của đất đá như được thể hiện trong bảng 4.

6. Các phương pháp xác định gián tiếp E_m từ các hệ thống phân loại khối đá

Bảng 4. Tóm tắt các phương pháp trực tiếp xác định mô đun biến dạng của khối đá E_m

Hệ thống phân loại hay phương pháp	E_m (GPa) trong khối đá nứt nẻ vừa phải		E_m (GPa) trong khối đá liền khối và ít nứt nẻ
RMR	$E_m = 2RMR - 100$ với $55 < RMR < 90$ (Bieniawski) $E_m = 10^{(RMR-10)/40}$ với $30 < RMR < 55$ (Serafim và Pereira)		Hệ thống phân loại RMR sẽ không được sử dụng cho các khối đá liền khối
Q	công thức tồn tại $E_m = 25 \log Q$ với $Q > 1$	xu hướng tốt nhất $E_m = 8Q^{0,4}$ với $1 < Q < 30$	Hệ thống phân loại Q sẽ không được sử dụng với các khối đá liền khối cứng vững $\sigma_n > 150$ MPa
RMi	$E_m = 5,6RMi^{0,375}$ với $RMi > 0,1$	$E_m = 7RMi^{0,4}$ với $1 < RMi < 30$	$E_m = 7RMi^{0,4}$ sử dụng hạn chế với $\sigma_n < 100$ MPa
Xác định từ thí nghiệm được điều chỉnh với ảnh hưởng kích thước	Không có khả năng sử dụng		$E_m \approx 0,2\sigma_n$ hay khi loại đá đã biết $E_m \approx 0,5\sigma_n.MR/100$
f - hệ số độ kiên cố đất đá $\sigma_n = f/100$	$\sigma_m = 1,0933\sigma_n + 4,3203$		$\frac{E_m}{\sigma_m} = 611,91 \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_t} \right)^{0,2973}$ hoặc $E_m = 1707,5\sigma_n + 3295$
GSI	hệ số chấn động D		$E_m = -13693D + 27386$
GSI	$E_m = 100000 \left(\frac{1-D/2}{1+e^{\frac{(75+25D-GSI)}{11}}} \right)$ hoặc $\frac{E_m}{E_i} = \left(0,02 + \frac{1-D/2}{1+e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right)$		
có φ, c	-		$E_m = 2.10^6 (\varphi/c)^{-1,3086}$
GSI, m_b, s	-		$\frac{E_m}{\sigma_m} = 2734,1 \left(\frac{m_b}{S} \right)^{-0,1551}$
MR = E/σ_n là tỷ số mô đun các giá trị của nó với các loại đá khác nhau			

7. Kết luận

Bảng phân tích ở trên chúng ta có thể thấy rằng, việc xác định mô đun biến dạng (E_m) là một yếu tố quan trọng để hiểu biết về các tính chất cơ học của đá và khối đá. Quá trình xác định tham số cơ học này cũng phụ thuộc vào rất nhiều các yếu tố khác nhau, việc xác định mô đun biến dạng có thể được xác định từ các thí nghiệm hoặc cũng có thể được xác định gián tiếp trên cơ sở các phương pháp phân loại khối đá (RMR, Q, RMi, ...), hoặc qua các tham số đất đá khác nhau (xem bảng 4) và các công thức (2) - (8) và (10). Ngoài ra cũng có thể tính toán mô đun biến dạng của khối đá dựa trên hệ số chấn động do nổ mìn khi thi công đường hầm (8), như vậy nếu biết giá trị mô đun biến dạng E_m có thể tính ngược lại để xem xét hiệu quả của công tác khoan nổ mìn đối với chất lượng khối đá xung quanh đường hầm.

Ngoài ra mô đun biến dạng cũng có thể được xác định khi biết chỉ số độ bền địa chất GSI trong tiêu chuẩn Hoek-Brown và hệ số độ kiên cố đất đá f (Prôtôđiakônốp M.M). Khi biết giá trị mô đun biến dạng của đất đá (E_m) xung quanh đường hầm cũng là bước đầu để hiểu biết và tính toán các tham số khác của đất đá. Các công thức từ (5) - (10) cần phải có thêm một số kết

quả trong phòng thí nghiệm hoặc các kết quả điều tra thực tế để kiểm chứng một cách chi tiết hơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Nghiêm Hữu Hạnh, 2004. Cơ học đá, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [2]. Võ Trọng Hùng, Phùng Mạnh Đắc, 2008. Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ, NXBKHK, Hà Nội.
- [3]. Nguyễn Quang Phích, 2006. Cơ học đá, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [4]. Trần Tuấn Minh. Bài giảng Cơ học đá, bộ môn Xây dựng công trình ngầm và Mỏ, Hà Nội 2014.
- [5]. Trần Tuấn Minh. Bài giảng tin học ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và mỏ, bộ môn Xây dựng công trình ngầm và Mỏ, Hà Nội 2008.
- [6]. B.H.G. Bray, E.T. Brown, rock mechanics for underground mining, third edition, America, 2005, 645p.
- [7]. Palmström A, RMI - rock mass characterization system for rock engineering purposes , PhD thesis, Oslo University, Norway, 1995.
- [8]. Palmström A, Combining the RMR, Q, and RMI classification systems, Oslo Norway 2009, 25p.
- [9]. Palmström A, Singh R, The deformation modulus of rock masses - comparison between in situ tests and indirect estimates, Tunnelling and Underground Space Technology, vol 16. N^o3, 2001, pp. 115-131.
- [10]. Bienawski Z.T, Engineering rock mass classifications, Canada, 1989, 249p.

SUMMARY

Research and estimation deformation modulus and other parameters of rock mass base on rock mass classifications

Nguyen Gia Riem, Tran Tuan Minh
Ha Noi University of Mining and Geology

Estimation deformation modulus of rock mass around tunnels has important role not only during the stability designation tunnels but also assessment excavation opening operations. When known deformation modulus values we can determinate effects of excavation on rock mass around tunnels and one other hand we can know about the quality of rock around them. In fact deformation modulus too are related to other parameters of rock mass. However, nowadays estimation deformation modulus of rock mass in Viet Nam has many disadvantages. This paper layouts to definition and estimation deformation modulus of rock mass base on rock mass classifications.

Người biên tập: TS. Đào Việt Đoàn

NHỮNG PHƯƠNG PHÁP MỚI CHỐNG BÙNG NỀN TRONG CÁC ĐƯỜNG LÒ Ở MỎ THAN «SUEK - KUZBAS»

**M.A. Rozenbaum, C.B Kuzmin., C.A Antoniuk., Do Quang Tuan,
Pham Quang Nam, S.V Kuzmin, S.A. Antonyuk**

*«национальный минерально-сырьевой университет «горный»,
Адрес: 199106 г. Санкт-Петербург ул. Наличная 28 к. 16 кв.26*

Tóm tắt: Báo cáo giới thiệu kết quả đo đạc thực tế tình trạng các đường lò trong mỏ ở những điều kiện của mỏ “SUEK - KUZBAS”. Các nghiên cứu đã lựa chọn các đường lò để nghiên cứu ở các vỉa sau: Baiskaimski mỏ than Krasnoiarskaia và vỉa 70 mỏ than Taldinskaia - cánh tây -2. Các cơ chế bùng nền của đất đá ở các địa điểm nghiên cứu đã được nghiên cứu. Các kỹ thuật chống bùng nền và những kiến nghị chống bùng nền do đất đá trương nở đã được đưa ra ở những điều kiện khu vực được khảo sát.

1. Đặt vấn đề

Trong quá trình khai thác than hầm lò thường xuyên gặp phải sự biến dạng của đất đá ở dưới dạng bị nén ép vào phía bên trong của các đường lò từ phía nền - hiện tượng nền.

Thông thường bùng nền xuất hiện mạnh mẽ từ phía trụ các vỉa than trong các đường lò chuẩn bị. Nguyên nhân, do nguồn gốc hình thành trụ trực tiếp các vỉa than rất yếu so với phần còn lại của khối đá. Ngoài ra chúng được phát triển trong vùng dịch chuyển của khối đá, được gây nên do mức độ nén chặt của các loại đá khác nhau cũng như bởi quá trình kiến tạo địa chất. Kinh nghiệm cho thấy bùng nền của đá trụ trong các đường lò xảy ra ở độ sâu khai thác bất kỳ và hết sức phức tạp trong quá trình khai thác hầm lò khi đại lượng bùng nền đạt 300 - 350mm cần phải áp dụng các biện pháp đặc biệt chống lại sự trương nở này.

Liên quan đến vấn đề này “Trung tâm nghiên cứu Địa cơ học và vấn đề khai thác mỏ” đã thực hiện các công việc nghiên cứu với mục đích là: nghiên cứu các giải pháp mới chống lại sự trương nở của đá trụ trong các mỏ hầm lò “SUEK - KUZBAS” [1].

Sự cần thiết làm những nghiên cứu này, trên thực tế ở tất cả các mỏ “SUEK - KUZBAS” đều thấy xuất hiện sự bùng nền của đá trụ trong các đường lò chuẩn bị, chiều cao bùng nền đo đạc được từ 500 - 1500mm và thậm chí có những nơi còn lớn hơn. Chính vì vậy cần thiết phải tìm kiếm, nghiên cứu các giải pháp chống lại bùng nền của đá trụ trong các mỏ than hầm lò.

2. Các giải pháp chống bùng nền do trương nở đất đá

Một trong những biện pháp phổ biến chống lại bùng nền có hiệu quả được áp dụng trong thời gian hiện tại ở các mỏ “SUEK - KUZBAS” là xúc dọn đất đá trụ trong đường lò. Tuy nhiên, phương pháp này áp dụng hạn chế vì tiêu tốn khá nhiều nhân công và tốn nhiều thời gian và trong thực tế sau khi xúc dọn thì quá trình bùng nền vẫn tiếp tục xảy ra. Trong nhiều trường hợp, sau khi xúc dọn đất đá trụ xong thì vẫn xuất hiện bùng nền với cường độ mạnh hơn.

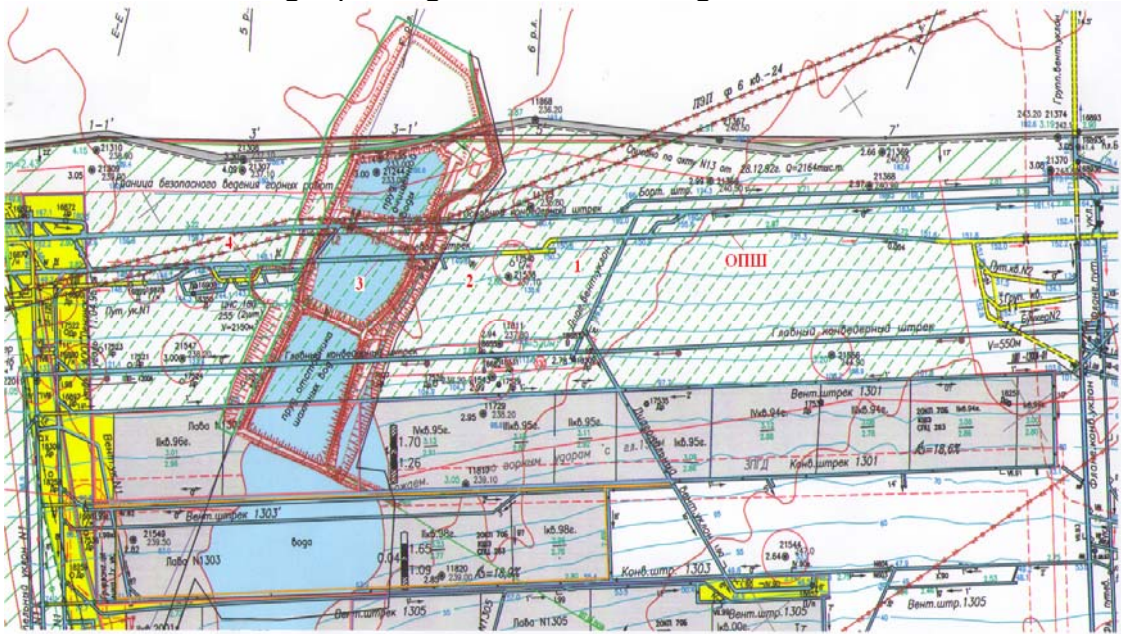
Hiện nay trong tổ hợp của mỏ than “SUEK - KUZBAS” có 9 mỏ than đang hoạt động: «Polusaevkaia», «S.M. Kirova», «Taldinskaia - cánh tây-1», « Taldinskaia - cánh -2», «Kotinkaia», «Mỏ số №7» «Krasnoiarskaia», «Komcomoles», các mỏ « 7 Noiabria».

Khi phân tích, các tài liệu sẵn có về độ bền, đặc điểm, cấu trúc và biến dạng của than cũng như của các loại đá của tập vỉa than tại các mỏ “SUEK - KUZBAS”. Đối tượng khảo sát được chọn từ mỏ đó là các vỉa than và các loại đá xen kẹp xung quanh các vỉa: Baicaimsky (mỏ Krasnoiahskaia) và vỉa 70 (mỏ “Taldinskaia - cánh tây -2”).

Phương pháp được sử dụng bao gồm: Quan trắc kiểm tra và phân tích tình trạng đường lò, cấu trúc và ổn định của các loại đá, đánh giá trạng thái ứng suất - biến dạng của khối đá mỏ

và kết luận về cơ chế bùng nền.

Đôi tượng khảo sát tại mỏ “Krasnoirskaia” đã xác định là đường lò dọc vỉa vận tải ở độ sâu 240m (xem hình 1). Đường lò được đào bằng phương pháp khoan nổ mìn, được chống bởi các khung thép chịu lực với khoảng cách vì chống 0,4m, thanh giằng bê tông, chiều rộng đường lò 4,67m, chiều cao đường lò 3,49m, mặt cắt tiết diện ngang là 16m². Hiện tại đường lò dọc vỉa vận tải làm nhiệm vụ cung cấp không khí sạch cho khoảng khai thác N⁰2.



1,2,3,4 - Các đường lò bằng chủ yếu có biểu hiện trương nở đá trụ

Hình 1. Sơ đồ quy hoạch khai thác tại mỏ Baikaimski

Khi khảo sát khu vực đường lò dọc vỉa đã làm rõ các khu vực 1, 2, 3, 4 có biểu hiện bùng nền rõ ràng. Khu vực biến dạng ở đường lò dọc vỉa vận tải lớn nhất đó là khu vực số 2, 3, 4 nằm trực tiếp dưới các công trình xử lý nước ở trên mặt đất.

Nền lò trên các khu vực này bị bùng lên đều đặn không nghiêng so với thành lò trên toàn bộ chiều rộng đường lò, trong một vài vị trí của đường lò đã phát hiện sự biến dạng của vì chống.

Các hình thức biến dạng của vì chống trong lò dọc vỉa vận tải như sau: đã quan sát được độ võng không lớn của xà nóc vì chống thép, các vết nứt của thanh giằng bê tông. Trong vùng mà đường lò giao cắt nhau với công trình xử lý nước trên mặt đất xuất hiện hiện tượng rỉ nước (nước nhỏ giọt) từ đá nóc, và nước đọng lại trên nền của đường lò.

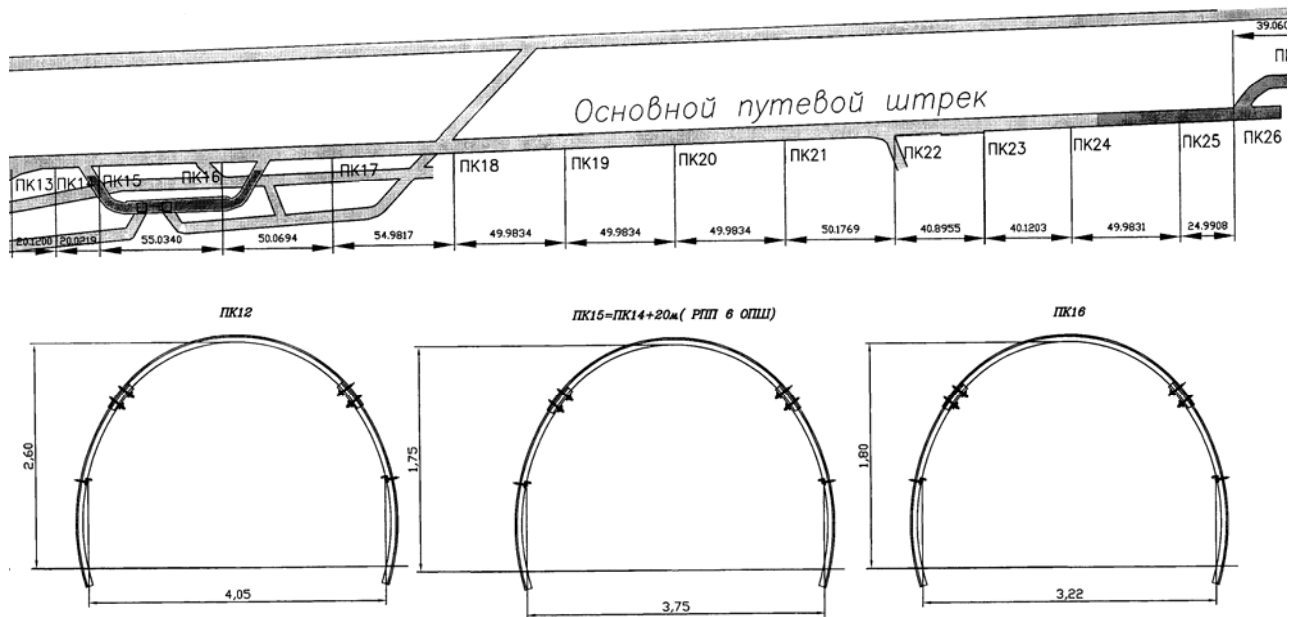
Dựa trên kết quả đo đạc trắc địa (xem hình 2) có thể thấy được kích thước dịch chuyển lớn nhất ở ПК 15 được ghi nhận theo chiều cao 1,7m, theo chiều ngang 0,92m. Trung bình trên toàn đường lò bị biến dạng lớn làm cho chiều rộng đường lò giảm 0,5m, chiều cao giảm 1,1m.

Thông qua việc khảo sát đặc điểm và kích thước bùng nền của đất đá trong đường lò dọc vỉa vận tải chỉ ra rằng: nền lò ở các khu vực khảo sát bị bùng lên đều đặn không nghiêng so với thành lò theo toàn bộ chiều rộng đường lò, Theo chiều dài của đường lò mức độ biến dạng tiết diện trung bình là 0,5m theo chiều rộng và theo chiều cao là 1,1m. Đường lò khai thác được chống bởi các khung chống thép với bước chống là 0,4m và thanh giằng bê tông cốt thép đúc sẵn.

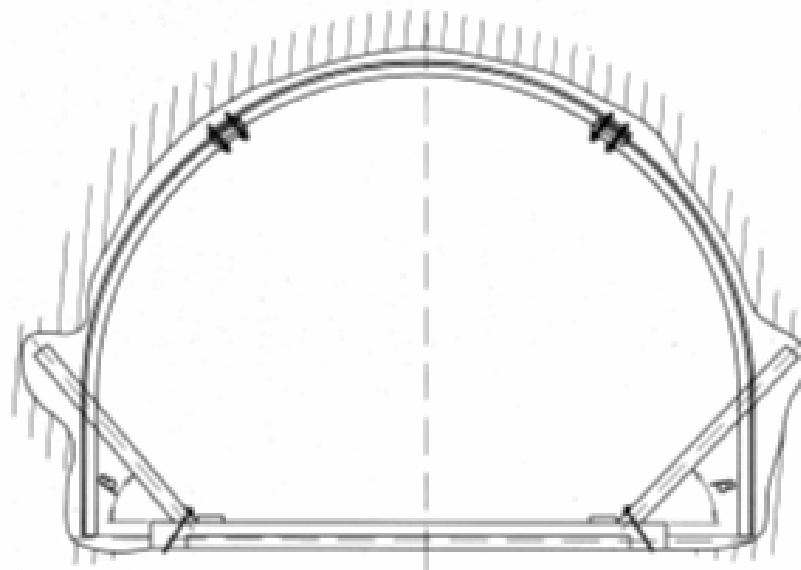
Đá trụ đường lò là đá bột kết, mềm, hệ số kiên cố $f = 2 - 3$, có xu hướng trương nở và ngậm nước. Đường lò nằm ngoài vùng áp lực tựa của các lò chợ khai thác. Theo đặc điểm bùng nền của đá trụ nguyên nhân chính là sự ngậm nước và đá bột kết bị trương nở.

Do đặc điểm trương nở như vậy nên phương pháp hiệu quả nhất chống lại bùng nền là xén lớp đá bị trương nở và bổ sung lực tác động lên phần còn lại của đá trụ. Một phần lực tác dụng lên trụ được thực hiện ở giữa khoảng cách các vì chống thép bằng một dầm nền làm từ

thép lòng máng và bố trí thêm thanh chống tăng cường ở 2 đầu dầm theo hình 3.



Hình 2. Một số dạng mặt cắt ngang điển hình của các đường lò được quan trắc ở mỏ than «Krasnoarskaia»



Hình 3. Đề xuất hệ chiếu chống lò dọc via vận tải chính của mỏ «Krasnoarskaia»

Việc lắp đặt thêm dầm nền bằng thép lòng máng được tiến hành sau khi xén lớp đá trương nở được tiến hành như sau: Trên nền lò đào rãnh để đặt đoạn dầm nền giữa 2 khung chống. Để tạo áp lực ban đầu cho dầm nền ta dùng 1 cột thủy lực chống lên dầm tại điểm giữa chống lên nóc. Sau khi tạo lực kích cho cột thủy lực tiến hành đào hốc 2 bên thành lò và lắp đặt 2 thanh chống nghiêng đè lên đầu dầm sau đó liên kết với dầm nền nhờ các đai giăng, sau khi lắp đặt xong 2 thanh chống nghiêng, cột thủy lực được hạ xuống, khoảng cách giữa các dầm nền $\leq 0,85 - 0,95\text{m}$.

Tại mỏ “Taldinckaia - cánh tây 2” đã khảo sát: các đường lò thông gió 7008 và lò vận tải 7008, lò thông gió 7009, các đường lò chuẩn bị via 70.

Khi đào các đường lò này cần để lại chiều dày than khoảng 30-40cm nhằm giảm thiểu sự trương nở đá trụ.

Đá trụ các đường lò là loại sét than, khi tiếp xúc với nước tạo thành hỗn hợp sét dẻo. Nhưng sau khi kết hợp với nước trong trụ và chịu ảnh hưởng lò chợ thì quá trình trương nở bắt

đầu diễn ra rất mạnh mẽ.

Tại thời điểm tiến hành theo dõi, mỏ đang khai thác lò chợ 7008 dạng cột dài theo phương có chiều dài 2600m. Lò chợ 7008 dài 300m, đường lò đã đào trên 500-600m từ buồng lắp ráp. Lò nằm ở vị trí ranh giới hai khu vực khai thác than, tại đây tiến hành nổ mìn. Chiều sâu khai thác từ 370 - 380m, không tính công tác khai thác lộ thiên ở phía trên.

Ở phía sau và phía trước lò chợ dọc chiều dài trung bình từ 80-100m, kích thước bùng nền đo được là 1,5m.

Kết quả quan trắc cho thấy rằng các đá trụ ở lò dọc vỉa thông gió 7009 (hình 4), lò dọc vỉa thông gió 7008 (hình 5) phía sau và phía trước lò chợ trong phạm vi trong khoảng 100-120m bùng lên không đồng đều, với sự dịch chuyển mạnh gần trụ bảo vệ, nền lò bị nứt tách ra, chiều sâu khe hở (vết nứt) từ 40-50cm, thành lò bị nén ép, than bị trượt lở, thanh neo bị uốn cong, nóc lò trong trạng thái ổn định. Trong lò dọc vỉa vận tải 7008 (hình 6) nền lò bùng lên không đồng đều, dịch chuyển mạnh ở thành phía có lò chợ. Quan sát cho thấy nền lò bị nứt, hông lò bị vụn, than rơi ra thành đống cùng với những thanh neo ở phía hông lò chợ, Hông lò phía đối diện không thấy biểu hiện phá hủy. Trong khu vực các đường lò không thấy nước chảy mạnh.

Theo đặc điểm phát triển bùng nền tại đây phát hiện 2 yếu tố: áp lực mỏ và đá trụ bị thấm nước là nguyên nhân chính gây ra bùng nền.

Quá trình bùng nền càng phức tạp hơn, do trực tiếp phía trên lò chợ 7008 đang khai thác than lộ thiên và có sông Tagarus. Trong trường hợp đào mới, có rất nhiều phương án chống bùng nền nhằm giảm ảnh hưởng của áp lực mỏ kết hợp với các biện pháp giảm ảnh hưởng của nước. Khi đường lò đào trong vùng áp lực tựa lò chợ, quá trình bùng nền bắt đầu phát triển mạnh mẽ. Nóc lò được chống 2 lớp neo, chiều dài lớp thứ nhất $l = 2,4$ m và chiều dài lớp thứ hai $l = 6,0$ m. Bên hông được gia cố 3 neo mỗi bên với chiều dài 1,6m.

Trong các đường lò bùng nền mạnh, phương pháp hiệu quả nhất để chống lại đó là xúc dọn đất đá nền.

Phương pháp 1. Giảm kích thước bùng nền bằng cách chống giữ 2 bên hông lò theo sơ đồ thể hiện trong hình 7. Khi đó cực đại của áp lực tựa sẽ dịch chuyển sâu vào phía khối đá tới khoảng cách 3,5 - 4,5 m. Khi đó tác động của ứng suất theo phương ngang là chưa đủ để có thể làm dịch chuyển và phá hủy các lớp đá trụ.

Phương pháp 2 đó là làm giảm áp lực mỏ tác dụng lên nền của lò được gia cố bằng cách đào song song với đường lò chính một đường lò phụ để giảm tải cho đường lò chính (xem hình 8).

Các đường lò phụ được đào tùy thuộc vào ảnh hưởng của hoạt động khai thác ở lò chợ hay của khối đá xung quanh. Có thể dùng phương án đào các lò phụ từ hai phía của lò chính được thể hiện như trong hình 9.



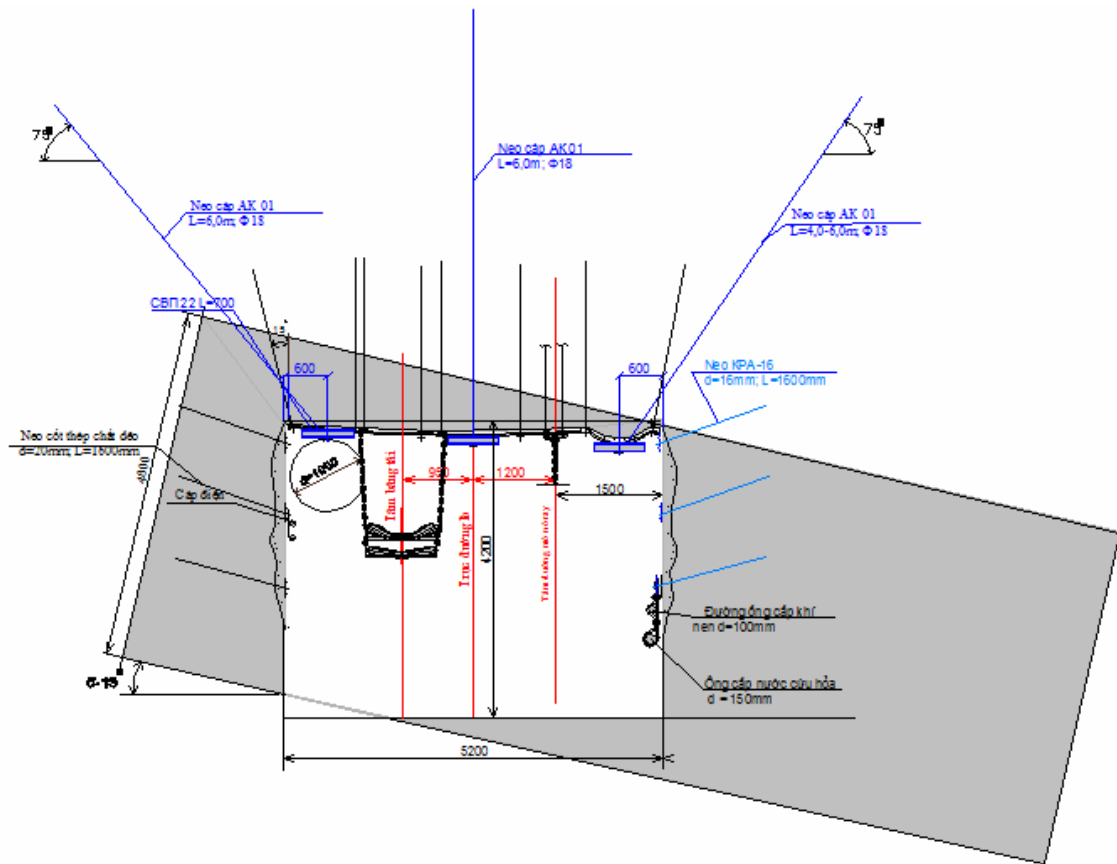
Hình 4. Lò thông gió 7008 vỉa 70



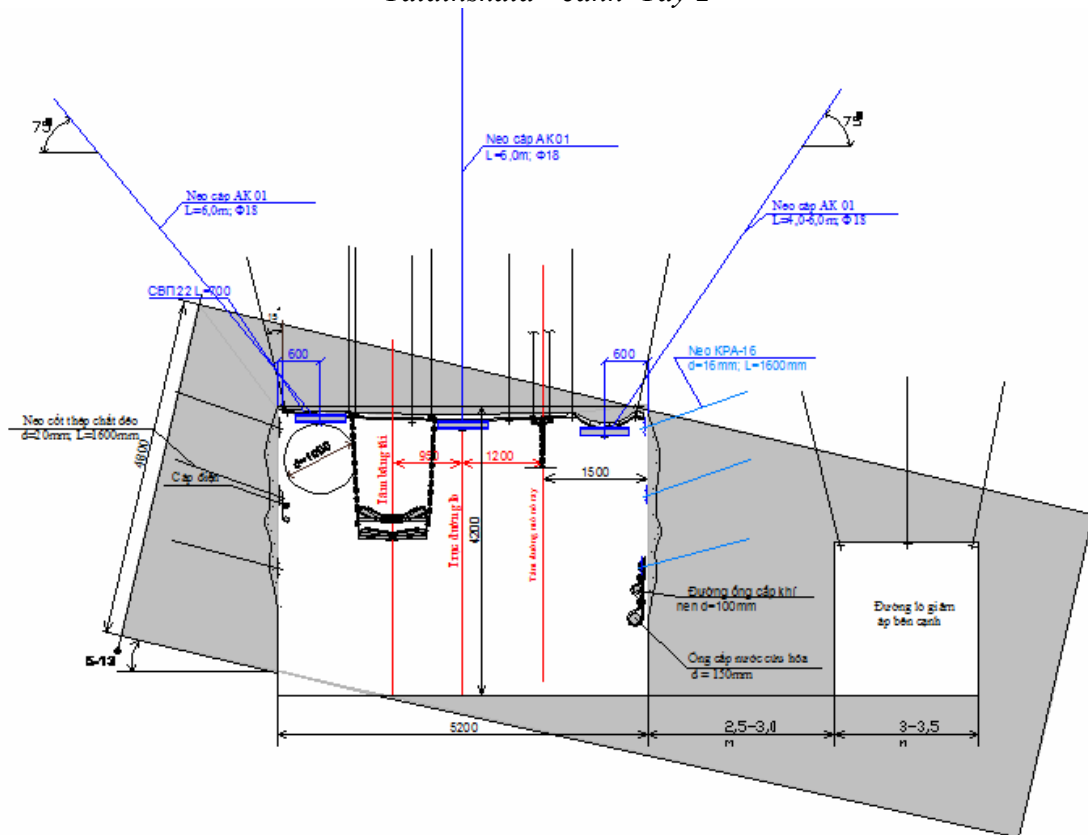
Hình 5. Lò vận tải 7008 vỉa 70



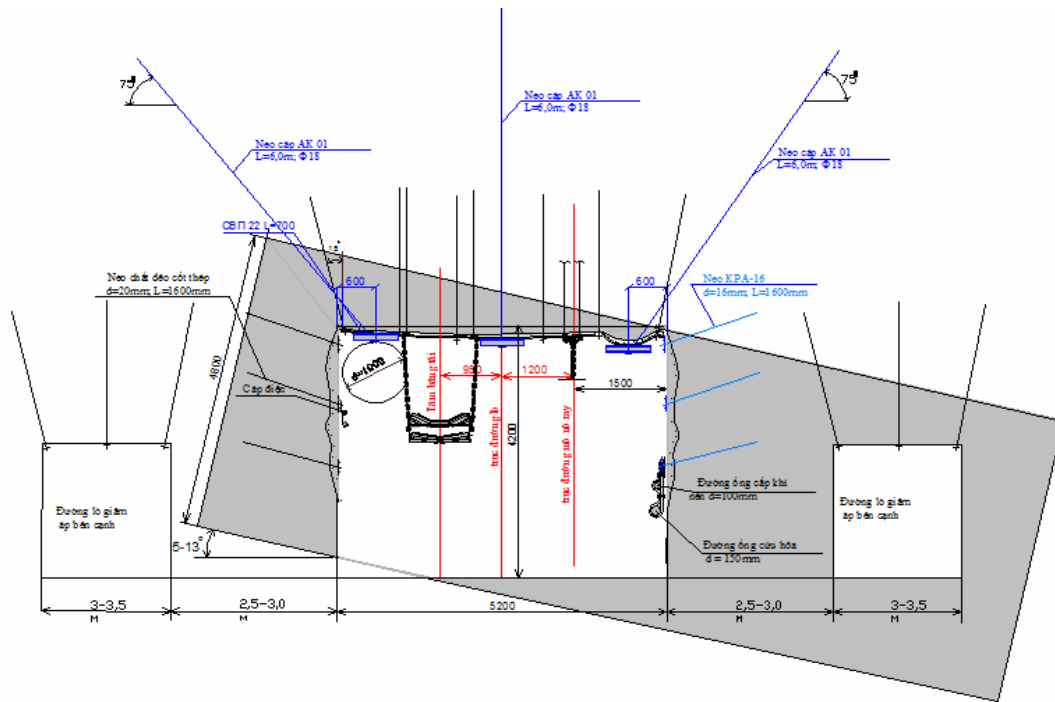
Hình 6. Lò thông gió 7009 vỉa 70



Hình 7. Đề xuất hệ chiếu chống lò chuẩn bị khai thác vỉa 70 mỏ than “Taldinskaia - cánh Tây 2”



Hình 8. Đề xuất hệ chiếu chống lò chuẩn bị khai thác vỉa 70 mỏ than “Taldinskaia - cánh Tây 2”



Hình 9. Đề xuất hộ chiếu chống lò chuẩn bị khai thác vỉa 70 mỏ than “Taldinskaja - cánh Tây 2”

Để ngăn chặn ảnh hưởng sự ngậm nước tới quá trình bùng nền có thể sử dụng 1 trong các phương pháp giảm tác động của áp lực bằng phương pháp gia cố khối đá xung quanh bằng cách khoan các lỗ khoan ở nền lò để bơm ép các dung dịch liên kết, sau khi đã đông cứng, hình thành kết cấu đá đã được gia cố vững chắc ở nền lò.

Các thông số của phương pháp trên như sau: Chiều dài lỗ khoan từ 1,5 - 2,0 m. Số lượng lỗ theo chiều rộng của đường lò khai thác là 4-5m, khoảng cách giữa các hàng lỗ dọc trục đường lò từ 1,2 - 2,0 m. Tiêu hao dung dịch kết dính 0,6 - 0,9 m³/m. Đường kính lỗ - 42 mm.

3. Kết luận và kiến nghị

Trong quá trình đào lò đã tìm ra nhiều phương pháp mới chống lại hiện tượng bùng nền ở các đường lò chuẩn bị. Các phương pháp chống bùng nền đá nêu trên còn cần phải có các nghiên cứu bổ xung với các điều kiện phức tạp hơn kết hợp với các mô hình toán học, vật lý kết hợp với kiểm tra thực tế trong điều kiện khai thác ở các mỏ “SUEK - KUZBAS”.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1]. Изыскание перспективных способов борьбы с пучением пород почвы в подготовительных выработках шахт ОАО «СУЭК-Кузбасс»: Отчет о НИР. - Рук. Розенбаум М.А. - СПб.: НМСУ «Горный», 2012. 159 с.

SUMMARY

New methods to eliminate the heave behaviour occurring in drifts at «Suek - kuzbas» mine

M.A. Rozenbaum, C.B Kuzmin., C.A Antoniuk., Do Quang Tuan, Pham Quang Nam, S.V Kuzmin, S.A. Antonyuk

«национальный минерально-сырьевой университет «горный», Адрес: 199106 г. Санкт-Петербург ул. Наличная 28 к. 16 кв.26

This report introduces observation results on the realistic behaviour of drifts at “SUEK - KUZBAS” mine. The mechanism of the observed heave phenomenon, caused by the swelling of the ground and the technical solutions, recommendations which allow to eliminate the heave behaviour has been introduced.

Người biên tập: ThS. Nguyễn Phúc Nhân

SỬ DỤNG PHƯƠNG PHÁP MÔ PHỎNG PHÂN TÍCH ẢNH HƯỞNG CỦA ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT ĐẾN TỐC ĐỘ THI CÔNG CÔNG TRÌNH NGẦM BẰNG MÁY ĐÀO HẦM LOẠI NHỎ

Đặng Trung Thành, Trường Đại học Mỏ - Địa Chất

Tóm tắt: Quá trình thi công công trình ngầm (CTN) bằng máy đào hầm loại nhỏ rất phức tạp, đòi hỏi sự kết hợp hài hòa giữa công nghệ và công tác tổ chức thi công. Mặt khác, thi công CTN trong điều kiện địa chất khó dự đoán là vấn đề thường gặp và có thể gây bế tắc toàn bộ quy trình đào dẫn đến tăng giá thành, giảm tiến độ xây dựng. Việc đánh giá ảnh hưởng cũng như tác động của nó đến tốc độ thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ là cần thiết. Bằng cách này có thể nâng cao tiến độ thi công, tránh những gián đoạn ngoài ý muốn và ước lượng chuẩn xác thời gian hoàn thành dự án. Để giải quyết vấn đề trên, trong bài báo giới thiệu mô đun mô phỏng toàn bộ quy trình thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ. Mô đun mô phỏng được xây dựng trên cơ sở kết hợp giữa ngôn ngữ mô hình hóa hệ thống SysML và phần mềm AnyLogic. Các mô phỏng được thực hiện trên mô đun phân tích ảnh hưởng của các điều kiện địa chất khác nhau đến tốc độ thi công CTN. Ngoài ra kết quả dự báo tốc độ thi công và hiệu suất làm việc của máy đào hầm cũng được đề cập.

1. Đặt vấn đề

Tốc độ thi công CTN phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như sự cố, thời tiết, điều kiện thi công hay công tác tổ chức thi công v.v... Trong khi đó phương pháp thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ rất phức tạp, đòi hỏi cơ giới hóa và công tác quản lý và tổ chức đào hợp lý. Nếu quy trình tổ chức thi công hợp lý có thể giúp kiểm soát, điều chỉnh và phối hợp để nâng cao tốc độ đào. Để giải quyết vấn đề này, cần phân tích quá trình thi công, các yếu tố ảnh hưởng đến tốc độ thi công bằng máy đào hầm loại nhỏ.

Phương pháp mô hình hóa hệ thống được sử dụng rất rộng rãi hơn 40 năm qua. Bản chất của phương pháp là xây dựng mô hình mô phỏng miêu tả các trình tự thi công, các nguồn lao động, nhân công, nguyên vật liệu được yêu cầu trong quá trình xây dựng. Phương pháp mô hình hóa hệ thống có thể được sử dụng để phân tích nguyên nhân gây tắc nghẽn hay giảm tiến độ thi công. Người đặt nền móng cho phương pháp này là Halpin (1970). Ông giới thiệu mô hình hóa hoạt động CYCLONE (CYCLic Operations NEtwork), trở thành xuất phát điểm của các ngôn ngữ mô hình hóa sau này và làm cho phương pháp này được biết đến một cách rộng rãi. Một số ngôn ngữ khác kế thừa và phát triển từ CYCLONE như: INSIGHT bởi Paulson [19], RESQUE bởi Chang [14], UM-CYCLONE bởi Ioannou [4], HSM by AbouRizk [20], STROBOSCOPE by Martinez [21], RBM by AbouRizk and Shi [22]. Trong khi đó một số tác giả dùng CYCLONE để xây dựng mô hình tối ưu hóa quá trình vận chuyển đất đá thải [15] [16] [17]. Một số khác sử dụng CYCLONE phân tích ảnh hưởng của điều kiện địa chất khác nhau đến tốc độ thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ [10] [12]. Đến cuối năm 2012 đầu 2013 một số nhà nghiên cứu đã áp dụng ngôn ngữ mô hình hóa hệ thống SysML kết hợp với phần mềm AnyLogic phân tích ảnh hưởng của sự cố đến tốc độ thi công trình ngầm bằng khiên cân bằng áp lực đất [8] [9].

Trong bài báo ảnh hưởng của điều kiện địa chất khác nhau đến tốc độ thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ được phân tích dựa trên mô đun mô phỏng. Mô đun này được xây

dựng và phát triển bằng sự kết hợp giữa ngôn ngữ mô hình hóa hệ thống SysML và phần mềm AnyLogic.

2. Phân tích quá trình thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ

Trước khi mô hình mô phỏng được xây dựng bằng ngôn ngữ mô hình hóa hệ thống SysML, nguồn nhân công, vật liệu, quy trình thi công được yêu cầu trong quá trình thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ được phân tích. Các nguồn phân ra hai dạng:

- Nguồn cung cấp chính: nhóm lao động làm việc, hệ thống kích đẩy, hệ thống trộn bentônít, chất lỏng và hệ thống bơm
- Các nguồn cung cấp khác (nguồn phụ) cũng được phân tích nhưng chưa được xét đến trong bài báo này. Chúng bao gồm một số thiết bị, hệ thống: máy cào xúc, máy cầu trục, chất đỡ tải, buồng điều khiển, hệ thống laser.

Trong quá trình thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ, trong bài báo 3 nhóm nhân công được chia ra đảm nhận các yêu cầu công việc như sau:

- **Nhóm 1 - Vận hành thiết bị** (1 người) có nhiệm vụ quản lý chung tại công trường thi công, đồng thời điều khiển toàn bộ thiết bị phục vụ thi công công trình ngầm như: buồng điều khiển, máy cào xúc, cần cẩu.
- **Nhóm 2 - làm việc trên mặt đất** (1 người) và có nhiệm vụ trộn chất lỏng, bentonit, chuẩn bị ống kích đẩy trước khi quá trình kích đẩy bắt đầu.
- **Nhóm 3 - làm việc dưới giếng** (3 người) và có nhiệm vụ nối các ống kích đẩy với nhau, nối hoặc tháo các loại cáp, ống vận chuyển đất đá thải trong giếng.

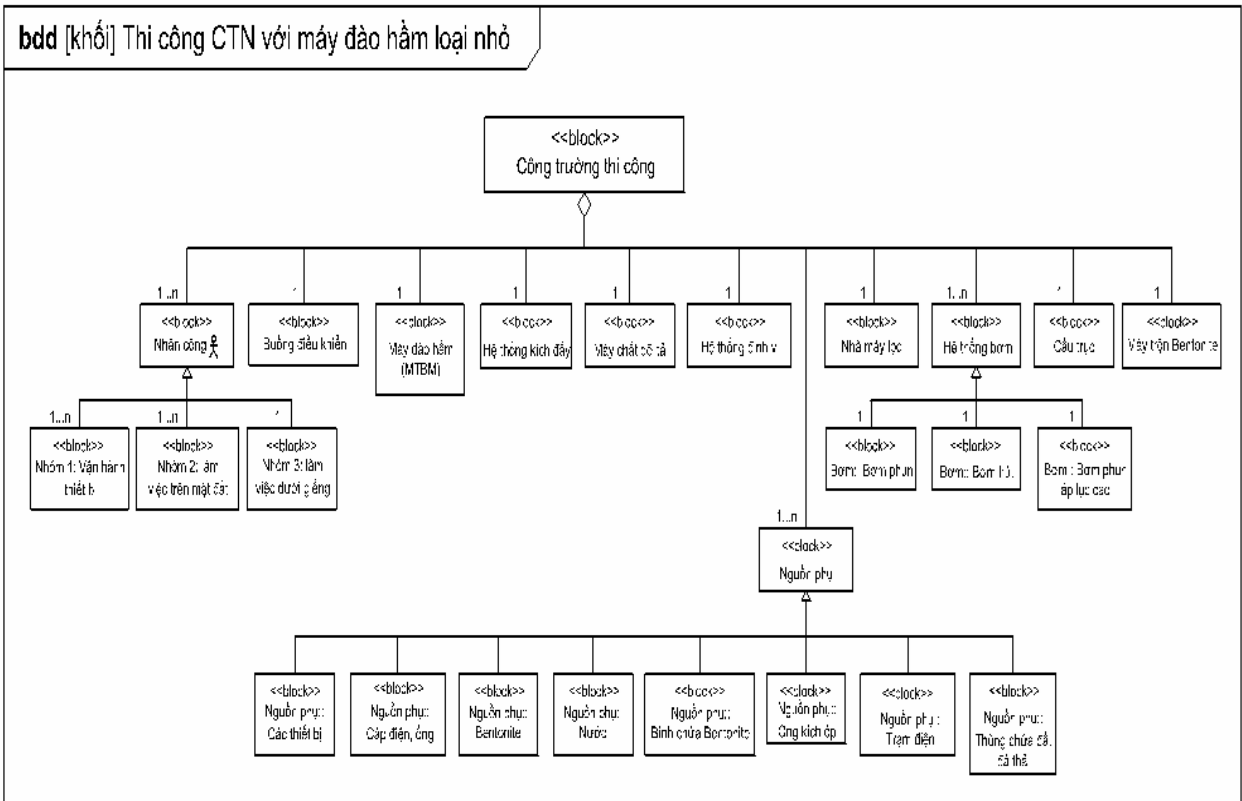
Quy trình thi công được tóm tắt như sau: Nhóm 1 và 2 nhận tín hiệu từ Nhóm 3 làm việc dưới giếng. Sau đó ống kích đẩy sẽ được huy động, vận chuyển từ bãi tập kết vật liệu tại công trường đến miệng giếng. Sau đó ống kích đẩy sẽ được hạ xuống hệ thống giá đỡ dưới giếng. Lúc này các công tác khác được Nhóm thứ 3 đảm nhiệm như nối các ống kích đẩy, nối cáp, nối ống nước, kiểm tra hệ thống laser v.v... để chuẩn bị cho quá trình kích đẩy sau đó. Khi các công đoạn này được hoàn tất thì quá trình kích đẩy có thể được thực hiện. Quá trình kích đẩy được hoàn thành thì giai đoạn chuẩn bị cho quá trình kích đẩy lại được lặp lại. Quy trình thi công này được lặp đi lặp lại cho đến khi toàn bộ chiều dài CTN được hoàn thành.

3. Xây dựng mô hình mô phỏng

Ngôn ngữ mô hình hóa hệ thống SysML được sử dụng xây dựng mô hình mô phỏng. Về bản chất, ngôn ngữ này được dùng để phân tích, xây dựng mô hình của các quá trình thi công khác nhau. Trong khuôn khổ bài báo, mô hình SysML được xây dựng miêu tả quá trình thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ. Mô hình SysML được xây dựng dựa trên ba dạng Sơ đồ: Sơ đồ khối (block definition diagram - bdd), sơ đồ trạng thái (state machine diagrams - stm) và sơ đồ trình tự (sequence diagram - sd). Để hiểu chi tiết hơn về SysML người đọc có thể tham khảo thêm tài liệu [1].

3.1. Sơ đồ khối (bdd)

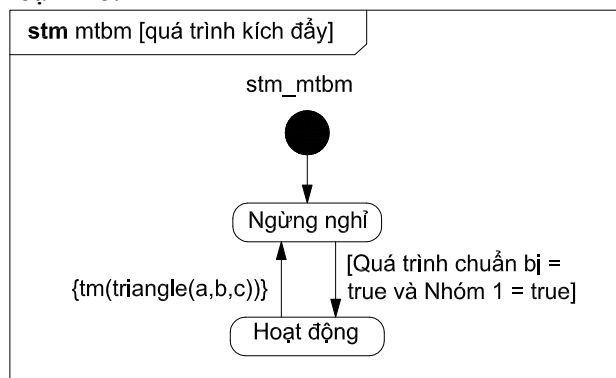
Một sơ đồ khối bao gồm một tập hợp các lớp, các phần tử, các giao diện, các mối quan hệ giữa các phần tử với nhau. Nó thể hiện mặt tĩnh của hệ thống. Trong bài báo sơ đồ khối được sử dụng để trình diễn cấu trúc các phần tử được sử dụng trong thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ. Mỗi phần tử trong sơ đồ khối được coi như là một khối riêng rẽ, có thể miêu tả trạng thái, thuộc tính, các liên kết ràng buộc và các yêu cầu [7]. Áp dụng cho máy đào hầm loại nhỏ, trong sơ đồ khối tác giả phân ra làm hai lớp khác nhau. Lớp thứ nhất miêu tả các nguồn chính cung cấp cho quá trình thi công. Lớp thứ hai thể hiện các nguồn phụ cần thiết cho quá trình thi công (Hình 1). Lớp thứ nhất và lớp thứ hai được phân tích trong mục 2.



Hình 1. Sơ đồ khối cho xây dựng CTN bằng máy đào hàm loại nhỏ

3.2. Sơ đồ trạng thái (stm)

Một sơ đồ trạng thái thể hiện trạng thái của một đối tượng trong thời gian sống của nó nhằm đáp ứng các sự kiện, các tác động từ bên ngoài. Nó đặc biệt quan trọng trong việc mô hình hóa hành vi của một lớp, giao diện hay mối quan hệ giữa các khối nhỏ trong sơ đồ khối với nhau. Nó nhấn mạnh vào các đáp ứng theo sự kiện của một đối tượng, rất hữu ích khi mô hình hóa một hệ thống phản ứng. Áp dụng cho máy đào hàm loại nhỏ, sơ đồ trạng thái miêu tả trạng thái, quá trình làm việc của mỗi phần tử được trong sơ đồ khối. Trên hình số 2 miêu tả sự làm việc của máy đào hàm loại nhỏ.



Hình 2. Sơ đồ trạng thái cho máy đào hàm loại nhỏ

3.3. Sơ đồ trình tự (sd)

Tổng quan, sơ đồ trình tự là một dạng biểu đồ tương tác (interaction), biểu diễn sự tương tác giữa các đối tượng theo thứ tự thời gian. Nó mô tả các đối tượng liên quan trong một tình huống cụ thể và các bước tuần tự trong việc trao đổi các thông báo (message) giữa các đối tượng đó để thực hiện một chức năng nào đó của hệ thống. Sơ đồ trình tự được áp dụng cho máy đào hàm loại nhỏ nhằm biết được sự tương tác giữa các phần tử trong sơ đồ khối.

Thi công xây dựng CTN bằng máy đào hàm loại nhỏ có thể chia làm 2 giai đoạn. Giai đoạn chuẩn và giai đoạn kích đẩy.

Giai đoạn chuẩn bị có thể chia ra làm ba bước:

- Bước 1: Nhóm 2 đảm nhiệm công việc nối ống kích đẩy vào cầu trục. Sau đó Nhóm 1 điều khiển cầu trục vận chuyển ống kính đẩy từ bãi tập kết vật liệu đến miệng giếng và hạ ống kích đẩy xuống hệ thống giá đỡ dưới giếng. Sau đó Nhóm 3 làm việc dưới giếng sẽ lắp đặt cáp điện, nối ống nước, kiểm tra hệ thống laser v.v... chuẩn bị cho quá trình kích đẩy.

- Bước 2: Công việc pha trộn chất lỏng bentonite, kiểm tra hệ thống điện được thực hiện bởi Nhóm 2.

- Bước 3: Sau khi quá trình kích đẩy được hoàn thành, Nhóm 3 tháo cáp điện, ống nước .v.v

Giai đoạn kích đẩy được điều khiển bởi Nhóm 1. Nhóm 1 sử dụng buồng điều khiển để kiểm soát toàn bộ quá trình kích đẩy, vận chuyển đất đá thải.

4. Mô đun mô phỏng

Trong bài báo một mô đun mô phỏng được phát triển bằng cách sử dụng phần mềm AnyLogic. Phần mềm được phát triển bởi công ty XJ Technologies [3]. Để xây dựng mô đun mô phỏng toàn bộ các phần tử trong sơ đồ khối, sơ đồ trạng thái được sao chép và xây dựng lại trên AnyLogic. Các phần tử này trong phần mềm AnyLogic có cùng trạng thái, thuộc tính, các liên kết ràng buộc như trong mô hình SysML. Trong bài báo mô đun này được sử dụng phân tích quá trình thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ.

5. Thu thập số liệu

Số liệu thực tế được lấy từ dự án BV Recklinghausen V.8, tại thành phố Recklinghausen, CHLB Đức. Dự án BV Recklinghausen V.8 nằm trong tổng thể dự án 11km đường ống thoát và bảo vệ nguồn nước tại thành phố Recklinghausen. Chiều dài của dự án 145m, toàn bộ dự án nằm trong đá vôi. Chiều sâu công trình khoảng 8.7m, độ dốc 2.6 độ và DN1200 là tên của ống kích ép. Đường kính bên trong 1.2m, đường kính bên ngoài 1.56m và 4.0m là chiều dài của ống kích ép. Điều kiện thi công thuận lợi, thi công bằng máy AVN 1200T với hệ thống vận chuyển đất đá thải bằng thủy lực.

Số liệu đầu vào sử dụng chạy mô đun được thu thập bằng cách sử dụng đồng hồ bấm giây. Thời gian thực hiện mỗi đầu công việc được trình bày trên bảng 1.

Bảng 1. Thời gian kết thúc từng công việc tại dự án BV Recklinghausen V.8

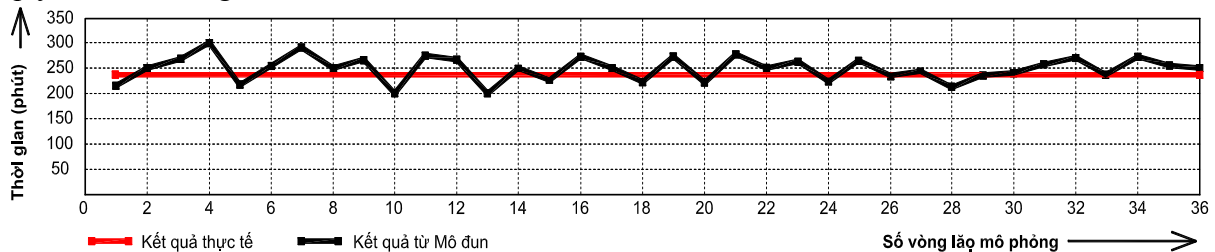
STT	Tên công việc	Thời gian nhỏ nhất (phút)	Thời gian trung bình (phút)	Thời gian lớn nhất (phút)
1	Nối ống kích ép	0,42	0,5	1,0
2	Vận chuyển ống kích ép đến miệng giếng	0,5	0,7	1,0
3	Hạ ống	0,85	1,25	1,6
4	Đặt và điều chỉnh ống kích ép	1,2	1,65	2,7
5	Nối các ống kích ép	2,5	3,33	4,0
6	Nối cáp	43,0	52,3	82,3
7	Quá trình kích đẩy	120	155	271
8	Quá trình thu hồi hệ thống kích đẩy	3,33	4,5	5,5
9	Tháo cáp	15,0	19,0	22,3
10	Thời gian vận chuyển đất đá thải	18	23	25
11	Thời gian trộn bentonit	19,5	21,2	25,5

6. Kết quả mô phỏng

6.1. Kiểm tra mô đun

Trước khi sử dụng mô đun thì tính hợp lệ cần được kiểm tra. Để kiểm tra, kết quả xuất ra từ mô hình mô phỏng được so sánh với số liệu thực tế (không xét đến sự cố và yếu tố địa chất tác động đến thời gian thi công CTN). 36 vòng lặp được thực hiện trong quá mô phỏng bằng mô đun. Hình 3 biểu diễn sự biến đổi của năng suất thi công cho 36 vòng lặp. Đồ thị này dễ dàng có

được từ kết quả mô phỏng và được vẽ tự động trong mô đun. Trong hình 3 chỉ rõ rằng năng suất thực tế tại công trường và năng suất được xuất ra từ mô đun là tương đối giống nhau. Thời gian trung bình để kích ép một ống 4.0m dài tại công trường là 236.77 phút (đường màu đỏ). Thời gian trung bình để kích ép một ống được xuất ra từ mô đun là 249.35, nhiều hơn 5.045% khi so sánh với năng suất trung bình có được tại công trường. Hơn nữa, trong mô đun có thể quan sát được hoạt động thi công CTN qua hoạt ảnh 3D. Qua quan sát hoạt ảnh này thấy được logistic học. Do đó có thể kết luận rằng mô đun này hoàn toàn hợp lệ và phản ánh đúng logistic học của quy trình thi công và mức độ chính xác của số liệu đầu vào.



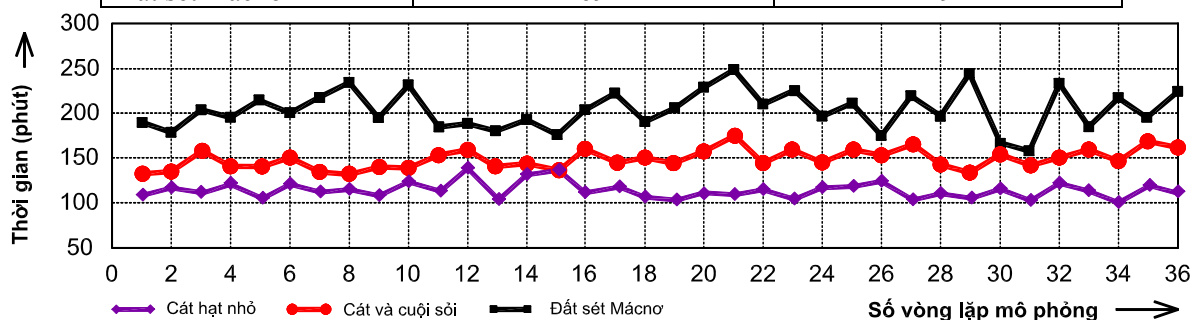
Hình 3. Thời gian thi công tính cho một ống kích ép

6.2. Xác định tốc độ thi công trong các điều kiện đất đá khác nhau

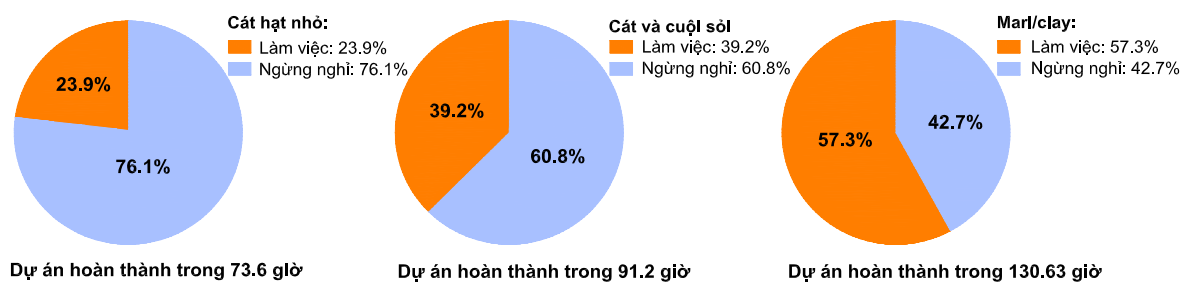
Sau khi mô đun được kiểm nghiệm, mô đun được nâng cấp để phân tích ảnh hưởng của điều kiện địa chất đến tốc độ thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ. Thực tế một công trình thi công CTN bằng máy đào hầm loại nhỏ thi công qua nhiều điều kiện địa chất khác nhau là rất hiếm. Do đó, trong bài báo giả định trong thi công CTN sẽ gặp các loại đất đá khác nhau. Kết quả của mô đun có thể được sử dụng để phân tích ảnh hưởng của điều kiện địa chất công trình đến tốc độ thi công. Đặc biệt CTN được thi công bằng máy đào hầm loại nhỏ là nằm nông, điều kiện đất đá thường gặp trong thi công là đất sét macrơ, cát hạt nhỏ, cát và cuội sỏi. Thời gian thi công CTN qua các loại đất đá trên được lấy theo [2] và được miêu tả trong bảng 2.

Bảng 2. Tốc độ thâm nhập của máy đào hầm trong mỗi loại đất đá [2]

Loại đất đá	Giá trị nhỏ nhất (phút)	Giá trị lớn nhất (phút)
Cát hạt nhỏ	19	45
Cát và cuội sỏi	35	157
Đất sét macrơ	69	292



a. Tiến độ thi công CTN



b. Hệ số sử dụng máy đào hầm

Hình 4. Ảnh hưởng của điều kiện địa chất khác nhau đến tốc độ thi công

Trong hình 4 miêu tả tiến độ thi công và thời gian hoạt động của máy đào hầm loại nhỏ cho 3 trường hợp. Trường hợp đầu, công trình ngầm được thi công trong điều kiện địa chất là cát hạt nhỏ. Tốc độ thi công CTN là 1.98m/ giờ, thời gian hoàn thành dự án là trong 73 giờ. Thời gian làm việc và ngừng nghỉ của máy đào hầm lần lượt là 23.9% và 76.1%. Trường hợp thứ 2, công trình ngầm thi công trong điều kiện địa chất là cát và cuội sỏi. Tốc độ thi công CTN là 1.6m/ giờ, thời gian hoàn thành dự án là trong 89.5 giờ. Thời gian làm việc và ngừng nghỉ của máy đào hầm lần lượt là 39.2% và 60.8%. Trường hợp thứ 3, công trình ngầm thi công trong điều kiện địa chất là đất sét macrơ. Tốc độ thi công CTN là 1.13m/ giờ, thời gian hoàn thành dự án là trong 127.7 giờ. Thời gian làm việc và ngừng nghỉ của máy đào hầm lần lượt là 57.3% và 42.7%. Cho tất cả các trường hợp, các sự cố trong thi công không được xét đến, không có rối loạn trong quản lý thi công, nguyên vật liệu luôn đáp ứng đủ tại công trường, bảo dưỡng các trang thiết bị cũng chưa được xét đến.

7. Kết luận

Trong bài báo nêu một cách tiếp cận mới để đánh giá nguyên nhân ảnh hưởng đến tốc độ thi công CTN. Mô hình và mô đun mô phỏng được xây dựng bằng sự kết hợp giữa ngôn ngữ mô hình hóa hệ thống SysML và phần mềm AnyLogic. Mô đun này có thể sử dụng để đánh giá tốc độ thi công cũng như ảnh hưởng của điều kiện địa chất đến tốc độ thi công, thời gian hoàn thành CTN. Ngoài ra mô đun cũng có thể đánh giá được thời gian làm việc hay ngừng nghỉ của hệ thống máy đào hầm. Trong bài báo tiếp theo, mô đun sẽ được nâng cấp để có thể đánh giá ảnh hưởng của sự cố đến tốc độ thi công.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. S. Friedenthal, A. Moore, and R. Steiner. A practical guide to SysML: The Systems Modeling Language. Elsevier Science, Technology Book, 2009.
- [2]. French Society for Trenchless Technology (FSTT). Microtunneling and Horizontal Drilling - Recommendations. John Wiley & Sons, 2006.
- [3]. XJ Technologies. Why AnyLogic simulation software?. <http://www.xjtek.com/anylogic/>, accessed: 27.11.2012.
- [4]. P. G. Ioannou. UM_CYCLONE user's guide, Dept. of Civil Engineering, The University of Michigan, Ann Arbor, Mich, 1989.
- A. Nido. Productivity projection model for microtunneling operations based on a quantitative analysis of expert evaluation. JMS Independent Research Study, Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1999.
- [5]. S. AbouRizk. Role of simulation in construction engineering and management. Journal of Construction Engineering and Management, Vol. 136, No. 10, October 1, 2010.
- [6]. [T. Rahm, K. Sadri, M. Thewes, and M. Koenig. Multi-method simulation of the excavation process in mechanized tunneling. Proc. of the 19th Intl. EG-ICE Workshop, Munich, Germany, 2012.
- [7]. T. Rahm, K. Sadri, C. Koch, M. Thewes and M. Koenig. Advancement simulation of tunnel boring machines. Proc. of the Winter Simulation Conference, 2012.
- [8]. K. Sadri, T. Rahm, J. Duhme, M. Koenig and M. Thewes. Process simulation as an efficient tool for the planning of mechanized tunnelling logistics. Proc. of the International Symposium on Tunnelling and Underground Space Construction for Sustainable Development, 2013.
- [9]. M.Marzouk, M. Abdallah and M. El-Said. Modelling microtunnelling projects using computer simulation. Journal of Construction Engineering and Management, 136(6):670–682, 2010.

- [10]. L. Donghai, Z. Yunqing and J. Kai. TBM construction process simulation and performance optimization. Tianjin University, China, 2010.
- [11]. Y. L. Roy and N. Mohammad. Productivity study of microtunnelling pipe installation using simulation. *Journal of Infrastructure Systems*, 13(3):247–260, 2007.
- [12]. D. W. Halpin. An investigation of the use of simulation networks for modeling construction operation. PhD thesis, The University of Illinois at Urbana Champaign, Illinois, 1973.
- [13]. D. Chang. RESQUE. PhD thesis, The University of Michigan, Ann Arbor, Mich, 1987.
- A. Alshibani and O. Moselhi. Crew optimization in planning and control of earthmoving operations using spatial technologies. *Journal of Information Technology in Construction*, ITcon, 13:121–137, 2007.
- [14]. M. Abduh, A. Pratama and N. Iskandar. Resources optimization of the earthmoving operation using simulation. Conference in the Asian Region and Australian Structural Engineering, 2010.
- [15]. J. Fu. A microscopic simulation model for earthmoving operations. *World Academic of Science, Engineering and Technology*, 2012.
- A. Touran and T. Asai. Simulation of tunnelling operation. *Journal of Construction Engineering and Management*, 113(4), 1987.
- B. C. Jr. Paulson. Interactive graphics for simulating construction operations. *Journal of the Construction Division*, 104(1): 69-76, 1978.
- [16]. Sawhney and S. M. AbouRizk. Simulation based planning method for construction project. *Journal of Construction Engineering and Management*, ASCE, 121(3):297-303, 1995.
- [17]. J. C. Martinez. STROBOSCOPE-State and resource based simulation of construction. PhD thesis, The University of Michigan, 1996.
- [18]. J. Shi and S. AbouRizk. Resource-based modeling for construction simulation. *Journal of Construction Engineering and Management*, ASCE, 1997.

SUMMARY

The use of process simulation in order to analyze the effect of the different soil conditions on productivity of tunnel construction with microtunnelling
Trung Thanh Dang, Ha Noi University of Mining and Geology

Microtunnelling operations require the integration of different construction processes such as supply chain management for the machine or for material handling. Breakdowns of critical processes might directly affect the productivity of the microtunnelling project. The objective of this research is to analyze the different soil conditions that affect on productivity of microtunnelling. For this purpose, a SysML (System Modeling Language) model describing the microtunnelling process is developed in the first step. Subsequently, the simulation software AnyLogic is applied to create the simulation module based on the SysML formalization. An actual microtunnelling project at the city of Recklinghausen, Germany, is used for the validation of the developed simulation module. After validation, the simulation module is expanded with consideration between different soil compositions and used in order to evaluate the impact of the soil. As a result, the efficiency of microtunnelling is assessed by help of the developed simulation module for different ground conditions.

Người biên tập: **ThS. Nguyễn Tài Tiến**

MỘT SỐ KIẾN NGHỊ TRONG QUẢN LÝ DỰ ÁN CÔNG TRÌNH NGẦM Ở VIỆT NAM

Nguyễn Chí Thành, Phạm Văn Vi

Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Nguyễn Huy Hoàng, Công ty CP xây dựng Lũng Lô 9

Phạm Quang Nam, Tập đoàn than khoáng sản;

Đào Văn Phú, Công ty khoáng sản Lào Cai;

Lê Minh Sơn, Phòng quản lý đô thị Cẩm Khê, Phú Thọ

Tóm tắt: *Tại Việt Nam vẫn còn tồn tại một số các vấn đề trong công tác thành lập và quản lý dự án xây dựng công trình ngầm. Điều này sẽ làm ảnh hưởng đến chất lượng của các công trình ngầm cả về kỹ thuật lẫn kinh tế, gây thiệt hại không nhỏ cả về kinh tế lẫn chính trị do tính chất quan trọng của các công trình ngầm. Trong bài báo này, tác giả nêu lên một số đặc điểm các dự án xây dựng các công trình ngầm cũng như các tồn tại trong các quá trình thành lập và quản lý dự án, từ đó đề xuất một số biện pháp góp phần nâng cao chất lượng của việc hình thành và quản lý xây dựng các công trình ngầm nhằm nâng cao chất lượng của các công trình này.*

1. Mở đầu

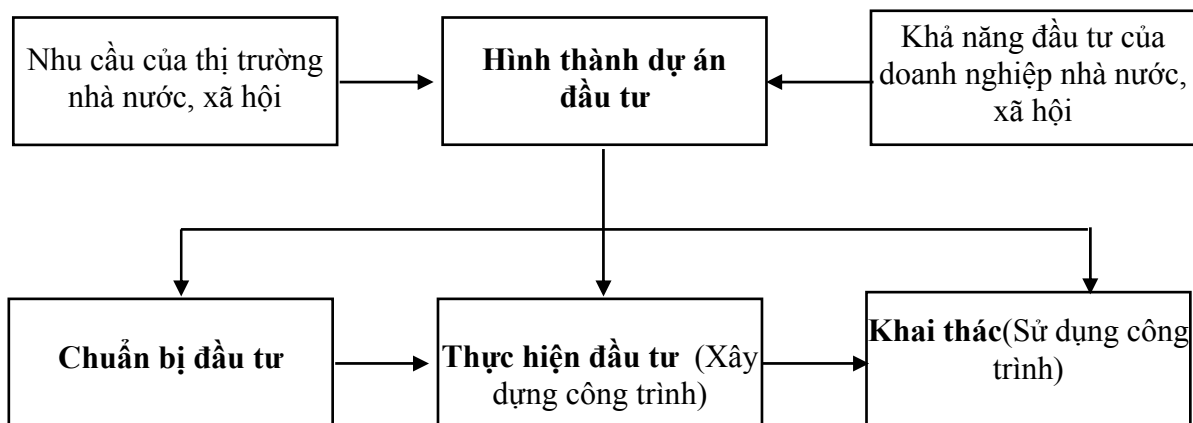
Với thực trạng hiện nay, các công trình ngầm luôn được sắp xếp vào dạng các công trình đặc biệt. Sở dĩ như vậy là, ngoài lý do điều kiện thi công công trình ngầm luôn ở dạng khá đặc biệt (môi trường xung quanh thường là đất đá, nước) luôn bị giới hạn không gian để thi công thì quá trình hoạt động của công trình ngầm cũng luôn phải đối mặt với các nguy cơ rủi ro rất lớn (thay đổi điều kiện làm việc do môi trường mà công trình nằm trong bị thay đổi...), ngoài ra tác dụng của các công trình ngầm cũng luôn đòi hỏi công trình ngầm phải đảm bảo các yếu tố đặc biệt về độ an toàn, thẩm mỹ... Tuy nhiên, ở Việt Nam vẫn còn tồn tại một số các vấn đề trong công tác thành lập và quản lý dự án xây dựng công trình ngầm. Điều này sẽ làm ảnh hưởng đến chất lượng của các công trình ngầm cả về kỹ thuật lẫn kinh tế, gây thiệt hại không nhỏ cả về kinh tế lẫn chính trị do các đặc tính quan trọng của các công trình ngầm. Trong bài báo này, tác giả mong muốn nêu lên một số đặc điểm của các dự án xây dựng các công trình ngầm cũng như các tồn tại trong các quá trình thành lập và quản lý dự án, từ đó sẽ đề xuất ra một số các biện pháp để nâng cao chất lượng của việc hình thành và quản lý xây dựng các công trình ngầm nhằm nâng cao chất lượng của các công trình này.

2. Quá trình hình thành công trình

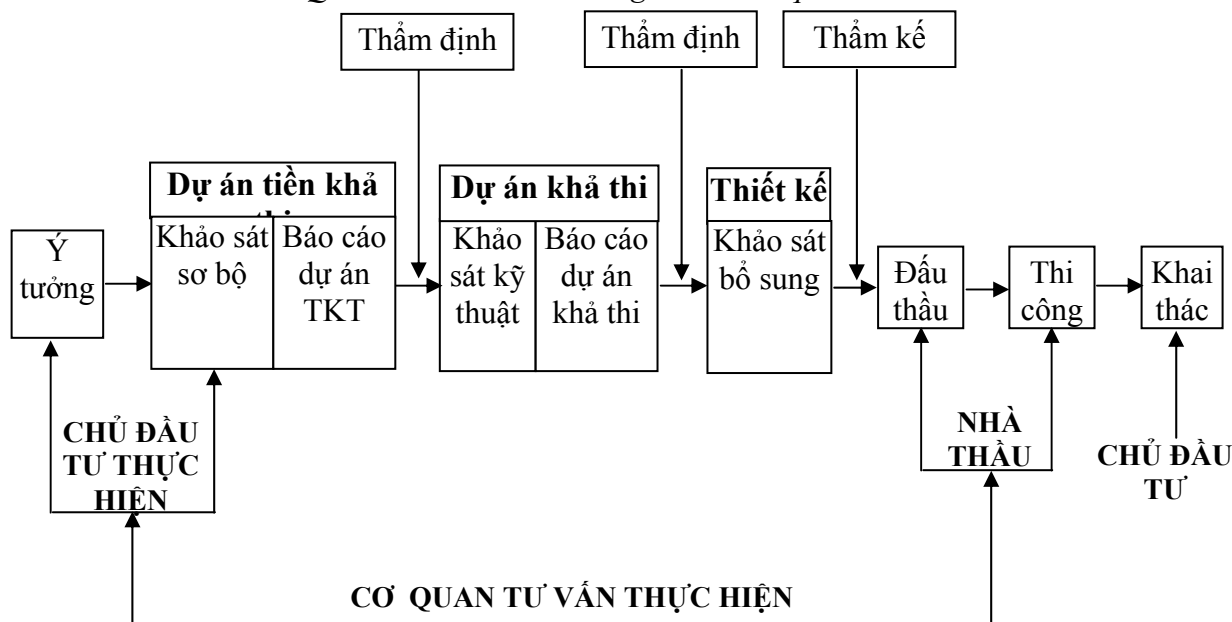
***) Trình tự thiết kế dự án xây dựng cơ bản**

Theo quan điểm vĩ mô của người quản lý đầu tư, công trình xây dựng luôn gắn liền với một dự án, nó thường trải qua ba giai đoạn chuẩn bị đầu tư, thực hiện đầu tư và đưa công trình vào hoạt động (hình 1)-[3].

Như vậy muốn hình thành một dự án phải là kết quả của nguyên nhân chủ quan (khả năng đầu tư) và nguyên nhân khách quan (nhu cầu của thị trường). Theo quan điểm vi mô của người quản lý xây dựng, một công trình được hình thành thường qua 6 bước như sau. Trên hình 2-[3] trình bày đầy đủ các bước tiến hành thực hiện một dự án xây dựng thuộc nhà nước quản lý. Nhưng nó cũng bao hàm cả với các công trình chủ đầu tư là tư nhân. Tuy nhiên tùy theo quy mô công trình các bước có thể đơn giản hoá hoặc sát nhập lại chỉ giữ những bước cơ bản.



Hình 1. Quá trình hình thành công trình theo quan điểm vĩ mô



Hình 2. Quá trình hình thành công trình theo quan điểm vi mô

3. Kết quả nghiên cứu

Như đã nhận xét ở phần trên, các dự án xây dựng công trình ngầm là các dự án có số vốn đầu tư rất lớn hoặc nếu không thì cũng là những dự án mang đặc tính quan trọng lớn, ảnh hưởng nhiều tới đời sống, chính trị của một vùng, miền nào đó (hầu hết các dự án xây dựng các công trình ngầm được xếp hạng B trở lên) nên quá trình hình thành và điều hành dự án đều rất chặt chẽ, tuân thủ đúng theo các trình tự trong các quá trình trên. Tuy nhiên, theo tác giả, dù đã tuân thủ khá đúng theo các trình tự trên nhưng thực ra vẫn còn rất nhiều vấn đề cần khắc phục trong việc thành lập và quản lý các dự án xây dựng công trình ngầm. Các vấn đề này cần phải kể đến như sau:

*) Trong quan niệm vĩ mô hình thành dự án, ta thấy rằng việc tạo thành dự án là từ nhu cầu thực sự của thị trường cũng như khả năng đầu tư của nhà nước hoặc các doanh nghiệp (tùy theo dạng đầu tư của dự án là BT, BOT, PPP, BOO...). Tuy nhiên, trong thực tế có thể thấy rằng hiện nay đã có hiện tượng là các nhà thầu thi công, thiết bị đã “lách luật” để tạo thành dự án khi thuyết phục với các nhà sử dụng công trình (nếu dự án được thành lập). Các nhà thầu này sẽ lo cho dự án trở thành hiện thực (từ các thuyết minh, báo cáo, thiết kế kỹ thuật, thiết kế thi công... đến nguồn vốn và xây dựng công trình ngầm) với điều kiện, khi dự án đã được đồng ý thì các công việc chính trong dự án sẽ do các nhà thầu này đảm nhiệm. Do vậy, một số các dự án đã được hình thành và hoạt động mà không dựa trên nhu cầu thực sự cấp bách, hoặc do không có

nguồn vốn đủ nên dự án không đảm bảo chất lượng cả về thời gian, kỹ thuật và kinh tế, gây lãng phí về kinh phí của Nhà nước cũng như gây bức xúc cho người dân.

*) Trong quan niệm hình thành vi mô dự án, có thể thấy Nhà nước đã quy định rất chặt chẽ và kỹ càng các bước hình thành dự án. Tuy nhiên, theo tác giả của bài báo thì các bước hình thành dự án này vẫn có những điều chưa chặt chẽ sau đây:

- Hầu hết, các dự án xây dựng công trình ngầm đều là các dự án hạng A hoặc B nên đều có bước dự án tiền khả thi (nay đã gọi là bước Báo cáo đầu tư). Trong bước này, cần tiến hành khảo sát sơ bộ và lập báo cáo dự án tiền khả thi. Trong thực tế, tác giả thấy rằng việc khảo sát sơ bộ có thể được tiến hành nhưng chưa có chất lượng hoặc được tiến hành nhưng chỉ để đủ quy trình, tuy nhiên, việc khảo sát sơ bộ này lại đóng vai trò rất lớn khi thực hiện dự án, nó sẽ quyết định phương hướng cũng như quy mô đầu tư của dự án. Tác giả kiến nghị tại bước này cần có những quy định chặt chẽ hơn để kiểm soát, kiểm tra chất lượng của bước dự án tiền khả thi (bước Báo cáo đầu tư). Các dự án cần phải được khảo sát kỹ cả về mặt bằng, nguồn vốn để từ đó chuẩn bị sẵn các điều kiện cho dự án thực hiện;

- Trong bước dự án khả thi (còn gọi là bước Dự án đầu tư xây dựng công trình), cần tiến hành hai việc là khảo sát kỹ thuật và báo cáo khả thi. Việc lập báo cáo khả thi đã được quy định rất chặt chẽ với các bước tiến hành, tuy nhiên việc khảo sát kỹ thuật tại bước này đang gặp rất nhiều vấn đề. Công trình ngầm lại là một dạng công trình xây dựng rất đặc biệt, việc thiết kế kỹ thuật cũng như phương pháp thi công của công trình ngầm chịu ảnh hưởng rất nhiều từ các kết quả của việc khảo sát kỹ thuật. Có những công trình, việc khảo sát kỹ thuật chưa đầy đủ, chính xác dẫn đến chất lượng của công tác thiết kế và thi công bị sai lệch đi rất nhiều (tác giả có thể đưa ra một dẫn chứng: Đường hầm đường sắt đoạn Vàng Danh – Uông Bí, Quảng Ninh được cơ quan thiết kế với hộ chiếu chống là sử dụng kết cấu chống tạm là kết cấu neo, bê tông phun, thiết kế thi công với phương pháp NATM sử dụng trong đá rắn cứng và phá vỡ đất đá bằng phương pháp khoan – nổ mìn, tuy nhiên, trong thực tế, đơn vị thi công là xí nghiệp Sông Đà 10.5 lại gặp toàn than trên gương thi công với hệ số kiên cố là $f = 1-2$, điều này đã làm thay đổi hoàn toàn phương pháp thi công cũng như các biện pháp chống giữ cho công trình ngầm. theo thống kê của nhà thầu thi công, việc thay đổi này đã làm cho giá trị thi công của công trình tăng lên khoảng 38 tỷ đồng so với dự toán ban đầu mà nhà thầu được nhận cũng như làm cho thời gian thi công của công trình ngầm tăng lên gần 08 tháng so với tiến độ đặt ra ban đầu).

- Một việc nữa trong bước thiết kế là bản thiết kế kỹ thuật. Tại Việt Nam hiện nay, do giá trị của hợp đồng tư vấn thiết kế công trình được gắn với giá trị xây lắp của công trình (tính theo % giá trị công trình) nên dẫn đến hiện tượng sau đây: Các đơn vị, cá nhân thiết kế kỹ thuật công trình sẽ tìm cách đẩy hệ số an toàn của công trình ngầm lên cao. Điều này sẽ giải quyết được rất nhiều vấn đề cho các đơn vị thiết kế: Giá trị của công trình ngầm tăng lên, làm giá trị của gói thầu thiết kế cũng tăng lên. Khi có sự cố của công trình, đơn vị tư vấn thiết kế cũng không phải chịu trách nhiệm nhiều vì đã đẩy hệ số an toàn lên cao... Điều này sẽ làm cho tổng giá trị xây lắp của công trình ngầm lên rất cao, gây thiệt hại lớn cho chủ đầu tư cả về kinh tế lẫn thời gian thi công, xây lắp công trình ngầm. Giá trị tăng thêm của nhà thầu tư vấn được rất ít nhưng gây ra thiệt hại kinh tế cho Chủ đầu tư lại vô cùng lớn. Rất nhiều dự án đầu tư xây dựng công trình ngầm không có bài tính toán kết cấu mà hầu như chỉ dựa trên kinh nghiệm chống giữ của các công trình trước đó (chủ yếu xảy ra trong lĩnh vực hầm dẫn nước của thủy điện, hầm thủy lợi). Ở đây, đơn vị đưa ra một vài mẫu kết cấu chống điển hình, khi thi công thực tế, nếu mẫu này áp dụng không hợp lý thì thay thế bằng mẫu khác, cho đến khi đạt yêu cầu. Điều này thể hiện tính không chuyên nghiệp của nhà thầu thiết kế, không phản ánh đúng bản chất ý nghĩa về trách nhiệm công việc của Nhà tư vấn (làm làm mờ như công nhân) dẫn đến kéo dài thời gian thi công. Việc bố trí cán bộ thực hiện thiết kế trong cơ quan tư vấn cũng còn nhiều vấn đề. Thực tế, nhiều kỹ thuật viên chưa từng biết đến công tác khoan cắm neo hay phun vữa và các công đoạn khác..trong xây dựng công trình ngầm, nhưng vẫn hồn nhiên thiết kế rất đầy đủ các bước. Điều

này thể hiện sự mơ hồ, thiếu thực tế trong đội ngũ thiết kế, làm cho chủ đầu tư và nhà thầu bất an, vì không biết có tin tưởng được vào sản phẩm thiết kế hay không, có sử dụng được sản phẩm hay không. Hiện tượng này thậm chí còn xảy ra trong bước thẩm định thiết kế (người thẩm định cũng chưa hề có thực tế, nhưng sẵn sàng ký thông qua thẩm định sản phẩm thiết kế). Nói chung cả công tác thẩm định và công tác thiết kế còn tồn tại rất nhiều vấn đề. Ở đây cũng có một phần lỗi của nhà đầu tư, không tổ chức phân biệt thường xuyên giữa nhà thiết kế và nhà thẩm định. Một vấn đề khác nữa trong công tác tư vấn, đó là việc tính toán phí đầu tư xây dựng công trình. Công tác này hiện nay thường xảy ra hiện tượng: tính thiếu khối lượng, chưa lường trước được các phát sinh tiềm ẩn, gây khó khăn cho chủ đầu tư và đơn vị thi công về công tác thanh toán và quyết toán. Nguyên nhân dẫn đến tình trạng này:

+ Thứ nhất: sự yếu kém hoặc thiếu sâu sát của đơn vị thiết kế;

+ Thứ hai: đơn vị thiết kế cố tình giảm khối lượng chính thức để thuyết phục chủ đầu tư rằng: dự án có chi phí thấp, rất có hiệu quả. Mục đích làm tăng niềm tin của Chủ đầu tư khi quyết định thông qua dự án. Như vậy sẽ tạo việc làm cho nhà thầu thiết kế và các đơn vị thi công có liên quan. Các vấn đề khác đơn vị thiết kế sẽ dồn nén vào chi phí phát sinh 10% trong dự phòng phí. Nhưng với cách làm việc này thì vô cùng nguy hiểm thậm chí có thể coi là phá hoại khi thực tế dự án không hề khả thi, chủ đầu tư bị rơi vào tình trạng “Việc đã rồi”.

Để khắc phục tình trạng này, ngoài công tác thẩm định dự toán, chủ đầu tư cũng cần có chuyên môn (hoặc thuê người có chuyên môn) chất vấn cụ thể từng khoản mục chi phí để có được dự toán tốt nhất, gần sát với chi phí thực tế khi triển khai dự án, có được một kế hoạch dự trù kinh phí chính xác nhất. Việc này cũng thuận lợi cho cả công tác thu xếp vốn khi làm việc với các tổ chức tín dụng.

- Trong công tác đấu thầu, theo tác giả, đây cũng là bước rất quan trọng để công trình ngầm có thể có chất lượng và được xây dựng đúng tiến độ. Đây là bước có thể lựa chọn được các nhà thầu có tiềm lực kỹ thuật, kinh tế mạnh, đủ sức hoàn thành công trình ngầm. Tuy nhiên, thực trạng hiện nay là có một bộ phận công trình ngầm không nhỏ được thực hiện quy chế chỉ định thầu hay “chạy thầu”, hiện tượng quân xanh, quân đỏ trong đấu thầu (các nhà thầu khác làm nền cho một nhà thầu) đã làm ảnh hưởng đáng kể đến việc lựa chọn nhà thầu xứng đáng để xây dựng công trình. Không ít công trình ngầm đã bị ảnh hưởng tới chất lượng, tiến độ thi công... khi gặp phải các nhà thầu không đủ tiềm lực.

- Trong công tác Giám sát: Theo quy định trong ngành xây dựng, công tác giám sát gồm có: Giám sát nội bộ (kỹ sư, cán bộ kỹ thuật của nhà thầu tự giám sát công nhân trong đơn vị mình thi công); Giám sát tác giả: là công tác giám sát của nhà thầu thiết kế, đảm bảo các hạng mục được hình thành tuân thủ theo đúng thiết kế (về hình dáng, thành phần, kết cấu...); Giám sát Chủ đầu tư: thường được gọi là nhà thầu Tư vấn giám sát. Đơn vị này có thể nói là đơn vị then chốt, quan trọng nhất trong công tác giám sát (thay mặt chủ đầu tư giám sát, đôn đốc mọi vấn đề tại hiện trường: chất lượng, tiến độ, tổ chức thi công, vật liệu, thí nghiệm...). Tuy có nhiều bước Giám sát như đã nêu trên, nhưng thực tế khi công trình hình thành vẫn có nhiều tồn tại, khuyết tật. Có thể nêu một vài nguyên nhân chính dẫn đến tình trạng này như sau:

+ Công tác giám sát nội bộ:

Trong công tác giám sát nội bộ, bản thân cán bộ kỹ thuật là nhân sự của nhà thầu nên luôn luôn có tư tưởng làm sao cho chi phí của nhà thầu bỏ ra thấp nhất mà vẫn được chấp thuận nghiệm thu, do đó tinh thần làm đôi phò để bảo vệ lợi ích còn cao, còn có sự che dấu, “bịt mắt” Chủ đầu tư và tư vấn giám sát.

+ Công tác giám sát tác giả:

Thông thường, các công trình ngầm thường ở miền núi xa xôi, đơn vị tư vấn thường ở thành thị. Do đó việc giám sát tác giả không được thường xuyên, thậm chí từ khi hạng mục công trình bắt đầu triển khai đến khi nghiệm thu đưa vào sử dụng, nhà tư vấn thiết kế mới có mặt một lần. Tình trạng này dẫn đến việc làm sai thiết kế, ảnh hưởng đến kết cấu, sự an toàn của công

trình; nhiều khi buộc phải đập bỏ hoặc sửa chữa, nhưng rất khó khăn (ví dụ đã đổ BTCT, chôn sâu dưới lòng đất...)

+ Công tác giám sát của Chủ đầu tư:

Mặc dù là khâu quan trọng nhất trong các bước giám sát, nhưng hiện nay, do các quy định của Luật xây dựng, quyền và lợi ích của đơn vị này rất lớn (quyền sinh, quyền sát); trong khi đó công trình sau khi hình thành lại không phải là tài sản của Tư vấn giám sát, nên dẫn đến tình trạng: để các công đoạn sớm được nghiệm thu một cách dễ dàng (kể cả không đạt yêu cầu) thường có sự bắt tay giữa nhà thầu và tư vấn giám sát. Tình trạng này làm cho công trình không được đảm bảo về chất lượng, an toàn, thẩm mỹ...

Bảng 1. Xếp hạng các công trình xây dựng- [3]

STT	Loại dự án đầu tư xây dựng công trình	Tổng mức đầu tư
	Dự án quan trọng quốc gia	Theo Nghị quyết số 66/2006/QH11 của Quốc hội
I	Nhóm A	
1	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: thuộc lĩnh vực bảo vệ an ninh, quốc phòng có tính chất bảo mật quốc gia, có ý nghĩa chính trị - xã hội quan trọng.	Không kể mức vốn
2	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: sản xuất chất độc hại, chất nổ; hạ tầng khu công nghiệp	Không kể mức vốn
3	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: công nghiệp điện, khai thác dầu khí, hoá chất, phân bón, chế tạo máy, xi măng, luyện kim, khai thác chế biến khoáng sản, các dự án giao thông (cầu, cảng biển, cảng sông, sân bay, đường sắt, đường quốc lộ), xây dựng khu nhà ở.	Trên 1.500 tỷ đồng
4	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: thủy lợi, giao thông (khác ở điểm I - 3), cấp thoát nước và công trình hạ tầng kỹ thuật, kỹ thuật điện, sản xuất thiết bị thông tin, điện tử, tin học, hoá dược, thiết bị y tế, công trình cơ khí khác, sản xuất vật liệu, buro chính, viễn thông.	Trên 1.000 tỷ đồng
5	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: công nghiệp nhẹ, sành sứ, thủy tinh, in, vườn quốc gia, khu bảo tồn thiên nhiên, sản xuất nông, lâm nghiệp, nuôi trồng thủy sản, chế biến nông, lâm, thủy sản.	Trên 700 tỷ đồng
6	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: y tế, văn hoá, giáo dục, phát thanh, truyền hình, xây dựng dân dụng khác (trừ xây dựng khu nhà ở), kho tàng, du lịch, thể dục thể thao, nghiên cứu khoa học và các dự án khác.	Trên 500 tỷ đồng
II	Nhóm B	
1	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: công nghiệp điện, khai thác dầu khí, hoá chất, phân bón, chế tạo máy, xi măng, luyện kim, khai thác chế biến khoáng sản, các dự án giao thông (cầu, cảng biển, cảng sông, sân bay, đường sắt, đường quốc lộ), xây dựng khu nhà ở.	Từ 75 đến 1.500 tỷ đồng
2	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: thủy lợi, giao thông (khác ở điểm II - 1), cấp thoát nước và công trình hạ tầng kỹ thuật, kỹ thuật điện, sản xuất thiết bị thông tin, điện tử, tin học, hoá dược, thiết bị y tế, công trình cơ khí khác, sản xuất vật liệu, buro chính, viễn thông.	Từ 50 đến 1.000 tỷ đồng

STT	Loại dự án đầu tư xây dựng công trình	Tổng mức đầu tư
	Dự án quan trọng quốc gia	Theo Nghị quyết số 66/2006/QH11 của Quốc hội
3	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: hạ tầng kỹ thuật khu đô thị mới, công nghiệp nhẹ, sành sứ, thủy tinh, in, vườn quốc gia, khu bảo tồn thiên nhiên, sản xuất nông, lâm nghiệp, nuôi trồng thủy sản, chế biến nông, lâm, thủy sản.	Từ 40 đến 700 tỷ đồng
4	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: y tế, văn hoá, giáo dục, phát thanh, truyền hình, xây dựng dân dụng khác (trừ xây dựng khu nhà ở), kho tàng, du lịch, thể dục thể thao, nghiên cứu khoa học và các dự án khác.	Từ 30 đến 500 tỷ đồng
III	Nhóm C	
1	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: công nghiệp điện, khai thác dầu khí, hoá chất, phân bón, chế tạo máy, xi măng, luyện kim, khai thác chế biến khoáng sản, các dự án giao thông (cầu, cảng biển, cảng sông, sân bay, đường sắt, đường quốc lộ). Các trường phổ thông nằm trong quy hoạch (không kê mức vốn), xây dựng khu nhà ở.	Dưới 75 tỷ đồng
2	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: thủy lợi, giao thông (khác ở điểm III - 1), cấp thoát nước và công trình hạ tầng kỹ thuật, kỹ thuật điện, sản xuất thiết bị thông tin, điện tử, tin học, hoá dược, thiết bị y tế, công trình cơ khí khác, sản xuất vật liệu, bưu chính, viễn thông.	Dưới 50 tỷ đồng
3	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: công nghiệp nhẹ, sành sứ, thủy tinh, in, vườn quốc gia, khu bảo tồn thiên nhiên, sản xuất nông, lâm nghiệp, nuôi trồng thủy sản, chế biến nông, lâm, thủy sản.	Dưới 40 tỷ đồng
4	Các dự án đầu tư xây dựng công trình: y tế, văn hoá, giáo dục, phát thanh, truyền hình, xây dựng dân dụng khác (trừ xây dựng khu nhà ở), kho tàng, du lịch, thể dục thể thao, nghiên cứu khoa học và các dự án khác.	Dưới 30 tỷ đồng

Ghi chú:

1. Các dự án nhóm A về đường sắt, đường bộ phải được phân đoạn theo chiều dài đường, cấp đường, cầu theo hướng dẫn của Bộ Giao thông vận tải.

2. Các dự án xây dựng trụ sở, nhà làm việc của cơ quan nhà nước phải thực hiện theo quyết định của Thủ tướng Chính phủ.

4. Những kiến nghị

Tác giả bài báo kiến nghị cần có các biện pháp giám sát tốt hơn nữa các công tác khảo sát, đặc biệt là khảo sát địa chất công trình và khảo sát địa chất thủy văn, tránh hiện tượng tư vấn khảo sát không thực hiện hết khối lượng các lỗ khoan cần khoan như thiết kế hoặc không thực hiện công việc theo đúng yêu cầu chất lượng (các lỗ khoan không đạt được kích thước, chiều sâu yêu cầu và không phản ánh đúng chất lượng và tính chất của đất đá cần khảo sát). Theo kiến nghị của tác giả, không nên để các đơn vị khảo sát sử dụng các tài liệu khảo sát các công trình có điều kiện, vị trí tương tự nữa vì điều này ảnh hưởng rất nhiều đến chất lượng khảo sát, rất nhiều các kết quả khảo sát đã được sao chép ra từ các tài liệu cũ này, không phản ánh đúng điều kiện địa chất của công trình ngầm và dẫn đến các kết quả sai lệch về thiết kế như đã nói ở trên, gây hậu quả nghiêm trọng. Để có thể thực thi được điều này, tác giả kiến nghị đưa giá trị của gói thầu khảo sát lên (khoảng 1,5% giá trị xây lắp của công trình) để các đơn vị tư vấn khảo sát có

thể làm đúng khối lượng như yêu cầu, đồng thời cũng quy định rõ ràng về trách nhiệm hơn với đơn vị tư vấn khảo sát, nếu có sai lệch giữa thực tế với kết quả khảo sát quá nhiều, làm thay đổi trong khoảng từ 20% giá trị xây lắp thì đơn vị khảo sát sẽ phải chịu trách nhiệm bồi thường cho chủ đầu tư công trình. Đây cũng là căn cứ pháp lý để xử lý các đơn vị tư vấn khảo sát trước pháp luật;

- Trong bước thiết kế, cũng cần có việc khảo sát bổ sung. Đây là một bước cần thiết trong quy trình thực hiện dự án, tuy nhiên, theo tác giả trong thực tế, có rất ít các nhà thiết kế quan tâm đúng mức đến bước này. Có rất nhiều các nhà thiết kế không bám với thực tế công trường, thậm chí là không ra hiện trường mà chỉ dựa trên các kết quả của đơn vị tư vấn khảo sát để thiết kế kỹ thuật, thiết kế biện pháp thi công. Sự thiếu trách nhiệm này, cùng với các kết quả chưa chính xác của đơn vị tư vấn khảo sát sẽ làm ảnh hưởng rất nhiều đến công trình ngầm được xây dựng. Vì vậy, theo tác giả cũng cần có chế tài nghiêm khắc và trách nhiệm rõ ràng của đơn vị tư vấn thiết kế với việc khảo sát bổ sung này. Cần phải tổ chức phản biện thường xuyên giữa ba đơn vị: thiết kế, thẩm định và chủ đầu tư. Trường hợp chủ đầu tư không có chuyên môn về kỹ thuật, thì có thể thuê chuyên gia độc lập (các cán bộ có kinh nghiệm, chuyên môn sâu) để giám sát, điều hành và chất vấn các đơn vị tham gia, đồng thời yêu cầu các đơn vị phải đi thực tế hiện trường ngay sau khi ký hợp đồng và trong quá trình thực hiện hợp đồng. Có như vậy mới nâng cao được chất lượng của sản phẩm thiết kế trước khi đưa ra tổ chức thi công.

- Trong giai đoạn đấu thầu phải được thực hiện công khai, các đơn vị chào thầu tuyệt đối không được liên hệ với các nhà thầu với bất cứ hình thức nào mà phải thông qua đơn vị trung gian. Hạn chế tối đa việc Chỉ định thầu. Chỉ sử dụng hình thức Chỉ định thầu khi biết rất rõ năng lực, kinh nghiệm và tình trạng thực tế của nhà thầu. Lựa chọn nhà thầu có thương hiệu, uy tín về chất lượng, tiến độ và đặc biệt là chi phí thấp nhất. Muốn như vậy, mặc dù chỉ định thầu, nhưng Chủ đầu tư vẫn phải yêu cầu nhà thầu tính toán giá cả để Chủ đầu tư so sánh, đối chiếu với các công trình tương tự làm cơ sở chỉ định thầu. Một đề xuất nữa mà tác giả muốn đưa ra là: tăng cường thực hiện hình thức đấu thầu qua mạng (tránh việc gặp gỡ trực tiếp giữa nhà thầu với chủ đầu tư và các nhà thầu với nhau). Hình thức này hiện nay rất phổ dụng, tránh được nhiều các tiêu cực trong công tác đấu thầu.

- Trong vấn đề giám sát chất lượng thi công, tác giả đề xuất giải pháp để khắc phục các tồn tại trên:

Quán triệt tinh thần trách nhiệm đối với các cấp giám sát, có chế tài xử phạt nghiêm khắc đối với các vi phạm của cán bộ giám sát. Phải có biên bản nghiệm thu nội bộ trước khi mời các cấp còn lại nghiệm thu. Trường hợp đã nghiệm thu nội bộ nhưng Tư vấn giám sát vẫn phát hiện tồn tại quá 3 lần: đề nghị thay thế cán bộ kỹ thuật của nhà thầu; hoặc thay thế nhà thầu. Các nội dung này cần được thể hiện trong hợp đồng xây lắp để làm cơ sở thực hiện. Yêu cầu đơn vị thiết kế phải thường xuyên có cất cử cán bộ tại hiện trường để giám sát tác giả và xử lý các thay đổi trong thiết kế, thông qua các khối lượng phát sinh kịp thời tại công trường. Lập đường dây nóng tố giác các sai phạm, bắt tay làm trái giữa nhà thầu và tư vấn giám sát, tư vấn thiết kế. Có chế độ đãi ngộ xứng đáng với cán bộ giám sát tại các công trường có điều kiện khó khăn, có yêu cầu tiến độ, chất lượng gắt gao, cấp bách...

5. Kết luận

Hiện nay, các đạo luật về đầu tư, xây dựng đã được ban hành và ngày càng hoàn thiện ở nước ta. Tuy nhiên, với các đặc thù của mình, các dự án xây dựng công trình ngầm ở Việt Nam vẫn chưa có đầy đủ các quy định và cơ chế hoạt động. Chính điều này đã làm cho các dự án xây dựng công trình ngầm ở Việt Nam bị ảnh hưởng cả về chất lượng kỹ thuật lẫn kinh tế, gây ra các hậu quả lớn cho nền kinh tế, xã hội. Với các vấn đề còn tồn tại trong các quy trình quản lý một dự án xây dựng công trình ngầm mà tác giả đã nêu ở trên, tác giả mong muốn rằng các cấp quản lý có thẩm quyền sẽ xem xét và điều chỉnh các bước quản lý dự án xây dựng các công trình ngầm, từ đó sẽ đẩy nhanh được tiến độ xây dựng các công trình ngầm, nâng cao được các hiệu quả về kỹ thuật và kinh tế cho các công trình ngầm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Attewell, P.B., Yeates, J. and Selby, A.R., 1986. Soil movements induced by Tunnelling, Chapman and Hall, New York.
- [2]. Barisone, G., Pigorini, B. and Pelizza, S., 1982. Umbrella Arch method for tunnelling in difficult conditions- Analysis of Italian cases, Proceedings of the 4th Congress International Association of Engineering Geology, New Delhi, Vol. 4, pp.15-27.
- [3]. Nguyễn Chí Thành, Đỗ Ngọc Anh. “ Bài giảng Tổ chức quản lý và thi công trong xây dựng công trình ngầm và mỏ”

SUMMARY

Some particula traint on the management of underground contrutions project Viet Nam

Nguyen Chi Thanh, *Ha Noi University of Mining and Geology*

Phạm Van Vi, *Ha Noi University of Mining and Geology*

Nguyen Huy Hoang – *LungLo 9 Contruction joint stock company*

Dao Van Phu – *Lao Cai mineral Company*

Le Minh Son, *Cam Khe urban management department, Phu Tho Province*

Pham Quang Nam – *Vinacomin*

In Viet Nam, there are still some problems concerning establishing and manaing processes of underground contrutions projects. These cause adverse influence on the peformance of underground contrutions projects not only in teams of quality but also economical effect, due to their high importance. This paper introduce some characteristics of this kind of projects and insusufficiencies in establishing and manageing processes. Based on pointed-out issues, the authors propose some solutions in order to improve the quality of above processes.

Người biên tập: **TS. Đỗ Ngọc Anh**

BIỂU DIỄN SỰ HÌNH THÀNH VÀ PHÁT TRIỂN VẾT NỨT CỦA LIÊN KẾT BU LÔNG BẰNG PHƯƠNG TRÌNH GURSON - TVERGAARD - NEEDLEMAN

Đặng Hoàng Thông, Trường Đại học Mỏ - Địa Chất

Tóm tắt: Bài báo mô hình hóa 3D sự làm việc của liên kết bu lông chịu tải trọng kéo trên phần mềm kỹ thuật sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn. Sự tiếp xúc và lực xiết bu lông được mô hình hóa. Ma sát giữa các mặt tiếp xúc cũng được kể đến trong phân tích. Tính toán ban đầu được thực hiện trong miền đàn hồi và miền dẻo, sau đó sử dụng phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman để biểu diễn sự hình thành và phát triển vết nứt quanh lỗ bu lông. Kết quả lập trình số được so sánh và khẳng định tính đúng đắn bằng kết quả thí nghiệm. Đường cong của mô hình Gurson - Tvergaard - Needleman cho giá trị chính xác hơn đường cong chỉ làm việc trong miền đàn hồi - dẻo, khi so sánh với đường cong thí nghiệm. Kết quả tính toán trên miền đàn hồi - dẻo chỉ có thể mô tả đúng pha đàn hồi của vật liệu, không thể hiện được sự nghiêng của bu lông tác động lên liên kết sau khi trượt. Ngược lại, sử dụng phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman cho kết quả chính xác hơn do kể đến tính toán phát triển vết nứt trong miền dẻo.

1. Đặt vấn đề

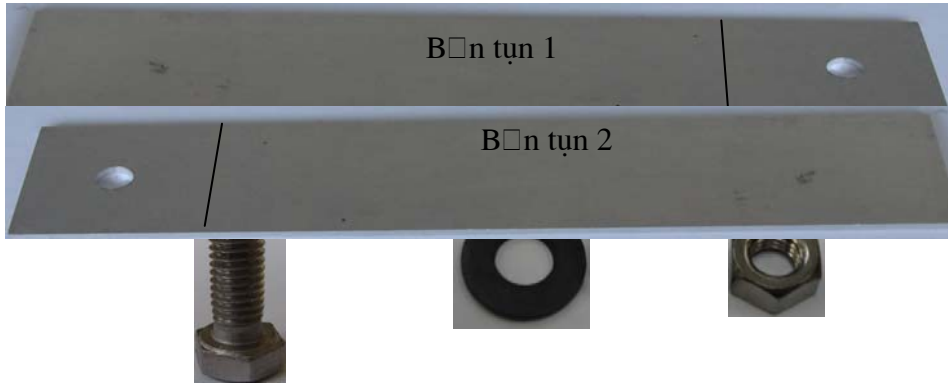
Khác với các vật liệu giòn như bê tông, kính, gỗ chủ yếu làm việc trong miền đàn hồi vật liệu, vật liệu thép làm việc trong cả miền dẻo. Việc mô hình hóa các liên kết, các cấu trúc sử dụng vật liệu thép, cần thiết phải đưa tính chất dẻo của vật liệu này, cũng như sự xuất hiện các vết nứt. Việc biểu diễn quá trình này của vật liệu thép đòi hỏi cần phải có những phương trình mô tả sự hình thành và phát triển vết nứt theo giá trị của ứng suất và biến dạng, khi vết nứt tăng lên thì khả năng chịu lực của vật liệu cũng giảm đi. Trong bài báo [1] khả năng làm việc của liên kết giảm dần trong miền dẻo khi xét đến tiêu chuẩn về năng lượng. Còn trong bài báo này phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman được sử dụng để mô hình hóa quá trình làm việc của thép sau giới hạn đàn hồi: từ trạng thái dẻo, tới sự hình thành, phát triển vết nứt và phá hoại của vật liệu thép. Phương trình này được áp dụng trong việc mô phỏng sự làm việc của liên kết bu lông trên phần mềm kỹ thuật sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả mô phỏng được so sánh với kết quả thí nghiệm trong bài báo [2-3]. Hiệu ứng về giờ [4] và lực xiết bu lông [5-6] được tính đến trong tính toán. Sự tiếp xúc và ma sát giữa các các cấu kiện được đưa vào mô hình [7].

2. Mô hình hóa liên kết bu lông

2.1. Hình học và chia lưới

Liên kết bu lông bao gồm hai bản tôn giống nhau được cố định bằng một bu lông. Bản tôn có kích thước theo tiêu chuẩn NASM của Mỹ được chia thành hai phần : phần chồng lên nhau giữ hai bản tôn và phần còn lại nằm ngoài. Phần liên kết hai bản tôn gồm bu lông, vòng đệm và êcu (*Hình 1*).

Mẫu thí nghiệm được mô hình hóa bằng phần tử khối 6 mặt 8 nút, tại mỗi nút có ba bậc tự do (chuyển vị U_x , U_y , U_z). Sự chia lưới mô hình gồm 3 phần : phần xung quanh lỗ bu lông dưới vòng đệm và êcu được chia lưới mịn nhất 574 phần tử khối, phần xa lỗ bu lông nhưng nằm trong phần chồng lên nhau của hai bản tôn chia lưới thô hơn gồm 1766 phần tử khối, và phần còn lại nằm ngoài phần chồng lên nhau của hai bản tôn được chia lưới thô nhất gồm 2800 phần tử khối. Bu lông, êcu và vòng đệm có kích thước chia lưới nhỏ bằng phần tử quanh lỗ bu lông.



Hình 1. Bản tôn, bu lông, vòng đệm và êcu

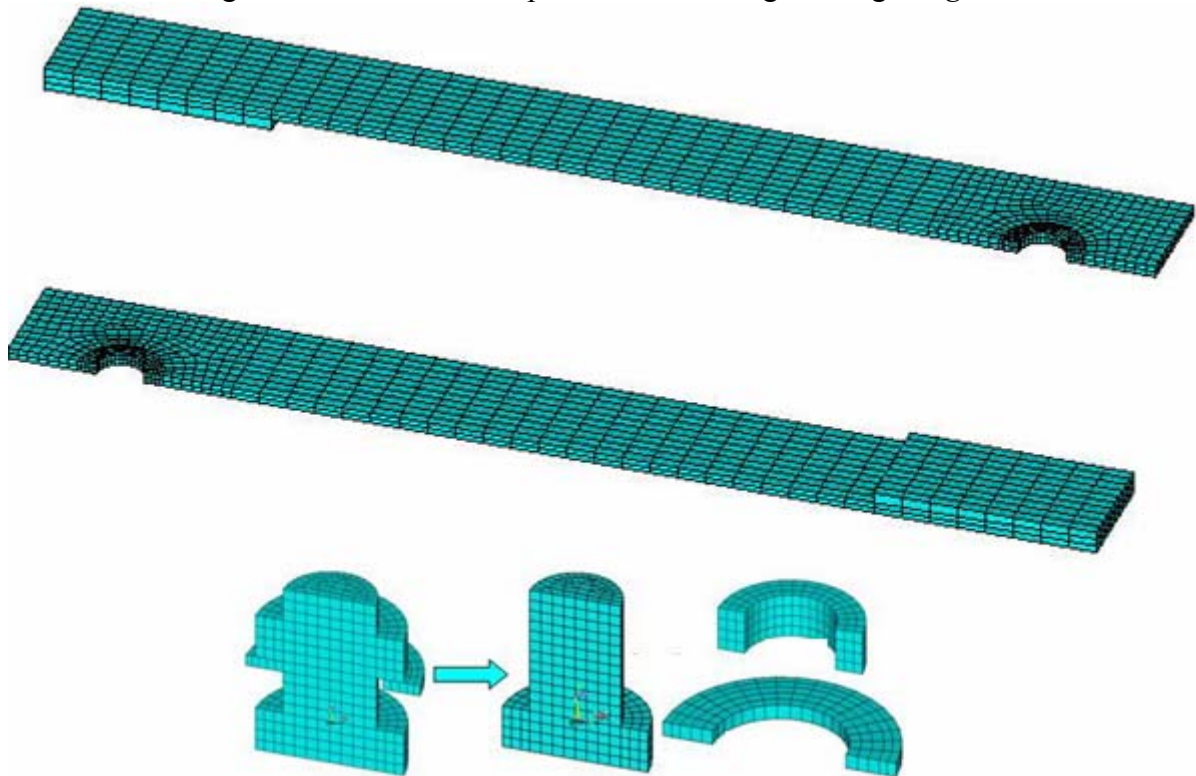
Hình 2 biểu diễn sự mô hình hóa bản tôn, bu lông, êcu, vòng đệm ở Hình 1 bằng phương pháp phần tử hữu hạn, do đối xứng và để tiết kiệm thời gian, chúng tôi chỉ mô hình hóa một nửa mô hình liên kết.

Tính chất cơ học của hai tấm tôn được biểu diễn bằng định luật Ramberg-Osgood dưới công thức.

$$\begin{cases} \varepsilon = \varepsilon_{dh} + \varepsilon_d \\ \sigma = E \cdot \varepsilon_{dh} & \text{khi } \sigma \leq \sigma_{dh} \\ \sigma = \sigma_{dh} + K\varepsilon_d^n & \text{khi } \sigma > \sigma_{dh} \end{cases}$$

Trong đó: ε - biến dạng; σ - ứng suất; ε_{dh} - biến dạng đàn hồi; ε_d - biến dạng dẻo; σ_{dh} - ứng suất giới hạn đàn hồi; E - môđun đàn hồi; n, K - các hệ số dẻo.

Các đặc trưng cơ học của vật liệu hợp kim nhôm được ghi trong Bảng 1.



Hình 2. Mô hình hóa liên kết bu lông

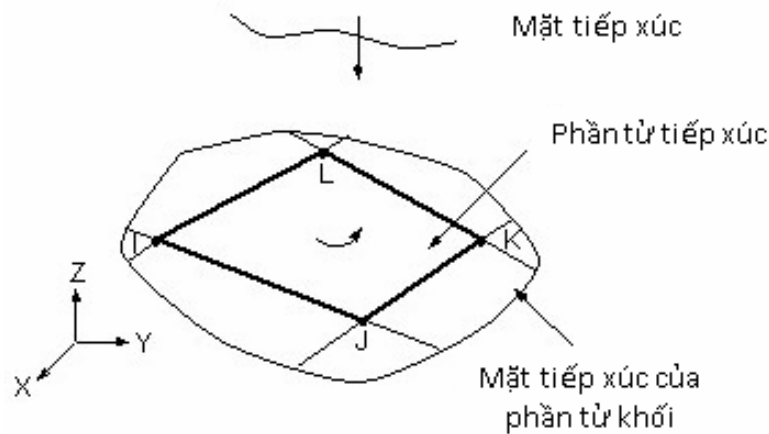
Bảng 1. Đặc trưng cơ học chịu kéo của bản hợp kim nhôm

E (MPa)	σ_{dh} (MPa)	σ_{max} (MPa)	$\varepsilon_{giới hạn đàn hồi}$ (%)	$\varepsilon_{phá hủy}$ (%)	K (MPa)	n
69000	260	366	0,41	13,3	455	0,10

Bu lông được sử dụng làm bằng thép loại M8x20 có các kích thước như sau: đường kính thân bu lông (cả ren) là 8mm; đường kính đầu bu lông 12,8mm, giới hạn đàn hồi $R_{p0,2} \approx 640$ MPa, cường độ chịu kéo $R_m \approx 800$ MPa. Êcu hình lục giác loại M8 - 8, có các kích thước như sau: bước ren 1,25mm, đường kính trong 8,75mm; đường kính ngoài 11,6mm; chiều dày 6,8mm; cường độ chịu kéo 800MPa. Vòng đệm có các kích thước như sau: đường kính trong 8,4mm; đường kính ngoài 15,57mm; độ dày 1,6mm; cường độ chịu kéo 800MPa. Vật liệu thép của bu lông, êcu, vòng đệm được chọn có độ cứng lớn hơn rất nhiều so với vật liệu hợp kim nhôm, nhằm nghiên cứu sự phá hoại của các bản tôn liên kết.

2.2. Mô hình hóa sự tiếp xúc

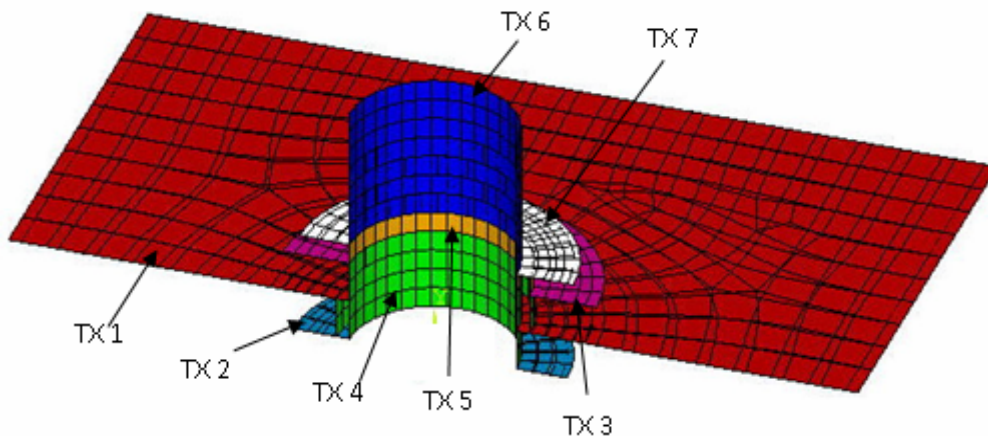
Sự tiếp xúc được định nghĩa theo kiểu tiếp xúc mặt với mặt, có tính toán đến lực ma sát. Phần tử tiếp xúc mặt gồm 4 nút, tại mỗi nút có ba bậc tự do (chuyển vị U_x, U_y, U_z), như *Hình 3*.



Hình 3. Định nghĩa tiếp xúc mặt

Có 7 sự tiếp xúc được khai báo như *Hình 4*

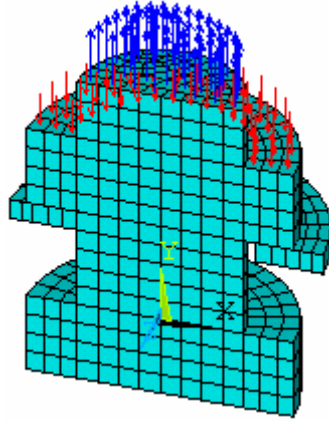
- Tiếp xúc phần chồng lên nhau của hai bản tôn (TX 1-đỏ);
- Tiếp xúc giữa bản tôn và đầu bu lông (TX 2-xanh lá mạ);
- Tiếp xúc giữa bản tôn và vòng đệm (TX 3-hồng);
- Tiếp xúc giữa bản tôn và thân bu lông (TX 4-xanh lá cây);
- Tiếp xúc giữa vòng đệm và thân bu lông (TX 5-da cam);
- Tiếp xúc giữa êcu và thân bu lông (TX 6-xanh lam);
- Tiếp xúc giữa vòng đệm và êcu (TX 7-trắng).



Hình 4. Mô hình 7 dạng tiếp xúc mặt

2.3. Mô hình hóa lực xiết bu lông

Lực xiết bu lông tạo ra lực căng trong thân bu lông và lực nén trong êcu, vì vậy lực xiết được mô hình hóa trên *Hình 5* là lực nén trên êcu và lực kéo tại thân bu lông.



Hình 5. Biểu diễn lực xiết bu lông bằng lực phân bố

Lực nén tác dụng vào êcu (màu đỏ): $p_1 = \frac{F}{S_1}$

trong đó: S_1 - diện tích chịu lực của êcu; F - lực căng trong thân bu lông.

Lực kéo tác động thân bu lông (xanh lam): $p_2 = \frac{F}{S_2}$

trong đó: S_2 - diện tích chịu lực của đầu vít.

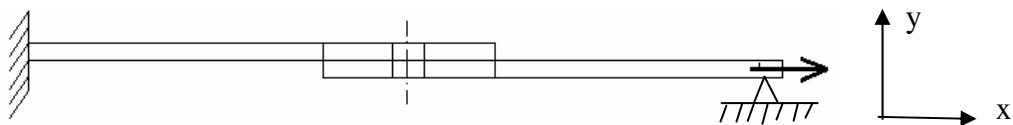
Giá trị quy đổi lực xiết bu lông thành các lực nén được ghi trong Bảng 2.

Bảng 2. Quy đổi lực xiết bu lông thành lực nén

Lực xiết (daN.m)	Lực căng trong thân bu lông F (N)	Diện tích S_1 (m ²)	Lực nén P_1 (Pa)	Diện tích S_2 (m ²)	Lực nén P_2 (Pa)
C1 = 2,0	8,643	7.84E-05	1.10E+08	5.03E-05	1.72E+08
C2 = 2,5	10514	7.84E-05	1.34E+08	5.03E-05	2.09E+08
C3 = 3,0	12,390	7.84E-05	1.58E+08	5.03E-05	2.46E+08
C4 = 3,5	14,256	7.84E-05	1.82E+08	5.03E-05	2.84E+08
C5 = 4,0	16,127	7.84E-05	2.06E+08	5.03E-05	3.21E+08

2.4. Điều kiện biên

Để giảm thời gian tính toán, bài toán chỉ được mô hình hóa một nửa liên kết bu lông, trục đối xứng là trục giữa theo chiều dài của liên kết. Liên kết được ngàm một đầu và đầu kia chịu kéo theo hướng trục X như Hình 6.



Hình 6. Điều kiện biên

3. Phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman

Năm 1977 Gurson đã đề xuất phương trình mô hình hóa sự phá hủy của vật liệu dẻo. Theo phương trình này ở mỗi vật liệu ban đầu đều tồn tại các lỗ rỗng. Khi chịu lực các lỗ rỗng này dần phát triển phình to và hợp lại với nhau thành các vết nứt làm phá hủy kết cấu. Sau này Tvergaard và Needleman đã nâng cao phương trình này tạo thành phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman có dạng như sau:

$$\phi = \frac{\sigma_{eq}^2}{\sigma_y^2} + 2f^* \cdot q_1 \cdot \cosh\left(\frac{3}{2} q_2 \frac{\sigma_m}{\sigma_y}\right) - (1 + q_3 (f^*)^2) = 0$$

trong đó: q_1, q_2, q_3 - các tham số phụ thuộc vật liệu ($q_3 = (q_1)^2$).

f^* biểu diễn tỉ lệ thể tích lỗ rỗng (vết nứt) là hàm số của f được định nghĩa:

$$f^* = \begin{cases} f & \text{nếu } f \leq f_c \\ f_c + \delta (f - f_c) & \text{nếu } f > f_c \end{cases} \quad \text{trong đó} \quad \delta = \frac{f_u^* - f_c}{f_F - f_c}$$

trong đó:

- f_u^* - giá trị cuối cùng của $f^* = 1/q_1$;
- f_F - tỉ lệ thể tích của vết nứt (lỗ rỗng) khi phá hủy;
- f_c - tỉ lệ thể tích tới hạn của vết nứt (lỗ rỗng);
- σ_{eq} - ứng suất tương đương;
- σ_m - ứng suất trung bình;
- σ_y - ứng suất theo phương y.

Tỉ lệ thể tích của lỗ rỗng f bao gồm phần thể tích lỗ rỗng đã tồn tại f_{bandau} và phần thứ hai phần lỗ rỗng phát triển f_{tang}

Sự phát triển thể tích lỗ rỗng được biểu diễn bằng biểu thức:

$$df = df_{bandau} + df_{tang}$$

trong đó:

- $df_{tang} = (1-f)d\varepsilon_{kk}^p$ và $df_{bandau} = A \cdot d\varepsilon_{eq}^p$;
- ε_{kk}^p - ma trận của biến dạng dẻo;
- ε_{eq}^p - biến dạng dẻo tương đương;
- A - tham số phát sinh:

$$A = \frac{f_n}{S_n \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\varepsilon_{eq}^p - \varepsilon_n}{S_n} \right)^2 \right]$$

trong đó:

- f_n - tỉ lệ thể tích lỗ rỗng bao gồm cả thể tích lỗ rỗng ban đầu tại điểm đặc thù;
- ε_n : biến dạng trung bình khi tồn tại thể tích lỗ rỗng ban đầu;
- S_n : giá trị sai lệch.

4. Phân tích kết quả mô hình hóa

Thí nghiệm đã được thực hiện trong bài báo [2]. Chúng tôi sử dụng đường cong lực-chuyển vị để so sánh với kết quả mô hình hóa, trên *Hình 7* biểu diễn bằng đường cong liền xanh lam.

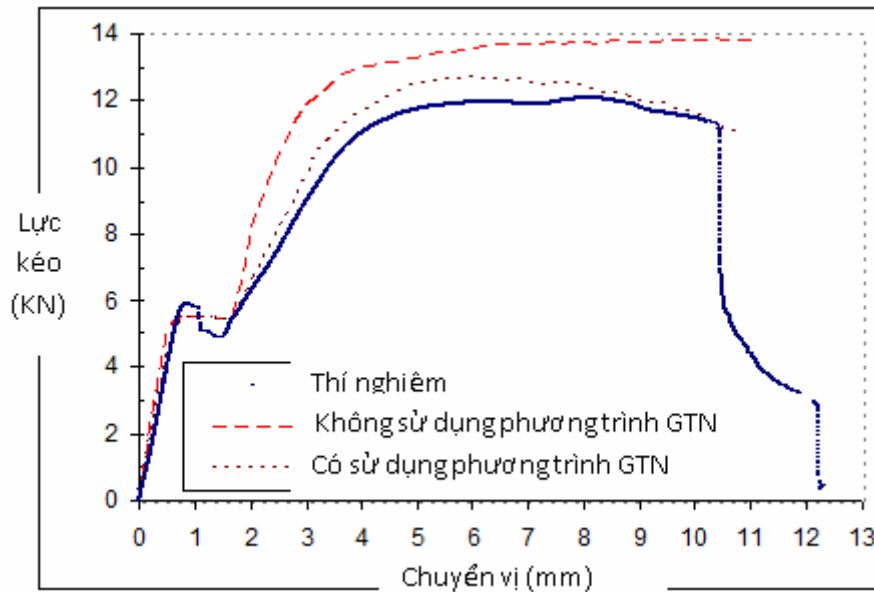
Đầu tiên chúng tôi tính toán mô hình kéo liên kết bu lông trong miền đàn hồi - dẻo, không tính toán sự hình thành và phát triển vết nứt. Kết quả được biểu diễn bằng đường cong nét đứt màu đỏ trên *Hình 7*.

Tiếp theo chúng tôi sử dụng phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman để tính toán sự hình thành và phát triển vết nứt trong miền dẻo. Nghiên cứu các tham số trong phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman cho phép chúng tôi lựa chọn giá trị của các tham số này tương ứng với vật liệu hợp kim nhôm. Giá trị 9 tham số ($q_1, q_2, q_3, f_0, f_n, \varepsilon_n, S_n, f_F$ et f_c) của phương trình được ghi trong *Bảng 3*, trong đó f_0 là thể tích lỗ rỗng ban đầu.

Bảng 3. Các tham số của phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman

Tham số	q_1	q_2	q_3	f_0	f_n	ε_n	S_n	f_c	f_F
Giá trị	1,5	1	1	0,001	0,01	0,3	0,1	0,02	0,03

Hình 7 biểu diễn ba đường cong: thí nghiệm, mô hình hóa chỉ tính toán trong miền đàn hồi và miền dẻo, và đường cong có sử dụng phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman.



Hình 7. So sánh đường cong lực-chuyển vị của thí nghiệm với mô hình hóa

Từ kết quả so sánh này cho thấy: việc sử dụng phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman trong mô hình hóa giúp chúng tôi thể hiện được hết tính chất làm việc của vật liệu dẻo như tôn hoặc thép, phân tích được sự hình thành và phát triển vết nứt, nâng cao kết quả lập trình số gần với kết quả thực tế (thí nghiệm) nhất.

5. Kết luận

Mô hình hóa 3D bằng phương pháp phần tử hữu hạn đã được thực hiện để mô tả sự ứng xử của liên kết bu lông chịu tải trọng kéo. Bản kim loại, bu lông, vòng đệm, êcu đã được lập trình và chia nhỏ. Lực bu lông xiết và sự tiếp xúc giữa các các cấu kiện được đưa vào mô hình. Ma sát giữa các mặt tiếp xúc cũng được kể đến trong tính toán. Bài toán ban đầu tính toán trong miền đàn hồi - dẻo không kể đến sự phát triển vết nứt. Sau đó liên kết được tính toán sử dụng phương trình Gurson - Tvergaard - Needleman để biểu diễn sự hình thành và phát triển vết nứt quanh lỗ bu lông. Đường cong của mô hình Gurson - Tvergaard - Needleman được so sánh với kết quả thí nghiệm, cho giá trị đúng đắn hơn đường cong chỉ làm việc trong miền đàn hồi dẻo.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Dang Hoang Thong et al. Numerical modelling for prediction of ductile fracture of bolted structure under tension shear loading. *Finite Elements in Analysis and Design* 67 (2013) 56–65
- [2]. Dang Hoang Thong, Herbelot C, Imad A. Rupture and damage mechanisms analysis of a bolted assembly using coupling techniques between A.E. and D.I.C. *Engineering Structures* 2010;32:2793-2803.
- [3]. Dang Hoang Thong et al. On failure mode analysis in a bolted single lap joint under tension-shearing. *Engineering Failure Analysis* 24 (2012) 9–25.
- [4]. McCarthy MA, Lawlor VP, Stanley WF, McCarthy CT. Bolt-hole clearance effects and strength criteria in single-bolt, single-lap, composite bolted joints. *Composites science and technology* 2002;62(10-11):1415-1431.
- [5]. Minguez J, Vogwell J. Effect of torque tightening on the fatigue strength of bolted joints. *Engineering Failure Analysis* 2006;13:1410-1421.
- [6]. Khashaba UA, Sallam HEM, Al-Shorbagy AE, Seif MA. Effect of washer size and tightening torque on the performance of bolted joints in composite structures. *Composite Structures* 2006;73(3):310-317.
- [7]. Ju SH, Fan CY, Wub GH. Three-dimensional finite elements of steel bolted connections. *Engineering structures* 2004;26:403-413.

SUMMARY

Model Gurson - Tvergaard - Needleman for prediction of damage mechanisms of bolted assembly

Dang Hoang Thong, *Hanoi University of Mining and Geology*

The numerical simulation is carried out in 3D in order to best describe the real behaviour of a single-lap bolted joint under tension-shear loading (substrates, bolt, nut and washer). The tightening torque and clearance will be considered for the analysis of the global mechanical behaviour of the connection. The friction coefficient is properly adjusted to better describe the end of the elastic domain. The calculations are carried out both in elasto-plasticity and elasto-plasticity with damage using the model Gurson - Tvergaard - Needleman. The numerical results are compared to experimental results. The numerical simulation based on an elasto-plastic model can only describe the elastic phase of the bolted joint behaviour. Damage caused by the secondary bending and the phase of rupture is not properly described. Using the model Gurson - Tvergaard - Needleman brings some improvements when compared to the elasto-plastic model.

Người biên tập: **TS. Nguyễn Văn Mạnh**

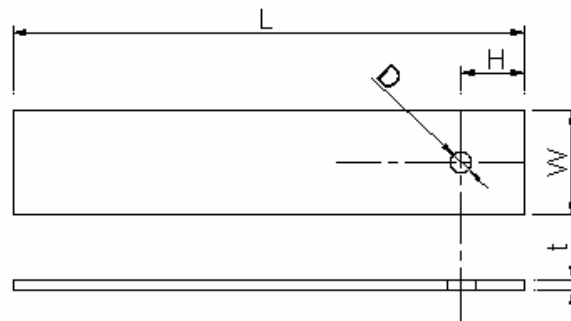
NGHIÊN CỨU CÁC GIAI ĐOẠN LÀM VIỆC CỦA LIÊN KẾT BU LÔNG DƯỚI HIỆU ỨNG BIÊN

Đặng Hoàng Thông, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Bài báo nghiên cứu sự làm việc và phá hủy khi chịu kéo của liên kết bu lông nối hai tấm tôn hợp kim nhôm. Kết quả có được từ thí nghiệm sử dụng kỹ thuật siêu âm, làm sáng tỏ các giai đoạn làm việc của liên kết bu lông khi chịu kéo: trạng thái đàn hồi, trạng thái dẻo, hình thành vết nứt, phát triển vết nứt và phá hủy. Sự làm việc của liên kết còn kể đến hiện tượng trượt giữa hai bản tôn, hiện tượng nghiêng của bu lông do ảnh hưởng của gờ (sự chênh lệch giữa lỗ bu lông và đường kính thân bu lông). Bài báo cũng phân tích sự làm việc của liên kết bu lông dưới hiệu ứng biên thông qua sự thay đổi kích thước hình học của hai bản kim loại: chiều rộng tấm kim loại và vị trí của lỗ bu lông. Hiệu ứng biên không làm thay đổi số lượng các pha làm việc nhưng ảnh hưởng tới tính chất của hiện tượng trượt, sự làm việc của cấu trúc sau khi trượt, sự hình thành và phát triển vết nứt, hình thức phá hủy của liên kết.

1. Đặt vấn đề

Liên kết bu lông trong kết cấu thép được sử dụng rộng rãi trong các công trình dân dụng và công nghiệp nhờ chịu tải trọng động tốt, tháo lắp dễ dàng và có độ bền độ ổn định lâu dài. Vì vậy rất nhiều các công trình khoa học đã nghiên cứu đặc trưng cơ học của kiểu liên kết này, có thể kể ra một số vấn đề đang quan tâm trên thế giới như: sự truyền lực giữa các tấm liên kết, sự tập trung ứng suất quanh lỗ bu lông, độ rộng lỗ bu lông, sự biến đổi lỗ bu lông khi chịu lực đàn dặt của thân bu lông, độ nghiêng của bu lông khi chịu lực cắt của tấm kim loại, lực xiết êcu và lực ma sát giữa các tấm liên kết v.v... Các nghiên cứu đã công bố chỉ rõ, sự phá hủy của liên kết bắt nguồn từ sự tập trung ứng suất quanh lỗ bu lông, liên kết có thể bị phá hủy bởi ứng suất kéo và ứng suất tiếp tại lỗ bu lông. Hình thức phá hủy của tấm kim loại phụ thuộc vào hai tham số hình học mô tả hiệu ứng biên: độ rộng W của bản kim loại định nghĩa khả năng chịu lực kéo của liên kết và khoảng cách H từ tâm lỗ bu lông tới cạnh tự do của tấm kim loại định nghĩa khả năng chịu lực cắt của liên kết, như *Hình 1*. Nếu tấm tôn có tỉ lệ $W/D=5$ và $H/D=2.5$ trong đó D là đường kính của lỗ bu lông, liên kết bu lông sẽ bị phá hủy hỗn hợp theo cả hai hướng kéo và cắt, như *Hình 2(a)*. Quá trình làm việc của liên kết bu lông trong trường hợp này đã được nghiên cứu trong bài báo [1].



Hình 1. Các tham số hình học của bản tôn

Mục tiêu chính của bài báo này phân tích sự làm việc của liên kết bu lông, trong đó kích thước bản tôn có tỉ lệ $W/D=8$ và $H/D=2$, và chỉ bị phá hủy do lực cắt như *Hình 2(b)*. Kết quả phân tích này sẽ được so sánh với mẫu thí nghiệm có tỉ lệ bản liên kết $W/D=5$ và $H/D=2,5$ để nghiên cứu sự làm việc của liên kết dưới hiệu ứng biên khi thay đổi hai tham số W và H .



(a) $W/D=5$ và $H/D=2,5$

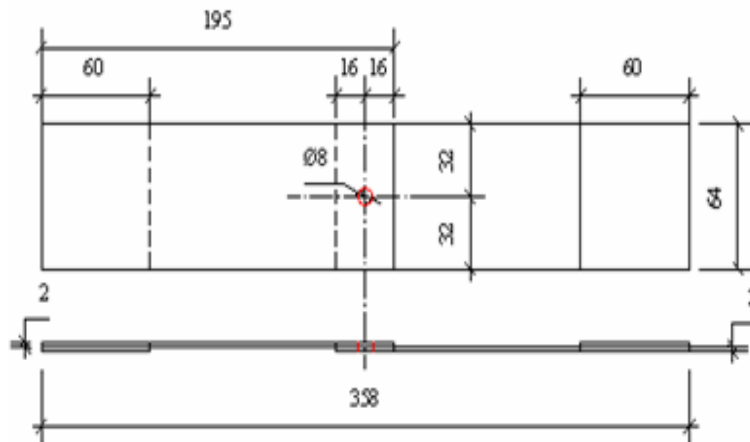


(b) $W/D=8$ và $H/D=2$

Hình 2. Hai hình thức phá hủy của liên kết bu lông (a)- hỗn hợp cắt và kéo, (b)- cắt

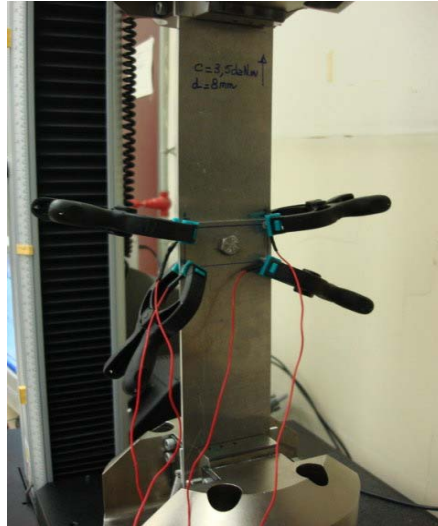
2. Thực hiện thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm có kích thước như Hình 3 bao gồm hai tấm tôn (hợp kim nhôm) có chiều dày 2mm, được liên kết bằng một bu lông. Vật liệu hợp kim nhôm có các đặc trưng cơ học như sau : môđun đàn hồi $E=69000\text{Mpa}$, ứng suất giới hạn đàn hồi $\sigma_{dh}=260\text{Mpa}$, biến dạng đàn hồi $\epsilon_{dh}=0,41\%$, ứng suất dẻo $\sigma_d = K\epsilon_d^n$ trong đó ϵ_d - biến dạng dẻo, n và K - các hệ số dẻo $K=455\text{Mpa}$ và $n=0.1$, ứng suất lớn nhất $\sigma_{max}=366\text{ Mpa}$, biến dạng lớn nhất $\epsilon_{phá\ hủy}=13,3\%$. Bu lông, êcu, vòng đệm được sử dụng làm bằng thép có độ cứng lớn hơn rất nhiều so với vật liệu hợp kim nhôm, giới hạn đàn hồi $R_{p0,2} \approx 640\text{ Mpa}$, cường độ chịu kéo $R_m \approx 800\text{ Mpa}$, mục đích chỉ nghiên cứu sự phá hoại của các bản tôn liên kết.



Hình 3. Kích thước mẫu thí nghiệm (mm)

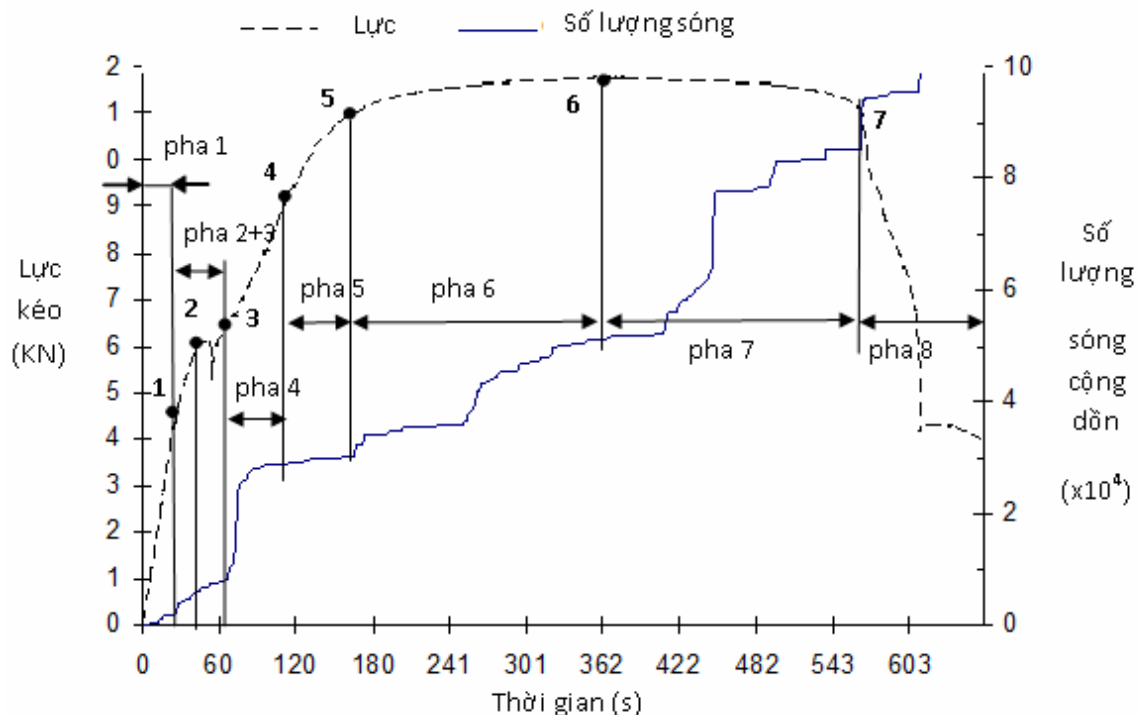
Khái niệm gior ở đây được hiểu là sự chênh lệch giữa đường kính lỗ bu lông và đường kính thân bu lông. Giá trị của gior trong trường hợp này bằng hai lần sự chênh lệch giữa đường kính thân bu lông và đường kính lỗ tra bu lông, có giá trị bằng 0,2mm. Các thí nghiệm kéo được thực hiện bằng máy kéo nén INSTRON, có độ kéo lớn nhất 30KN. Một đầu mẫu thí nghiệm được giữ cố định vào mỏ ngàm, đầu kia được gắn với trục ngang chuyển động của máy. Vận tốc kéo là 1mm/phút. Mẫu thí nghiệm được kéo tới khi phá hủy. Hình 4 minh họa thí nghiệm kéo có sử dụng kỹ thuật siêu âm, vị trí của 4 cáp-tơ xung quanh bu lông làm nhiệm vụ thu sóng âm, các dữ liệu về sóng sẽ được phân tích bằng phần mềm David. Siêu âm là kỹ thuật cho phép nghiên cứu hiện tượng giải phóng năng lượng dưới hình thức sóng âm, kết quả của việc hình thành các vết nứt bên trong vật liệu khi chịu tải trọng. Mục đích của kỹ thuật này là xử lý các tham số sóng như: biên độ, năng lượng, tần số, thời gian... cho phép thiết lập các dấu hiệu đặc biệt của sóng âm, mô tả quá trình ứng xử của liên kết bu lông khi chịu tải và được chia thành các pha khác nhau.



Hình 4. Thí nghiệm kéo mẫu thí nghiệm có sử dụng kỹ thuật siêu âm

3. Phân tích kết quả thí nghiệm

Kết quả thí nghiệm kéo liên kết bu lông được biểu diễn bằng đường cong quan hệ lực kéo và thời gian (đường nét đứt trên Hình 5). Hình 5 còn biểu diễn số lượng sóng cộng dồn thu được từ 4 cặp-tơ (đường nét liền). Chúng ta thấy rằng, sự thay đổi đột ngột giá trị các tham số sóng âm và sự thay đổi độ nghiêng của đường cong cộng dồn các tham số sóng âm giúp chúng ta xác định được các điểm đặc biệt trên đường cong lực - thời gian, từ đó chia sự làm việc của liên kết bu lông thành các pha khác nhau. Việc tìm các điểm đặc biệt là kết quả phân tích nhiều tham số sóng âm như biên độ, bước sóng, năng lượng... ở đây chúng tôi chỉ minh họa bằng số lượng sóng âm thu được (Hình 5).



Hình 5. Đường cong lực kéo và số lượng sóng cộng dồn theo thời gian

Trong thí nghiệm này, sự làm việc của liên kết bu lông được chia thành 8 pha khác nhau - Pha 1 đặc trưng tính chất đàn hồi của vật liệu, được biểu diễn bằng đường thẳng tuyến tính từ điểm 0 đến điểm 1. Pha này sóng âm bắt được rất yếu, các giá trị tham số của sóng âm không đáng kể. Cuối pha này, khi giá trị lực kéo lớn hơn lực ma sát giữa các bản thép, xuất hiện hiện tượng trượt tương đối giữa hai bản thép, làm tăng số lượng sóng thu được, dẫn tới góc

ngiêng của đường cong số lượng sóng thay đổi tại điểm 1.

- Pha 2 biểu diễn sự dịch chuyển tương đối do sự trượt của hai bản tôn. Pha này bắt đầu bằng hiện tượng trượt khi lực kéo đạt đến giá trị 4,7KN, và kết thúc tại điểm 2 khi lực kéo từ 6,1KN đột ngột giảm mạnh do cạnh của tấm tôn tác động vào thân bu lông làm bu lông bị nghiêng

- Pha 3 là hiện tượng thân bu lông ép mạnh vào mép lỗ của bản tôn làm bu lông bị nghiêng và gây biến dạng lỗ bu lông. Pha này bắt đầu bằng việc lực kéo tăng trở lại và kết thúc tại điểm 3 khi có bước nhảy rất lớn của các giá trị sóng và làm thay đổi hướng của đường cong cộng dồn.

- Pha 4 mô tả giai đoạn đàn hồi của cấu trúc, có kể đến biến dạng của liên kết (bản tôn và bu lông) sau khi trượt. Giai đoạn đàn hồi này cũng biểu diễn bằng đoạn thẳng tuyến tính từ điểm 3 đến điểm 4 nhưng góc nghiêng so với trục hoành giảm đi so với đường tuyến tính của vật liệu pha 1. Cuối pha này góc nghiêng của đường cong cộng dồn thay đổi, các tham số sóng tăng, số lượng sóng bắt được nhiều hơn khi chuyển vào giai đoạn làm việc dẻo.

- Pha 5 đặc trưng sự làm việc dẻo xung quanh lỗ bu lông của liên kết. Cuối pha này đánh dấu bởi hoạt động mạnh mẽ đột ngột của các giá trị sóng âm như biên độ sóng, số lượng sóng, gây bước nhảy của đường cong cộng dồn. Điểm 5 đánh dấu sự xuất hiện vết nứt, bắt đầu từ vùng kéo của bản tôn dưới đầu bu lông.

- Pha 6 phát triển vết nứt, nhưng liên kết vẫn làm việc ổn định. Trong pha này, xuất hiện rất nhiều sự thay đổi đột ngột của biên độ và số lượng sóng âm, nhưng lực kéo vẫn tiếp tục tăng rất chậm đến giá trị lớn nhất bằng 11,7KN tại điểm 6.

- Pha 7 mô tả sự làm việc bất ổn định của liên kết thể hiện bằng sự giảm dần của lực kéo, nhưng sóng âm bắt được lại rất mạnh. Cuối pha này, lực kéo sụt giảm nghiêm trọng, sóng có biên độ rất lớn 100dB

- Pha 8 đặc trưng sự phá hoại đột ngột của mẫu thí nghiệm, sóng thu được vẫn rất mạnh, lực kéo giảm còn 4KN và mẫu thí nghiệm bị phá hoại cắt như Hình 2(b).

So với kết quả phân tích trong trường hợp mẫu thí nghiệm có tỉ lệ $W/D=5$ và $H/D=2,5$ phá hủy theo cả hai phương, thì kết quả phân tích trong trường hợp $W/D=8$ và $H/D=2$ ở trên có thể kết luận rằng :

- Hiệu ứng biên không làm thay đổi số lượng các pha làm việc của liên kết bu lông, đều tồn tại 8 pha làm việc khác nhau, nhưng bản chất của từng pha có sự khác nhau.

- Hiệu ứng biên không làm thay đổi đến giai đoạn làm việc đàn hồi của vật liệu (pha 1), pha 1 chỉ phụ thuộc vào lực ma sát của các bản thép và lực xiết bu lông.

- Hiệu ứng biên ảnh hưởng đáng kể độ nghiêng của thân bu lông, dẫn tới khác nhau về hiện tượng trượt và sau khi trượt (pha 2 và pha 3) như sự sụt giảm của lực kéo, thời gian kéo dài của hiện tượng trượt và độ nghiêng của đường đàn hồi của cấu trúc (pha 4) cũng khác nhau.

- Hiệu ứng biên làm thay đổi hình thức phá hủy của liên kết, nên vị trí và thời gian xuất hiện vết nứt (pha 5) có thay đổi, lực kéo lớn nhất (pha 6) khác nhau, thời gian phá hủy (pha 8) có thể rất ngắn khi phá hoại đột ngột, hoặc có thể rất lâu khi chỉ bị phá hoại kéo.

4. Kết luận

Mẫu thí nghiệm liên kết bằng bu lông có tỉ lệ hiệu ứng biên $W/D=8$ và $H/D=2$ được thực hiện kéo đến khi phá hủy nhằm phân tích các giai đoạn làm việc của liên kết bu lông chịu kéo. Kỹ thuật siêu âm cho phép chia miền làm việc thành 8 pha khác nhau : đàn hồi của vật liệu, hiện tượng trượt, sự đàn dặt của thân bu lông với bản tôn, đàn hồi của cấu trúc, trạng thái dẻo, phát triển vết nứt, sự bất ổn định và phá hủy.

Hiệu ứng biên (thay đổi hai thông số hình học) cho thấy không thay đổi số lượng các pha làm việc nhưng có sự thay đổi bản chất tới hiện tượng trượt, sự làm việc sau khi trượt, cũng như sự hình thành, phát triển vết nứt và hình thức phá hủy của mẫu thí nghiệm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Dang Hoang Thong, Herbelot C, Imad A. Rupture and damage mechanisms analysis of a bolted assembly using coupling techniques between A.E. and D.I.C. *Engineering Structures* 2010;32:2793-2803.
- [2]. Dang Hoang Thong et al. Numerical modelling for prediction of ductile fracture of bolted structure under tension shear loading. *Finite Elements in Analysis and Design* 67 (2013) 56–65
- [3]. Dang Hoang Thong et al. On failure mode analysis in a bolted single lap joint under tension-shearing. *Engineering Failure Analysis* 24 (2012) 9–25.
- [4]. Aceti R, Ballio G, Capsoni A, Corradi L. A limit analysis study to interpret the ultimate behavior of bolted joints. *Journal of Constructional Steel Research* 2004;60:1333-1351.
- [5]. Ju SH, Fan CY, Wub GH. Three-dimensional finite elements of steel bolted connections. *Engineering structures* 2004;26:403-413.
- [6]. Langrand B, Deletpmbe E, Markiewicz E, Drazétic P. Identification of non linear dynamic behaviour and failure for riveted joint assembly. *Shock and vibration* 2000;7(3):121-138.

SUMMARY

Damage mechanism analysis of a bolted assembly under the edge effects

Dang Hoang Thong, *Hanoi University of Mining and Geology*

This paper investigates the damage and fracture of a single-lap bolted assembly formed from thin sheets of aluminum alloy. An experimental approach was carried out in order to analyze the sequence of damage mechanisms using acoustic emission. The acoustic emission technique allows the monitoring of the evolution of acoustic activities by taking into account the number of counts, duration, maximum amplitude and energy of the events, make it possible to distinguish eight phases describing the global mechanical behaviour of a bolted assembly: elastic phase, slippage, matting and adaptation, elastic phase of the structure, plasticization and crack initiation, stable, unstable propagation and final rupture. This paper also analyses the damage of bolted assembly under the edge effects by changing two types of geometric characteristics: the width of the substrate and the distance between the hole center and the free edge. The edge effects do not change the number of phases, but influences the slip phenomenon of two plate corresponding to the boring/bolt clearance, the flexibility of bolt after sliding, the plastic phase, the maximum tensile load, and fracture mode.

Người biên tập : **TS. Nguyễn Trọng Dũng**

NGHIÊN CỨU GIẢI PHÁP NÂNG CAO ỔN ĐỊNH CÁC ĐƯỜNG LÒ ĐỌC VỈA PHÂN TẦNG KHI KHAI THÁC PHÂN TẦNG TRÊN KHÔNG ĐỂ LẠI TRỤ BẢO VỆ

**Phạm Văn Thương, Nguyễn Đình Thịnh,
Nguyễn Chí Trường, Công ty than Dương Huy
Nguyễn Văn Huy**
Ban KCM - Tập đoàn CN Than & KS Việt nam

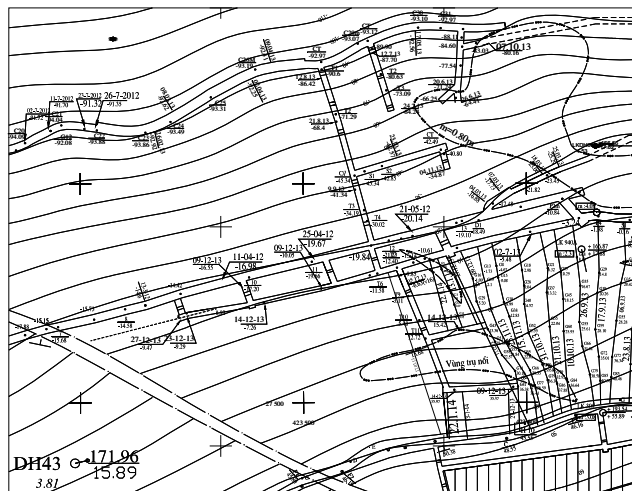
Tóm tắt: Việc lựa chọn biện pháp đảm bảo an toàn cho các đường lò bên cạnh các gương lò chợ khai thác là việc làm cần thiết trong quá trình phân tích, tính toán và thiết kế ổn định đường lò. Trên cơ sở phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm số PHASE 2 bài báo đã mô hình hóa trạng thái ứng suất biến dạng của khối đá ở khu vực xung quanh điểm tiếp giao giữa đường lò chuẩn bị và gương lò chợ, phân tích và đưa ra các thông số hợp lý của phương pháp đảm bảo ổn định của các đường lò chuẩn bị trong quá trình khai thác phân tầng trên không để lại trụ bảo vệ tránh tổn thất than trong quá trình khai thác.

1. Đặt vấn đề

Căn cứ vào công nghệ khai thác và sơ đồ khai thông của các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh chiều dài trung bình của các lò chợ theo hướng dốc thông thường nhỏ hơn 160 m, trong khi chiều cao 1 tầng khai thác là 100 ÷ 150 m, các vỉa than có độ dốc nghiêng chiếm đến 61% [2]. Do vậy trong 1 tầng khai thác phải chia thành các phân tầng khác nhau với chiều dài lò chợ theo hướng dốc phù hợp với công nghệ khai thác, hiện nay để bảo vệ các đường lò dọc vỉa phân tầng phải tiến hành đào lò song song chân lò chợ với trụ than bảo vệ có chiều dài từ 15 ÷ 20 m dẫn đến tổn thất than từ 10 ÷ 20 % gây lãng phí và tăng hệ số mét lò chuẩn bị trên 1 ngàn tấn than, do đó “Nghiên cứu giải pháp ổn định các đường lò dọc vỉa phân tầng khi khai thác phân tầng trên không để lại trụ bảo vệ” là cần thiết và tất yếu trong quá trình khai thác mỏ.

Ổn định các đường lò mỏ là toàn bộ biện pháp kỹ thuật mỏ để đảm bảo tính nguyên vẹn của đường lò trong sự phù hợp với các điều kiện kỹ thuật an toàn trong suốt thời gian phục vụ của đường lò.

Sự ổn định của không gian khai đào và vỉa chống của đường lò chuẩn bị cần bảo vệ phụ thuộc từ các yếu tố địa chất và kỹ thuật mỏ: tính chất cơ lý của đất đá, góc nằm và chiều dày vỉa, độ nứt nẻ của đá, chiều sâu đặt đường lò, hình dạng mặt cắt và vị trí đường lò cần bảo vệ, theo tương quan tới gương lò chợ...cũng như các yếu tố công nghệ khai thác lò chợ. Để bảo vệ đường lò thì người ta cần xác định được trạng thái ứng suất biến dạng chứa đựng trong khối ở trên biên cũng như trong khối đá ở xung quanh các đường lò.



Hình 1. Sơ đồ khai thông mức -100 ÷ +38 vỉa 7 khu Nam - Công ty than Dương Huy

Ngày nay, người ta có thể chia thành 3 định hướng bảo vệ đường lò theo các xu hướng sau: gia cường lớp đá yếu, tháo tải của khối đá từ ứng suất dư, xây dựng các công trình nghệ thuật, vì chống sau giới hạn biên của đường lò cho sự điều khiển bằng trạng thái của khối đá xung quanh đường lò. Các phương pháp theo sự bảo vệ các đường lò có thể hoàn thành: từ trước (gia cường khối đá, tháo tải khối đá từ ứng suất dư bằng phương pháp khai thác tuyến đường lò), trong giai đoạn xây dựng đường lò (gia cố khối đá, tháo tải từ ứng suất dư từ các đường lò xây dựng kéo theo sự đẩy lại của gương), trong giai đoạn khai thác (sự trám, trét không gian chống dựng, gia cường khối đá, xây dựng các vật chắn ngăn cách sau giới hạn biên của đường lò với mục tiêu bảo vệ chúng cho sự sử dụng lại).

Giải pháp thành công đảm bảo ổn định các đường lò chuẩn bị trong vùng ảnh hưởng của lò chợ và sử dụng lại các đường lò cho phân tầng dưới có thể đạt được hiệu quả cao khi áp dụng tổng hợp phương pháp đảm bảo ổn định chúng.

2. Mô hình bài toán và phân tích kết quả

Bài toán được giải trong 2 bước: trong bước một đường lò chuẩn bị được mô hình hoá bằng phương pháp phần tử hữu hạn ngoài vùng ảnh hưởng của lò chợ, điều kiện địa chất mỏ của “Mỏ than Khe Tam”, với các lời giải tuyến tính: chiều rộng - 4,03m, chiều cao -- 3,24 m (chiều rộng sử dụng 3,22 m, chiều cao sử dụng 2,52 m), chiều dày vỉa - 1,5 m, độ sâu đặt đường lò 300m. Năm trường hợp được khảo sát như sau:

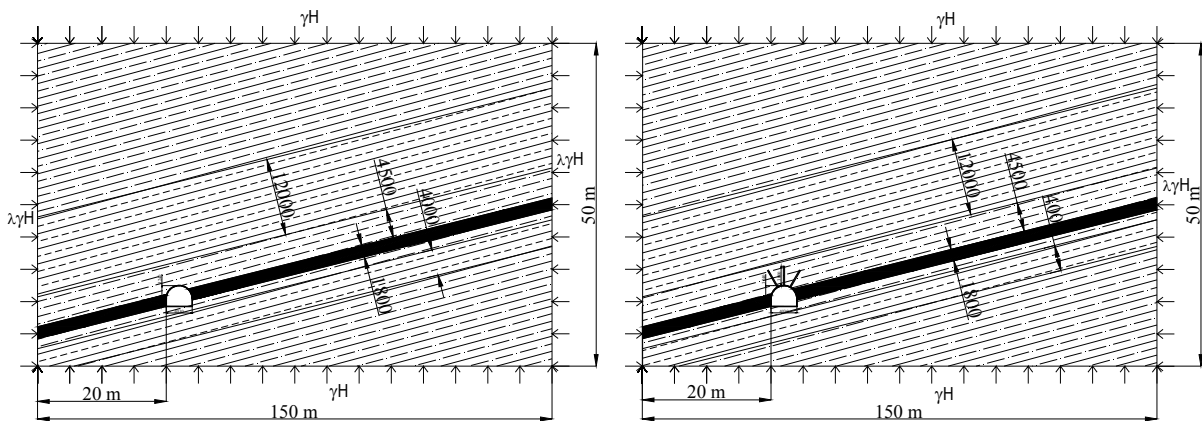
a. Đường lò chuẩn bị được chống dựng bằng vì chống linh hoạt kích thước SVP, sơ đồ hình toán trên hình 2a.

b. Đường lò chuẩn bị được chống giữ bằng vì linh hoạt kích thước và 1 vì neo vào phi hông từ hướng dốc lên.

c. Đường lò chuẩn bị được chống giữ bằng vì linh hoạt kích thước SVP và 2 vì neo (vì neo số 1 ở hông từ hướng dốc lên, neo số 2 ở hông theo hướng góc nằm của vỉa).

d. Đường lò chuẩn bị được chống dựng bằng vì linh hoạt kích thước SVP và 3 thanh neo (vì neo số 1 ở hông theo hướng dốc lên, neo số 2 lắp đặt theo góc nằm của vỉa và thanh thứ 3 lắp đặt phía nóc).

e. Đường lò chuẩn bị được chống dựng bằng vì linh hoạt kích thước SVP và 4 vì neo (1 vì phía hông theo hướng dốc lên, vì số 2 ở hông theo hướng góc nằm của vỉa, vì số 3, 4 ở nóc đường lò). Một cách gần đúng của các phần tử hữu hạn trên hình 2.



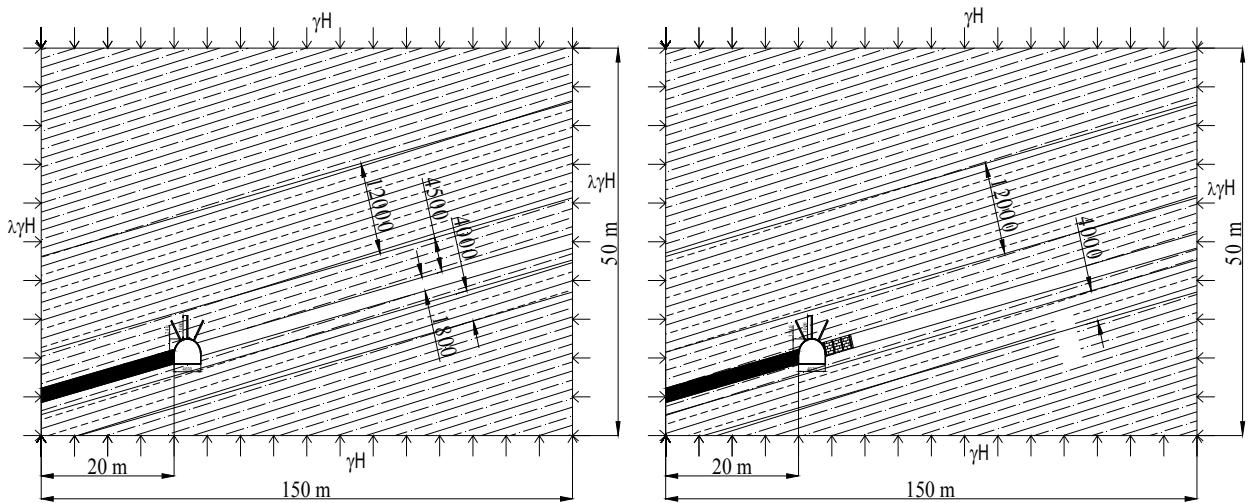
Hình 2. Sơ đồ tính toán của bài toán khảo sát: a) trường hợp 1, b) trường hợp 4

Lời giải của các bài toán trên được trình bày cụ thể trong tài liệu [2] để đảm bảo ổn định cho đường lò dọc vỉa phân tầng khi không chịu ảnh hưởng của áp lực tựa lò chợ ta lựa chọn khung chống thép SVP bước chống 1m kết hợp với 3 vì neo phân vòm.

Để nghiên cứu ảnh hưởng của áp lực tựa lò chợ lên các đường lò dọc vỉa phân tầng khi khai thác phân tầng trên không để lại trụ bảo vệ ta khảo sát các trường hợp sau:

- Đường lò dọc vỉa phân tầng được chống dựng bằng khung chống thép SVP-22, bước chống 1m kết hợp với 3 vì neo phân vòm chịu ảnh hưởng trực tiếp áp lực tựa lò chợ không có cũi lợn khu vực khám chân lò chợ.

- Đường lò dọc via phân tầng được chống đỡ bằng khung chống thép SVP-22, bước chống 1m kết hợp với 3 vì neo phân vòm chịu ảnh hưởng trực tiếp áp lực tựa lò chợ với cũi xếp lưu khám chân lò chợ bằng tấm chèn bê tông đúc sẵn kết hợp với cột bích thép SVP-17, sơ đồ phân tích được xây dựng như trong hình 3.



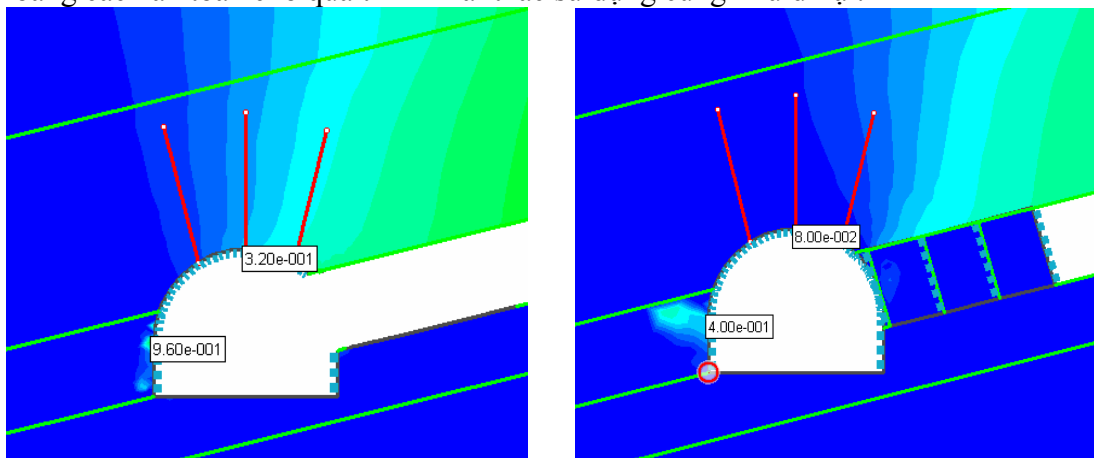
Hình 3. Sơ đồ tính toán của bài toán khảo sát: a) trường hợp 6, b) trường hợp 7

- Phân tích kết quả tính toán phương án 6

Trong phương án 6 lò dọc via phân tầng được chống đỡ bằng khung chống thép SVP-22, bước chống 1m kết hợp với 3 vì neo phân vòm chịu ảnh hưởng trực tiếp áp lực tựa lò chợ không có cũi lợn khu vực khám chân lò chợ như trên hình 4 (a) chuyển vị lớn nhất xung quanh đường lò là 960 mm (xem hình 4 (a)), mà kích thước sử dụng bên trong khung chống sau khi lún là 2520mm (xem mục 2), do vậy sau khi chuyển vị chiều cao sử dụng của đường lò sau khi chịu ảnh hưởng của áp lực tựa lò chợ là 1560mm. Do vậy không đảm bảo khoảng cách an toàn cho quá trình khai thác sử dụng cũng như đi lại.

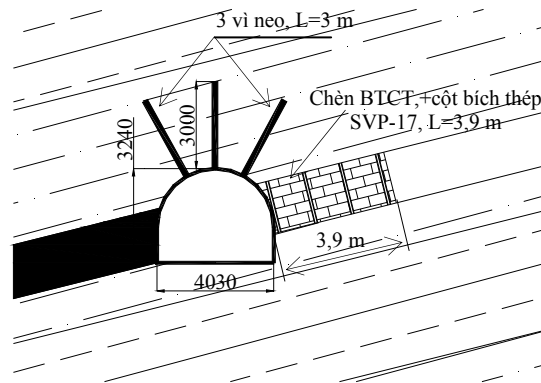
- Phân tích kết quả tính toán phương án 7

Đường lò dọc via phân tầng được chống đỡ bằng khung chống thép SVP-22, bước chống 1m kết hợp với 3 vì neo phân vòm chịu ảnh hưởng trực tiếp áp lực tựa lò chợ với cũi xếp lưu khám chân lò chợ bằng tấm chèn bê tông đúc sẵn kết hợp với cột bích thép SVP-17 như trên hình 4 (b) chuyển vị lớn nhất xung quanh đường lò là 400mm. do vậy sau khi chuyển vị chiều cao sử dụng của đường lò sau khi chịu ảnh hưởng của áp lực tựa lò chợ là 2120mm. Do vậy đảm bảo khoảng cách an toàn cho quá trình khai thác sử dụng cũng như đi lại.



Hình 4. Chuyển vị xung quanh đường lò phương án 6 và phương án 7

Như vậy qua kết quả phân tích của phương án 6 và 7 ta nhận thấy khi sử dụng xếp cũi lưu khám chân lò chợ bằng tấm chèn bê tông đúc sẵn kết hợp với cột bích thép SVP-17 thì chuyển vị lớn nhất xung quanh đường lò có thể giảm đi 58% (từ 960 về 400 mm) như trên hình 5.



Hình 5. Kết cấu bảo vệ lò dọc vỉa phân tầng bằng tấm chèn bê tông cốt thép kết hợp với cột bích thép SVP-17 tại khám chân lò chợ phân tầng trên

3. Kết luận

Từ kết quả phân tích so sánh các phương án chống giữ đường lò, rút ra các nhận xét sau:

- Khi khai thác phân tầng trên trước thì áp lực tựa lò chợ lên lò dọc vỉa phân tầng là rất lớn dẫn đến chuyển vị của biên lò có thể đến 960mm nhưng khi áp dụng các giải pháp để làm giảm áp lực tựa lò chợ lên kết cấu chống dẫn đến chuyển vị biên giảm về 400mm (tức là 58%).

- Để ổn định đường lò dọc vỉa phân tầng trong điều kiện như trên thì việc kết hợp tổng hợp các biện pháp là cần thiết như trong giải pháp đề nghị bao gồm: Vì chống hình vòm + 3 vì neo thiết lập ở phần vòm kết hợp với chèn bê tông cốt thép xếp cũi lưu khám chân dài 3m và cột bích thép SVP-17 tăng cường như trên hình 5.

- Khi khai thác các vỉa có chiều dày trung bình như điều kiện nêu trên thì việc ổn định các đường lò dọc vỉa trung gian để phục vụ thông gió và vận chuyển vật liệu khi khai thác mức dưới giúp làm giảm chi phí và hệ số mét lò chuẩn bị cho 1000tấn than khai thác cũng như tận thu triệt để tài nguyên do không phải đào hệ thống đường lò phồng rớt than và song song chân để bảo vệ lò dọc vỉa trung gian (giải pháp bảo vệ lò dọc vỉa trung gian bằng trụ than) như hiện tại đang áp dụng phổ biến tại các mỏ hầm lò ở nước ta.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Thiết kế mỏ than khe tam, Công ty CP tư vấn đầu tư mỏ và công nghiệp. Hà nội 2009.
- [2]. Nguyễn Đình Thịnh, Phạm Văn Thương, Trần Cao Cường. Nghiên cứu áp dụng công nghệ đào chống lò dọc vỉa than bằng khung chống thép kết hợp với neo chắt dèo cốt thép và lưới thép tại một số đường lò chuẩn bị Công ty than Dương Huy. Hội nghị Khoa học và Kỹ thuật Mỏ toàn quốc lần thứ XXIV năm 2014.
- [3]. Nguyễn Quang Phích, 2007. Cơ học đá. Nhà Xuất bản Xây dựng. Hà Nội.
- [4]. Баклашов И.В, Картозия Б.А. Механика подземных сооружений и конструкций крепей - Москва: Недра, 2012. -543 с.
- [5]. Rocscience Inc. (2006-2011), Phase2 Tutorial.

SUMMARY

Research on methods for the stability of separated adit ways in mining without coal pillar

Pham Van Thuong, Nguyen Dinh Thinh, Nguyen Chi Truong

Duong Huy coal company

Nguyen Van Huy, KCM department - Vinacomin

The selection methods to secure safety for adit ways near the long walls is very important problem in the analysis, determination and designation for underground spaces in mines. Base on finitment element method (FEM) by software PHASE 2 the paper has been

simulated the state and deformation of rock mass around across between adit ways and long walls, analysed and recommended appropriated parameters to secure the stability of adit in mining without coal pillars in underground mines.

Người biên tập: **PGS.TS. Đào Văn Canh**

NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN SƠ ĐỒ CÔNG NGHỆ THI CÔNG HÀM ĐƯỜNG BỘ ĐÈO CẢ

Nguyễn Tài Tiến, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Trên cơ sở nghiên cứu các công nghệ thi công, và các công nghệ đã áp dụng ở Việt Nam, điều kiện địa chất mà đường hầm đường bộ qua Đèo Cả và các thông số kỹ thuật của đường hầm, tác giả đã đưa ra công nghệ thi công cho hầm đường bộ Đèo Cả. Trên cơ sở đó, tác giả đã mô phỏng so sánh giữa các phương án và lựa chọn ra phương án tối ưu nhất. Sau khi so sánh giữa các phương án, tác giả lựa chọn phương pháp thi công công trình hầm đường bộ Đèo Cả là phương pháp khoan nổ mìn để phá vỡ đất đá. Kết quả tính toán dựa trên mô hình được mô phỏng bằng phần mềm Phase 2.0 cho thấy, ứng suất trong khối đá khi thi công bằng phương pháp chia gương sẽ nhỏ hơn so với phương pháp đào toàn gương. Hệ số độ bền ở phương pháp đào chia gương sẽ lớn hơn phương pháp đào toàn gương. Từ đó, tác giả đề xuất sử dụng phương pháp đào chia gương để thi công đường hầm đường bộ qua Đèo Cả. Các kết quả tính toán được thể hiện chi tiết trong nội dung bài báo.

1. Đặt vấn đề

Đất nước ta đang ở trong thời kỳ hiện đại hóa và công nghiệp hóa, để phục vụ cho hiện đại hóa và Công nghiệp hóa cần phải có cơ sở hạ tầng tốt, và giao thông vận tải là một yếu tố then chốt trong công cuộc này. Chính vì vậy trong những năm gần đây, Nhà nước đã đầu tư rất lớn cho hạ tầng giao thông. Hầm đường bộ qua Đèo Cả nằm trên tuyến QL1A qua tỉnh Phú Yên và Khánh Hòa với chiều dài 3900m, điểm đầu tại Km 1353+500 - QL1A tỉnh Phú Yên. Điểm cuối tại Km 1374+525 thuộc tỉnh Khánh Hòa. Trong phạm vi bài báo này nghiên cứu các điều kiện địa chất đã được khảo sát, công nghệ thi công và công nghệ đào phá hiện có, để đề xuất các kiến nghị cho việc thi công hầm đường bộ qua Đèo Cả.

2. Cơ sở lý thuyết

2.1. Các phương pháp phá vỡ đất đá

Phương pháp đào hay cũng được hiểu là phương pháp đào, phá vỡ đất đá, được lựa chọn chủ yếu phụ thuộc vào độ ổn định của khối đá mà đường hầm đào qua. Hiện nay người ta phân chia các phương pháp đào thành hai nhóm phương pháp chủ yếu:

Các phương pháp thông thường: áp dụng khi đường hầm đào trong khối đá tương đối ổn định, vững chắc. Nghĩa là đường hầm được thi công trong khối đá cho phép lưu không trong một khoảng thời gian nhất định nào đó trước khi tiến hành lắp dựng kết cấu chống (hoặc để lưu không vĩnh cửu nếu điều kiện cho phép).

Các phương pháp đặc biệt: được áp dụng khi thi công đường hầm trong khối đá không ổn định, không vững chắc (khối đá mềm yếu, nứt nẻ mạch, đất chảy, cát chảy, v.v...) hoặc trong khối đá rắn cứng, song nứt nẻ mạnh, lượng nước ngầm lớn, gương hầm có thể bị mất ổn định ngay sau khi khai đào nếu không có biện pháp gia cố riêng bổ xung. Các phương pháp thi công áp dụng trong những điều kiện đó được gọi là các phương pháp thi công công trình ngầm đặc biệt (phương pháp bơm ép vữa, đóng băng nhân tạo, buồng khí ép, v.v...).

2.2. Phương tiện phá vỡ đất đá

Tùy thuộc vào hệ số độ kiên cố (độ bền, cường độ kháng nén) của đất đá trong quá trình thi công các đường hầm người ta có thể áp dụng các phương pháp phá vỡ đất đá khác nhau.

Trong các đường hầm ở nước ta, khi tiến hành đào các đường hầm trong đá rắn cứng chủ yếu người ta sử dụng phương pháp khoan nổ mìn để phá vỡ đất đá (hầm đường bộ qua đèo Hải Vân; hầm dẫn nước Thủy điện Hòa Bình, Huội Quảng...)

• Ưu điểm

- Biện pháp này áp dụng rộng rãi cho các điều kiện địa chất khác nhau;
- Đơn giản, dễ thi công;
- Chi phí thấp.

• Nhược điểm

- Vật liệu nổ nguy hiểm vỡ vụn cần phải có các biện pháp đảm bảo an toàn.
- Thường xuất hiện hiện tượng đào phá thừa tiết diện, gia tăng chi phí, giảm yếu khối đá xung quanh công trình ngầm;
- Khi nổ mìn sinh ra các khí độc, do đó cần có các biện pháp thông gió để đảm bảo an toàn.
- Tiếng ồn và rung lớn.

Ở các nước tiên tiến trên thế giới, người ta thường sử dụng các máy khoan hầm để thi công các đường hầm lớn (hệ thống đường hầm Gotthard - với chiều dài tuyến là 57Km với 2 đường hầm song song nhau, chiều dài của toàn bộ hệ thống đường hầm là 151.84 km và chiều dài đoạn thi công bằng máy TBM là 90 Km - tốc độ đào mỗi ngày từ 25-30m, máy được sản xuất bởi hãng Herrenknecht).

• Ưu điểm

- Hệ số thừa tiết diện hầu như không có, không gây tổn hại đến đất đá xung quanh công trình ngầm;
- Không cần áp dụng nhiều biện pháp đảm bảo an toàn như phương pháp khoan nổ mìn;
- Tiếng ồn và độ rung nhỏ, ít ảnh hưởng đến môi trường xung quanh.

• Nhược điểm

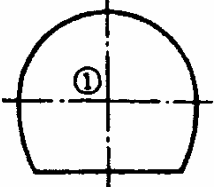
- Cường độ kháng nén của đất đá lớn sẽ làm giảm hiệu quả thi công bằng máy;
- Chi phí đầu tư và bảo trì lớn.

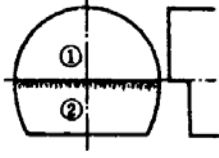
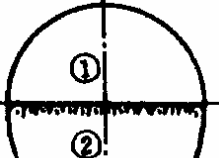
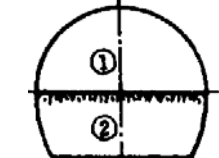
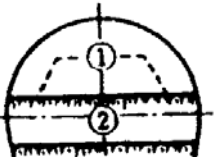
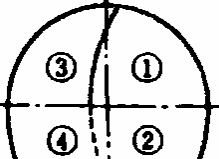
2.3. Sơ đồ đào

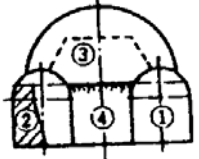
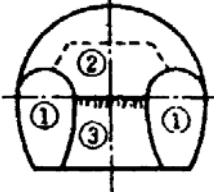
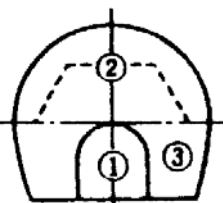
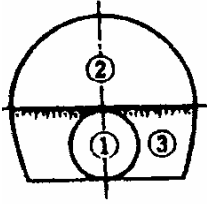
Sơ đồ đào phản ánh trình tự hay phương thức khai đào trên gương đào (hay trên mặt cắt ngang của công trình). Đào toàn gương (toàn tiết diện) của công trình ngầm được quyết định bởi ba yếu tố:

- Thời gian tồn tại ổn định không chống của khối đá, trong mối liên quan với kích thước và hình dạng của công trình;
- Nhu cầu về thời gian lắp dựng kết cấu bảo vệ trong mối tương quan với thời gian ổn định không chống, theo những nguyên tắc của phương pháp thi công hiện đại.
- Các trạng, thiết bị như xe khoan hoặc sàn công tác, máy đào lò, máy phá đá cũng như các máy xúc bốc, vận chuyển phải đủ (không đủ) công suất cũng như khả năng tiếp cận, để đảm bảo trình tự và tốc độ thi công trong các điều kiện đã cho.

Bảng 1. Phân loại và đặc điểm các phương pháp đào tiêu chuẩn

Phương pháp đào	Sơ đồ chia gương	Điều kiện địa chất có thể áp dụng	Ưu điểm	Nhược điểm
Đào toàn gương		<ul style="list-style-type: none"> • Áp dụng cho đường hầm tiết diện nhỏ ($S_d < 30m^2$). • Đường hầm tiết diện lớn trong đất đá ổn định ($S > 50m^2$). • Đường hầm tiết diện trung bình trong đất đá tương đối ổn định ($S \sim 30m^2$). • Không thích hợp trong điều kiện điều kiện địa chất có những biến đổi lớn. 	- Tiết kiệm nhân công bởi công tác thi công có khả năng cơ giới hoá cao. Công tác quản lý thi công bao gồm cả an toàn đơn giản do chỉ có một gương đào tiết diện lớn.	Do trong đào hầm, điều kiện địa chất luôn biến đổi nên không thể chỉ áp dụng phương pháp đào toàn gương.

Phương pháp đào	Sơ đồ chia gương	Điều kiện địa chất có thể áp dụng	Ưu điểm	Nhược điểm
Đào toàn gương có tạo bậc	 <p>Chiều dài bậc dưới = 2 – 4m</p>	- Đất đá tương đối ổn định song không cho phép áp dụng phương pháp đào toàn gương. Điều kiện đất đá có những biến động thay đổi từ ổn định sang không ổn định.	- Tiết kiệm nhân công bởi công tác thi công có khả năng cơ giới hoá cao. Công tác quản lý thi công bao gồm cả an toàn đơn giản do chỉ có một gương đào tiết diện lớn.	Khó khăn khi chuyển đổi sang phương pháp đào khác khi gương đào không ổn định.
Đào tạo bậc	<p>Bậc dưới dài</p>  <p>Chiều dài bậc dưới > 5D</p>	- Đất đá tương đối ổn định song không cho phép áp dụng phương pháp đào toàn gương, chủ yếu do điều kiện thiết bị thi công.	- Đào bậc trên và bậc dưới không đồng thời cho phép giảm nhu cầu thiết bị và nhân lực.	Thời gian đào từng phần kéo dài.
	<p>Bậc dưới ngắn</p>  <p>$D < \text{Chiều dài bậc dưới} \leq 5D_m$</p>	Áp dụng trong các điều kiện địa chất khác nhau từ đất mềm, đất đá tương nở, đá trung bình đến cứng.	- Phù hợp trong điều kiện địa chất thay đổi.	Đào song song hai gương nên khó khăn cho công tác tổ chức chu kỳ cho cả 2 gương
	<p>Bậc dưới rất ngắn</p> <p>Chiều dài bậc dưới < D</p>	- Yêu cầu điều khiển biến dạng của gương đào cao hơn trường hợp bậc dưới ngắn. - Đất đá nén ép yêu cầu phải sớm khép kín gương đào.	- Thuận lợi để sớm khép kín vòm ngược.	- Phải có sàn công tác khi đào bậc trên - Lựa chọn thiết bị đào bị hạn chế bởi sự phù hợp cho đào bậc trên
Đào chia nhiều bậc		- Đường hầm tiết diện lớn, dài đào trong đất đá tương đối cứng vững.	Bề mặt gương đào ổn định.	- Biến dạng biến dạng hầm lớn nếu không sớm đào khép kín toàn tiết diện. - Chiều dài mỗi bậc giới hạn và không gian làm việc hạn chế. - Thi công xúc bốc tại mỗi bậc phải cẩn thận.
Đào với tường ngăn trung tâm		- Chiều dày tầng đất phủ nhỏ, yêu cầu phải hạn chế sự lún đất đá bề mặt ở mức tối thiểu. - Đường hầm tiết diện lớn đào trong đất đá tương đối yếu.	- Tính ổn định của gương đào được bảo đảm nhờ sự chia nhỏ gương đào. - Độ lún bề mặt được giảm đáng kể. - Tiết diện gương phần trên chia lớn hơn so với phương pháp đào lò dẫn hông nên có thể sử dụng các thiết bị lớn.	- Phải kiểm tra sự dịch chuyển, lún sụt của gương đào trong quá trình phá bỏ tường ngăn. - Tăng thời gian thi công do phải có thời gian phá bỏ tường ngăn. - Khó áp dụng các phương pháp phụ trợ đặc biệt.

Phương pháp đào		Sơ đồ chia gương	Điều kiện địa chất có thể áp dụng	Ưu điểm	Nhược điểm
Đào lò dẫn tiến trước	Lò dẫn hông chống giữ bằng bê tông		- Đất đá không đủ khả năng mang tải và nó phải được cải thiện trước khi đào phần đỉnh bậc trên. - Đá mềm với chiều dày tầng đất phủ nhỏ. Địa chất thay đổi bất thường, dự kiến có xảy ra hiện tượng trượt lở đất.	Tường bê tông của lò dẫn hông giúp cải thiện khả năng mang tải của đất đá và tăng bền, khắc phục tính bất đối xứng.	- Thiết bị thi công lò dẫn phải có kích thước nhỏ - Khi đào lò dẫn hông, đất đá phần trên có thể sụt lở.
	Đào lò dẫn hông không chống giữ		- Đất đá không đủ khả năng mang tải để cho phép áp dụng phương pháp đào tạo bậc. - Chiều dày tầng đất phủ nhỏ, yêu cầu phải hạn chế sự lún đất đá bề mặt ở mức tối thiểu.	- Độ lún bề mặt được giảm đáng kể. - Việc phá bỏ tường ngăn tạm thời dễ dàng hơn so với phương pháp đào với tường ngăn trung tâm.	- Phải sử dụng máy thi công nhỏ để đào lò dẫn hông.
	Lò dẫn nền		- Đường hầm nằm dưới mực nước ngầm.	- Đào lò dẫn đồng thời giúp thăm dò điều kiện địa chất trước gương. - Đào mở rộng hầm từ lò dẫn giúp giảm thời gian thi công.	- Công tác tổ chức chu kỳ cho mỗi gương gặp khó khăn. - Yêu cầu phải sử dụng nhiều thiết bị khác nhau.
	Đào lò dẫn bằng TBM	 Lò dẫn có thể bố trí tại nóc, trung tâm hoặc nền.	- Đào lò dẫn nhằm mục đích thăm dò địa chất và thoát nước khi đào phần gương còn lại.	- Có thể xác định điều kiện địa chất, thoát nước cho gương đào. - Không cần thiết đào phần trung tâm khi áp dụng phương pháp khoan nổ mìn. Do đó, giảm chấn động và tiếng ồn khi nổ mìn. - Khi mở rộng, tính ổn định của bề mặt có thể cải thiện.	- Đào hầm bằng phương pháp TBM có thể tốn nhiều thời gian trừ trường hợp nền đất đá khá ổn định. - Phải sử dụng máy loại nhỏ để đào.

3. Lựa chọn sơ đồ đào gương cho Hầm Đèo Cả

3.1. Điều kiện địa chất Hầm đường bộ qua Đèo Cả

Theo kết quả khảo sát thăm dò địa chấn và khoan, trừ cửa hầm Bắc và Nam (điểm đầu và điểm cuối) cũng như đới có tốc độ sóng đàn hồi thấp, tuyến hầm theo dự kiến sẽ đi qua lớp đá gốc granite cứng và chưa bị phong hóa. Cấp đá gốc là A-C_H, cấp đá tảng là B-C_I, đồ hầu hết chưa bị phong hóa, độ cứng cấp B.

Bảng 2. Các điều kiện của vết nứt

a	Dính. Độ phong hóa và sự thay đổi tính chất đất đá không được quan sát thấy trên bề mặt nứt vỡ kể cả khi bề mặt tách hẳn ra.
b	Độ phong hóa và sự thay đổi tính chất đất đá có thể quan sát thấy từ bề mặt vết nứt, tuy nhiên bản thân đá chưa bị phong hóa.
c	Độ phong hóa và sự thay đổi tính chất đất đá có thể quan sát dọc theo vết nứt.
d	Khe nứt khó được coi là vết nứt. Sỏi. Cát. Đất sét.

Bảng 3. Độ cứng của đá

A	Rất cứng	Phát ra âm thanh khi đập búa vào. Không dễ dùng búa đập vỡ.
B	Cứng	Phát ra âm thanh kim loại nhẹ khi đập búa vào.
C	Cứng trung bình	Phát ra âm thanh đục khi đập búa vào. Dễ dàng dùng búa đập vỡ.
D	Mềm	Kết cấu yếu, bóp vỡ bằng tay. Vỡ thành các mảnh nhỏ khi dùng búa đập.
E	Rất mềm	Phong hóa. Sét. Dễ dàng biến thành dạng bột vụn.

Bảng 4. Hình dạng lõi khoan

I	Hình gậy	Lõi hình trụ dài hơn 50cm
II	Cột dài	Lõi hình trụ dài 15~50cm
III	Cột ngắn	Lõi hình trụ hoặc mảnh vỡ dài 5~15cm
IV	Vụn vỡ	Lõi trụ dưới 5cm~các mảnh vỡ, phần chu vi tâm được giữ lại
V	Sỏi	Dăm kết. Lõi khoan giữ nguyên hình khối.
VI	Cát	Cát. Lõi khoan không thể giữ hình khối.
VII	Đất sét	Đất sét
VIII	Không lấy mẫu	

Bảng 5. Độ phong hóa

α	Chưa phong hóa. Hợp chất khoáng tạo đá không thay đổi về tính chất.
β	Chưa phong hóa. Khoáng fenspat không thay đổi về tính chất, nhưng trở thành màu nâu đỏ khi xem xét các loại khoáng có màu.
γ	Phong hóa nhẹ. Ngoại vi các khối đá khoáng có màu là bùn. Một số khoáng fenspat có màu đục. Một số khoáng trở thành trầm tích.
δ	Phong hóa. Khoáng fenspat biến thành màu trắng. Khoáng có màu biến thành sét. Toàn bộ có màu nâu vàng.
ϵ	Phong hóa mạnh. Lớp vật liệu cổ kết biến mất.

Bảng 6. Cấp đá gốc (theo phân loại của Nhật Bản)

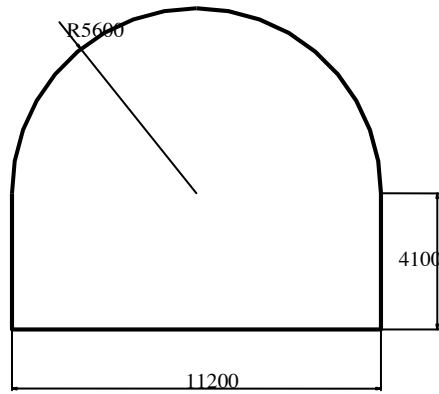
Cấp	Màu sắc	Độ cứng	Độ phong hóa	Độ nứt vỡ	Hình dạng
A	Hơi xanh- xám ~ Trắng sữa - xám	A	$\alpha \sim \beta$	a	I
B	Trắng sữa - xám ~ (màu sáng) Nâu-xám	B	β	a~ b	II
C _H	Nâu-xám ~ (màu sáng) xám-nâu	C	γ	b	III
C _M	Xám-nâu ~ Nâu nhẹ	C~D	$\gamma \sim \delta$	b ~ c	IV
C _L	Nâu nhẹ ~ Nâu vàng	D	ϵ	c	V
D _H	Nâu vàng	E	ϵ (Cát)	d	VI
D _{H_L}	Nâu	E	ϵ (Sét)	d	VII

3.2. Các thông số chính của Hàm Đèo Cả như sau:

Chiều cao tường $H_t = 4,1\text{m}$, Chiều rộng hầm $B = 11,2\text{m}$;

Chiều cao đường hầm $H = 10.7\text{m}$, Diện tích đào $S_d = 95,2\text{m}^2$

Dựa vào điều kiện địa địa chất mà tuyến đường hầm đi qua, tác giả lựa chọn phương pháp phá vỡ đất đá là phương pháp khoan nổ mìn (Do phương pháp khoan nổ mìn là phương pháp phổ biến, dễ thi công, đất đá tương đối rắn cứng) và sử dụng sơ đồ đào chia gương (đường hầm có diện tích tương đối lớn, do vậy để thuận lợi cho việc tổ chức thi công và phù hợp với năng suất của các thiết bị).



Hình 1. Hình dạng mặt cắt ngang khi đào điển hình của hầm

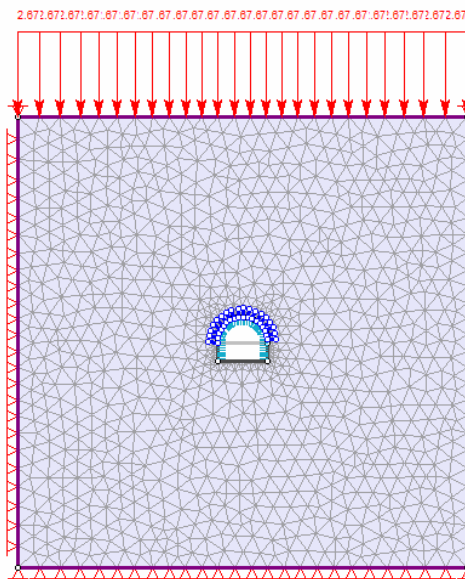
4. Phân tích độ ổn định của đường hầm khi đào hầm sử dụng sơ đồ đào chia gương

Để phân tích độ ổn định của đường hầm khi đào sử dụng sơ đồ đào chia gương ta sử dụng phần mềm Phase 2 để mô phỏng và tính toán.

Dựa theo tài liệu khoan khảo sát điều kiện địa chất của hầm tại hố khoan T3 như sau:

Bảng 7. Tính chất cơ lý của đất đá

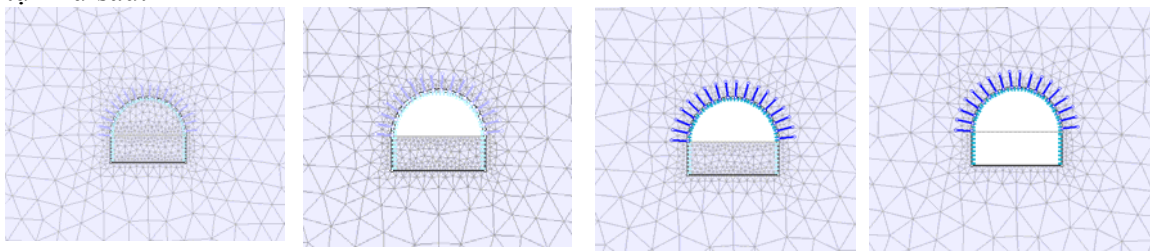
Loại đá	Trọng lượng thể tích g/cm^3	Cường độ kháng nén Mpa	Mô đun đàn hồi (MPa)	Góc ma sát trong φ (độ)	Lực dính kết (MPa)	Độ bền kéo MPa
Granit	2,67	41	62000	29,8	1,92	0,014



Hình 2. Mô hình tính toán

Trong nghiên cứu của mình, tác giả chia ra 2 trường hợp tính toán:

Trường hợp 1: đào chia gương; các giai đoạn đào, chống tạm được thực hiện theo trình tự như sau:



Giai đoạn 1

Giai đoạn 2

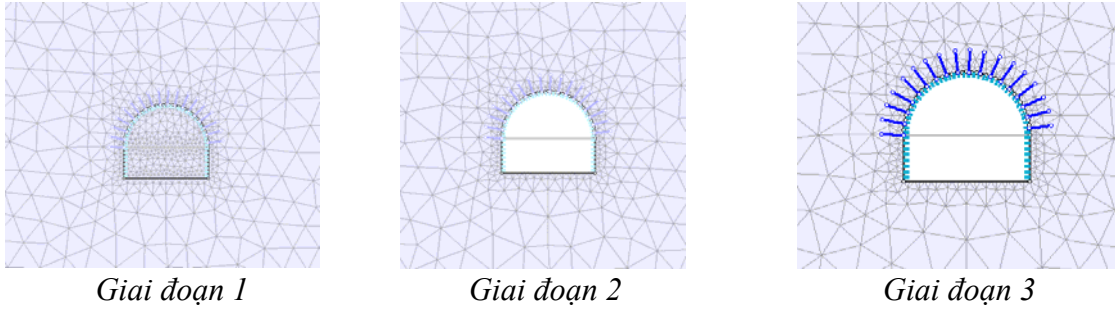
Giai đoạn 3

Giai đoạn 4

Hình 3. Các giai đoạn thi công

- Giai đoạn 1: khi chưa khai đào;
- Giai đoạn 2: đào gương bậc trên;
- Giai đoạn 3: lắp đặt kết cấu chống tạm cho gương bậc trên;
- Giai đoạn 4: đào và thi công kết cấu chống tạm cho gương bậc dưới.

Trường hợp 2: đào toàn gương; các giai đoạn đào, chống tạm được thực hiện theo trình tự như sau:



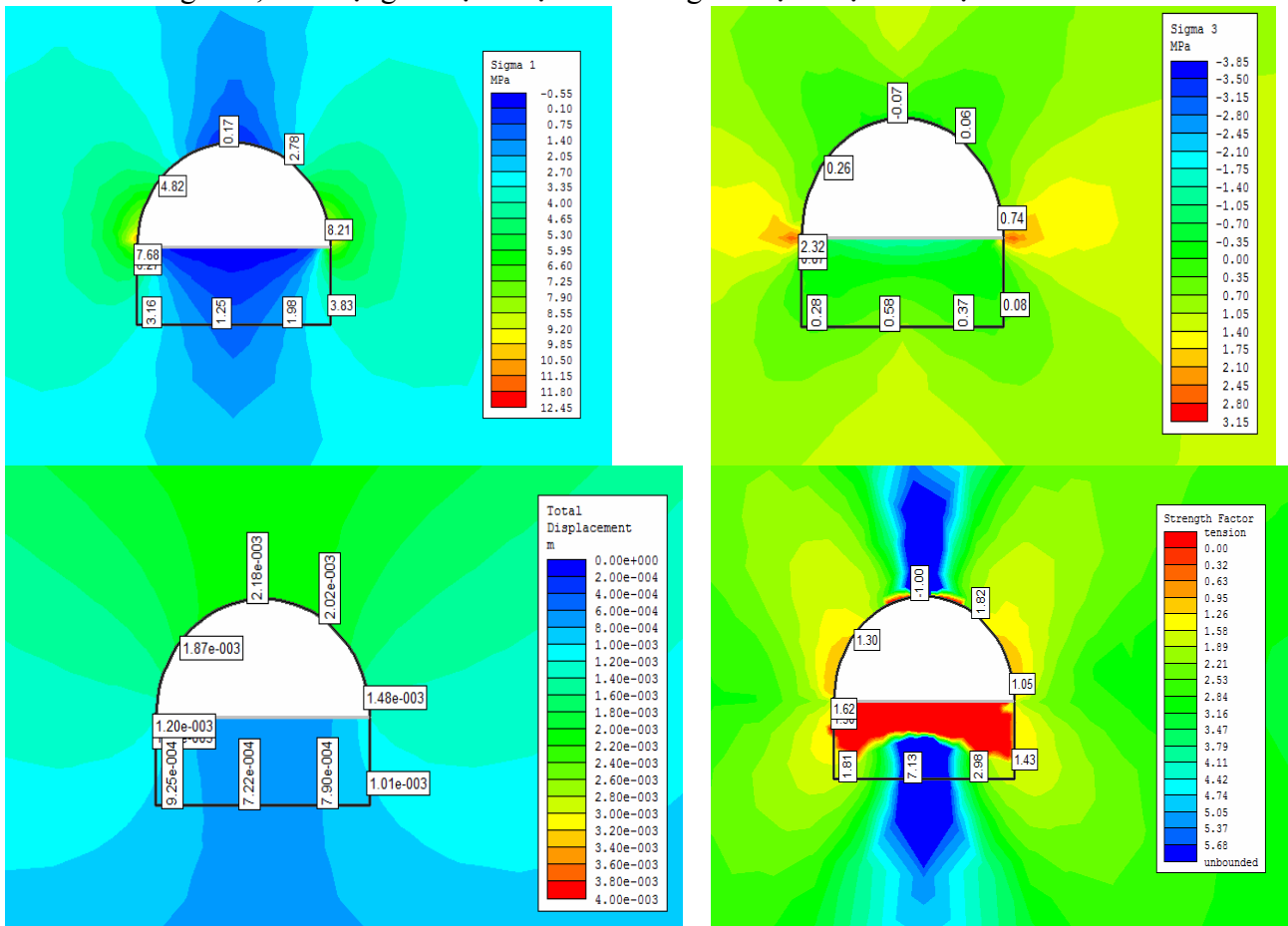
Hình 4. Các giai đoạn thi công

- Giai đoạn 1: khi chưa khai đào;
- Giai đoạn 2: đào toàn gương;
- Giai đoạn 3: lắp đặt kết cấu chống tạm cho gương.

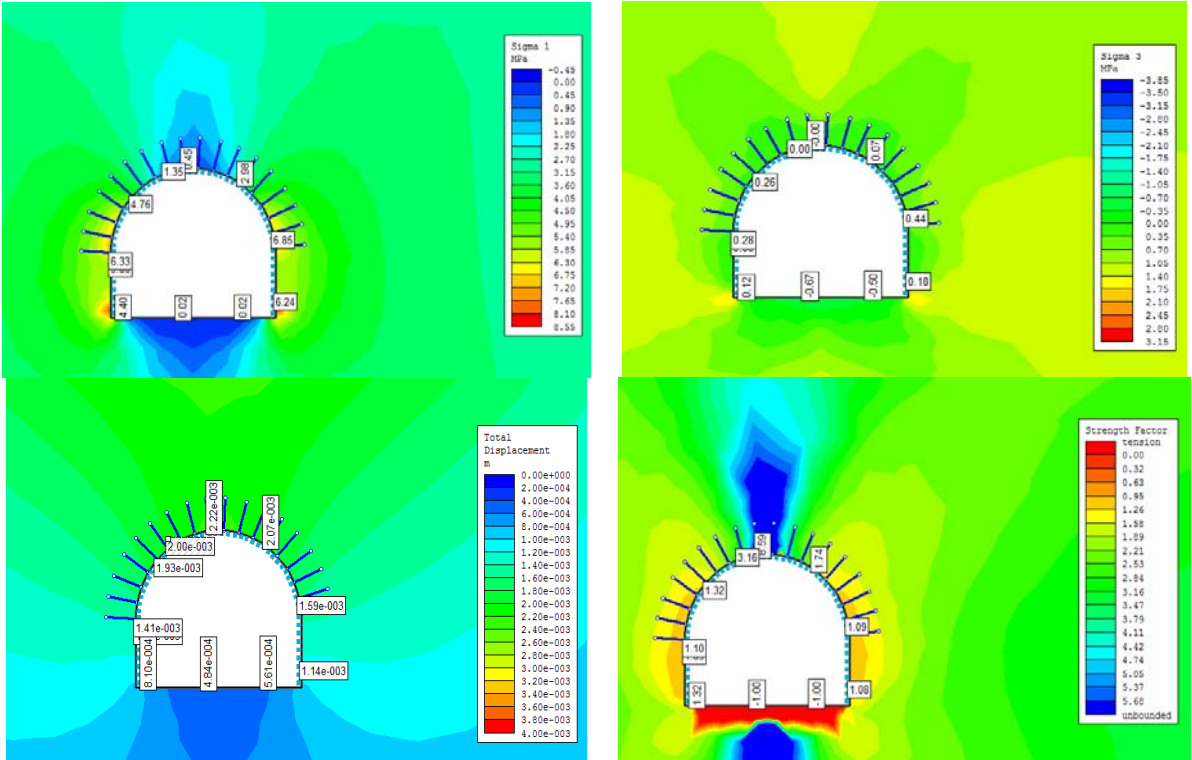
Sau khi mô hình hoá và tính toán, kết quả tính toán được thể hiện như sau:

Trường hợp 1: đào chia gương

Ứng suất, biến dạng và hệ số độ bền ở các giai đoạn được thể hiện như sau:



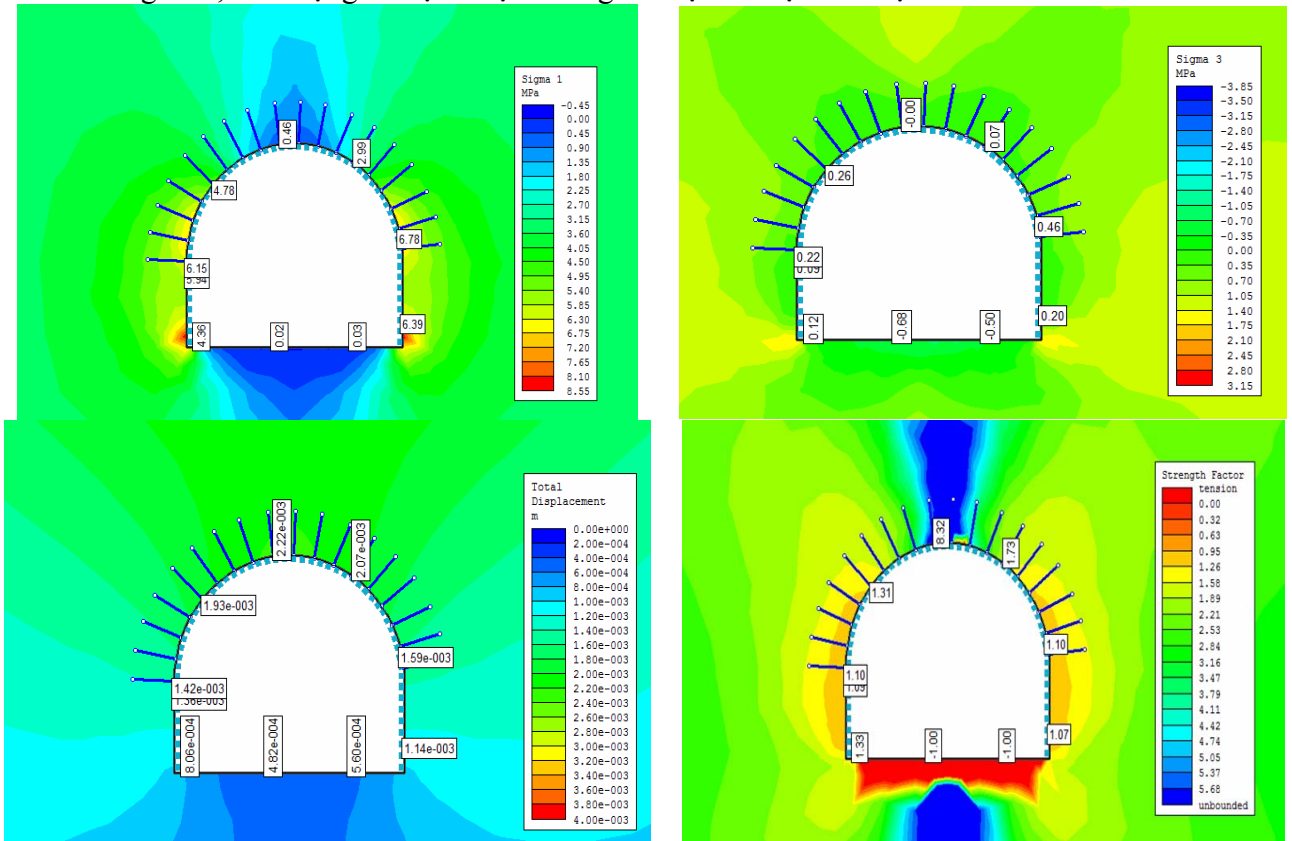
Hình 5. Ứng suất, tổng biến dạng và độ bền của đất đá xung quanh đường hầm bước 2



Hình 6. Ứng suất, tổng biến dạng và độ bền của đất đá xung quanh đường hầm bước 4

Trường hợp 2: đào toàn gương

Ứng suất, biến dạng và hệ số độ bền ở giai đoạn 2 được thể hiện như sau:



Hình 7. Ứng suất, tổng biến dạng và độ bền của đất đá xung quanh đường hầm bước 3

Từ kết quả phân tích ở trên ta thấy các thành phần ứng suất trong khối đất đá xung quanh biên của đường hầm được đào chia gương đều nhỏ hơn so với phương pháp đào chia gương. Hệ số độ bền của đất đá xung quanh đường hầm ở phương pháp đào chia gương cao hơn so với phương pháp đào toàn gương. Tuy nhiên, tổng biến dạng cuối cùng ở trong hai trường hợp trên không thấy sự khác biệt.

Mặt khác, khi đào chia gương, gương bậc trên được thi công trước với diện tích nhỏ hơn, đường hầm sẽ ổn định hơn. Phần gương bậc trên đã được chống giữ, việc thi công gương bậc dưới sẽ an toàn hơn, và dễ dàng hơn.

4. Kết luận và kiến nghị

Bằng các kết quả tính toán của mình, tác giả nhận thấy rằng đường hầm được đào chia gương sẽ ổn định hơn so với các đường hầm được đào toàn gương. Gương bậc dưới được thi công trong điều kiện an toàn hơn, và năng suất thi công gương bậc dưới cao hơn. Bài toán còn chưa tính tới việc ảnh hưởng của khoan nổ mìn khi đào toàn gương so với phương pháp đào chia gương. Lượng thuốc nổ khi nổ toàn gương sẽ lớn hơn rất nhiều so với đào chia gương, do đó tác động của sóng nổ mìn sẽ lớn hơn, gây ảnh hưởng đến đất đá xung quanh nhiều hơn.

Từ kết quả nghiên cứu, tác giả đề xuất sử dụng phương pháp phá vỡ đất đá bằng khoan nổ mìn và phương pháp đào chia gương để thi công đường hầm qua Đèo Cả. Việc áp dụng phương pháp này cũng đã được sử dụng nhiều trên thực tế. Và đã chứng tỏ hiệu quả cao.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Báo cáo điều kiện địa chất công trình Hầm đường bộ Đèo Cả - Công ty Cổ phần tư vấn xây dựng Hoàng Long.
- [2]. Công nghệ xây dựng công trình ngầm - Nguyễn Văn Đức, Võ Trọng Hùng- NXB Giao thông vận tải - 1997.

SUMMARY

Selection of construction technology for Ca pass tunnel Nguyen Tai Tien, Ha Noi University of Mining and Geology

Based on the construction technologies and the technologies have been applied in Vietnam, the geological conditions of the Ca pass tunnel route and the specifications of this tunnel, the authors offer optimal technology for building this tunnel. Based on that, the author has simulated and compared the results between these options. Final, the author chooses best optimal technology. After compare to these options, the author choose construction method for Ca Pass Tunnel which is drill and blasting method. The calculation results from using Phase 2.0 software in order to simulation, showed that stresses in the rock mass around tunnel which constructed by full face method higher than partial method and safe factor smaller. The authors suggest using partial face method, in order to constructed Ca pass tunnel. The calculation results are shown detail in the article content.

Người biên tập: **ThS. Nguyễn Chí Thành**

NGHIÊN CỨU HOẠT ĐỘNG CỦA HỆ THỐNG THÔNG GIÓ ĐỂ KIỂM SOÁT KHÓI KHÍ CÓ CHÁY TRONG ĐƯỜNG HẦM TRONG QUÁ TRÌNH SỬ DỤNG

Nguyễn Tài Tiên, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Thông gió trong đường hầm là vấn đề hết sức quan trọng trong quá trình sử dụng, nhất là khi có sự cố cháy nổ ở trong hầm. Khi cháy sẽ sinh ra khói, khói sẽ ảnh hưởng tới tầm nhìn, và sự thở của con người. Trong bài báo này tập trung nghiên cứu vào hoạt động kiểm soát khói khi đường hầm sử dụng sơ đồ thông gió dọc. Trong đường hầm sử dụng sơ đồ thông gió dọc, nồng độ các chất độc hại tăng, giảm tỷ lệ không khí sạch theo hướng luồng không khí. Nồng độ tối đa gia tăng theo chiều dài đường hầm. Các nồng độ chất gây ô nhiễm sinh ra theo các điều kiện khác nhau như: theo lưu lượng giao thông, vận tốc giao thông, độ dốc của đường và độ cao đường hầm. Sau khi nghiên cứu tác giả đưa ra các biện pháp kiểm soát khói trong quá trình sử dụng như sau: áp dụng vận tốc gió thấp trong quá trình sơ tán; vận tốc gió tùy thuộc vào quy mô của đám cháy (loại phương tiện cho phép chạy trong hầm). Không nên đảo chiều luồng gió trong quá trình sơ tán. Tính toán hệ thống thông gió cần phải tính toán trong điều kiện bất lợi nhất, trong các tình huống có thể xảy ra. Sơ đồ thông gió dọc nên sử dụng với đường hầm chiều dài nhỏ, nếu chiều dài lớn hơn cần phải bố trí các giếng thông gió.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay trên thế giới và ở Việt Nam việc xây dựng các đường hầm giao thông đang phát triển rất mạnh. Ở Việt Nam đường hầm giao thông lớn như: hầm đường bộ Hải Vân, hầm Đèo Cả, hầm đường bộ trên tuyến cao tốc Hà Nội - Lào Cai.... Và trong tương lai là các tuyến đường sắt đô thị ở Hà Nội và Thành phố Hồ Chí Minh.

Cháy trong đường hầm là sự cố đặc biệt nguy hiểm ảnh hưởng lớn đến tính mạng tài sản và kết cấu công trình. Trong bài báo này, tác giả đề cập tới ảnh hưởng của khói khí cháy đến hoạt động của hệ thống thông gió ở các đường hầm giao thông sử dụng sơ đồ thông gió dọc. Hệ thống thông gió của đường hầm hoạt động nhằm duy trì chất lượng không khí trong mức có thể chấp nhận cho việc tiếp xúc ngắn hạn ở bên trong đường hầm. Thiết kế hệ thống thông gió có thể được thực hiện theo độ an toàn về cháy hoặc chất lượng không khí, và nó còn được điều chỉnh phụ thuộc vào nhiều yếu tố bao gồm: lưu lượng giao thông, kích thước và chiều dài của đường hầm, và bất kỳ yếu tố đặc biệt nào khác như các nút giao ngầm.

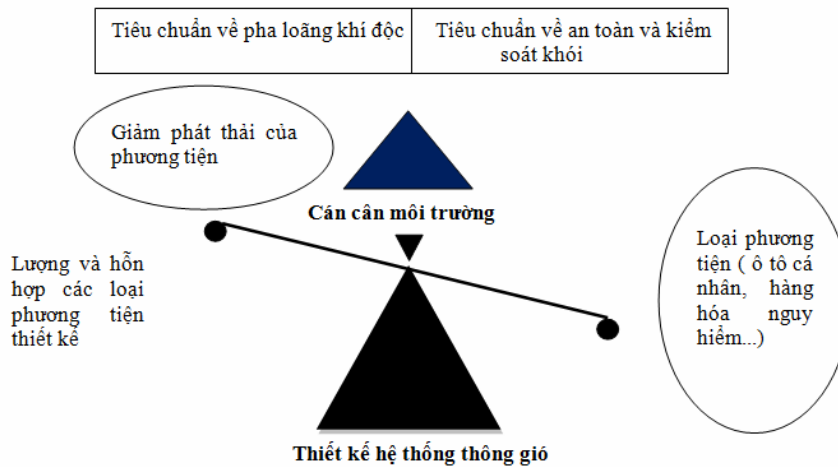
Yêu cầu thông gió trong một đường hầm đường cao tốc được xác định bằng cách sử dụng hai tiêu chí chính: việc xử lý khí thải độc hại từ các phương tiện vận tải sinh ra trong đường hầm và xử lý khói trong đám cháy. Các phân tích động lực học chất lỏng (Computational Fluid Dynamics - CFD) thường được sử dụng để xây dựng một thiết kế phù hợp cho các hệ thống thông gió trong điều kiện cháy. Phân tích chất lượng không khí cũng cần được tiến hành để đánh giá chất lượng không khí và có thể điều chỉnh thiết kế. Cần phải xây dựng các vị trí giám sát chất lượng không khí trong đường hầm và thông gió phải được điều chỉnh dựa trên lưu lượng giao thông cho phù hợp với yêu cầu về chất lượng không khí.

Bài báo này mục đích đưa ra các định nghĩa và các tiêu chuẩn để đánh giá mức độ an toàn và tính toán hệ thống thông gió theo tiêu chí kiểm soát khói khí hỏa hoạn.

Một hệ thống thông gió chỉ được thiết kế theo tiêu chuẩn pha loãng khí độc và tiêu chuẩn về môi trường thường sẽ không thỏa mãn yêu cầu kiểm soát khói.

Thêm vào đó, các tiêu chuẩn môi trường buộc các nhà sản xuất xe (ngày càng cao trong tương lai) nâng cấp công nghệ để giảm lượng khí thải của các phương tiện; do đó lưu lượng gió

cần thiết để đáp ứng các tiêu chuẩn pha loãng khí độc ngày càng giảm. Nhưng việc kiểm soát khói hoàn toàn độc lập với việc nâng cấp công nghệ nói trên, trong tương lai, tiêu chuẩn kiểm soát khói sẽ được quyết định từng dự án (xem hình 1).



Hình 1. Xu hướng trong thiết kế thông gió [4]

2. Các sơ đồ thông gió trong quá trình sử dụng

Tính toán hệ thống thông gió cần tính đến khối lượng không khí cần thiết cho việc pha loãng các chất ô nhiễm và các yếu tố khác như: chiều dài đường hầm, vị trí, loại hình giao thông, luật môi trường, và an toàn về cháy nổ. Từ đó các đánh giá có thể được đưa ra và hệ thống thông gió có thể được lựa chọn cho mỗi đường hầm khác nhau.

2.1. Thông gió tự nhiên

Một đường hầm được "thông gió tự nhiên" là đường hầm không trang bị quạt cho việc kiểm soát của luồng không khí trong khu vực đường hầm.

Thông gió tự nhiên luôn tồn tại trong bất kỳ đường hầm và điều kiện nào: trên thực tế luôn có sự luân chuyển không khí do sự kết hợp của các yếu tố như điều kiện khí quyển và giao thông.

2.1.1. Hiệu ứng khí tượng

Đường hầm có thể được thông gió hoàn toàn bởi gió sinh ra tự nhiên do: sự chênh lệch về áp suất không khí giữa các cửa hầm, do các tác dụng đối lưu hoặc hiệu ứng ống khói. Thông gió tự nhiên trong đường hầm với cửa hầm ở độ cao khác nhau về cơ bản như là hiệu ứng "ống khói".

2.1.2. Gió sinh ra do lưu lượng giao thông

Đường hầm đường sắt được thông gió chủ yếu là do hiệu ứng "piston" của các đoàn tàu, nó là tác nhân làm cho không khí chạy dọc theo đường hầm. "Hiệu ứng piston" có thể thông gió cho đường hầm giao thông một chiều nhưng tốc độ không khí sinh ra nhỏ hơn so với đường hầm đường sắt, do các phương tiện giao thông không khớp với mặt cắt ngang đường hầm so với đoàn tàu. Tuy nhiên, khi đường hầm có đường kính tăng, mức tăng của lượng khí đưa vào lớn hơn so với việc giảm tốc độ không khí (do hiệu ứng piston giảm); do đó sự pha loãng các chất ô nhiễm có thể tăng cùng với sự gia tăng của kích thước đường hầm.

Ngay cả khi, lượng gió sinh ra do phương tiện đủ để pha loãng các chất ô nhiễm trong điều kiện giao thông bình thường, quạt thường được lắp đặt để phục vụ cho các trường hợp như: xe bị dừng, phương tiện chạy với vận tốc chậm và các điều kiện bất lợi về gió.

Phần lớn các hầm đường bộ trên thế giới thông gió dựa vào gió tự nhiên và lưu lượng gió sinh ra do phương tiện di chuyển. Đường hầm thường không dài quá vài trăm mét. **Thông gió tự nhiên có thể được sử dụng để thông gió cho đường hầm giao thông một chiều có chiều dài nhỏ hơn 500 m.** Thông gió tự nhiên phổ biến ở các khu vực miền núi. Tuy nhiên, thông gió tự nhiên có thể phù hợp với các tiêu chuẩn về hòa loãng khí độc nhưng nó thường là không đủ an toàn để phù hợp với những tiêu chí về kiểm soát khói (đặc biệt là đường hầm dài).

2.2. Thông gió nhân tạo

Khi lưu lượng không khí do thông gió tự nhiên hoặc do tác dụng Piston của phương tiện giao thông không đảm bảo yêu cầu thì cần phải thông gió nhân tạo.

Trong đường hầm, việc lắp đặt hệ thống thông gió phải đáp ứng được chất lượng không khí trong điều kiện hoạt động bình thường. Phải đảm bảo an toàn cho người sử dụng trong trường hợp hỏa hoạn, cũng như tạo thuận lợi cho hoạt động phòng cháy chữa cháy và cấp cứu. Hơn nữa, hệ thống thông gió phải ngăn chặn sự hình thành của hỗn hợp nổ khi cháy. Hỗn hợp nổ có thể không xảy ra ở vị trí của ngọn lửa, nhưng nó có thể sinh ra ở phía bên ngoài do quá trình đốt cháy không hoàn toàn.

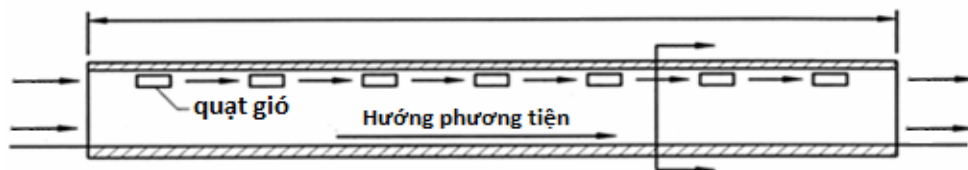
2.2.1. Thông gió dọc

Thông gió dọc là biện pháp thông gió rất dễ dàng và rẻ tiền cho hầm đường bộ, và trong thực tế ở một số nước thường chỉ sử dụng hệ thống thông gió dọc. Thông gió dọc là hệ thống thông gió tạo ra một dòng chảy không khí thống nhất theo chiều dọc trục của đường hầm.

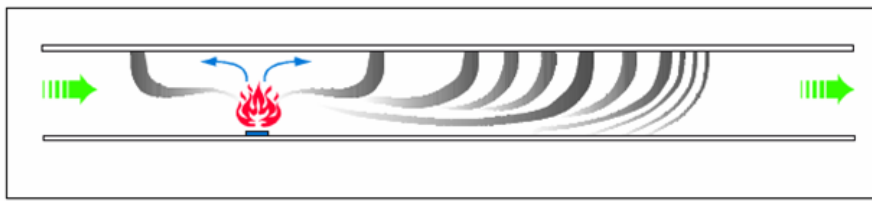
Trong hệ thống đó, không khí sạch đi vào từ cửa vào của đường hầm và dần dần bị ô nhiễm (do khí thải phát ra từ các phương tiện), khi đến lối ra không khí bị ô nhiễm với tỷ lệ cao. Hệ thống này là tương đối rẻ và dễ dàng lắp đặt và đặc biệt thích hợp cho các đường hầm giao thông một chiều, nơi "hiệu ứng piston" tạo ra luồng không khí kết hợp với luồng không khí do các quạt.

Theo tiêu chí pha loãng khí độc, thông gió được coi là đạt yêu cầu khi hệ thống thông gió có thể để giữ cho nồng độ các chất ô nhiễm trong không khí của đường hầm dưới ngưỡng nhất định, (dưới mức độc hại cho những người di chuyển qua đường hầm hoặc những người buộc phải được ở trong đường hầm trong một thời gian dài).

Một hệ thống thông gió thiết kế chỉ theo tiêu chuẩn phơi nhiễm với khí độc đã bị pha loãng, cũng có thể là thỏa mãn với tiêu chí về kiểm soát khói, nhưng thường là không thỏa mãn; do đó các dự án, việc tính toán hệ thống thông gió cần phải được tính toán theo các tiêu chuẩn kiểm soát tiếp xúc với khói.



Hình 2: Sơ đồ thông gió dọc



Hình 3. Khói chuyển động khi sử dụng hệ thống thông gió dọc. [4]

Trong đường hầm sử dụng sơ đồ thông gió dọc, nồng độ các chất độc hại tăng, giảm tỷ lệ không khí sạch theo hướng luồng không khí. Nồng độ tối đa gia tăng theo chiều dài đường hầm. Các nồng độ chất gây ô nhiễm sinh ra theo các điều kiện khác nhau như: theo lưu lượng giao thông, vận tốc giao thông, độ dốc của đường và độ cao đường hầm. Vì vậy, khi ta tính toán lưu lượng không khí cần thiết cho hệ thống thông gió của hai đường hầm cùng lưu lượng giao thông, ta sẽ nhận thấy tốc độ không khí lớn hơn khi đường hầm dài hơn và khi đường hầm có độ dốc lên lớn hơn.

Trên thực tế, vận tốc gió theo chiều dọc có giới hạn; do đó, với một lưu lượng giao thông nhất định, độ dốc của đường và chiều dài đường hầm thì hệ thống thông gió dọc có một giới hạn khi sử dụng.

Giới hạn trên này có thể được đánh giá qua mặt cắt ngang của đường hầm và vận tốc không khí tối đa (khoảng 8 đến 10 m/s) với sự hiệu quả về chi phí, không ảnh hưởng tới các phương tiện và nhân viên vận hành trong đường hầm.

Đối với đường hầm đòi hỏi lượng không khí vượt qua ngưỡng nói trên, thông gió dọc vẫn có thể được sử dụng, nhưng cần phải bổ sung những giếng thông gió để lớn để trao đổi một lượng lớn khí thải và không khí sạch.

Thông gió dọc thường được thực hiện bằng quạt hướng trục gọi là "Jet Fans" hay "Booster" phân bố dọc theo đường hầm. Kích thước và phân bố quạt dọc theo đường hầm thực tế không ảnh hưởng đến tốc độ không khí chung của hầm với điều kiện phải tuân theo các quy tắc kỹ thuật. Việc lắp đặt các quạt với tiêu chí giá rẻ nhất, là tập trung các quạt ở gần cửa hầm. Theo cách này, chiều dài cáp là ngắn nhất. Tuy nhiên, theo quan điểm khí động học, nếu các quạt quá gần cửa hầm thì hiệu quả của quạt giảm. Do đó, các quạt đầu tiên và cuối cùng thường được lắp đặt trong đường hầm với khoảng cách ít nhất 80-100 m so với cửa hầm

2.2.2. Thông gió ngang

Để khắc phục nhược điểm của sơ đồ thông gió dọc (tốc độ gió trong hầm lớn, gây nguy hiểm khi có hoả hoạn xảy ra) ta có thể sử dụng sơ đồ thông gió ngang.

Trong các hệ thống thông gió ngang hoàn toàn có một hoặc nhiều ống dẫn không khí sạch nằm song song với trục đường hầm. Không khí sạch được cung cấp thông qua cửa phân bố dọc theo đường hầm; khí thải được lấy ra theo cách tương tự qua các cửa từ phía đối diện vào hệ thống ống dẫn khí thải. Trong hệ thống này, lượng khí thải trên mỗi mét chiều dài đường hầm bằng với lượng không khí cung cấp.

Dòng không khí sẽ bị xáo trộn bởi các yếu tố khác nhau (sự khác biệt áp lực gió ở những vị trí có lối thông với mặt đất, sự khác biệt áp suất khí quyển, giao thông, hỏa hoạn trong đường hầm, ...) sẽ tạo ra một luồng không khí theo chiều dọc. Điều này nghĩa là trong thực tế, dòng không khí hoàn toàn ngang so với trục dọc của đường hầm hầu như không bao giờ xảy ra.

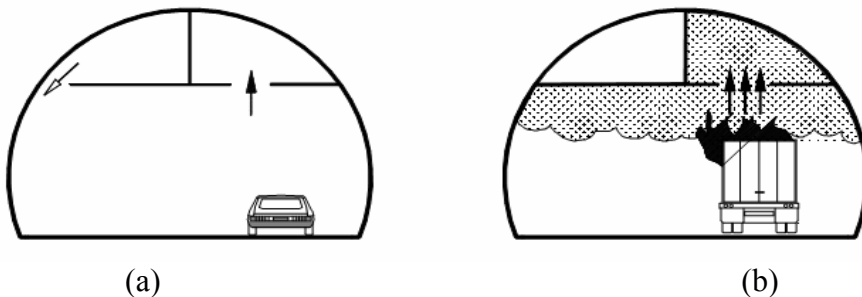
Ở một khía cạnh khác, cần phải lưu ý rằng luồng không khí theo chiều dọc rất khó kiểm soát, ngay cả khi hệ thống thông gió ngang có công suất lớn. Bởi vì hiện nay không có lực nào có thể thắng được gió theo hướng dọc. Cách thông thường để kiểm soát luồng không khí theo chiều dọc là tạo ra các đoạn thông gió dọc lập liên tiếp nhau thổi không khí sạch và/ hoặc thoát khí thải hoạt động riêng biệt.

Nồng độ các chất ô nhiễm trong không khí là không đổi trên toàn bộ đường hầm (nếu không có luồng không khí theo chiều dọc). Hệ thống này thích hợp cho các đường hầm dài. Về nguyên tắc, không có giới hạn về chiều dài đường hầm (theo điều kiện loại bỏ chất gây ô nhiễm); nhưng tất nhiên có hạn chế áp dụng về kinh tế và kỹ thuật.

Không khí được cung cấp và thoát ra thông qua các ống dẫn. Tổng lượng gió cần thiết là rất lớn, đặc biệt là trong các đường hầm dài. Kết quả là các ống dẫn lớn và tốn kém. Vận tốc không khí trong ống dẫn xác định bởi công suất yêu cầu do quạt tạo ra.

Trong điều kiện giao thông là bình thường, tốc độ không khí trong đường ống dẫn khí từ 15 đến 25 m/s.

Trong trường hợp hỏa hoạn, ống dẫn khí thải trong khu vực cháy được mở để hút hoàn toàn và các đoạn thông gió xung quanh (vì trong sơ đồ thông gió ngang, đường hầm chia thành các đoạn để thông gió) được kiểm soát để vận tốc không khí theo chiều dọc trong vùng cháy có thể thổi khói một cách thích hợp. Tuy nhiên, theo kinh nghiệm cho thấy, trong các đường hầm ngắn và dưới ảnh hưởng của gió và hiệu ứng "ống khói" của khói nóng, không dễ dàng để điều khiển hướng và tốc độ không khí trong khu vực hỏa hoạn.



Hình 4. Ví dụ về hệ thống thông gió ngang [4]
a) Trong điều kiện hoạt động bình thường; b) Trong điều kiện có cháy

2.2.3. Hệ thống bán ngang (thông gió bán ngang đảo chiều)

Trong hệ thống thông gió bán ngang, không khí bên ngoài được thổi dọc theo đường hầm trong các ống dẫn cung cấp không khí sạch cho đường hầm (không có ống thoát khí thải), không khí sạch được thổi ngang so với trục dọc của đường hầm, trong khi luồng không khí ô nhiễm sẽ chạy theo chiều dọc tới 2 cửa hầm.

Trong thông gió bán ngang đảo chiều, có thể đảo ngược chiều hướng luồng không khí trong ống dẫn: không khí sạch được hút vào đường hầm từ cửa hầm (có hướng song song với trục dọc), trong khi đó khí thải được thoát qua cửa vào các ống dẫn đã đảo chiều. Cách thoát khí này tạo một luồng không khí theo chiều dọc theo đường hầm xuất phát từ hai cửa hầm. Chế độ hoạt động này thường được sử dụng các trường hợp cháy trong đường hầm. Để đối phó với các đám cháy (thường phải có một ống hút khói riêng biệt mà chỉ được sử dụng trong trường hợp hỏa hoạn. Giống như trong hệ thống thông gió ngang, trong thông gió bán ngang các yếu tố bên ngoài có thể tạo ra một luồng không khí theo chiều dọc khó kiểm soát.

2.2.4. Hệ thống ngang một phần (Cục bộ)

Hệ thống thông gió này là trung gian giữa hệ thống thông gió ngang và hệ thống thông gió bán ngang và do đó chúng có những đặc điểm chung có thể giống hệ thống ngang hoặc hệ thống bán ngang phụ thuộc vào tỷ lệ phần trăm của dòng chảy không khí được thổi vào hoặc thoát ra.

Trong mọi trường hợp, về mặt kỹ thuật một hệ thống tương tự như hệ thống ngang là rất cần thiết (trong hệ thống ngang một phần, ống dẫn khí sạch và khí thải thường không cân bằng). Có thể thêm quạt phản lực trong đường hầm để tạo ra và duy trì các luồng không khí theo chiều dọc mong muốn, đặc biệt là đối với trường hợp hỏa hoạn.

2.3. Làm sạch không khí kết hợp với thông gió nhân tạo

Khí thải trong đường hầm có thể được làm sạch, làm giảm mức độ ô nhiễm để:

- Để giảm bớt tốc độ không khí cần thiết cho việc thông gió đường hầm;
- Để giảm thiểu ô nhiễm phát sinh tại cửa đường hầm và giếng đứng thông gió.

Hiện nay chủ yếu dựa vào hệ thống lọc bụi tĩnh điện có thể thu bụi và muối từ không khí trong đường hầm.

Tại Nhật Bản, với tỷ lệ xe tải lớn trong các đường hầm, tầm nhìn là thông số ô nhiễm đạt đến ngưỡng đầu tiên. Vì lý do này, lần đầu tiên ở Nhật Bản, một hệ thống có thể làm giảm nồng độ của các hạt rắn trong không khí đường hầm đã được sử dụng.

Bộ lọc tĩnh điện có thể thu thập bụi và muối từ khói nóng của đám cháy, và cải thiện tầm nhìn. Tuy nhiên, công nghệ này chưa bao giờ được áp dụng như các biện pháp kiểm soát cháy.

3. Kiểm soát khói trong đường hầm khi xảy ra cháy

3.1. Phân loại mức độ của các đám cháy trong đường hầm

Đã xảy ra rất nhiều vụ cháy ở trong đường hầm giao thông trên thế giới, gây thiệt hại lớn về người và của. Cháy ở trong đường hầm là trường hợp đặc biệt nguy hiểm.

Sau đây là thống kê một số trường hợp cháy trong đường hầm, gây thiệt hại lớn về người và của:

- Năm 1999, đã xảy ra một vụ cháy ở Đường hầm Mont Blanc ở Châu Âu, nối liền Pháp và Ý, vụ cháy đã làm chết 38 người

- Năm 2000, xảy ra cháy trong đường hầm đường sắt Gletscherbahn Kapru ở Áo làm chết 155 người.

- Năm 2001, xảy ra cháy trong đường hầm Gotthard ở Thụy Sĩ làm chết 11 người và rất nhiều người bị thương...

Mức độ nguy hiểm của các đám cháy phụ thuộc vào quy mô của từng đám cháy. Theo phân loại của Hiệp hội đường thế giới (PIARC- Permanent International Association of Road Congresses), quy mô của đám cháy dựa trên mức độ sinh nhiệt của đám cháy (HRR - Heat release rates).

Bảng 1: Phân loại mức độ sinh nhiệt khi cháy các phương tiện vận tải [4]

Loại phương tiện	Mức độ sinh nhiệt (HRR) MW	Nhiệt độ lớn nhất ở tường đường hầm (°C)
1 xe hơi loại nhỏ	2,5	400
1 xe hơi loại lớn	5	500
2-3 xe hơi	8	-
1 xe tải	15	-
1 xe bus	20	800
1 xe chở hàng thông thường lớn	20-30	1000
Xe chở hàng hoá nguy hiểm và xe chở hàng hoá thông thường	100-120	1200-1400

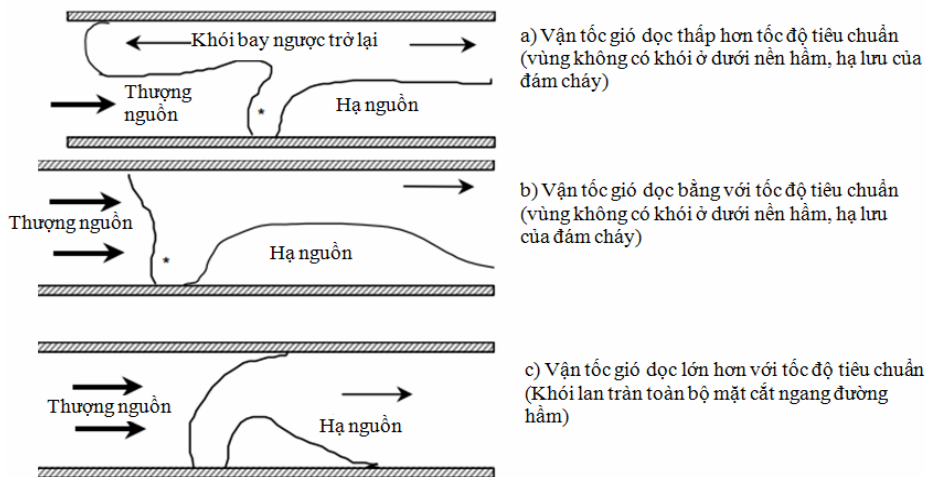
Bảng 2. Tổng hợp một số phân loại về lượng nhiệt sinh ra do các phương tiện

Loại	PIARC 95' (Europe)	RABT (Germany)	CETU (France)	NFPA 502 (USA)
1 Xe hơi	5MW		2,5MW	5MW
Xe hơi lớn			5MW	
1-2 Xe hơi		5~10MW		
2-3 Xe hơi	8MW		8MW	
1 xe tải chở người	15MW		15MW	
1 Xe buýt lớn	20~30MW	20~30MW	20MW	20MW
1 Xe tải lớn			30MW	
Xe chở xăng dầu	100MW	50~100MW	200MW	100MW

3.2. Mục tiêu thông gió để kiểm soát cháy và khói

Từ quan điểm về an toàn trong trường hợp cháy, các tiêu chuẩn sau đây phải được áp dụng trong thiết kế:

- Mục đích của việc kiểm soát sự lây lan của khói là để giữ cho hành khách qua hầm ở trong vùng không có khói càng lâu càng tốt. Lớp khói phải được giữ nguyên vẹn, không bị xáo trộn, tạo ra vùng không khí có tầm nhìn tốt và dễ thở bên dưới của lớp khói (áp dụng cho các đường hầm hai chiều hoặc đường hầm một chiều trong điều kiện bị tắc nghẽn) hoặc đẩy hoàn toàn khói về một phía của đám cháy (áp dụng cho đường hầm giao thông một chiều trong điều kiện không bị tắc nghẽn, bình thường không có người ở hạ nguồn của đám cháy).



Hình 5. Chuyển động của khói

- Trong bất kỳ trường hợp nào, hành khách phải tới được nơi an toàn trong thời gian ngắn nhất và với khoảng cách ngắn nhất. Vì vậy, lối thoát hiểm hoặc nơi trú ẩn chống cháy cần được xây dựng.

- Hệ thống thông gió phải có khả năng giữ cho khói trong không khí không lây lan sang các vị trí khác (lối thoát hiểm, đường hầm bên cạnh, v.v.)

- Hệ thống thông gió phải có khả năng tạo ra điều kiện thuận lợi để chữa cháy.

- Trong trường hợp đám cháy xăng dầu, phải tránh được vụ nổ thứ cấp do quá trình đốt cháy không hoàn toàn. Do đó, hệ thống thông gió phải có khả năng cung cấp đủ không khí để quá trình đốt cháy hoàn toàn hoặc pha loãng khí nổ.

3.3. Nguyên tắc chung sử dụng hệ thống thông gió dọc về kiểm soát khói

Ở hệ thống thông gió dọc, sử dụng quạt phản lực hoặc hệ thống Saccardo (phun không khí), một luồng không khí theo chiều dọc đẩy tất cả các khí thải từ lối vào tới cửa ra. Trường hợp cháy trong đường hầm, cách duy nhất để thoát khói là đẩy nó qua các cửa hầm. Tuy nhiên, vận tốc không khí cần thiết cho hoạt động này là nguyên nhân của nhiều loạn và ảnh hưởng đến sự phân tầng khói ở hạ lưu của đám cháy. Các phân lớp khói cũng có thể bị phá vỡ bởi độ dốc của đường hầm (đặc biệt là với những luồng không khí đi xuống) và phương tiện giao thông.

Với đường hầm nằm ngang, Khói của đám cháy trong đường hầm sẽ có xu hướng lan truyền theo cả hai hướng do **hiệu ứng nổi**. Nếu hệ thống thông gió hoạt động, khói sẽ có xu hướng đẩy theo hướng luồng không khí. Khi tốc độ luồng không khí trong hầm thấp, và khói sẽ chảy ngược dòng.

Khoảng cách khói quay ngược trở lại có thể được định nghĩa là khoảng cách từ ngọn lửa tới vị trí vận tốc khói thượng nguồn bị loại bỏ bởi dòng không khí do hệ thống thông gió đường hầm.

Do đó, khoảng cách bằng không nghĩa là không có khói chảy ngược dòng. Vận tốc không khí trong đường hầm cần thiết để đạt được điều kiện này được gọi là "vận tốc tới hạn". Một phương trình đơn giản thường được sử dụng để xác định vận tốc không khí cần thiết để ngăn chặn các khói trong đường hầm quay ngược trở lại: [2]

$$V_c = K_1 K_2 \left[\frac{gHQ}{\rho_\infty C_p A \left(\frac{Q}{\rho_\infty C_p A V_c} + T_\infty \right)} \right]^{1/3}$$

trong đó:

V_c - vận tốc tới hạn, m/s;

K_1, K_2 là hằng số;

g - gia tốc trọng trường, m/s²;

H - chiều cao đường hầm, m;

Q - nhiệt lượng tỏa ra của đám cháy, (MW);

A - diện tích mặt cắt ngang đường hầm, m²;

C_p - nhiệt dung riêng của không khí;

ρ_∞, T_∞ - mật độ và nhiệt độ của không khí xung quanh.

Vận tốc không khí để ngăn chặn quay ngược trở lại của khói phụ thuộc lượng sinh nhiệt của đám cháy Q , diện tích đường hầm A và chiều cao đường hầm H . Vận tốc không khí tỉ lệ thuận với lượng giải phóng nhiệt của đám cháy (trong cùng điều kiện)

Các kết quả nghiên cứu gần đây đã thu được từ các thí nghiệm về cháy thực hiện trong các mô hình hoặc với đường hầm kích thước thực tế cho thấy rằng với một mức độ sinh nhiệt nhất định (tùy thuộc vào đường hầm cắt ngang và độ dốc) vận tốc tới hạn thực tế nhỏ hơn vận tốc tới hạn tính bởi với phương trình trên.

Từ những kết quả, cho thấy mức độ sinh nhiệt không quá 100 MW và độ dốc nhỏ hơn 4%, tốc độ không khí 3 m/s là đủ để ngăn chặn quay ngược trở lại của khói.

a) Đường hầm giao thông một chiều không bị tắc nghẽn (khu vực ngoài đô thị)

Trong trường hợp này khi thiết kế thông gió, có thể giả định rằng các xe ở hạ lưu của đám cháy có khả năng thoát khỏi đường hầm trong khi đó các xe ở thượng lưu đám cháy sẽ không thoát được. Đường hầm nằm ở khu vực ngoài đô thị thường không thường xuyên xảy ra với các tình huống ùn tắc. Do đó, hệ thống thông gió thường không được thiết kế trường hợp ùn tắc.

Đường hầm ngoài đô thị thường xuyên tắc nghẽn sẽ được xem xét thiết kế với trường hợp hàng dài phương tiện nối đuôi nhau (sẽ được xem xét ở phần sau).

Trường hợp có hỏa hoạn ở vụ tai nạn thứ hai trong khu vực ở hạ lưu của đám cháy thứ nhất và các phương tiện bị kẹt ở giữa hai đám cháy, nhưng xác suất xảy ra là rất thấp và trường hợp này hầu như không bao giờ xem xét trong giai đoạn thiết kế. Các nguy cơ xảy ra sự cố có thể được giảm thiểu nhờ hệ thống phát hiện sự cố tự động và hệ thống điều khiển giao thông.

b) Đường hầm giao thông một chiều được thiết kế cho trường hợp tắc nghẽn (khu vực đô thị)

Thiết kế thông gió phải xem xét trường hợp các phương tiện không thể thoát ra và phương tiện đứng ở hai phía của đám cháy. Tại các khu vực đô thị, trường hợp xe bị dừng hoặc tắc nghẽn là khá thường xuyên, do đó trường hợp này được giả định để tính toán thông gió cho đường hầm trong đô thị.

c) Đường hầm giao thông hai chiều

Với đường hầm giao thông theo hai chiều, phải xem xét trong trường hợp hỏa hoạn các phương tiện không thể thoát ra được và các phương tiện này sẽ nằm ở hai phía của đám cháy.

3.4. Giới hạn áp dụng và tiêu chuẩn thiết kế thông gió dọc

Phụ thuộc vào mức độ đám cháy thiết kế, dòng không khí phải được thiết kế để đạt được mục tiêu đủ để kiểm soát khói. Năng suất yêu cầu của quạt phản lực hoạt động trong điều kiện bình thường có thể không đáp ứng đủ yêu cầu kiểm soát khói hoàn toàn, do đó cần thiết kế năng suất thông gió để kiểm soát khói nóng dựa theo những điều kiện dưới đây. Cần lưu ý, mức độ rủi ro của đường hầm, độ lớn của đám cháy thiết kế, phụ thuộc vào loại hình giao thông cho phép chạy qua hầm:

- Chỉ cho phép xe chở khách;
- Cho phép xe chở khách và xe tải, mà không có hàng hóa nguy hiểm;
- Cho phép xe tải với hàng nguy hiểm.

3.4.1. Giới hạn về chiều dài đường hầm sử dụng hệ thống thông gió dọc

Nhiều quốc gia có không có tiêu chuẩn về hạn chế sử dụng các hệ thống thông gió dọc. Tuy nhiên, tất cả các tiêu chuẩn hiện hành đều chỉ ra rằng giới hạn về chiều dài đường hầm giao thông hai chiều áp dụng sơ đồ thông gió dọc nhỏ hơn so với đường hầm giao thông một chiều. Một số tiêu chuẩn quốc gia được ghi nhận như sau.

Đức: với đường hầm giao thông 2 chiều, thông gió dọc sử dụng quạt phản lực có thể áp dụng với đường hầm có chiều dài lên tới 2km (cần phải có các thiết bị và lối thoát an toàn). Trong đường hầm giao thông một chiều, thì có thể lên tới 4km.

Pháp: với đường hầm giao thông 2 chiều ở khu vực ngoài thành phố, thông gió dọc được phép sử dụng với đường hầm có chiều dài như sau:

- 800m (thông thường);
- 1000m nếu lưu lượng giao thông < 2000 phương tiện/ ngày mỗi hướng.

Với đường hầm giao thông 2 chiều trong thành phố, thông gió dọc bị cấm sử dụng.

Với đường hầm giao thông 1 chiều, thông gió dọc được phép sử dụng với đường hầm có chiều dài như sau:

- Khu vực ngoài đô thị: 4000m;
- Khu vực đô thị: 800m.

Giới hạn với đường hầm giao thông 1 chiều có thể lớn hơn nếu xây dựng giếng thông gió với mỗi khoảng cách tương ứng (4000m khu vực ngoài ô, 800m khu vực đô thị).

Mỹ: trước đây không có đường hầm nào ở Mỹ sử dụng thông gió dọc, tuy nhiên ngày nay sơ đồ thông gió này có thể sử dụng trong những đường hầm có chiều dài tới 900m.

3.4.2. Vận tốc gió thiết kế

Hệ thống thông gió phải có khả năng tạo ra tốc độ không khí tối thiểu để đẩy toàn bộ khói theo một hướng (ngăn chặn khói quay ngược trở lại) trong suốt quá trình sơ tán và giai đoạn dập lửa, và để tránh nguy cơ nổ (đảm bảo đốt cháy hoàn toàn). Tốc độ không khí tối thiểu này sẽ phụ thuộc vào lưu lượng giao thông cho phép trong đường hầm.

Năm 1987, PIARC đề cập đến tốc độ không khí cần thiết để đẩy toàn bộ khói sang một phía của đám cháy: 1-2 m/s khi cháy một xe hơi, 2-3 m/s cho một xe buýt hoặc xe tải, 5-8 m/s cho một xe chở xăng dầu.

Theo tiêu chuẩn 502 của Hiệp hội phòng chống cháy nổ quốc gia của Mỹ (NFPA - 502), vận tốc không khí từ 2,54 m/s đến 2,95 m/s là đủ để ngăn chặn khói quay ngược trở lại với các vụ cháy có mức độ sinh nhiệt từ 10MW tới 100MW [3].

Bảng 3. Vận tốc gió thiết kế khuyến cáo của một số quốc gia [4]

Loại phương tiện	Quy mô đám cháy (MW)	Vận tốc không khí thiết kế (m/s)		
		Pháp	Hà lan	Thụy Điển
Chỉ cho phép xe hơi	2,5 - 8	2	-	Không có quy định cụ thể
Xe buýt và xe tải	< 100	3	3	
Xe chở xăng dầu	>100	4	5	

Vận chuyển các chất lỏng dễ cháy (dễ đốt cháy hơn xăng, dầu diesel) bị hạn chế trong qua các đường hầm.

3.4.3. Giả thuyết thiết kế

Việc thiết kế vận tốc dọc phải tuân theo giả thuyết dưới đây:

* Thông số khí tượng

Các thông số khí tượng có ảnh hưởng đáng kể đến hiệu suất của các hệ thống thông gió, đặc biệt là thông gió dọc. Hệ thống thông gió phải có công suất đủ lớn để tạo ra vận tốc không khí cần thiết để thắng áp lực gió nói trên. Sự khác biệt của áp lực có thể được xác định bởi phương trình đơn giản của Bernoulli như sau [4]:

$$\Delta p = k \frac{1}{2} \rho w^2$$

trong đó:

Δp - áp lực do gió tự nhiên;

ρ - mật độ không khí;

w - tốc độ của gió (m/s);

k - tham số thiết kế phụ thuộc vào hình dạng cửa hầm.

Hướng của cả hai cửa hầm đối với chế độ gió thường xuyên là một thông số rất quan trọng; trong thực tế, tác động cản gió (hoặc đẩy) là một hàm của góc giữa hướng gió và hướng của luồng không khí thổi vào đường hầm/tồn tại trong đường hầm

* Giao thông ách tắc

Khi đánh giá lực đẩy cần thiết trong trường hợp cháy, phải giả định rằng một số lượng nhất định phương tiện có thể bị mắc kẹt trong đường hầm và sự có mặt của chúng làm giảm hiệu suất của hệ thống thông gió. Số lượng phương tiện bị kẹt có thể được đánh giá theo mức hỗn hợp giao thông thiết kế (% xe ô tô con và xe hạng nặng), mức độ và hiệu suất hoạt động của đường và hệ thống kiểm soát giao thông có sẵn đường hầm.

* Một số yếu tố cần được xem xét khi tính đến ảnh hưởng của cháy tới luồng không khí

- Trường hợp hỏa hoạn lớn, nhiệt độ cao làm gia tăng của thể tích không khí tốc độ không khí, và kết quả là tổn thất không khí do ma sát tăng. Thực tế, mật độ không khí giảm, tốc độ ma sát tăng (u_*), tổn thất toàn bộ tăng [6];

$$u_* \equiv \sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}}$$

trong đó:

ρ - mật độ không khí

τ_w - Ứng suất cắt ở tường hầm

- Tùy thuộc độ chênh cao đường hầm, hiệu ứng ống khói có thể tăng đáng kể.

- Mật độ không khí giảm kết quả là giảm lực đẩy của hệ thống tăng áp (phun, bơm - booster) khi làm việc trong không khí nóng.

3.4.4. Khả năng đảo chiều hệ thống

Khả năng đảo ngược của hệ thống rất hữu ích trong các tình huống ở giai đoạn chữa cháy, đặc biệt là nếu đường hầm có lối thoát hiểm khẩn cấp. Khi có kế hoạch đảo chiều, hoạt động này có thể mất nhiều thời gian (khoảng 10 phút), tùy thuộc vào hệ thống thông gió, dạng hình học đường hầm, các quạt sử dụng và điều kiện khác. Bên cạnh đó nó cần phải chú ý rằng quạt không tạo ra cùng lực đẩy theo hướng ngược lại (đẩy, hút). Ví dụ, những quạt phản lực được thiết kế đặc biệt chỉ đẩy không khí theo một hướng, và lực đẩy tạo ra theo hướng đảo chiều có thể thấp hơn 50% khi hoạt động bình thường.

3.4.5. Đường nối giữa hai đường hầm

Trường hợp đường hầm đôi, dễ dàng xây dựng đường hầm nối, và nó làm việc như là lối thoát hiểm. Tất cả hầm nối phải được đóng lại bởi các cửa, để ngăn chặn sự lưu thông của khói sang đường hầm không xảy ra cháy.

3.5. Kiểm soát thông gió dọc

Chế độ thông gió khi có cháy có thể được kích hoạt bởi một hệ thống báo cháy tự động hoặc bởi người điều khiển khi nhận được các cảnh báo và xác minh (ví dụ: thông qua hệ thống máy quay).

Hoạt động của đường hầm trong trường hợp cháy, kể từ khi bắt lửa đến dập tắt, được mô tả qua bốn giai đoạn sau:

a. *Giai đoạn bắt lửa*: Giai đoạn này bắt đầu với sự bắt lửa của đám cháy và bao gồm cả việc phát hiện (bằng tay hoặc tự động) và sự can thiệp về chế độ thông gió;

b. *Giai đoạn sơ tán 1 (tự giải cứu)*: trong giai đoạn này người sử dụng thoát khỏi khu vực cháy và đội cứu hỏa vẫn chưa có mặt;

c. *Giai đoạn sơ tán 2 (có trợ giúp)*: trong giai đoạn này, đội cứu hỏa hỗ trợ người bị thương hoặc người khuyết tật thoát khỏi khu vực cháy;

d. *Chữa cháy*: trong giai đoạn này, việc kiểm soát hoạt động được đã được thông qua người điều hành đường hầm để cứu hỏa; đội cứu hỏa kiểm tra rằng tất cả người trong hầm đã thoát (hoặc đã được cứu thoát) khỏi khu vực cháy (tất cả đã ra khỏi đường hầm, ở thượng nguồn đám cháy hoặc ở những nơi an toàn khác).

Các hoạt động thông gió trong giai đoạn sơ tán phải được thiết lập để đảm bảo điều kiện tối ưu cho người sơ tán.

Khi giai đoạn sơ tán kết thúc, khói cần xử lý thích hợp để tạo điều kiện để chữa cháy. Một yêu cầu cơ bản là khói phải được thổi sang một phía đám cháy. Tốt nhất là hướng dòng chảy của khói không nên thay đổi so với giai đoạn sơ tán. Trong mọi trường hợp, khi có sự có mặt của đội chữa cháy, chế độ thông gió có thể được quyết định dựa vào thực tế hiện trường để điều khiển quạt tạo điều kiện tốt cho việc chữa cháy.

Sự đảo chiều của quạt phản lực không được khuyến khích trong giai đoạn sơ tán, ngay cả khi ngọn lửa nằm gần cửa vào đường hầm. Vì thời gian giữa lúc bắt lửa và sự đảo chiều của các quạt phản lực, khói có thể đã di chuyển vài trăm mét. Khi dòng chảy của các lớp khói bị đảo ngược lại, nó sẽ bao trùm trên toàn bộ mặt cắt ngang trong suốt giai đoạn người di tản, và trong giai đoạn này điều quan trọng là duy trì điều kiện tầm nhìn tốt.

Vì vậy, sự đảo chiều luồng không khí chỉ có thể thực hiện khi tất cả mọi người đã ra khỏi đường hầm. Sự đảo ngược có thể được xem xét trong trường hợp tắc nghẽn giao thông trong đường hầm, nhưng nó chỉ được chọn dưới sự quyết định của người điều hành (không phải là một thiết lập tự động).

Bảng tổng kết dưới đây kiến nghị các hoạt động thông gió trong trường hợp cháy:

Bảng 4. Kiến nghị các hoạt động thông gió trong trường hợp cháy

Thông gió dọc	Giai đoạn sơ tán	Giai đoạn chữa cháy
Đường hầm với giao thông hai chiều	Các lớp khói không bị xáo trộn - Vận tốc không khí theo chiều dọc khá nhỏ - Không có quạt phản lực hoạt động vùng có khói	Tránh khói quay ngược trở lại - Vận tốc gió lớn hơn - Hướng gió thích hợp
Đường hầm với giao thông một chiều	<u>Giao thông bình thường:</u> Tránh khói quay ngược trở lại: tốc độ không khí theo chiều dọc đủ để hướng gió cùng hướng chuyển động của phương tiện giao thông <u>Giao thông tắc nghẽn, hoặc cháy ở cuối đường hầm sau một tai nạn, hoặc đường hầm giao thông hai chiều:</u> Tương tự như đường hầm giao thông với hai chiều: có hai giai đoạn như trên.	

4. Kết luận và kiến nghị

Sau khi nghiên cứu, tác giả thấy rằng, thông gió để kiểm soát khói trong khi cháy ở trong đường hầm hết sức phức tạp nó chịu ảnh hưởng của rất nhiều yếu tố khác nhau. Với quy mô của các vụ cháy khác nhau (tùy thuộc loại phương tiện đưa vào hầm) thì hoạt động của hệ thống thông gió cũng phải thay đổi...

Tác giả đưa ra các kiến nghị sau:

- Tốc độ gió hoạt động trong khi giai đoạn sơ tán cần đảm bảo tốc độ gió nhỏ. Vì ở giai đoạn này cần đảm bảo tầm nhìn tốt, nếu vận tốc không khí quá lớn sẽ làm xáo trộn các lớp khói, khói sẽ lây lan trên toàn bộ mặt cắt ngang của đường hầm. Sau giai đoạn sơ tán, hoạt động của hệ thống thông gió phụ thuộc vào đội phòng cháy chữa cháy (cần vận tốc gió lớn).

- Tốc độ gió cho phép trong đường hầm trường hợp bị cháy chịu ảnh hưởng bởi mức độ sinh nhiệt của đám cháy (các loại phương tiện cho phép đi vào hầm theo thiết kế)

- Sơ đồ thông gió dọc nên sử dụng với đường hầm chiều dài ngắn và giao thông một chiều (gió do hiệu ứng piston lớn), nếu chiều dài lớn cần phải bố trí các giếng thông gió.

- Không đảo chiều hệ thống thông gió trong giai đoạn sơ tán.

- Tính toán hệ thống thông gió cần phải tính toán trong điều kiện bất lợi nhất, trong các tình huống có thể xảy ra.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1]. Thiết kế công trình hầm giao thông - Nguyễn Thế Phùng, Nguyễn Quốc Hùng - NXB Giao thông vận tải, 2007.

[2]. DESIGN AND OPERATION OF TUNNEL VENTILATION SYSTEM UNDER FIRE SCENARIO - International Journal on Engineering Performance-Based Fire Codes, Volume 1, Number 3, p.168-177, 1999 - S. C. Kot, Raymond M. H. Yau and Dennis C. W. Tang.

[3]. NPFA 502 Standard, STANDARD FOR ROAD TUNNELS, BRIDGES, AND OTHER LIMITED ACCESS HIGHWAYS, The National Fire Protection Association, United American State, 2001.

[4]. PIARC - Permanent International Association of Road Congresses, VENTILATION FOR FIRE AND SMOKE CONTROL.

[5]. New Perspectives on the Critical Velocity for Smoke Control, 4th International Symposium on Tunnel Safety and Security, Frankfurt am Main, Germany, 2010; Fathi Tarada Mosen Ltd Crawley, West Sussex United Kingdom

[6]. Internet: http://www.cfd-online.com/Wiki/Friction_velocity

SUMMARY

Study on operation of ventilation system for smoke control during fire when using road tunnel

Nguyen Tai Tien, *Ha Noi University of Mining and Geology*

Ventilation is a very important during operation of road tunnel, especially fire situation. A fire will produce smoke, which is affected to visibility and the man's breathe. In this paper, focuses on the control of smoke in tunnel using longitudinal ventilation. In tunnels with longitudinal ventilation, the concentration of noxious substances increases in the direction of the airflow and decreases with the fresh air rate. The maximum concentration increases according to the tunnel length. The author draws the smoke control measures in tunnel using longitudinal ventilation as follows: Apply a low air velocity during evacuation phase; Air velocity in evacuation phase depending on the size of the fire (kind of vehicles allowed to run into road tunnel). It is not permitted to reverse airflow during evacuation phase; ventilation system should be calculated in the most adverse conditions. Longitudinal ventilation system should use in short tunnel, with uni-direction, if tunnel's length is large, it must be used ventilation shaft.

Người biên tập: **TS. Đỗ Ngọc Anh**

NGHIÊN CỨU VÀ NÂNG CAO HIỆU QUẢ THI CÔNG CÔNG TRÌNH NGẦM KÍCH THƯỚC LỚN BỐ TRÍ NÔNG TRONG ĐIỀU KIỆN THÀNH PHỐ HÀ NỘI BẰNG PHƯƠNG PHÁP KÍCH ĐẨY KẾT CẤU HỘP (BOX JACKING)

Phạm Văn Vĩ, Nguyễn Chí Thành

Trường Đại học Mỏ-Địa chất

Phạm Quang Nam

Tập đoàn than khoáng sản Việt Nam

Lê Minh Sơn

Phòng Quản lý Đô thị, huyện Cẩm Khê, tỉnh Phú Thọ

Tóm tắt: Kinh tế xã hội ngày càng phát triển, dân số tăng chóng mặt, nhu cầu giao thông ngày một cao, quỹ đất trên mặt không thể đáp ứng đủ vì vậy việc xây dựng các tuyến giao thông ngầm ngày một cấp thiết. Với mỗi một mức giao thông ngầm cũng như đặc tính của tuyến giao thông mà có các giải pháp thi công phù hợp khác nhau. Những tuyến giao thông ngầm nằm nông, với đòi hỏi về thi công là không làm gián đoạn, ảnh hưởng đến các hoạt động các công trình có trước ở trên bề mặt thì khi thi công công trình ngầm nằm nông kích thước lớn bằng phương pháp kích đẩy tỏ ra rất hiệu quả. Lợi ích lớn của phương thức này là nó đem lại hiệu quả từ kỹ thuật đào cắt đất mà các phương pháp đào hầm thông thường không thích hợp do gần các kết cấu bên trên. Kích đẩy hầm có thể lắp dựng kết cấu một lần, nó cũng cho phép các cơ sở hạ tầng phía bên trên vẫn giữ được ổn định và hoạt động bình thường trong quá trình thi công. Rõ ràng đây là phương pháp làm giảm thiểu đáng kể đến khả năng phá hủy tới các công trình bên trên.

1. Mở đầu

Sự phát triển kinh tế xã hội của đất nước nói chung và của đô thị nói riêng gắn liền với xây dựng và phát triển các công trình ngầm đô thị. Một đô thị hiện đại phải xây dựng một hệ thống các công trình ngầm hiện đại, đồng bộ và hoàn chỉnh. Nhìn nhận, đánh giá lại hiện trạng hạ tầng công trình ngầm ở Việt Nam để từ đó có một hướng đi chắc chắn cho tương lai là một việc nên làm hiện nay.

Công trình ngầm đô thị chủ yếu gồm: Các công trình ngầm giao thông-vận tải; Các công trình ngầm dân dụng; Các công trình hạ tầng kỹ thuật ngầm; Các công trình ngầm công nghiệp; Phần ngầm của các công trình xây dựng-kiến trúc lộ thiên...

Hà Nội đã được mở rộng với diện tích nằm trong 20 các thành phố lớn trên thế giới. Việc xây dựng tại các khu đất mới là việc làm cho các nhu cầu của sự phát triển trong tương lai. Còn việc cải tạo, đặc biệt trong các khu vực nội đô đáp ứng nhu cầu sử dụng của cư dân đô thị, nhằm phát triển bền vững là một vấn đề không thể thiếu và cần được quan tâm, giải quyết thích đáng.

Cùng với sự phát triển chung của đất nước, Hà Nội với vị trí là thủ đô, là trung tâm chính trị, kinh tế, văn hoá, xã hội của cả nước đang có những bước phát triển mạnh mẽ. Chính vì vậy, hệ thống cơ sở hạ tầng của Hà Nội phải có những phát triển tương ứng với vai trò đó.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

Bài báo áp dụng phương pháp tổng hợp: thu thập tài liệu từ các nguồn: các bài báo khoa học, các bài giảng chuyên ngành, các tài liệu sách tham khảo, thông tin báo mạng trên các website, thuyết minh dự án đầu tư xây dựng và tài liệu địa chất khu vực thành phố Hà Nội...

Sử dụng phương pháp lý thuyết: sử dụng phương pháp giải tích kết hợp với phương pháp số (phase2; plaxis) để tính toán các thông số trong thi công công trình ngầm kích thước lớn bố trí nông bằng phương pháp kích đẩy có sử dụng “cáp căng” và đánh giá sự ổn định của công trình và khu vực xung quanh công trình thi công trong điều kiện thành phố Hà Nội.

2.1. Tổng quan phương pháp kích đẩy trong thi công công trình ngầm kích thước lớn bố trí nông

Phương pháp kích đẩy thường được biết đến để thi công các công trình ngầm kích thước nhỏ thường có tiết diện dạng hình tròn (thường có đường kính nhỏ hơn 4m) một số trường hợp là có dạng hình hộp. Các công trình này chủ yếu là đường cống thoát nước ngầm, đường hầm cung cấp, đường thông tin... với nhu cầu kích đẩy công trình ngầm kích thước lớn hơn (đường kính có thể lên tới 8÷10m) thường kích đẩy kết cấu công trình ngầm có tiết diện dạng hộp tỏ ra hiệu quả và được sử dụng nhiều, các công trình này thường là hầm đường bộ, hầm dẫn nước, hầm đường cao tốc, .v.v...

2.1.1. Kích đẩy kết cấu hộp

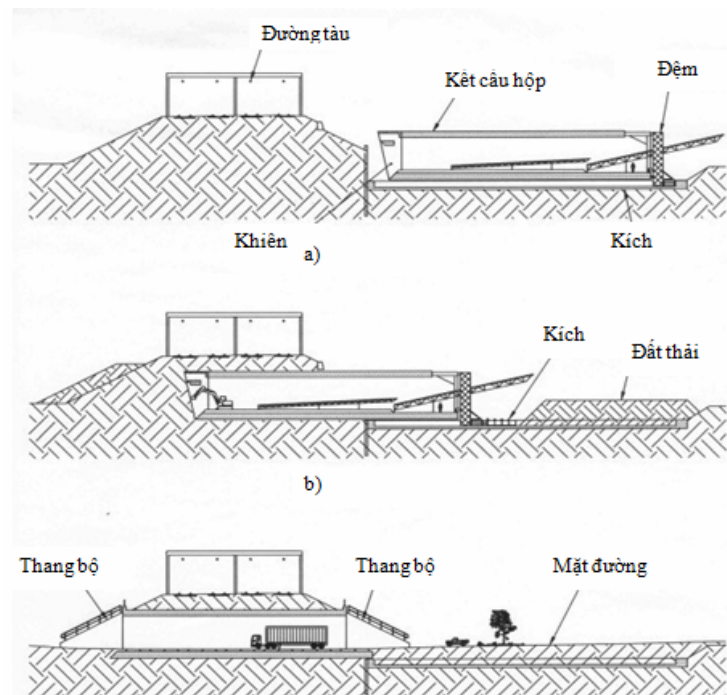
Kích đẩy kết cấu hộp là một sự tiến bộ của việc đúc trước các kết cấu có tiết diện hình chữ nhật hoặc dạng khác tại hiện trường trong một bãi đúc. Sau đó sử dụng kích thủy lực công suất lớn đẩy kết cấu này theo phương nằm ngang có gắn khiên ở phía trước, công tác đào đất được thực hiện phía trong của kết cấu (hình 1)[7]. Phương pháp này được áp dụng hiệu quả khi thi công công trình ở ngay phía dưới các cơ sở hạ tầng đã tồn tại đã có như dưới tuyến đường sắt và tuyến đường cao tốc

Phương pháp kích đẩy kết cấu hộp cho phép lưu lượng giao thông được duy trì trong suốt thời gian thi công và thi công đường hầm trong thời gian ngắn. Kích đẩy kết cấu hộp là một phương án hiệu quả để thay thế công nghệ đào lộ thiên, phương pháp đào hầm thông thường khi không thích hợp để thi công ở những nơi không cho phép làm gián đoạn các hoạt động cũng như yêu cầu về lún sụt trên bề mặt.

Một ví dụ của phương pháp này được minh họa đơn giản trong (hình 1). Một bãi đúc hộp bê tông cốt thép được đúc sẵn gần tuyến đường đường sắt chạy trên tuyến đê, xem (hình 1a). Khiên được lắp ở phần đầu của kết cấu hộp, kết cấu hộp sau đó kích đẩy từ từ qua mặt đất dưới đường sắt và được kiểm soát cẩn thận, xem (hình. 1b). Đào và kích được diễn ra xen kẽ trong từng bước nhỏ. Các biện pháp được đưa ra nhằm đảm bảo sự ổn định của đường hầm và gương hầm để ngăn chặn mặt đất khỏi bị kéo về phía trước bởi sự di chuyển về phía trước của kết cấu hộp. Khi kết cấu hộp đã đạt được vị trí cuối cùng của nó, (hình. 1c), khiên và thiết bị kích đẩy được tháo dỡ, tiếp đó thi công bổ sung các bậc thang bộ và mặt đường.

Những ưu điểm của phương pháp kích đẩy kết cấu hộp:

- Kích đẩy kết cấu hộp là phương pháp thi công không xâm nhập;



Hình 1. Khái niệm về kích đẩy kết cấu kích thước lớn dạng hộp [7]

- Làm hạn chế tối đa ảnh hưởng tới các cơ sở hạ tầng bên trên;
- Lưu lượng giao thông được duy trì trong suốt thời gian thi công;
- Lưu lượng giao thông được duy trì với những cản trở tối thiểu trong khi lắp đặt kết cấu hộp;
- Kết cấu có dạng hộp nên áp lực nền tác dụng lên móng không lớn;
- Kết cấu đảm bảo chất lượng do được bảo dưỡng tốt hơn.

2.2. Tính toán thiết kế kết cấu trong thi công công trình ngầm kích thước lớn bố trí nông bằng phương pháp kích đẩy kết cấu hộp (Box Jacking)

Trong lĩnh vực xây dựng công trình ngầm, cũng như địa kỹ thuật, các khối đất, đá là những môi trường phức tạp. Khối đất, đá có thể cấu thành từ một hay nhiều loại đất đá với các dấu hiệu cấu trúc phức tạp, đặc trưng bởi sự có mặt của các mặt phân cách đa dạng. Nghiên cứu các quá trình biến đổi cơ học trong khối đất, đá, phân tích mức độ ổn định của khối đất, đá cũng như tương tác giữa khối đất, đá với các kết cấu nhân tạo, nhằm thiết kế và xây dựng được các công trình lên trên và vào trong các khối đất đá theo yêu cầu sử dụng, các yêu cầu về kỹ thuật và kinh tế, vẫn luôn là vấn đề phức tạp. Cũng vì vậy cho đến nay đã có hàng loạt các phương pháp nghiên cứu khác nhau được phát triển và sử dụng.

Trong bài báo của mình, tác giả đề xuất việc áp dụng phương pháp số (mà cụ thể ở đây là sử dụng phần mềm Plaxis 3D) để tính toán và thiết kế cho công trình ngầm kích thước lớn, bố trí nông trong điều kiện thành phố Hà Nội

3. Kết quả nghiên cứu

Từ các hiện trạng trong thi công các công trình ngầm tại các khu đô thị hiện nay, có thể thấy rằng việc thi công các công trình ngầm trong đô thị có rất nhiều vấn đề phải giải quyết, tuy nhiên một trong những vấn đề cấp thiết nhất chính là phải lựa chọn được các phương pháp thi công các công trình ngầm sao cho không ảnh hưởng đến hiện trạng của các công trình lân cận và trên bề mặt cũng như không gây ảnh hưởng đến các hoạt động trên bề mặt. Vì vậy, tác giả xin đề xuất một số các biện pháp sau đây để giải quyết được các vấn đề này:

3.1. Kết quả phân tích ứng suất và biến dạng xung quanh đường hầm và trên bề mặt khi chưa sử dụng phương pháp kích đẩy kết cấu hộp (box jacking)

Để nhìn nhận một cách tổng quan về sự biến đổi ứng suất biến dạng xung quanh công trình ngầm kích thước lớn bố trí nông thi công bằng phương pháp kích đẩy (box jacking) ta đi lấy một ví dụ với dữ liệu đầu vào là công trình ngầm tiết diện là hình chữ nhật có kích thước là chiều rộng 8m, chiều cao 4m thi công kích đẩy vào trong đất ở độ sâu là 5m, trong trường hợp đơn giản là trên mặt đất và lân cận xung quanh không có công trình, thông số của đất mà công trình đào qua xem (bảng 1).

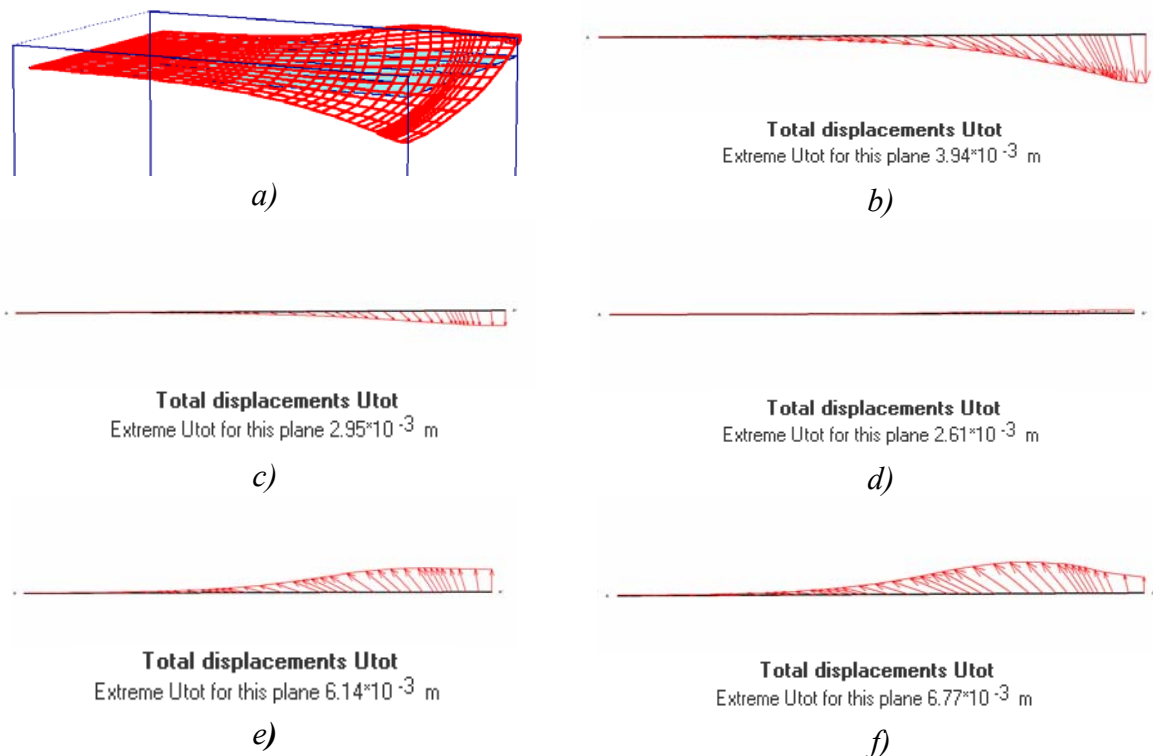
Bảng 1. Tóm tắt các thông số đầu vào của đất cho phân tích

TT	Tên tham số đầu vào	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị
1	Trọng lượng riêng	γ	KN/m ³	20
3	Lực dính kết	c	KN/m ²	2
4	Góc ma sát trong	φ	Độ	30
5	Mô đun biến dạng	E	KN/m ²	1.3x10 ⁴
6	Hệ số Poisson	μ	-	0,33
7	Tiêu chuẩn sử dụng	Mohr - Coulomb	-	-

Sau khi phân tích tính toán bằng Plaxis 3D chúng ta có thể thu được các kết quả về sự phân bố ứng suất biến dạng dọc trục chuyển biến dạng, biến dạng biên hầm, số lượng các phần tử bị dạng trong khối đất đá xung quanh đường hầm, các giá trị dịch chuyển lớn nhất, phá hủy, v.v.

Sự biểu hiện dịch chuyển biến dạng trên mặt đất, kết quả tính cho thấy sự dịch chuyển biến dạng trên mặt đất rất phức tạp, hình 2b,c cho thấy tại những mặt cắt này đất trên mặt vị lún

xuống, càng xa gương đào thì lún càng nhiều, còn kết quả trên hình 2d,e,f thì mặt đất bị trôi lên và lớn nhất tại hình 2f là vị trí gần gương đào nhất



Hình 2. Biểu hiện biến dạng của mặt đất phía trên đường hầm ở các mặt cắt khác nhau

Kết quả dịch chuyển biến dạng của mặt đất ở dạng 3D (hình 2a) cho ta cái nhìn tổng quát. Ta thấy trên mặt đất có sự biến dạng không đều, có những nơi mặt đất bị lún xuống, ngược lại có nơi mặt đất bị trôi hẳn lên.

Khi thi công đường hầm nằm nông phía dưới của các tuyến đường như đường tàu, đường cao tốc với lưu lượng lớn, hay những công trình trên mặt, việc thực hiện công tác kích đẩy phía dưới sẽ dẫn đến biến dạng, phá hoại bề mặt đất bên trên, gây ra gián đoạn, cản trở giao thông, sinh hoạt, các hoạt động bình thường khác trên bề mặt. Mặc dù phương pháp kích đẩy là phương pháp phù hợp để áp dụng những trường hợp như thế này nhưng cần có giải pháp phù hợp để nâng cao hiệu quả công nghệ kích đẩy (Box jacking) làm hạn chế tối thiểu ảnh hưởng tới các công trình phía bên trên.

3.2. Đề xuất các biện pháp nâng cao hiệu quả trong thi công công trình ngầm tiết diện lớn, bố trí nông bằng phương pháp kích đẩy (Box jacking)

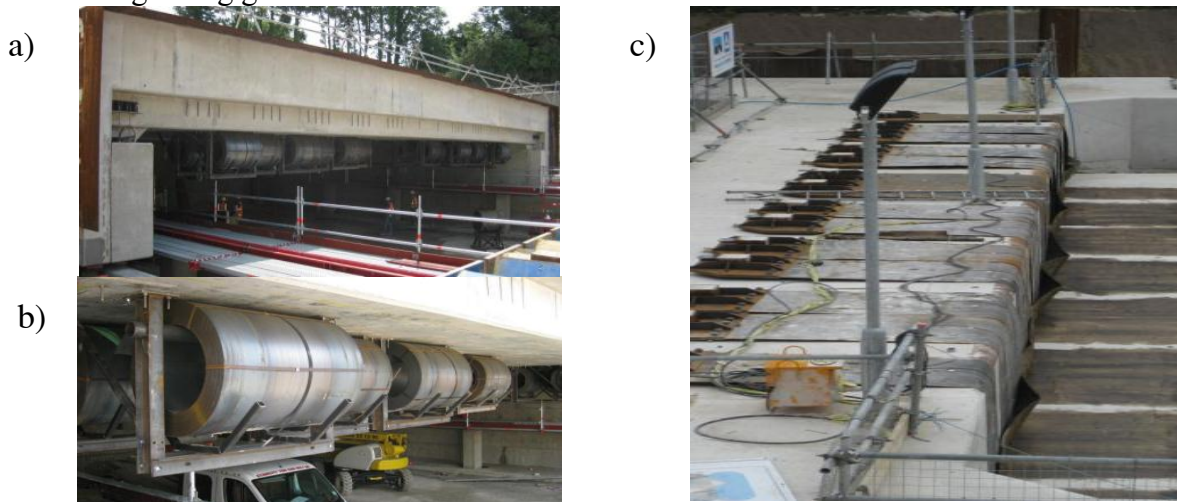
a. Một số biện pháp làm giảm ma sát trong phương pháp kích đẩy

- Sử dụng băng chống giảm ma sát trên mặt ngoài của các đơn nguyên đường hầm:
- Bơm huyền phù bentonite (sét hoặc polime) vào phía sau của đơn nguyên
- Sử dụng thiết bị kích trung gian:
- Sử dụng phương pháp luôn cáp thép qua các đơn nguyên khi cắt qua khối đắp

b. Đề xuất biện pháp làm giảm ma sát trong phương pháp kích đẩy (box jacking) áp dụng trong điều kiện thành phố Hà Nội

Với các công trình kích thước lớn, tiết diện hình hộp thì mặt tiếp xúc giữa khối đất và bề mặt ngoài của kết cấu công trình rất lớn, trong quá trình thi công sẽ xuất hiện lực ma sát rất lớn tác dụng vào khối đất dẫn đến gây ra dịch chuyển khối đất xung quanh như đã phân tích ở (mục 3.3), sự ảnh hưởng biến dạng mặt đất càng lớn khi công trình bố trí càng nông. Với kết cấu công trình ngầm kích thước lớn thì việc sử dụng băng chống giảm ma sát có tính thiết thực và hiệu quả rất cao bởi nó triệt tiêu lực ma sát giữa khối đất xung quanh với bề mặt của kết cấu đường hầm và chuyển thành lực ma sát giữa bề mặt tấm băng này với bề mặt ngoài của kết cấu

đường hầm và đồng thời lực ma sát này cũng nhỏ hơn trước rất nhiều do hệ số lực ma sát giữa tấm băng và bề mặt kết cấu đường hầm nhỏ hơn là với khối đất xung quanh. Hình 3-[8] là hình ảnh của băng chống giảm ma sát.

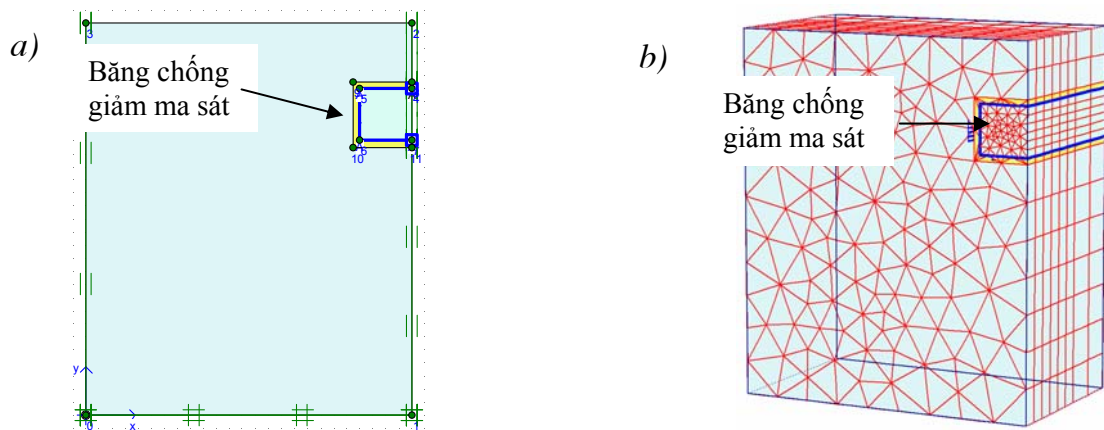


Hình 3. Hình ảnh băng chống giảm ma sát

a, b – Khu vực đặt các cuộn băng giảm ma sát ở phần phía nóc của đường hầm;
c – Hình ảnh neo băng giảm ma sát ở phần phía nền đường hầm [8]

3.3. Kết quả phân tích ứng suất và biến dạng xung quanh đường hầm và trên bề mặt khi sử dụng băng chống giảm ma sát trong phương pháp kích đẩy (box jacking)

Ta sử dụng các điều kiện đầu vào như bài toán đã phân tích ở trên nhưng khác ở chỗ là mô hình bài toán này có sử dụng thêm thành phần nữa là băng chống giảm ma sát. Tùy từng điều kiện cụ thể mà diện tích băng chống giảm ma sát lên bề mặt của đường hầm có thể được bố trí khác nhau, để cho đơn tác giả đã sử dụng băng chống giảm ma sát này bố trí kín hết cả phần nóc, nền và hai bên hông của đường hầm (hình 4). Dưới đây là kết quả phân tích của chương trình Plaxis 3D.



Hình 4. Mô hình tính khi có sử dụng băng chống giảm ma sát

a – mô hình dạng 2D; b – mô hình dạng 3D

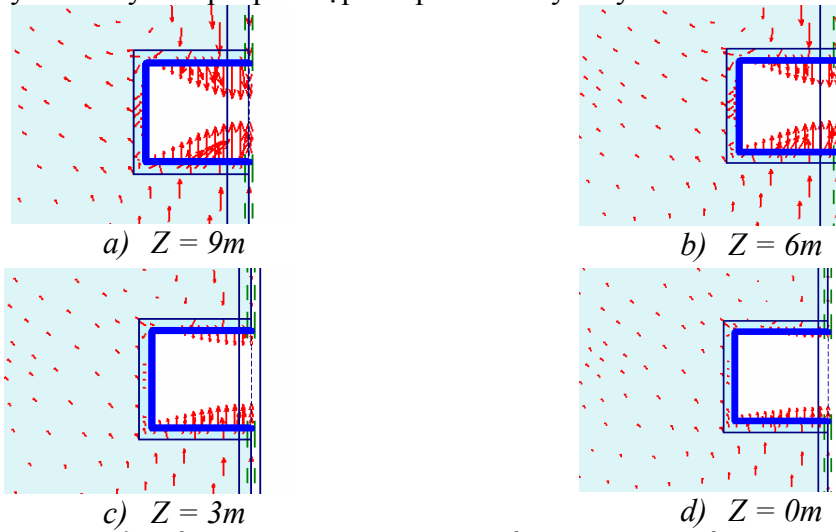
a) Biểu hiện của sự dịch chuyển đất đá xung quanh đường hầm

Kết quả cho thấy giá trị nội lực như lực dọc, lực cắt và mô men trong kết cấu của đường hầm không có sự thay đổi đáng kể so với trường hợp không sử dụng băng chống giảm ma sát.

Trên hình 3.24 là kết quả 3D của sự dịch chuyển biến dạng của kết cấu và khối đất xung quanh công trình ngầm và có giá trị biến dạng lớn nhất là $1,06 \cdot 10^{-3} \text{ m}$. Để nhìn nhận được chính xác hơn đi phân tích giá trị dịch chuyển này trên từng mặt cắt ở (hình 5)

Xét sự dịch chuyển của khối đất và kết cấu vỏ hầm ở các mặt cắt cách gương đào 9m ở hình 5a, và thứ tự là 6m, 3m, tại gương đào ở hình 5b,c,d. Giá trị dịch chuyển lớn nhất ở mặt cắt

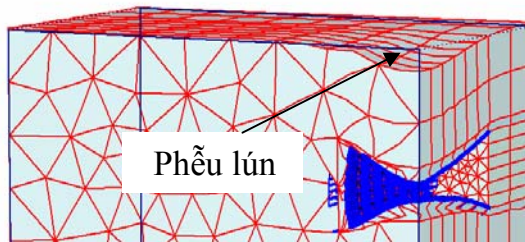
xa gương đào nhất 9m có giá trị $1,06 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ và sự dịch chuyển giảm dần khi gần về phía gương đào, giá trị này cho thấy kết quả phù hợp với phân tích lý thuyết



Hình 5. Dịch chuyển đất đá xung quanh đường hầm ở các mặt cắt theo trục đường hầm (trục z) với khoảng cách với gương hầm

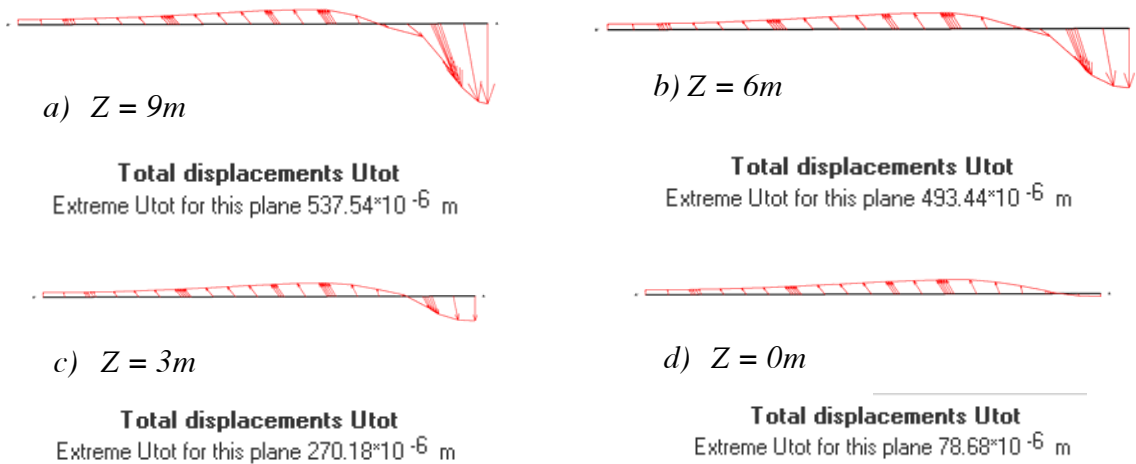
b. Biểu hiện của sự dịch chuyển biến dạng trên bề mặt đất

Kết quả phân tích biểu hiện dịch chuyển biến dạng trên bề mặt đất là có sự hình thành phễu lún nhưng rất nhỏ, giá trị lớn nhất là $542 \cdot 10^{-6} \text{ m}$, (hình 6) nguyên nhân của sự biến dạng này là do sự biến dạng của kết cấu vỏ hầm gây ra. Sự biến dạng này phụ thuộc rất lớn vào độ cứng của kết cấu vỏ hầm nên khi cải thiện độ cứng của kết cấu của vỏ hầm thì sự ảnh hưởng tới độ lún bề mặt giảm đi đáng kể.



Hình 6. Sự hình thành phễu lún phía trên đường hầm ở dạng 3D

Kết quả phân tích sự biến dạng trên bề mặt được thể hiện rõ từ hướng dịch chuyển và giá trị lớn nhất của sự biến dạng trên từng mặt cắt với các khoảng cách cách gương đào lần lượt là 9m, 6m, 3m và tại gương đào (hình 7).



Hình 7. Kết quả lún bề mặt tại các mặt cắt khác nhau theo trục z

Kết quả phân tích về thành phần lực ma sát xung quanh công đường hầm là nguyên nhân gây mất ổn định bề mặt cũng như các công trình phía trên thì rất nhỏ không đáng kể.

Vậy ở đây việc sử dụng băng chống giảm ma sát cho thi công đường hầm bằng phương pháp kích đẩy cho kết quả hợp lý và hiệu quả có thể ứng dụng cho thi công các công trình ngầm trong điều kiện thành phố Hà Nội.

4. Kiến nghị

Việc thiết kế và thi công các công trình ngầm trong đô thị cần phải giải quyết rất nhiều vấn đề. Tuy nhiên, như tác giả đã khẳng định ở trên, các phương pháp thiết kế và thi công các công trình ngầm đô thị phải giải quyết được vấn đề cơ bản là không ảnh hưởng đến các công trình lân cận và trên bề mặt, không gây ảnh hưởng tới các hoạt động sinh hoạt. Với phương pháp thi công các công trình ngầm đô thị có tiết diện lớn nằm nông bằng phương pháp kích đẩy có thể cơ bản giải quyết được các vấn đề này. Tất nhiên, phương pháp này khi áp dụng cần phải hết sức lưu ý đến hệ thống các công trình ngầm đã được xây dựng trước đó tại khu vực thi công cũng như các công trình trên bề mặt, các điều kiện địa chất và địa chất thủy văn cũng phải được khảo sát và xác định rất kỹ để từ đó, các nhà thiết kế và thi công có thể đưa ra các biện pháp đúng đắn nhất cho việc thiết kế và thi công các công trình ngầm.

5. Kết luận

Xây dựng công trình ngầm là một công việc đòi hỏi phải có sự đam mê thực sự, bởi vì đây là công việc xây dựng phức tạp nhất, khó khăn nhất và tốn kém nhất nhưng cũng tạo nên các công trình thú vị nhất. Công trình ngầm là công trình được xây dựng trong lòng vỏ quả đất, hay dưới mặt đất; chúng liên kết trực tiếp với khối đất, đá vây quanh. Trong xây dựng công trình ngầm, khối đất đá, kết cấu công trình ngầm và quá trình thi công có mối liên quan mật thiết, đòi hỏi phải có nhiều kinh nghiệm, lí thuyết của các lĩnh vực chuyên môn khác nhau.

Trong xu hướng phát triển mạnh mẽ của nền kinh tế nước ta, hệ thống các công trình ngầm đô thị đã và đang được phát triển mạnh mẽ. Có thể nhận thấy rằng, các công trình ngầm nằm trong khu vực đô thị có những đặc trưng rất riêng biệt so với các công trình ngầm khác. Ngoài các đặc trưng của công trình ngầm như thi công trong các điều kiện bị giới hạn về không gian, thay đổi liên tục của điều kiện địa chất, địa chất thủy văn... Các công trình ngầm đô thị còn gặp phải những vấn đề như: Thi công trong điều kiện địa chất phức tạp (thường trong đất), các công tác thi công bị ảnh hưởng bởi sự hoạt động của con người và xe cộ với mật độ lớn tại đô thị, sự ảnh hưởng của công tác thi công các công trình ngầm đô thị này tới các công trình lân cận và trên bề mặt... Nghiên cứu, áp dụng các phương pháp thiết kế và thi công hợp lý các công trình ngầm trong các đô thị lớn như Hà Nội, TP. Hồ Chí Minh... đang là vấn đề đặt ra và cần được giải quyết. Trong nội dung của chương 3 trong luận văn này, tác giả đã trình bày nội dung cũng như đề xuất ra giải pháp áp dụng hợp lý phương pháp thi công các công trình ngầm nằm nông tại Hà Nội. Tác giả mong muốn bằng nghiên cứu này sẽ đóng góp được một phần nhỏ bé vào việc thiết kế, thi công hợp lý hệ thống các công trình ngầm tại Hà Nội, từ đó thúc đẩy được sự phát triển cho Thủ đô.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Võ Trọng Hùng, 2011. Cơ Học Đá, NXBKT.
- [2]. Nguyễn Quang Phích, 2011. Cơ học Đá, NXBKT.
- [3]. Nguyễn Quang Phích, 2008. Bài giảng Cơ học Công trình ngầm
- [4]. Nguyễn Quang Phích, Đỗ Ngọc Anh, 2008. Tin học ứng dụng Công trình ngầm, NXBKT.
- [5]. Nguyễn Chí Thành, 2012. Bài giảng Tin học ứng dụng.
- [6]. Nguyễn Chí Thành, 2011. Bài giảng Tổ chức Quản lý thi công.
- [7]. T.E.Clakson and J.W.T Ropkins – ‘Pipe-jacking applied to large structure’ - Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 1, 1997, 62 (Nov), 539-561, London, UK
- [8]. J.W.T Ropkins – ‘Jacking Box Tunnel Design’ – Proceedings of sessions of Geo-Congress 98, American Society of Civil Engineers, October 18-21, 1998, Boston, Massachusetts

[9]. J.W.T. Ropkins and D. Allenby - 'Jacked Box Tunnelling' - Underground Construction 2001 Symposium, 18-20 September, ExCeL, London Docklands, UK.

SUMMARY

**Examine, put forward box jacking method to excute
for underground contruction in Hanoi**

Pham Van Vi, Nguyen Chi Thanh,

Ha Noi University of Mining and Geology

Phung Quang Nam, Vinacomin

Le Minh Son, Cẩm Khê Room to manage town, Phú Thọ Province

The paper deal with to box jacking. This method to excute for underground contruction not deep in Hanoi. Effect of this method is it doesn't impact to contruction on surface and to obstruct the traffic. This method is used to underground contruction not deep and large section.

Người biên tập: **TS. Đặng Trung Thành**