

PGS. TS. VÕ TRỌNG HÙNG
TS. PHÙNG MẠNH ĐẮC

CƠ HỌC ĐÁ

➤➤➤ **ỨNG DỤNG TRONG XÂY DỰNG**
CÔNG TRÌNH NGẦM VÀ KHAI THÁC MỎ <<<<



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

**PGS.TS. VÕ TRỌNG HÙNG
TS. PHÙNG MẠNH ĐẮC**

**CƠ HỌC ĐÁ ỨNG DỤNG
TRONG XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM
VÀ KHAI THÁC MỎ**

**NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
HÀ NỘI – 2005**

PGS.TS. Võ Trọng Hùng, TS. Phùng Mạnh Đắc. Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật. Hà Nội. 2005. 460 trang.

Cuốn sách “Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ” trình bày một số vấn đề cơ bản liên quan tới vật liệu đá và khối đá, các quá trình cơ học xảy ra trong các khối đá, đánh giá chất lượng khối đá, dự báo độ ổn định cho các loại công trình ngầm, đánh giá độ ổn định và tính toán trụ bảo vệ, đánh giá và dự báo độ ổn định cho nền công trình ngầm, hiện tượng “nổ đá”, duy trì và nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm... Đây là những vấn đề quan trọng trong khai thác tài nguyên khoáng sản, xây dựng công trình ngầm giao thông, thủy điện, thủy công, thành phố và các loại công trình ngầm có công dụng đặc biệt khác.

Cuốn sách có 96 bảng, 150 hình vẽ và 102 tài liệu tham khảo.

$\frac{6C1 - 6C1.2}{KHKT - 2005}$ 150 – 330, 18/7/2005

MỞ ĐẦU

Phần lớn các lĩnh vực hoạt động sản xuất-công nghệ của con người đều liên quan chặt chẽ tới quá trình phá hoại trạng thái tự nhiên của khối đá. Các hoạt động khai thác khoáng sản, xây dựng công trình ngầm, xây dựng các công trình bề mặt... ở những mức độ khác nhau đều làm thay đổi trạng thái và các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá.

Cơ học đá là một bộ môn khoa học vừa mang tính lý thuyết vừa mang tính ứng dụng cao thuộc lĩnh vực các khoa học về trái đất. Cơ học đá có nhiệm vụ nghiên cứu về đá, khối đá, những quá trình cơ học xảy ra trong khối đá khi có tác động của con người... Hiện nay, các nhà địa cơ học rất khó đưa ra những giải pháp hợp lý cho công tác thiết kế, xây dựng công trình ngầm và công nghệ khai thác khoáng sản mà không dựa trên những lời giải của các bài toán ứng dụng thuộc lĩnh vực cơ học đá.

Danh mục các bài toán, các vấn đề ứng dụng cơ học đá lớn đến mức độ làm cho các phương pháp giải quyết chúng trở nên quá phong phú, quá phức tạp và trên thực tế khó có thể trình bày đầy đủ chỉ trong một quyển sách. Cuốn sách “Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ” là thử nghiệm đầu tiên của các tác giả nhằm hệ thống trình bày một số vấn đề quan trọng liên quan tới vật liệu đá và khối đá, các quá trình cơ học xảy ra trong các khối đá bao quanh công trình ngầm và khai thác khoáng sản, vấn đề đánh giá chất lượng khối đá và dự báo độ ổn định cho các loại công trình ngầm, vấn đề nghiên cứu đánh giá độ ổn định và tính toán trụ bảo vệ, vấn đề nghiên cứu đánh giá và dự báo độ ổn định cho nền các công trình ngầm, một số vấn đề liên quan tới các vụ “nổ đá” (một hiện tượng phá huỷ động học của khối đá mà ngành công nghiệp khai thác khoáng sản Việt Nam sẽ phải tiếp cận, chuẩn bị cho những độ sâu khai thác lớn hơn trong tương lai), vấn đề duy trì và nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm v.v... Những vấn đề trên đây có ý nghĩa quan trọng không chỉ trong công tác khai thác tài nguyên khoáng sản mà còn trong các lĩnh vực xây dựng công trình ngầm giao thông, thủy điện, thủy công, thành phố và các loại công trình ngầm có công dụng đặc biệt khác.

Trên thực tế, công tác chống giữ và bảo toàn trạng thái an toàn cho công trình ngầm chiếm một tỷ trọng rất lớn trong tổng giá thành xây dựng và sử dụng công trình. Trong một số vùng có điều kiện địa cơ học rất phức tạp, chi phí bảo dưỡng, bảo vệ công trình ngầm có thể đạt tới 90% tổng giá thành xây dựng công trình. Điều này bắt buộc các nhà địa cơ học phải tìm kiếm, áp dụng những phương pháp dự báo đặc tính thay đổi trạng thái công trình ngầm dưới tác dụng của các yếu tố, điều kiện

địa cơ học tại những khu vực xây dựng khác nhau và lựa chọn các giải pháp hiệu quả nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm nhằm đảm bảo điều kiện làm việc bình thường cho chúng trong một khoảng thời gian nhất định.

Việc đánh giá, dự báo và đảm bảo độ ổn định cho công trình ngầm là một trong những vấn đề quan trọng nhất thuộc lĩnh vực cơ học đá, cơ học khối đá và cơ học công trình ngầm. Chính trạng thái công trình ngầm sẽ gây ra những ảnh hưởng mang tính quyết định tới hiệu quả, mức độ an toàn cho thiết bị, đội ngũ công nhân làm việc trong công trình. Vì vậy, các nhà địa cơ học đã phải tiến hành tìm kiếm, thử nghiệm và áp dụng những giải pháp hiệu quả để đảm bảo trạng thái làm việc an toàn cần thiết cho các công trình ngầm xây dựng dân dụng và khai thác tài nguyên khoáng sản tại những điều kiện địa cơ học phức tạp khác nhau.

Trong những năm gần đây, vấn đề ổn định công trình ngầm và nhiều vấn đề cơ học đá ứng dụng khác đã được nhiều nhà địa cơ học trên thế giới quan tâm. Nhiều kết quả nghiên cứu lý thuyết, thực nghiệm và những giải pháp kỹ thuật-công nghệ về lĩnh vực này đã được công bố. Tuy nhiên, trên thực tế rất nhiều vấn đề nghiên cứu cơ bản, nghiên cứu cơ sở trong lĩnh vực cơ học đá vẫn chưa được giải quyết một cách thỏa đáng. Đá và khối đá là những môi trường hết sức phức tạp từ góc độ cấu tạo cũng như trạng thái vận động. Ngoài ra, sự tồn tại của các dạng hang đào khác nhau đã nhân lên gấp bội mức độ phức tạp, đặc tính đột biến, đặc tính không quy luật của các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm. Cho đến nay, nhiều vấn đề cơ bản nhất trong lĩnh vực cơ học đá và ứng dụng vẫn chưa được các nhà địa cơ học thống nhất.

Cuốn sách “Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ” được biên soạn dựa trên nhiều tài liệu trong nước và trên thế giới. Ngoài ra, cuốn sách này cũng là kết quả tổng kết kinh nghiệm, kiến thức của các tác giả sau nhiều năm nghiên cứu, giảng dạy đại học, sau đại học cho các ngành xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ. Tuy nhiên, đây là lần biên soạn đầu tiên, vì vậy trong nội dung cuốn sách không thể tránh khỏi thiếu sót. Rất mong các bạn đọc và đồng nghiệp góp ý để các tác giả có thể sửa chữa, bổ sung và hoàn thiện cuốn sách trong những lần xuất bản tiếp theo.

Hà Nội, ngày 19 tháng 5 năm 2005.

Các tác giả

PGS.TS. Võ Trọng Hùng, TS. Phùng Mạnh Đắc

CHƯƠNG 1

VỊ TRÍ CỦA CƠ HỌC ĐÁ TRONG XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM VÀ KHAI THÁC MỎ

1.1. Cơ học đá và vấn đề điều khiển áp lực mỏ

Điều khiển hiệu quả áp lực mỏ là một trong những vấn đề quan trọng nhất trong bộ môn khoa học cơ học đá. Việc điều khiển áp lực mỏ một cách hiệu quả sẽ tạo nên những điều kiện cần thiết để đảm bảo độ ổn định theo yêu cầu cho công trình ngầm. Vấn đề này thể hiện những thành tựu của bộ môn khoa học cơ học đá trong sự phát triển chung của ngành xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ.

Công trình ngầm không ổn định sẽ không cho phép đảm bảo khả năng tiếp cận một cách an toàn đến các vỉa, ổ, mạch khoáng sản. Sự quan trọng của bài toán điều khiển áp lực mỏ và những bài toán ứng dụng khác trong cơ học đá xuất phát trên cơ sở vai trò của ngành khai thác khoáng sản, ngành xây dựng công trình ngầm trong sự phát triển cơ sở nguyên liệu khoáng, năng lượng và cơ sở hạ tầng cho đất nước. Theo Bieniawski Z. T., mối quan hệ giữa ngành công nghiệp khai thác khoáng sản và các lĩnh vực khoa học trái đất khác có thể thể hiện trên hình H.1.1 [60].

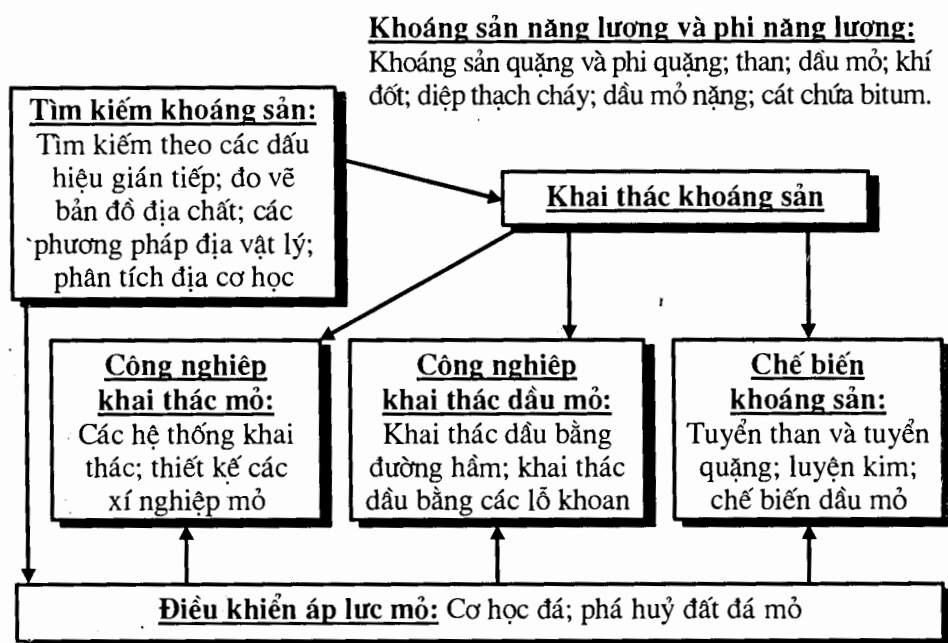
Mặc dù các vấn đề thuộc lĩnh vực cơ học đá-điều khiển áp lực mỏ đã từ lâu biến đổi từ “nghệ thuật mỏ” thành một bộ môn khoa học-kỹ thuật, nhưng việc sử dụng những thành tựu của cơ học đá và khối đá trên thực tế quy hoạch, thiết kế các công trình ngầm và xí nghiệp khai thác mỏ cho đến nay vẫn chưa được phát triển đúng mực trên thế giới. Dahl H. D. đã chỉ ra: “Mặc dù mức độ về điều khiển áp lực mỏ hiện nay đã tăng lên một cách đáng kể, tuy nhiên vấn đề này vẫn không trở thành một ngành khoa học-kỹ thuật vì trong trường hợp đó cần phải tồn tại các loại sách tra cứu cho những tính toán tương ứng mà trên thực tế chúng không có” [60].

Nguyên nhân chủ yếu của sự chậm chạp tương đối trong quá trình áp dụng những thành tựu khoa học vào thực tế thiết kế mỏ chính là vấn đề sau đây. Trong trường hợp tốt nhất ở giai đoạn thiết kế, những lý thuyết cơ học đá, điều khiển áp lực mỏ chỉ có thể cho phép đánh giá rằng: một trong các phương án thiết kế sẽ tốt hơn các phương án còn lại nếu xét theo một tiêu chuẩn tính toán nào đó. Ngoài ra, trên thực tế còn tồn tại những nguyên nhân khác làm cho việc sử dụng các kiến thức địa kỹ thuật trong quá trình thiết kế mỏ trở nên kém linh hoạt: sự phức tạp của việc đánh giá mức độ hiệu quả kinh tế của quá trình thực hiện những

nghiên cứu địa kỹ thuật tại các mỏ đang hoạt động; những khó khăn khi trả lời một cách chuẩn xác câu hỏi: “Những thay đổi các điều kiện khai thác có phải là nguyên nhân cho quá trình hoàn thiện công tác thiết kế hay không? Hay chúng chỉ được giải thích bằng sự thay đổi các điều kiện mỏ-địa chất?”; ...

Bên cạnh đó, sự xâm nhập chậm chạp của bộ môn cơ học đá vào quá trình thiết kế còn do nhiều nguyên nhân khác: một số nội dung của nó vẫn tương đối phức tạp; mức độ chuẩn xác về cơ sở vật lý của một số lý thuyết đang áp dụng trên thực tế cho đến nay vẫn còn gây nên những hoài nghi...

Tuy nhiên, do nhu cầu bức xúc của thực tế, cho nên mối quan hệ giữa các chuyên gia thực hiện công tác khảo sát-thiết kế, công tác nghiên cứu địa cơ học và các hoạt động trong lĩnh vực cơ học đá-điều khiển áp lực mỏ đã dần dần trở nên hiệu quả hơn.



H.1.1. Mối quan hệ giữa ngành công nghiệp khai thác khoáng sản và các ngành khoa học trái đất khác (theo Bieniawski Z. T. [60]).

Trên thực tế, theo ý kiến của nhiều nhà địa cơ học, khi xem xét hiện trạng các vấn đề cơ học đá, điều khiển áp lực mỏ, đầu tiên nên đề cập đến các lĩnh vực sau đây:

- * Các hệ thống công trình ngầm và khai thác khoáng sản thông dụng nhất; đặc tính hiệu quả và năng suất khai thác của chúng;
- * Quá trình thiết kế các loại công trình ngầm;
- * Vai trò của các số liệu địa kỹ thuật;
- * Những thành tựu gần nhất và những kết quả ứng dụng mới về cơ học đá và điều khiển áp lực mỏ.

1.2. Các hệ thống khai thác hầm lò thông dụng hiện nay

Theo Bieniawski Z. T., các số liệu về mức độ khấu than trong những hệ thống khai thác khác nhau tại các mỏ của Hoa Kỳ cho thấy, khoảng 90% lượng than khai thác hầm lò được thực hiện bằng hệ thống khai thác buồng-cột. Trong khi đó, lượng than khai thác bằng hệ thống khai thác lò chợ dài chỉ chiếm có 8%. Hệ thống khai thác buồng-cột tại các mỏ than của Hoa Kỳ đã được cơ giới hoá cao. Ngoài ra, 80% công tác bào-khấu than liên tục theo từng luồng được thực hiện bằng các máy combai. Trong các trường hợp còn lại người ta đã sử dụng các phương pháp khấu truyền thống (bao gồm cả phương pháp khoan bắn mìn trong lò chợ). Các loại combai khấu liên tục theo luồng đã được hãng “Joy Company” phát minh vào năm 1948 và hiện nay được chế tạo tại một loạt các công ty khác nhau. Hiện nay, loại combai này được sử dụng rộng rãi tại một số nước trên thế giới.

Ưu thế của hệ thống khai thác buồng-cột tại các mỏ than của Hoa Kỳ được giải thích bằng các nguyên nhân: độ sâu không lớn của mức khai thác (khoảng 150 m), đặc tính nằm ngang (vĩa thoải) của các vỉa than có chiều dày lớn, điều kiện mỏ-địa chất tại Hoa Kỳ thuận lợi hơn so với các nước châu Âu. Quá trình khai thác than bằng các lò chợ dài đã phát triển nhiều năm tại các mỏ than châu Âu, nhưng chúng chỉ được sử dụng hạn chế tại Hoa Kỳ. Tuy nhiên, theo thời gian số lượng lò chợ dài đã không ngừng được tăng lên tại Hoa Kỳ.

Tại Hoa Kỳ, mức độ khấu than trong hệ thống khai thác bằng lò chợ dài chỉ lớn hơn không đáng kể so với hệ thống khai thác buồng-cột có quy trình khấu toàn bộ trụ bảo vệ (số liệu tương ứng là 72,4% và 70,2%). Nguyên nhân tổn thất than cao như vậy tại đây so với các nước châu Âu khi khai thác bằng các lò chợ dài chính là sự tác động của hệ thống pháp luật mỏ tại Hoa Kỳ. Hệ thống này yêu cầu phải chuẩn bị các panen khai thác bằng các công trình ngầm với một số nhánh song song với nhau, phải để lại các trụ bảo vệ ngăn cách cho các công trình ngầm thông gió. Điều này đã ngăn cản việc nâng cao mức độ khấu than trong lò chợ. Ngoài ra, quy trình khấu toàn bộ các trụ bảo vệ theo phương pháp khấu giật chỉ được thực hiện trong 26% các mỏ của Hoa Kỳ. Còn tại các

mỏ khác, người ta đã thực hiện quy trình khấu than tại các buồng và để lại than trong các trụ bảo vệ. Điều này đã làm giảm mức độ khấu than đến giá trị nhỏ nhất (tương ứng là 70,2% và 51,0%). Ngoài ra, cần phải nói rằng, giá trị năng suất của các mỏ than của Hoa Kỳ lớn hơn hai lần so với các chỉ tiêu tương ứng tại các nước châu Âu. Có thể nhận thấy, trong khi tất cả các mỏ than Hoa Kỳ đều thuộc về các công ty tư nhân thì gần như tất cả các mỏ tại các nước châu Âu (ngoài CHLB Đức) đều thuộc về nhà nước. Tại CHLB Đức, phần lớn các mỏ thuộc về sở hữu tư nhân [60].

Các hệ thống khai thác tại Hoa Kỳ và các nước châu Âu có những điểm khác nhau. Tại Hoa Kỳ chủ yếu sử dụng hệ thống khai thác buồng-cột và một phần hệ thống khấu than bằng các lò chợ dài. Tuy nhiên, ngay trong hệ thống khai thác than bằng các lò chợ dài đã được áp dụng tại Hoa Kỳ và các nước châu Âu (kể cả các nước thuộc Liên Xô) cũng có những khác biệt. Tại Hoa Kỳ, tuyệt đại đa số các panen khai thác được khấu theo quy trình khấu giạt. Còn tại châu Âu, phần lớn các lò chợ được thực hiện theo quy trình khấu đuối. Sự khác biệt cơ bản giữa các giải pháp trên chính là ở chỗ, khi khấu đuối thì các lò chợ ngay lập tức cho ra sản phẩm khai thác, còn công tác chuẩn bị panen bằng các đường lò cái chuẩn bị sẽ được thực hiện đồng thời với công tác khấu than. Mỗi giải pháp đều có ưu điểm và nhược điểm, nhưng sự lựa chọn cuối cùng giữa chúng sẽ được thực hiện tùy thuộc vào điều kiện mỏ-địa chất [60].

Tại châu Âu người ta thường sử dụng thiết bị khấu than dưới dạng các loại máy bào than. Hiện nay, các xu thế hiện đại trong lộ trình phát triển công nghệ khai thác hầm lò trên thế giới đặc trưng bởi việc sử dụng hệ thống dần chống cơ giới hoá lò chợ kết hợp với các loại máy combai bào than.

Những chuyển dịch mạnh mẽ nhất trong quá trình phát triển thiết bị khai thác mỏ từ những năm cuối thế kỷ 20 đã xảy ra trong lĩnh vực chế tạo các dần chống cơ giới tự hành (dần chống bảo vệ) để khai thác than bằng các lò chợ dài. Ý tưởng chống giữ bằng dần chống bảo vệ dưới “dạng Hungary” thuộc về các chuyên gia thuộc Liên Xô. Trong những điều kiện trước đây, nếu việc sử dụng dần chống dạng này xem như không thể mang lại hiệu quả thì hiện nay chúng đã được thừa nhận rộng rãi tại các mỏ khai thác trên toàn thế giới. Xu thế mở rộng sử dụng các dần chống bảo vệ cũng được nhận thấy tại Hoa Kỳ.

Tại Việt Nam, do điều kiện địa chất của các vỉa than rất phức tạp, cho nên không có một loại hình hệ thống khai thác nào có thể mang tính toàn năng cho toàn bộ các mỏ khai thác than hầm lò. Ngoài ra, vấn đề cơ giới hoá, đồng bộ hoá thiết bị khai thác vẫn còn gặp rất nhiều khó khăn. Trên thực tế, đặc điểm hệ thống khai thác, trình tự khai thác, thiết bị khai thác và các vấn đề liên quan tới công tác khai thác trong lò chợ cũng như

các khu vực khai thác với quy mô khác nhau sẽ phụ thuộc rất nhiều vào tổ hợp các yếu tố ảnh hưởng trong quá trình thiết kế xây dựng mỏ. Tuy nhiên, trong những năm gần đây nhiều mỏ khai thác hầm lò vùng Quảng Ninh đã bước đầu sử dụng hiệu quả các loại cột chống thuỷ lực, dàn chống cơ giới hoá và các loại máy bào, cắt than khác nhau.

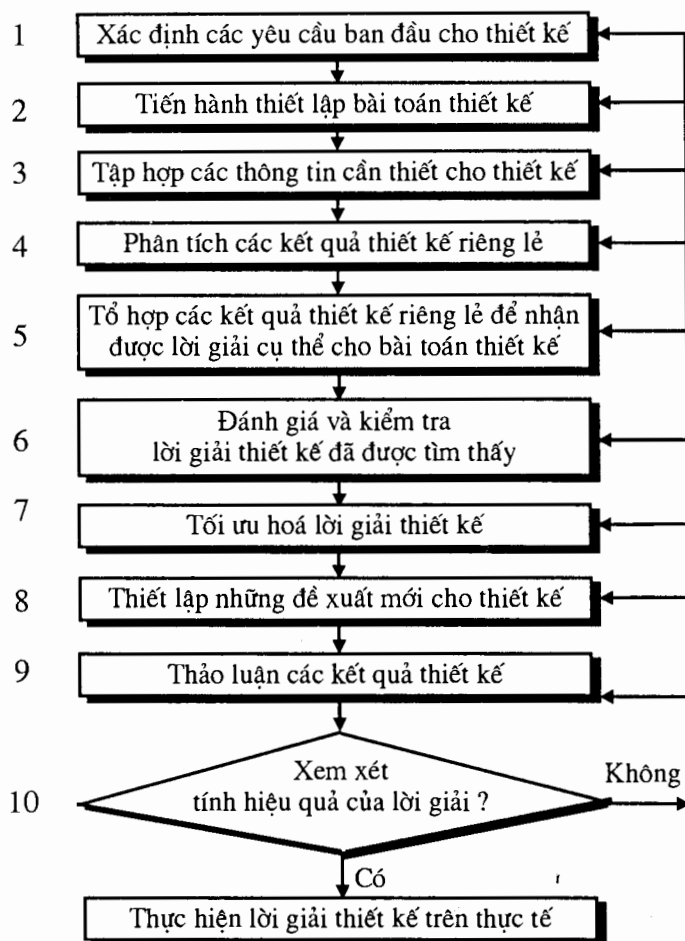
1.3. Công tác thiết kế kỹ thuật

Năm 1975, “Hội đồng hoàn thiện nghề nghiệp cho kỹ sư” (Hoa Kỳ) đã đưa ra định nghĩa về khái niệm “thiết kế kỹ thuật” như sau: “Thiết kế kỹ thuật là một quá trình thiết lập các hệ thống, các yếu tố cấu thành hệ thống hoặc quá trình thoả mãn những yêu cầu nhất định. Đây chính là quá trình tìm kiếm giải pháp, trong đó có sử dụng các ngành khoa học cơ bản, toán học và các ngành khoa học kỹ thuật có thể đảm bảo sự liên kết tối ưu các loại phương tiện (công cụ) nhằm đạt được mục tiêu đã đặt ra.

Các yếu tố cơ bản cấu thành trong quá trình thiết kế là đặt bài toán, lựa chọn tiêu chuẩn, phân tích, tổng hợp, thực hiện, thử nghiệm và đánh giá kết quả. Những yếu tố chủ yếu, quan trọng, có tác dụng tương hỗ liên kết chặt chẽ với nhau, thúc đẩy nhau trong quá trình này chính là hai thủ tục phân tích và tổng hợp. Ngoài ra, việc thiết kế còn phải bao hàm cả công tác nghiên cứu các vấn đề về xã hội, kinh tế, thẩm mỹ, luật pháp, luân lý và đạo đức” [60].

Hình H.1.2 giới thiệu sơ đồ khối tổng quát cho quá trình thiết kế kỹ thuật, còn trên các hình H.1.3 và hình H.1.4 cho thấy mối quan hệ tương hỗ giữa các khâu cơ bản của quá trình đó (theo Bieniawski Z. T.). Mười giai đoạn chủ yếu của quá trình thiết kế thể hiện trên hình H.1.2:

- * Xác định các yêu cầu ban đầu hay tổ hợp các vấn đề yêu cầu phải giải quyết cho bài toán thiết kế;
- * Tiến hành đặt bài toán thiết kế;
- * Tập hợp những thông tin cần thiết cho thiết kế;
- * Phân tích riêng lẻ các kết quả thiết kế;
- * Tổ hợp các kết quả thiết kế đã nhận được nhằm mục đích tìm kiếm lời giải cụ thể cho bài toán thiết kế;
- * Đánh giá và kiểm tra lời giải thiết kế đã tìm thấy;
- * Tối ưu hoá lời giải thiết kế;
- * Thiết lập những đề xuất cần thiết cho thiết kế;
- * Thảo luận các kết quả thiết kế;
- * Thực hiện lời giải thiết kế trên thực tế.

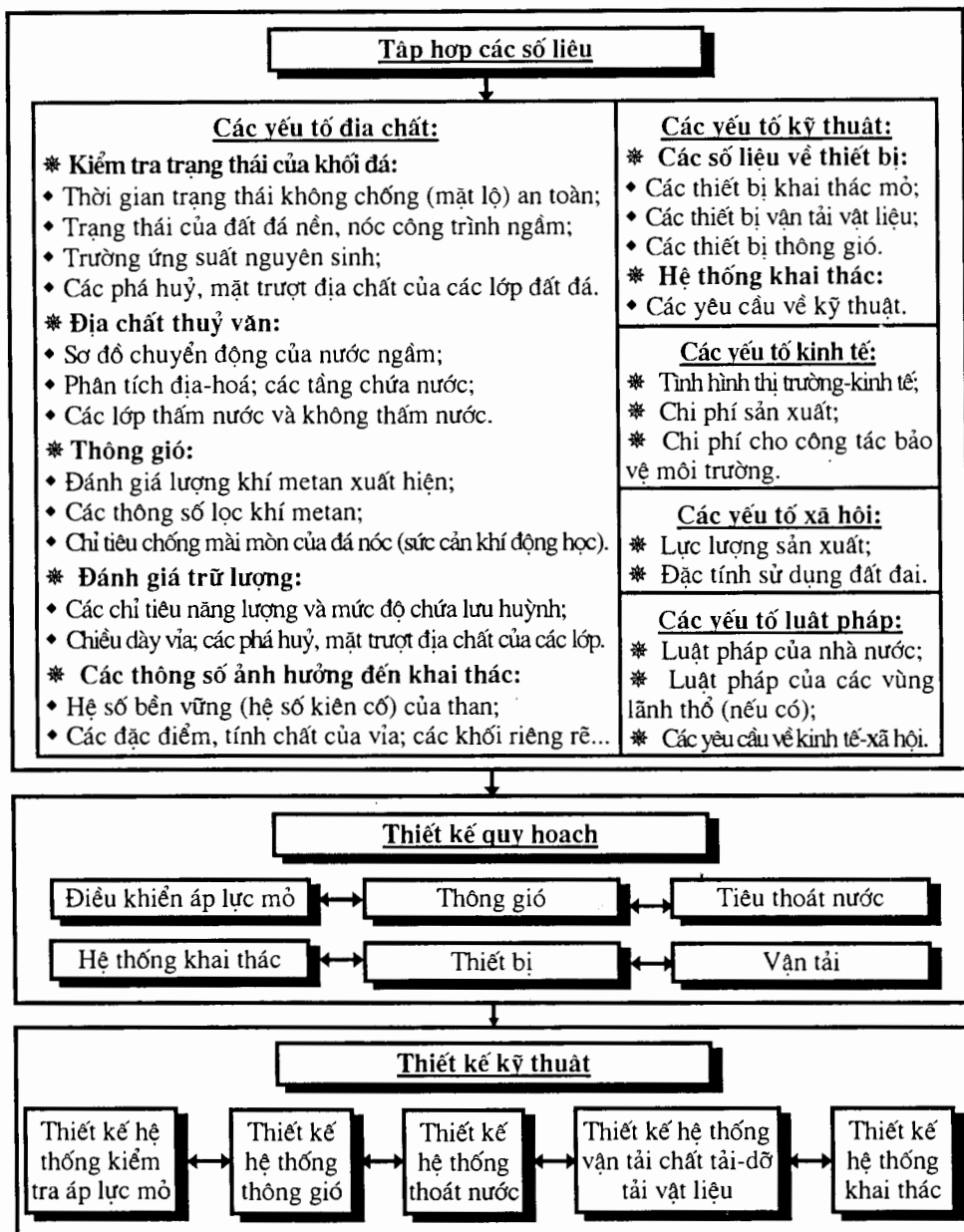


H.1.2. Sơ đồ khối của quá trình thiết kế kỹ thuật (theo Bieniawski Z. T. [60]).

Trên thực tế, cần phải nhấn mạnh rằng, công tác thiết kế khai thác mỏ bao gồm cả hệ thống liên quan đến các vấn đề cơ học đá, điều khiển áp lực mỏ và nhiều hệ thống ảnh hưởng khác (hình H.1.3). Những thành tựu trong ngành mỏ, xây dựng đường hầm và công trình ngầm chính là việc thiết lập những cơ sở lý thuyết để tính toán các thông số cho công trình ngầm.

Các phương pháp đánh giá độ ổn định cho công trình ngầm có thể được phân chia thành các nhóm chính sau đây:

- * Nhóm các phương pháp giải tích;
- * Nhóm các phương pháp nghiên cứu thực địa;
- * Nhóm các phương pháp kinh nghiệm (thực nghiệm) (hình H.1.4).



H.1.3. Sơ đồ về mối quan hệ giữa các thông số khác nhau trong quá trình thiết kế mỏ (theo Bieniawski Z. T. [60]).

Các phương pháp giải tích được xây dựng từ kết quả nghiên cứu lý thuyết trạng thái ứng suất-biến dạng khối đá quanh công trình ngầm. Chúng bao gồm nhiều phương pháp phân tích số, mô hình số khác nhau.

Những giới hạn về mặt kỹ thuật:

- 1 - Chức năng; 2 - Các kích thước hình học; 3 - Hình dạng;
4 - Sơ đồ quy hoạch; 5 - Hệ thống khai thác.

Các mục tiêu thiết kế:

- 1 - Độ an toàn; 2 - Độ ổn định; 3 - Hiệu quả kinh tế.

Xác định các số liệu gốc:

- 1 - Cấu trúc địa chất, lập bản đồ kỹ thuật địa chất và các nghiên cứu về lõi khoan khảo sát địa chất;
2 - Tính chất của đất đá và khối đá; độ bền; các đặc tính biến dạng và các yếu tố ảnh hưởng đến chúng;
3 - Nước ngầm; 4 - Trường ứng suất nguyên sinh; 5 - Tải trọng ngoài.

Các phương pháp đánh giá mức độ ổn định:

- 1 - Phương pháp giải tích (các mô hình số, mô hình vật lý; các tiêu chuẩn phá hủy);
2 - Phương pháp thực nghiệm (phân loại khối đá; tổ hợp các số liệu);
3 - Phương pháp thực nghiệm hiện trường (đo đạc tại hiện trường).

Các thông số đặc tính đầu ra:

- 1 - Cho các công tác khai đào, xây dựng ngầm (chiều rộng mặt lộ nóc công trình ngầm; tuổi thọ; các giải pháp chỉ dẫn chống giữ công trình...);
2 - Cho bờ dốc và nền móng (lực liên kết và lực ma sát khối đá; môđun biến dạng...).

Mối liên hệ ngược lại trong thiết kế và sản xuất:

- 1 - Lựa chọn phương tiện, thiết bị đảm bảo cho công tác kiểm tra thường xuyên;
2 - Công tác sửa chữa và khôi phục công trình trong trường hợp bị mất ổn định.

H.1.4. Sơ đồ giản lược về các công tác nghiên cứu và thiết kế mỏ (theo Bieniawski Z. T. [60]).

Hiệu quả sử dụng các phương pháp giải tích để điều khiển áp lực mỏ được xác định từ các yếu tố:

- * Khả năng cho phép so sánh một số phương án tổ hợp các điều kiện địa kỹ thuật khác nhau;
- * Khả năng sử dụng để làm phương tiện trong các tính toán so sánh.

Vai trò của các phương pháp nghiên cứu thực địa chính là khả năng kiểm tra, kiểm soát sự chuyển dịch (biến dạng) của khối đá trong suốt thời gian xây dựng công trình ngầm và khai thác khoáng sản nhằm phát hiện những biểu hiện mất ổn định của công trình cũng như sự tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ với khối đá.

Các phương pháp kinh nghiệm cho phép đánh giá độ ổn định của các thành phần cấu tạo trong hệ thống khai thác và công trình ngầm trên cơ sở phân tích thống kê các số liệu quan sát, đo đạc thực nghiệm và các thí nghiệm. Hiện nay, các bảng phân loại kỹ thuật khối đá được sử dụng rộng rãi nhất trong hướng nghiên cứu này.

Cần phải chỉ ra rằng, trong quá trình thiết kế công trình ngầm và khai thác mỏ người thiết kế chỉ có thể thay đổi một số lượng hạn chế các thông số. Ví dụ, trong quá trình khai thác than các thông số đó có thể là: chiều rộng công trình ngầm, chiều rộng, chiều dài và sơ đồ bố trí của các trụ bảo vệ, chiều rộng và chiều dài của các panen khai thác lò chợ, trình tự thực hiện các công tác khai thác, trình tự khai thác, hướng, thể nằm trong không gian của các panen khai thác... Trong đó, khoảng thay đổi giá trị của các thông số trên thông thường bị giới hạn. Ví dụ, không thể thiết kế công trình ngầm có chiều rộng nhỏ hơn chiều rộng yêu cầu cho các loại thiết bị phải hoạt động trong đó.

1.4. Vai trò của các số liệu địa kỹ thuật trong thiết kế

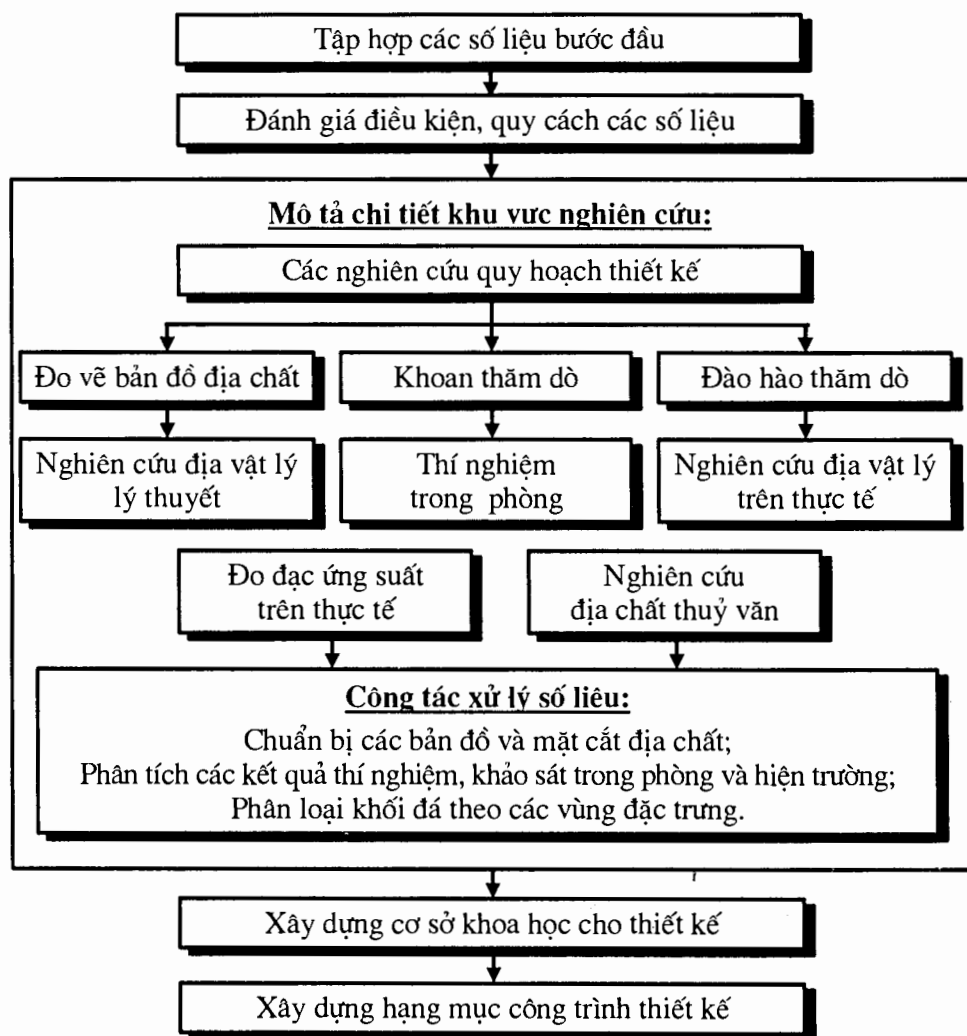
Việc hiểu biết chính xác các đặc tính, điều kiện địa chất có ý nghĩa rất quan trọng trong quá trình giải quyết các vấn đề cơ học đá ứng dụng, thực hiện tốt công tác điều khiển áp lực mỏ trong khai thác khoáng sản và xây dựng công trình ngầm.

Để thực hiện điều đó cần phải có các thông số đặc trưng cho tính chất cơ học của đất đá cấu thành khối đá, trạng thái ứng suất nguyên sinh và các đặc điểm cấu trúc khối đá.

Những thông tin này sẽ xác định các biến số độc lập. Trong quá trình thiết kế và tính toán, người thiết kế không được thay đổi chúng. Tuy nhiên, các biến số đó có ý nghĩa quyết định và là các thông số đầu vào cho công tác thiết kế.

Công tác nghiên cứu địa chất bao gồm những vấn đề chính sau:

- * Đặc tính địa chất tổng quát của vùng, khu vực khai thác mỏ;
- * Đặc tính địa chất chi tiết của khu vực nghiên cứu;
- * Đặc tính địa chất thủy văn của khu vực;
- * Kết quả nghiên cứu chế độ khí, nhiệt độ của khu vực;
- * Kết quả phân tích thạch học của các loại đất đá khác nhau.



H.1.5. Chương trình mô tả chi tiết khu vực nghiên cứu trên giai đoạn thiết kế (theo Bieniawski Z. T. [60]).

Sơ đồ hình H.1.5 cho thấy toàn bộ chương trình mô tả chi tiết khu vực nghiên cứu trên giai đoạn thiết kế (bao gồm cả công tác đo vẽ bản đồ kỹ thuật-địa chất và các nghiên cứu địa kỹ thuật về lõi khoan). Những nghiên cứu này cho phép rút ra các thông tin về:

- * Các chủng loại đất đá;
- * Mật độ của khe nứt, trong đó có các thông số về chỉ tiêu chất lượng khối đá;

* Hướng nằm, hướng phân bố của khe nứt, trong đó bao gồm cả các hình chiếu ba chiều của khe nứt;

* Các điều kiện tại các mặt tiếp xúc của các phá huỷ địa chất, các mặt trượt địa chất khác nhau, trong đó bao gồm cả những đặc tính như: độ nhám, đặc điểm lỗi lõm của các mặt tiếp xúc khe nứt, độ mở khe nứt, đặc tính phong hoá, độ dài và đặc tính chất lấp nhét của khe nứt;

* Các điều kiện địa chất thuỷ văn.

Để phân loại khối đá, mô hình hoá trạng thái biến đổi, vận động của chúng theo phương pháp số, cần phải có các số liệu về các đặc tính cơ học của đất đá và khoáng sản như giới hạn bền nén đơn trục, mô đun đàn hồi... Trong một số trường hợp, người thiết kế có thể thực hiện những thí nghiệm cần thiết trong điều kiện thực tế. Ví dụ, thực hiện thí nghiệm nén bề mặt để xác định các đặc tính cho nền công trình ngầm hoặc tiến hành những thí nghiệm nén cho trụ than bảo vệ.

Hiện nay, các nhà địa cơ học đã áp dụng phương pháp đo đạc trực tiếp một cách rất hiệu quả để xác định các giá trị ứng suất theo phương thẳng đứng và theo phương nằm ngang trong khối đá. Thông thường, để giải quyết vấn đề này, người ta có thể áp dụng các phương pháp giảm tải (khoan lỗ) và phương pháp tách thuỷ lực.

Sau khi hoàn thành các công tác khảo sát địa chất, xác định các tính chất của đất đá và thực hiện công tác đo đạc ứng suất trong điều kiện thực tế, người thiết kế có thể sử dụng các bảng phân loại khối đá hoặc phương pháp phân tích khả năng xuất hiện sự nguy hiểm để đánh giá các điều kiện địa kỹ thuật tổng quát cho khối đá.

1.5. Một số thành tựu trong lĩnh vực cơ học đá

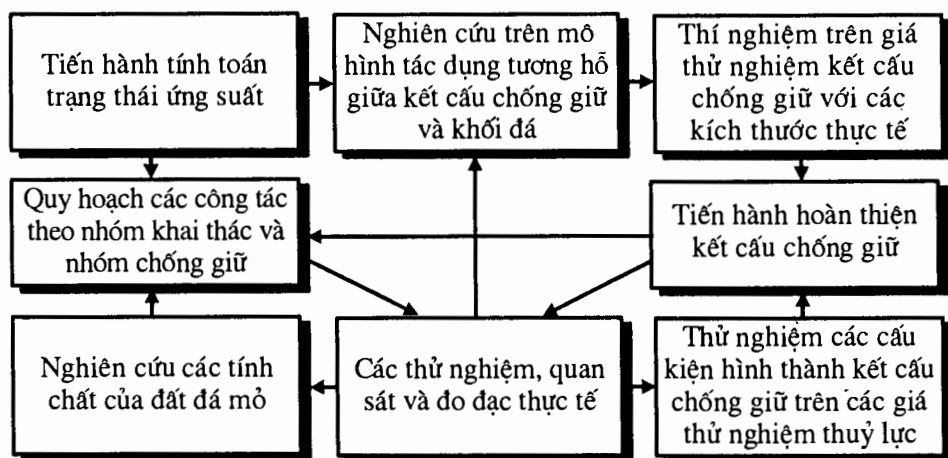
Tại nhiều nước trên thế giới (ví dụ tại CHLB Đức), các nhà địa kỹ thuật đã thiết lập hệ thống kiểm tra trạng thái khối đá để phục vụ cho ngành công nghiệp khai thác than. Hệ thống này đã liên kết các chức năng quy hoạch và thiết kế lại với nhau.

Tại CHLB Đức, hệ thống này đã được nhóm các nhà khoa học (do Oskar Jacobi đứng đầu) phát triển tại Viện Nghiên cứu Khoa học Quốc gia về khai thác than trong nhiều năm. Tuy nhiên, các tài liệu tổng kết về hệ thống kiểm tra trạng thái khối đá phải mãi tới năm 1980 mới được công bố [60].

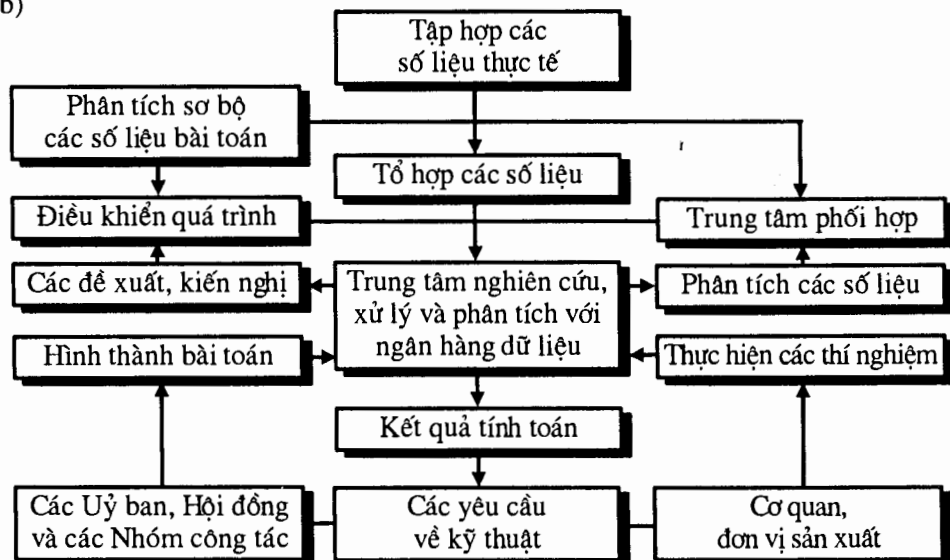
Khai thác than tại CHLB Đức được thực hiện bằng các lò chợ rất dài. Chiều sâu khai thác trung bình bằng khoảng 900 m. Một số mỏ than đang khai thác tại độ sâu tới 1400 m. Tương ứng với sự gia tăng độ sâu khai thác, những biểu hiện của áp lực mỏ ngày càng trở nên nguy hiểm hơn cho thợ mỏ.

Sự gia tăng độ sâu khai thác và việc tập trung các panen lò chợ ngay phía dưới các khu vực dân cư đã bắt buộc các nhà địa kỹ thuật phải xem xét định kỳ tới khả năng xuất hiện áp lực mỏ. Kết quả, tại CHLB Đức đã hình thành một “hệ thống kiểm tra áp lực mỏ”.

a)



b)



H.1.6. Sơ đồ hệ thống kiểm tra-kiểm soát áp lực mỏ: a - Chu trình các công tác quy hoạch và thiết kế; b - Chu trình thực hiện các công tác chống giữ và khai thác trên thực tế (theo Bieniawski Z. T. [60]).

Để mô tả hệ thống này, có thể chú ý tới sơ đồ hình H.1.6. Tại đây thể hiện rõ hai chu trình điều khiển áp lực mỏ trên cơ sở các kết quả nghiên cứu tương ứng. Một trong số các chu trình sẽ xác định các công tác dành riêng cho quy hoạch và thiết kế. Còn chu trình thứ hai sẽ liên quan tới việc thực hiện các công tác chống giữ và khai thác trên thực tế. Tại đây thể hiện mối quan hệ giữa các đơn vị khai thác khoáng sản, các tổ chức nghiên cứu và các đơn vị sản xuất thiết bị mỏ). Các công tác này có liên quan trực tiếp tới quá trình điều khiển áp lực.

Tại CHLB Đức, trung bình khoảng 16% tổng số mặt lộ công trình đã xảy ra sụt lở. Vì vậy, ở đây phần lớn hệ thống kiểm tra được hướng tới việc đảm bảo độ ổn định cho nóc công trình. Hàng năm, các mỏ khai thác than ở CHLB Đức đã đào hơn 500 km đường lò bằng trong than. Mặc dù 90% các công trình ngầm chuẩn bị đào trong than được chống giữ bằng khung chống thép hình vòm linh hoạt hiện đại, nhưng chúng phải chịu sự lún ép của nóc và nền với một đại lượng trung bình bằng khoảng 1/3 giá trị chiều cao khởi điểm. Điều này đã dẫn tới sự phá hoại chế độ thông gió, chế độ vận chuyển người và vật liệu. Do đó, tại CHLB Đức những chi phí chống xén, duy tu, bảo dưỡng công trình ngầm để đảm bảo cho công trình tồn tại trong trạng thái làm việc bình thường đã chiếm tới 16% tổng các chi phí trong ngành khai thác mỏ [60].

Quá trình thực hiện hệ thống kiểm tra áp lực mỏ đã được khởi đầu vào năm 1960 tại “Trung tâm khảo sát kết cấu chống giữ mỏ và cơ học đá” thuộc thành phố Essene. Sau nhiều năm tại CHLB Đức đã thu được một số kết quả nghiên cứu quan trọng mô tả, giải thích quá trình vận động của khối đá và khối than. Trong đó, kết quả đáng kể chính là việc nghiên cứu sự tác dụng tương hỗ giữa khối đá và kết cấu chống giữ trên cơ sở những đo đạc thực tế và rất nhiều thí nghiệm thực hiện trên mô hình.

Để nghiên cứu quá trình vận động của khối đá và kết cấu chống giữ, các nhà địa cơ học đã thực hiện mô hình hoá biểu hiện của áp lực mỏ (hình H.1.6). Trên các mô hình mặt lộ xây dựng theo tỷ lệ “1:10”, các nhà địa cơ học đã tiến hành nghiên cứu quá trình phá huỷ của lớp đá nóc với các hệ kết cấu chống giữ khác nhau. Những nghiên cứu tương tự đã cho phép xác định khả năng mang tải cần thiết cho kết cấu chống giữ. Trên mô hình các công trình ngầm chuẩn bị với tỷ lệ “1:10”, các nhà địa cơ học đã tiến hành khảo sát các dạng kết cấu chống giữ khác nhau và hiệu quả của các giải pháp cần thiết nhằm giảm đến nhỏ nhất mức độ lún sụt và bùng nền tại các vị trí nóc và nền công trình ngầm. Ngoài ra, trên các thiết bị đặc biệt, các nhà địa cơ học đã thực hiện những thử nghiệm kết cấu chống giữ với những kích thước thực tế dưới sự tác dụng của tải trọng rất lớn có thể xuất hiện tại các mỏ hầm lò. Như vậy, các thiết bị thử nghiệm đã mô hình hoá khá đầy đủ những điều kiện tự nhiên. Bằng

phương pháp này, các nhà địa cơ học có thể đảm bảo một mối liên hệ ngược rất hiệu quả để hoàn thiện kết cấu chống giữ công trình ngầm trong hệ thống kiểm tra.

Nhờ sự hoạt động của hệ thống kiểm tra áp lực mỏ, tại CHLB Đức đã hình thành một số chỉ dẫn hợp lý cho những người thiết kế. Một trong số chỉ dẫn quan trọng nhất là yêu cầu người thiết kế phải đặt công trình ngầm tại những vùng áp lực không lớn. Các nhà địa cơ học đã thiết lập và sử dụng hiệu quả trên thực tế các nguyên lý thiết kế công trình ngầm.

Các nguyên lý thiết kế đó bao gồm: vị trí thuận lợi nhất cho các công trình ngầm nằm ngang và công trình ngầm nằm nghiêng, trình tự khai thác khoáng sản có ích hợp lý nhất, hướng chuyển dịch gương lò thuận lợi nhất, lựa chọn chính xác khoảng cách tính từ vùng khai thác đến công trình ngầm khi thi công các công trình ngầm nằm phía trên hoặc nằm phía dưới khu vực khai thác, sơ đồ tối ưu của vị trí tương hỗ giữa các công trình ngầm...

Về bản chất, hệ thống kiểm tra áp lực mỏ tổng thể cho phép giải quyết các bài toán liên quan tương tác với nhau như sau:

- * Tính toán hay đánh giá trạng thái ứng suất;
- * Thiết kế hệ thống khai thác, xây dựng mỏ bằng phương pháp sao cho các công trình ngầm chuẩn bị và các công trình ngầm cơ bản được bố trí tại những vùng áp lực không lớn và trong khối đá bền vững;
- * Thiết kế vị trí tương hỗ hợp lý của các gương lò chợ và lựa chọn phương tiện chống giữ để giảm đến mức độ nhỏ nhất sự xuất hiện của áp lực mỏ;
- * Xác định các đặc tính sử dụng cho kết cấu chống giữ tại nóc công trình trên các giá thử nghiệm trong những điều kiện giống như thực tế nhằm tìm ra, loại bỏ những khuyết tật trước khi lắp dựng chúng trong các công trình ngầm;
- * Kiểm tra trạng thái kết cấu chống giữ và khối đá trong mỏ;
- * Tập hợp, lưu trữ thông tin, các kết quả và kinh nghiệm thực tế vào trong ngân hàng số liệu trung tâm;
- * Giải quyết các vấn đề đặc biệt xuất hiện trong quá trình khai thác mỏ.

Tại nhiều nước, hệ thống kiểm tra áp lực mỏ hoạt động trong những điều kiện chịu sự giám sát và tác dụng tương hỗ của các Hội đồng (hoặc Ủy ban) chuyên gia kỹ thuật khác nhau. Các Hội đồng chuyên gia kỹ thuật được hình thành từ các “Giám đốc điều hành mỏ” hay các “Đại diện” của họ. Một trong những vấn đề quan trọng nhất của quá trình tác dụng tương hỗ đó chính là sự đảm bảo việc chuyển giao công nghệ đạt

kết quả tốt tại các mỏ trong một khoảng thời gian ngắn nhất. Điều này có nghĩa rằng, các Hội đồng chuyên gia kỹ thuật này cần phải điều phối các hoạt động giữa các mỏ, các trung tâm nghiên cứu và các nhà sản xuất.

Để giải quyết các bài toán khác nhau của vấn đề điều khiển áp lực mỏ, các Hội đồng chuyên gia kỹ thuật sẽ được phân chia ra thành bốn nhóm nhỏ: cơ học đá, chống giữ không gian lò chợ, chống giữ các công trình ngầm chuẩn bị và kỹ thuật chống giữ. Tại mỗi mỏ than ít nhất phải có một kỹ sư chuyên hoạt động trong lĩnh vực chống giữ. Kỹ sư này phải là thành viên của “Nhóm điều phối công tác vùng”. Nhóm này sẽ điều phối các hoạt động tương ứng của mình trên tất cả các mỏ khoáng sản.

Mối quan hệ, hợp tác giữa các mỏ và “Trung tâm nghiên cứu” thể hiện trên sơ đồ hình H.1.6. Sơ đồ này mô tả:

- * Các số liệu về động thái công tác khai đào ngầm có trên tất cả các mỏ khoáng sản;

- * Thiết bị đo đạc-kiểm tra được lắp đặt tại các lò chợ và các công trình ngầm chuẩn bị không có áp lực mỏ xuất hiện. Điều đó cho phép xác định động thái của khối đá trong trạng thái ổn định;

- * Tất cả các số liệu đã được thu thập phải được chuyển tới “Trung tâm nghiên cứu” để tiến hành phân tích hệ thống và tổng hợp số liệu;

- * Các kết quả của quá trình phân tích này được sử dụng để: tiến hành quy hoạch và trực tiếp lựa chọn, tiếp nhận giải pháp kỹ thuật-công nghệ trên các mức độ điều khiển khác nhau; thiết kế kết cấu chống giữ thông qua các nhà sản xuất thiết bị; hình thành các bài toán tiếp theo cho các Hội đồng chuyên gia kỹ thuật.

Trong các trường hợp, khi các kỹ sư chịu trách nhiệm về công tác chống giữ không thể đưa ra những giải pháp hợp lý, kịp thời liên quan tới sự xuất hiện của áp lực mỏ thì họ có thể yêu cầu “Trung tâm nghiên cứu” cung cấp thông tin và thực hiện những giúp đỡ cần thiết.

Ngoài ra, một số thành tựu sau đây cũng gây được sự chú ý trong lĩnh vực xây dựng và khai thác mỏ:

- * Một số chuyên gia cho rằng, trong khoảng một vài chục năm tới sẽ phát triển công nghệ khai thác khoáng sản có ích với các thiết bị thủy lực (súng bắn nước) từ mức độ thử nghiệm đến mức độ hoàn thiện và sử dụng trên phạm vi rộng rãi.

- * Các nhà khoa học thuộc Trường đại học tổng hợp bang Pennsylvania (Hoa Kỳ) đã đề xuất ý tưởng mới hình thành tổ hợp khai thác vỉa than bằng các lò chợ dài có sử dụng thiết bị để khoan giếng mù, các combai đào, các hệ thống khai thác bằng dàn chống bảo vệ và hệ thống khấu-vận chuyển bằng phương pháp thủy lực. Thiết bị để khoan

giếng mù có thể được sử dụng trong quá trình đào giếng đúng đến mức khai thác nằm phía dưới vỉa than. Với sự giúp đỡ của combai, từ sân giếng người ta sẽ thực hiện công tác đào các đường lò vận tải cơ bản phía dưới vỉa than. Để đỡ tải than, người ta sẽ sử dụng các đường lò hạ được khoan bằng các máy khoan phá. Công tác vận chuyển than từ các trạm đỡ tải panen lên mặt đất sẽ hoàn toàn thực hiện bằng hệ thống trục tải thủy lực.

* Phòng thí nghiệm các thiết bị vận tải ở Pasadin (bang California) thuộc “Ủy ban công nghiệp than” tại Bộ Năng lượng Hoa Kỳ đã chế tạo hệ thống khai thác hiệu quả bán tự động SAMS có độ tin cậy rất cao. Hệ thống này cho phép nâng cao năng suất khai thác than lên 400% và giảm được ít nhất 50% số lượng các trường hợp thương vong nặng. Hệ thống khai thác này sử dụng đồng thời trên mỗi khu khai thác một số cơ cấu bán tự động để khẩu than theo sơ đồ buồng-cột. Các cơ cấu này cũng được điều khiển chính bằng đội thợ đang khai thác than. Môđun khai thác của hệ thống sẽ hoạt động trên cơ sở sử dụng luồng nước cao áp. Súng bắn nước được cố định trên hai giá đỡ hình móng ngựa nằm gần cuối kết cấu lắp ráp trên giá trượt. Việc phá huỷ than được thực hiện bằng tác động đồng thời của dòng nước rửa trôi và tác động bóc tách của cơ cấu khẩu trong tổ hợp khai thác. Sau đó, than sẽ được phân loại theo kích cỡ và theo thiết bị xoắn ruột gà vận chuyển đến trạm trộn hỗn hợp. Từ đây than sẽ trộn với nước tạo thành hỗn hợp than-nước và được chuyển lên mặt đất.

* Bộ Năng lượng Hoa Kỳ kết hợp với hãng Foster-Miller Associates đã thiết lập cơ sở hệ thống khai thác mới an toàn hơn, có năng suất cao hơn cho hệ thống khẩu than bằng các lò chợ dài. Hệ thống này có cấu tạo dưới dạng dàn chống cơ giới bảo vệ trên những khoảng cách ngắn hơn tính từ gương lò chợ...

CHƯƠNG 2

ĐẶC ĐIỂM VÀ TÍNH CHẤT CỦA ĐÁ

2.1. Tổng quan

Biến dạng là hình thức thể hiện tổng quát của các quá trình cơ học xảy ra trong mẫu đá, khối đá dưới tác động của công tác khai đào và các trường ứng suất, trường khí ngầm, nước ngầm... Đây chính là biểu hiện cơ bản của các loại vật liệu khác nhau có thể dễ dàng quan sát, đo đạc được khi chúng chịu sự tác dụng của ngoại lực.

Quá trình tác dụng lực lên một vật thể nào đó sẽ làm xuất hiện biến dạng trong vật thể. Sự lan truyền biến dạng từ điểm này tới điểm khác sẽ đảm bảo cho quá trình truyền lực trong toàn bộ vật thể. Để đánh giá mật độ các lực đó trong vật thể, các nhà cơ học đã đưa ra khái niệm “ứng suất”. So với khái niệm “biến dạng”, khái niệm “ứng suất” mang đặc tính trừu tượng. Trên thực tế, người ta không thể đo được ứng suất, mà chỉ xác định chúng bằng phương pháp gián tiếp (thường thông qua giá trị biến dạng đã biết).

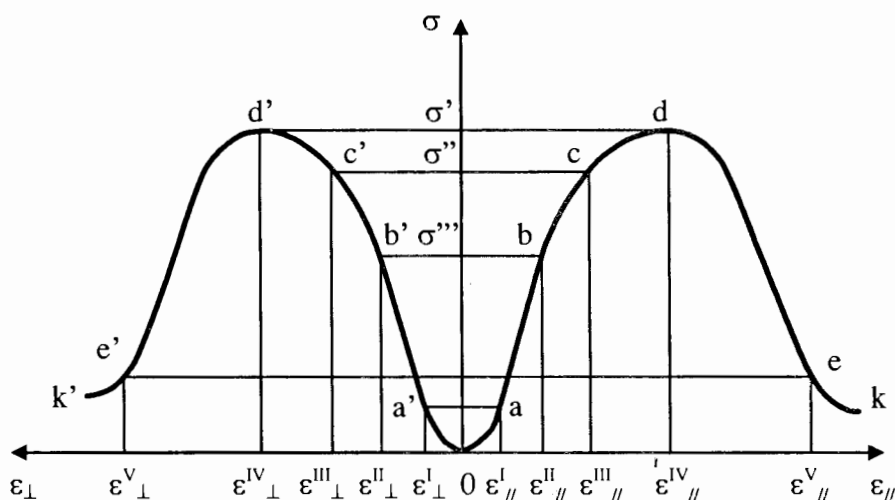
Thông thường, sơ đồ mô tả trạng thái cơ học của vật thể nghiên cứu (mẫu đá, khối đá) được xây dựng trên nguyên tắc “lực tác dụng-ứng suất-biến dạng”. Trạng thái cơ học của vật thể được xác định bằng mức độ trạng thái biến dạng của chính nó. Từ kết quả nghiên cứu cơ chế biến dạng và phá huỷ của mẫu đá, các nhà địa cơ học đã xây dựng biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát (hình H.2.1) [2].

Biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát có thể xây dựng bằng các thiết bị thí nghiệm (các loại máy nén) có độ cứng cao hoặc bằng các loại máy nén thông thường với thiết bị đảm bảo có thể tiến hành thí nghiệm sao cho tốc độ biến dạng không đổi.

Trong các thí nghiệm cơ học đá (ví dụ khi nén đơn trục), thông thường máy nén và mẫu đá phải chịu tác động của cùng một tải trọng. Trong mẫu đá và máy nén đồng thời sẽ xuất hiện biến dạng đàn hồi. Như vậy, tại đây sẽ xảy ra quá trình tác dụng tương hỗ trong hệ “máy nén-mẫu đá”. Những loại máy nén “mềm” hơn sẽ tích lũy một lượng năng lượng biến dạng lớn hơn so với các máy nén có “độ cứng” cao hơn. Tại thời điểm tải trọng đạt tới giá trị kháng nén (“độ bền nén”) lớn nhất trong mẫu đá, năng lượng biến dạng đàn hồi đã tích lũy trong hệ “máy nén-mẫu đá” sẽ được giải phóng và truyền tới mẫu đá dưới dạng động năng. Khi sử dụng các loại máy nén “mềm mại” thì giá trị động năng được giải phóng tương đối lớn và quá trình phá huỷ mẫu đá sẽ mang đặc tính đột

biến. Ngược lại, trong các loại máy nén có độ cứng cao, giá trị động năng truyền cho mẫu đá sẽ có giá trị tương đối nhỏ. Khi đó, giá trị của tải trọng tác dụng sẽ giảm dần tùy theo mức độ gia tăng của biến dạng. Quá trình phá hủy mẫu đá sẽ mang đặc tính mềm mại và không mang tính đột biến. Vì vậy, việc sử dụng các loại máy nén có độ cứng cao sẽ cho phép xây dựng phần biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát sau giới hạn kháng nén lớn nhất (giới hạn bền nén) của đá.

Trên cơ sở biểu đồ “ứng suất-biến dạng dọc” tổng quát và biểu đồ “ứng suất-biến dạng ngang” tổng quát (hình H.2.1), các nhà địa cơ học đã tiến hành nghiên cứu đặc tính biến dạng của đá.



H.2.1. Biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát của đá (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2]).

Dưới tác dụng của ngoại lực, giá trị biến dạng của mẫu đá sẽ tăng dần lên tới một giá trị ϵ^I nào đó. Trong mẫu đá sẽ xảy ra quá trình khép dần các khuyết tật cấu tạo (khe nứt, lỗ rỗng). Quá trình này thể hiện thông qua đặc tính phi tuyến của các đoạn (oa') và (oa) trên biểu đồ hình H.2.1. Giai đoạn biến dạng tiếp theo của mẫu đá mang đặc tính đàn hồi do quá trình nén ép dần hồi khung (cốt) khoáng vật. Trong giai đoạn này, các đoạn (ab) và (a'b') mang đặc tính tuyến tính.

Sau đó, sự phát triển biến dạng tiếp theo sẽ dẫn đến quá trình bắt đầu hình thành nứt nẻ và làm gia tăng hệ số biến dạng ngang của đá. Trong giai đoạn này, đặc tính tuyến tính của mối quan hệ “ứng suất-biến dạng ngang” sẽ bị phá hủy. Trong khi đó, mối quan hệ “ứng suất-biến

dạng dọc” sẽ giữ nguyên đặc tính tuyến tính. Tuy nhiên, cùng với sự xuất hiện đặc tính không tuyến tính của biến dạng, hệ số quan hệ “E” giữa biến dạng và ứng suất sẽ không còn ý nghĩa như “môđun đàn hồi”. Hệ số này sẽ được xem như môđun biến dạng và có giá trị nhỏ hơn môđun đàn hồi. Như vậy, nếu áp dụng phương pháp chất-dỡ tải nhiều lần để loại trừ biến dạng thuận nghịch thì các nhà địa cơ học sẽ nhận được môđun đàn hồi có giá trị lớn hơn môđun biến dạng thu được trong điều kiện chất tải một lần (bảng 2.1) [2].

Bảng 2.1.

Nº	Chủng loại đá	Môđun đàn hồi, 10^{-4} MPa	Môđun biến dạng, 10^{-4} MPa
1	Đá pocfia thạch anh	3,200	2,500
2	Đá gabrô-diaba	6,100	5,900
3	Đá tup xanh	6,500	6,300
4	Đá bazan	8,900	7,300
5	Cát đóng băng (-10^0)	0,150	0,002

Kết quả nghiên cứu cho thấy, khi biến dạng đạt tới giá trị ϵ^{III} , trong mẫu đá sẽ bắt đầu quá trình hình thành các hệ thống nứt nẻ. Chúng sẽ phá huỷ đặc tính tuyến tính của mối quan hệ “ứng suất-biến dạng dọc” đặc trưng bởi các đoạn (cd) và (c’d’).

Sau khi đạt tới giá trị biến dạng giới hạn tương ứng với giới hạn bền của đá (điểm d và d’), quá trình biến dạng tiếp theo sẽ làm gia tăng mạnh thể tích mẫu đá và làm giảm dần khả năng kháng nén dưới tác dụng của ngoại lực. Hiện tượng này là kết quả của quá trình tạo thành nứt nẻ mạnh trong mẫu đá.

Tại điểm “e” sẽ xảy ra quá trình phân chia mẫu đá thí nghiệm thành các phần nhỏ riêng biệt (hiện tượng vỡ vụn). Chính vì vậy, dưới tác dụng nén đơn trục, quá trình biến dạng tiếp theo của mẫu đá sẽ không thể tiếp tục xảy ra nữa. Ngoài ra, trong điều kiện trạng thái nén thể tích, quá trình biến dạng đá vỡ vụn sẽ tiếp tục xảy ra mà không có sự thay đổi thể tích tiếp theo.

Đặc điểm đặc trưng cho biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát của đá như sau: cùng với sự phát triển biến dạng, khả năng chống lại ngoại lực của đá ngày càng tăng trên khoảng gia tăng của đường cong (od). Sau khi đạt tới giá trị lớn nhất, cùng với sự gia tăng biến dạng, khả

năng chống lại ngoại lực của đá ngày càng giảm (tại phần đi xuống của đường cong “dk”).

Như vậy, biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát của đá có thể phân chia thành ba vùng đặc trưng tương ứng với các giai đoạn biến dạng khác nhau:

- * Vùng biến dạng trước giới hạn (od);
- * Vùng biến dạng sau giới hạn (de);
- * Vùng phá huỷ vỡ vụn (ek).

Do khả năng biến dạng của đá có thể chuyển đổi vào những trạng thái cơ học khác nhau, cho nên trên thực tế cần phải tiến hành nghiên cứu tính chất cơ học đá tại những trạng thái biến dạng khác nhau.

2.2. Tính chất biến dạng của đá

Tính chất biến dạng của đá đặc trưng bởi các hệ số liên hệ “E” giữa ứng suất và biến dạng và hệ số biến dạng ngang “ μ ”. Ngoài ra, trong các phương trình cơ-lý, các nhà địa cơ học còn thường gặp hệ số “G” xác định thông qua hai hệ số “E”, “ μ ”.

Trong giai đoạn biến dạng trước giới hạn (tại vùng biến dạng tuyến tính đàn hồi) hệ số “E” gọi là “môđun đàn hồi” và đặc trưng bởi tỷ số giữa ứng suất pháp tuyến và giá trị biến dạng tương ứng theo hướng tác dụng của nó. Trong trường hợp này hệ số “G” đặc trưng bởi “môđun trượt” có giá trị không đổi. Trong giới hạn biến dạng đàn hồi ta có: $G=E/[2.(1+\mu)]$.

Vật liệu đá có những khác biệt so với kim loại. Giới hạn đàn hồi của đá chỉ mang tính giả định. Bởi vì, dưới sự tác dụng của ứng suất có giá trị không lớn, trong đá đã có thể xuất hiện biến dạng dư. Do đó, các nhà địa cơ học thường sử dụng môđun biến dạng trong các tính toán địa cơ học thực tế. Môđun biến dạng được xác định bằng tỷ lệ giữa ứng suất “ σ ” (tương ứng với giới hạn biến dạng tuyến tính giả định) và giá trị tổng biến dạng tương đối “ ϵ^{III} ”.

Sau giới hạn biến dạng tuyến tính tương đối, hệ số “E” sẽ thay đổi. Hệ số này sẽ phụ thuộc vào mức độ biến dạng và (theo nguyên tắc) sẽ giảm dần cùng với sự gia tăng của biến dạng. Trên bảng 2.2 giới thiệu giá trị hệ số “E” và hệ số biến dạng ngang “ μ ” tại những pha khác nhau trong vùng biến dạng trước giới hạn [3].

Đá là loại vật liệu không đồng nhất và có sức kháng khác nhau chống lại tác dụng của ngoại lực trong các quá trình nén và kéo. Do đó, cần phải phân biệt môđun biến dạng tùy thuộc bởi hướng tác dụng của tải

trọng. Kết quả nghiên cứu cho thấy, một số loại đá phiến có giá trị môđun biến dạng khi nén lớn hơn từ 1,2÷1,5 lần so với giá trị môđun biến dạng khi kéo [2].

Sự khác biệt của các đặc tính cơ học khi nén và kéo mẫu đá được giải thích bằng sự khác nhau của các quá trình biến dạng. Nếu trong quá trình nén có thể phân biệt một số giai đoạn biến dạng khác nhau nối tiếp xảy ra (khép dần khe nứt, thành tạo và lan truyền các họ khe nứt mới, phá huỷ mẫu đá) thì trong quá trình kéo các giai đoạn biến dạng trên đây xảy ra gần như đồng thời.

Bảng 2.2.

Nº	Các giai đoạn biến dạng	Môđun đàn hồi $E \cdot 10^{-4}$ MPa	Hệ số biến dạng ngang μ
1	Nén trước khi xuất hiện khe nứt	9,50	0,226
2	Nén trước quá trình hình thành, lan truyền các họ khe nứt mang đặc tính không ổn định	9,50	0,298
3	Nén trước khi đá bị phá huỷ	0,15	0,330
4	Kéo (tất cả các giai đoạn được thực hiện đồng thời)	8,50	0,226

Các đặc tính biến dạng của đá phụ thuộc vào loại hình trạng thái ứng suất. Giá trị môđun biến dạng sẽ tăng lên trong quá trình chuyển đổi từ trạng thái nén đơn trục sang trạng thái nén thể tích. Hiện tượng này liên quan tới sự thay đổi trọng lượng thể tích (đặc biệt cho các loại đá có độ rỗng lớn). Khi áp lực trên tất cả các hướng gia tăng từ 0,0 MPa đến 100 MPa, giá trị môđun biến dạng của đá vôi tăng lên 10%; trong đất đá sét là 12,5%; còn trong đá cát kết mức độ gia tăng này bằng 35÷40%.

Tốc độ tác dụng tải trọng cũng gây ra ảnh hưởng tới giá trị môđun biến dạng của đá. Kết quả nghiên cứu của Viện Mỏ IGĐ Xkôtrinxki (CHLB Nga) cho thấy, tỷ số giữa giá trị trung bình môđun biến dạng trong trường hợp tốc độ tác dụng tải trọng lớn nhất (100 MPa/s) và môđun biến dạng trong trường hợp tốc độ tác dụng tải trọng nhỏ nhất (0,1 MPa/s) như sau: cho đá vôi tỷ số này bằng 2,1; cho đá gabro tỷ số này bằng 1,75; cho đá cát kết tỷ số này bằng 2,0.

Sự ảnh hưởng của tốc độ tác dụng tải trọng như trên được giải thích bằng những nguyên nhân sau: khi tốc độ tác dụng tải trọng không lớn, bên cạnh biến dạng đàn hồi sẽ xuất hiện thêm biến dạng đàn hồi-nứt

và biến dạng đàn hồi-nhớt chưa kịp xuất hiện khi tốc độ tác dụng tải trọng có giá trị lớn.

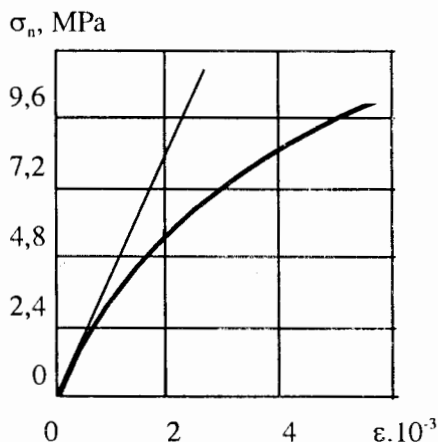
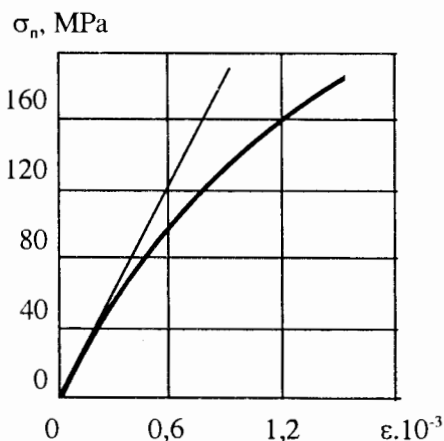
Phần lớn các loại đá không tuân thủ một cách nghiêm chỉnh quy luật biến dạng tuyến tính. Mỗi quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của một số loại đá cũng thể hiện bằng những đường cong ngay cả trong trường hợp tải trọng tác dụng nhỏ (hình H.2.2) [2, 3].

Trên thực tế có thể xét tới mức độ biến dạng không tuyến tính trên đây trong quá trình giải các bài toán địa cơ học bằng phương pháp xác định gần đúng các đường cong “ứng suất-biến dạng” theo công thức:

$$\sigma = E \cdot \xi \cdot \varepsilon^m \cdot \varepsilon. \quad (2.1)$$

Trong đó: $E = \text{const}$ - Môđun biến dạng; $0 < \xi \leq 1$, $0 \leq m \leq 1$ - Các thông số xấp xỉ toán học không thứ nguyên. Ví dụ để cho các đường cong trên hình H.2.2 các thông số này có giá trị như sau: $\xi = 0,116$, $m = 0,25$ cho đá gabro; $\xi = 0,113$, $m = 0,27$ cho đá agilit.

a)



H.2.2. Các sơ đồ quan hệ phi tuyến “ σ_n - ε ” cho đá gabro (a) và đá sét kết (b) (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [3]).

Dưới tác dụng của ngoại lực, tất cả các loại vật liệu bị biến dạng không chỉ theo hướng trùng với hướng tác dụng lực mà còn theo hướng vuông góc với hướng tác dụng lực. Đặc tính biến dạng này của vật liệu thể hiện thông qua hệ số biến dạng ngang “ μ ”. Hệ số này bằng giá trị tuyệt đối của tỷ số giữa giá trị biến dạng ngang “ $\varepsilon_{\perp}$ ” và giá trị biến dạng dọc “ $\varepsilon_{\parallel}$ ” khi nén, hoặc kéo đơn trục:

$$\mu = \left| \frac{\varepsilon_{\perp}}{\varepsilon_{\parallel}} \right|. \quad (2.2)$$

Trong vùng biến dạng tuyến tính, hệ số biến dạng ngang “ μ ” có giá trị không đổi và thường được gọi là hệ số Poatxông. Sau vùng biến dạng tuyến tính, hệ số biến dạng ngang “ μ ” sẽ có giá trị thay đổi.

Sự thay đổi giá trị hệ số biến dạng ngang “ μ ” sau giai đoạn biến dạng tuyến tính đã được các nhà khoa học chứng minh bằng các kết quả thí nghiệm nén, kéo các loại vật liệu khác nhau (kể cả các loại đá).

Kết quả thí nghiệm loại đá “norit” cho thấy, hệ số biến dạng ngang tăng lên từ giá trị $\mu=0,22$ tại thời điểm bắt đầu hình thành nứt nẻ đến giá trị $\mu=0,33$ tại giai đoạn gần với giới hạn bền của đá. Nhìn chung, tại thời điểm ứng suất gần với giới hạn bền của đá, hệ số μ có thể đạt giá trị lớn hơn 0,5.

Quá trình nghiên cứu những đặc tính cơ học đá sau vùng biến dạng đàn hồi có ý nghĩa rất quan trọng. Trên cơ sở các đường cong “ứng suất-biến dạng” (hình H.2.1), Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã xây dựng biểu đồ “biến dạng dọc-biến dạng ngang” (hình H.2.3).

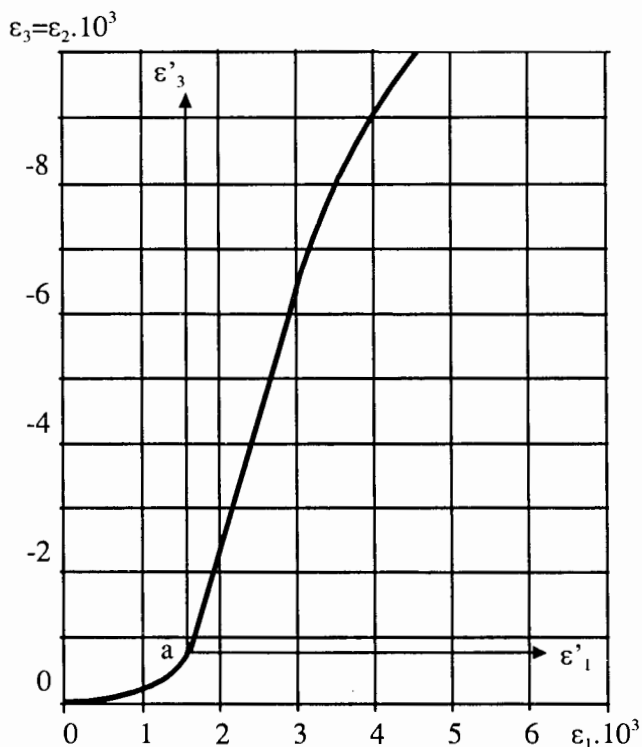
Điểm “a” trên đường cong hình H.2.3 tương ứng với thời điểm bắt đầu gia tăng thể tích mẫu đá. Kết quả xử lý các thí nghiệm đá hòa cương [3, 4] cho thấy, mối quan hệ giữa biến dạng dọc và biến dạng ngang trong trạng thái sau giới hạn có thể được xấp xỉ bằng mối tương quan tuyến tính:

$$\varepsilon'_3 = -\beta \cdot \varepsilon'_1. \quad (2.3)$$

Trong đó: ε'_3 và ε'_1 - Biến dạng ngang và biến dạng dọc tương ứng với đoạn cong đi xuống của đường cong “ σ_1 - ε_1 ” (bắt đầu tính từ điểm lớn nhất σ trong biểu đồ); β - Hệ số biến dạng ngang cho đá tại vùng trạng thái biến dạng sau giới hạn.

Các giá trị của hệ số β để cho một số loại đá, có thể tham khảo thông qua các số liệu trên bảng 2.3. Trên bảng 2.3 cũng giới thiệu các giá trị của thông số ξ . Thông số ξ thể hiện tỷ số giữa môđun biến dạng của đá tại trạng thái sau giới hạn E^* và môđun biến dạng của đá trong trạng thái trước giới hạn E sau khi tiến hành xấp xỉ cả hai giai đoạn trước và sau giới hạn bền của đường cong “ σ_1 - ε_1 ”. Nghĩa là: $\xi=(E^*/E)$.

Đại lượng môđun biến dạng sau giới hạn “ E ” phụ thuộc vào một loạt yếu tố: chủng loại đá, tốc độ biến dạng, loại hình trạng thái ứng suất... Ví dụ, khi tốc độ biến dạng tương đối nhỏ, trong trạng thái biến dạng sau giới hạn giá trị môđun biến dạng tương ứng sẽ có trị số lớn hơn.



H.2.3. Biểu đồ quan hệ “biến dạng dọc-biến dạng ngang” của đá (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [3, 4]).

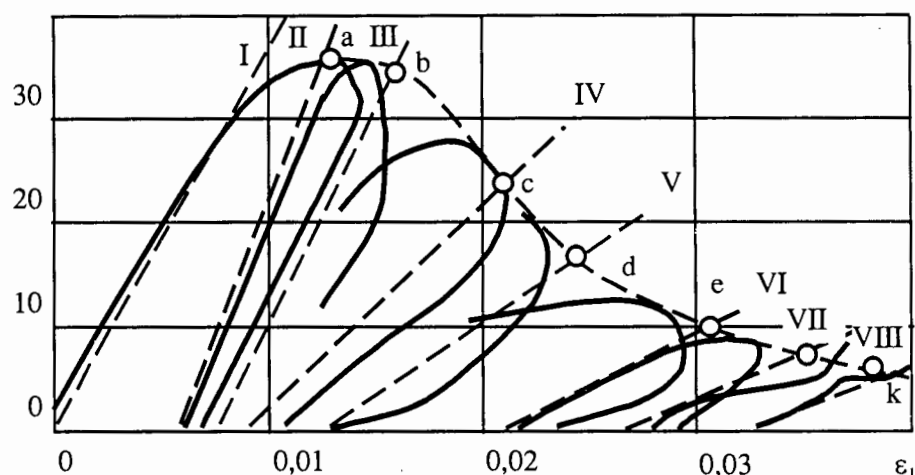
Bảng 2.3.

Nº	Các loại đá	β	ξ
1	Đá cát kết (vùng Tây Đônbas-Ucraina)	3,0	0,6
2	Đá cẩm thạch	4,0	0,5
3	Đá sét kết	8,0	2,5
4	Đá “alevrolit”	14,0	10,0
5	Đá can-xít	3,0	3,0

Để mô tả quy luật biến đổi môđun biến dạng trong quá trình biến dạng, các nhà địa cơ học có thể dựa trên các kết quả nghiên cứu thực nghiệm. Hình H.2.4 mô tả toàn bộ biểu đồ “ σ_1 - ϵ_1 ” cho đá sét kết. Biểu đồ này được xây dựng trên cơ sở kết quả thí nghiệm với quá trình giảm tải.

Trong quá trình thí nghiệm, tại thời điểm xuất hiện các dấu hiệu mẫu đá bị phá huỷ không ổn định thì mẫu thí nghiệm sẽ lập tức được giảm tải, và sau đó sẽ lập lại quá trình chất tải.

σ_1 , MPa



H.2.4. Biểu đồ biến dạng tổng thể “ σ_1 - ε_1 ” của đá sét kết được xây dựng trên các kết quả thí nghiệm với quá trình giảm tải (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2]).

Bảng 2.4.

Nº	Thứ tự các chu kỳ chất tải-dỡ tải (H.2.4)	Môđun biến dạng E, MPa	Giới hạn bền nén σ_n , MPa
1	I	3.300,0	33,0
2	II	4.000,0	31,0
3	III	3.666,0	27,0
4	IV	2.300,0	22,0
5	V	1.667,0	13,0
6	VI	1.333,0	7,0
7	VII	900,0	5,0
8	VIII	705,0	4,0

Sơ đồ “chất tải-giảm tải” như vậy cho phép xem xét quá trình biến dạng đá trong trạng thái sau giới hạn như là một quá trình chuyển đổi từ trạng thái liên khối tại điểm “a” vào trạng thái phá huỷ vỡ vụn tại điểm “k”. Nghĩa là, trên thực tế quá trình này giống như một quá trình liên tục tích lũy phá huỷ.

Như vậy, mỗi tổ hợp chu kỳ chất tải (ví dụ 8 chu kỳ có vị trí thay đổi từ I đến VIII mô tả trên hình H.2.4) có thể xem như “một thí nghiệm độc lập” cho các mẫu đá riêng biệt có mức độ nứt nẻ khác nhau (theo xu thế gia tăng nứt nẻ) từ giá trị nhỏ nhất tại điểm “a” đến giá trị lớn nhất

tại điểm “k”. Ngoài ra, mỗi thí nghiệm sẽ được “tiến hành” với cùng một mẫu đá có giá trị giới hạn bền “ σ_1 ” và môđun biến dạng “E” tương ứng. Bảng 2.4 giới thiệu các kết quả thí nghiệm đặc trưng cho toàn bộ quá trình biến dạng đá.

Do quá trình thành tạo nứt nẻ xảy ra liên tục theo thời gian, cho nên đoạn đường cong “ σ_1 - ϵ_1 ” sau giới hạn có thể được xem như là một đoạn tổng hợp các điểm tương ứng với các giá trị lớn nhất “ σ_1 ” trong từng chu kỳ chất tải-dỡ tải.

2.3. Tính chất bền của đá

Đá, giống như các vật thể rắn cứng khác, cũng có khả năng chống lại quá trình phá huỷ dưới tác dụng của ngoại lực. Khả năng của đá chống lại các tác dụng của ngoại lực có cường độ, đặc tính khác nhau mà không bị phá huỷ gọi là “độ bền” của đá. Khái niệm “phá huỷ” thông thường được hiểu như sự huỷ hoại đặc tính liên khối do kết quả những tác động lực nào đó, hoặc đơn giản hơn như quá trình phân chia vật thể biến dạng ra thành các phần nhỏ không liên kết với nhau.

Trong các thí nghiệm thông thường (ví dụ nén đơn trục) quá trình phá huỷ bắt đầu xuất hiện tại một giá trị tải trọng nào đó tương ứng với giá trị lớn nhất trên biểu đồ “ứng suất-biến dạng”. Tải trọng này gọi là tải trọng phá huỷ. Để đặc trưng các đặc tính bền của đá (cũng như các vật thể biến dạng khác), các nhà khoa học đã đưa ra khái niệm “giới hạn bền” (nén hoặc kéo).

Giới hạn bền nén “ R_n ” hoặc bền kéo “ R_k ” của đá được tính bằng tỷ số giữa giá trị tải trọng lớn nhất mà đá phải tiếp nhận (tải trọng nén P_n hoặc tải trọng kéo P_k) và diện tích mặt cắt ngang ban đầu F_0 của nó. Nghĩa là:

$$R_n = \left(\frac{P_n}{F_0} \right); \quad R_k = \left(\frac{P_k}{F_0} \right). \quad (2.4)$$

Tuy nhiên, tại thời điểm ngoại lực đạt tới giá trị lớn nhất P_n , P_k , trạng thái cơ học mẫu đá chỉ tương ứng với giai đoạn đầu tiên của quá trình phá huỷ. Khi đó, đá vẫn tiếp tục chưa mất đi toàn bộ khả năng chống lại ngoại lực của mình.

Do đó, ngoài khái niệm “giới hạn bền” (nén hoặc kéo) đặc trưng cho sức kháng lớn nhất của đá, trên thực tế còn phải cần tới những chỉ tiêu bền khác đặc trưng cho độ bền của đá tùy thuộc vào mức độ phá huỷ của nó trong trạng thái sau giới hạn.

Ngoài ra, trên thực tế mẫu đá phải tồn tại trong trạng thái ứng suất phức tạp của khối đá. Để tiến hành mô tả toán học cho quá trình phá huỷ

đá các nhà địa cơ học không chỉ sử dụng các chỉ tiêu bền riêng biệt mà phải thông qua các phương trình cơ-lý đặc biệt dựa trên những lý thuyết bền tương ứng.

Tuy nhiên, các chỉ tiêu bền khối đá hiện nay luôn luôn được cố gắng thể hiện thông qua các đặc tính bền của đá trong những trạng thái ứng suất cơ bản nhất. Do đó, quá trình nghiên cứu các đặc tính bền của đá cần phải được bắt đầu từ việc nghiên cứu những chỉ tiêu bền cơ bản, nghĩa là, từ các giới hạn bền nén hoặc kéo của chúng.

Cần phải chỉ ra rằng, các chỉ tiêu R_n , R_k không thể xem như là các đặc tính bền thực sự của đá. Điều này tồn tại do những nguyên nhân liên quan đến một số yếu tố ảnh hưởng tới độ chính xác của các kết quả thí nghiệm. Những yếu tố đó có thể được phân chia ra thành hai nhóm chủ yếu sau đây:

* Nhóm thứ nhất bao gồm các yếu tố đặc trưng cho các đặc điểm cấu trúc cơ học của khối đá: thành phần cấu tạo khoáng vật, đặc tính cấu tạo, cấu trúc, đặc tính không đồng nhất, không đẳng hướng, mức độ nứt nẻ, độ ẩm, v.v... Để xét tới sự ảnh hưởng của các yếu tố thuộc nhóm thứ nhất cần phải áp dụng các giải pháp: phải thực hiện những yêu cầu cao nhất cho quá trình lấy mẫu; phải loại trừ những sai lệch mang tính hệ thống trong quá trình xử lý kết quả thí nghiệm bằng các phương pháp toán học thống kê; phải tiến hành các thí nghiệm trong điều kiện hiện trường.

* Nhóm thứ hai bao gồm những yếu tố liên quan tới các đặc điểm kỹ thuật tiến hành thí nghiệm: sự ảnh hưởng bề mặt tiếp xúc mẫu đá và thiết bị thí nghiệm; đặc tính của kích thước mẫu thí nghiệm; sự ảnh hưởng tốc độ tác dụng của tải trọng...

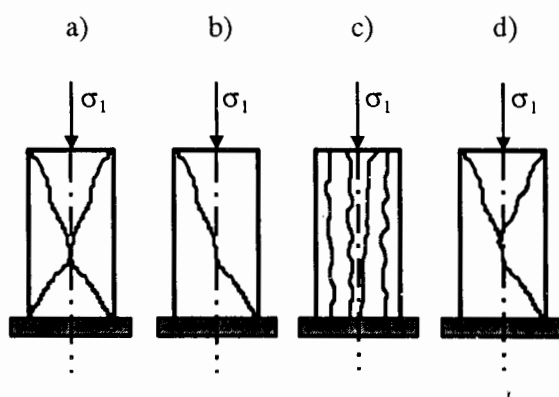
Sự ảnh hưởng của điều kiện tiếp xúc giữa mẫu đá và các tấm nén ép của thiết bị thí nghiệm có ý nghĩa quyết định tới hình dạng phá huỷ mẫu đá và trị số giới hạn bền của đá. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm cho thấy, các dạng phá huỷ trên đây có thể tập hợp vào bốn nhóm chủ yếu sau đây:

* Nhóm 1. Trong trường hợp mẫu liên kết chặt chẽ với các tấm nén ép của thiết bị thí nghiệm, tại các bề mặt mẫu sẽ hình thành trạng thái nén không đồng nhất gần giống với trạng thái nén thể tích. Khi đó, quá trình phá huỷ trong mẫu sẽ xảy ra trên bề mặt các hình chóp nón với trục gần trùng với trục dọc của mẫu. Trong mẫu đá sẽ hình thành các hình chóp phá huỷ (hình H.2.5.a);

* Nhóm 2. Dạng phá huỷ theo mặt đường chéo – Hiện tượng mẫu đá bị phá huỷ dọc theo bề mặt đường chéo (hình H.2.5.b) cũng có thể xảy ra trong trường hợp mẫu liên kết chặt chẽ với các tấm nén ép của thiết bị thí nghiệm;

* Nhóm 3. Khi mẫu liên kết không chặt chẽ với các tấm nén ép của thiết bị thí nghiệm, trong mẫu không đồng nhất cấu trúc sẽ xuất hiện ứng suất kéo theo phương ngang. Khi đó, quá trình phá huỷ trong mẫu đá sẽ xảy ra theo các mặt song song với hướng tác dụng của tải trọng nén ép bên ngoài (dạng phá huỷ hình cột). Mẫu đá bị phân chia theo phương thẳng đứng thành những khối nhỏ thẳng đứng riêng biệt (hình H.2.5.c);

* Nhóm 4. Để cho các mẫu đá có tỷ số giữa chiều cao “h” và đường kính “d” bằng 2 ($h/d=2$), quá trình phá huỷ trong mẫu đá sẽ xảy ra với xác suất như nhau theo cả hai loại phá huỷ “hình chóp” (hình H.2.5.a) và “hình chéo” (hình H.2.5.b). Đôi khi trong trường hợp này có thể xảy ra quá trình phá huỷ trong mẫu dưới dạng tổ hợp giữa hai loại phá huỷ “hình chóp” và “hình chéo” (hình H.2.5.d).



H.2.5. Các dạng phá huỷ của mẫu đá khi nén đơn trục
(theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2]).

Ngoài ra, một số tác giả khác lại đưa ra một dạng phá huỷ thứ năm mang tính đột biến - Mẫu đá khi phá huỷ bị phân chia ra thành nhiều phần nhỏ (mẫu nhỏ) có kích thước tương đối nhỏ. Trên thực tế, trường hợp phá huỷ này thường liên quan tới sự ảnh hưởng của các máy nén có độ cứng nhỏ.

Viện Mỏ IGĐ Xkôtrinxki (CHLB Nga) đã tiến hành thử nghiệm nén đơn trục mẫu đá với quy trình sử dụng các lớp đệm khác nhau giữa mặt tiếp xúc mẫu đá với máy nén. Các loại vật liệu đã thử nghiệm cho lớp đệm bao gồm: bìa các tông, bản thép, sợi tổng hợp capron, bản chì, bản cao su và lớp đệm từ parafin.

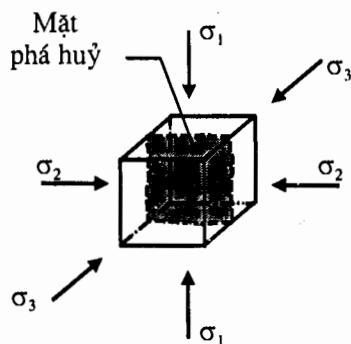
Kết quả thí nghiệm cho thấy, trong trường hợp sử dụng các vật liệu lớp đệm cho phép các mặt đáy mẫu biến dạng theo phương ngang (các tông, bản chì, bản cao su và sợi tổng hợp capron), quá trình phá huỷ

sẽ xảy ra theo xu thế tách lớp trên những mặt phẳng song song với hướng tác dụng của áp lực nén. Khi đó, giới hạn bền của mẫu đá sẽ giảm xuống tới ba lần.

Các nhà địa cơ học cũng đã chứng minh rằng, giới hạn bền của đá sẽ giảm xuống cùng với sự gia tăng giá trị tỷ số giữa đường kính và chiều cao mẫu đá. Việc xác định hợp lý điều kiện tiếp xúc giữa mẫu đá và máy nén cần phải dựa trên những kết quả quan sát thực địa tính chất phá huỷ của đá trong các điều kiện tự nhiên.

Trong trạng thái chịu nén thể tích tại khu vực gần biên công trình, đá có xu thế dịch chuyển hướng vào phía tâm công trình ngầm. Dọc theo hướng này, đá sẽ chịu biến dạng kéo.

Tại những công trình ngầm không chịu ảnh hưởng từ công tác khoan nổ mìn, trong khối đá sẽ tạo nên những nứt nẻ song song (hoặc gần như song song) với biên lò và vuông góc với hướng tác dụng của ứng suất chính nhỏ nhất. Theo nhận xét của Fixenko G. L. [49], quá trình phá huỷ đá tại các trụ bảo vệ và trong những hiện tượng bóc, tách than cũng có đặc tính tương tự.



H.2.6. Hình dạng mặt phá huỷ của mẫu đá trong trạng thái nén thể tích.

Trong điều kiện nén thể tích không đều $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ [6], trong phần lớn các trường hợp quá trình phá huỷ mẫu đá sẽ xảy ra do tác dụng của biến dạng kéo xuất hiện trên mặt phẳng vuông góc với vectơ ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 (hình H.2.6) [6].

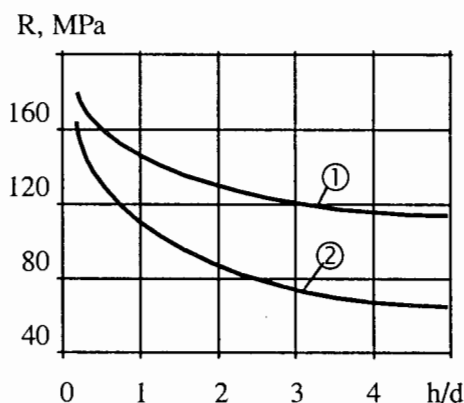
Kết quả nghiên cứu thí nghiệm trên cho phép các nhà địa cơ học rút ra hai kết luận sau đây:

* Thứ nhất - Cần phải đảm bảo những điều kiện tiến hành thí nghiệm trong phòng không chỉ phù hợp với trạng thái ứng suất tương ứng

mà còn phải phải thoả mãn những đặc tính phá huỷ đá trong điều kiện tồn tại tự nhiên của khối đá.

* Thứ hai – Trong điều kiện đá chịu nén, hiện tượng tách và trượt có vai trò rất quan trọng trong quá trình phá huỷ đá, còn trong những điều kiện khác, hiện tượng tách đóng vai trò quyết định.

Các kích thước hình học tương đối và tuyệt đối của mẫu đá cũng là những yếu tố quan trọng gây nên những ảnh hưởng tới các chỉ tiêu bền của mẫu đá. Trong cơ học đá yếu tố này mang tên “hiệu ứng tỷ lệ” (hoặc “hiệu ứng kích thước mẫu”).

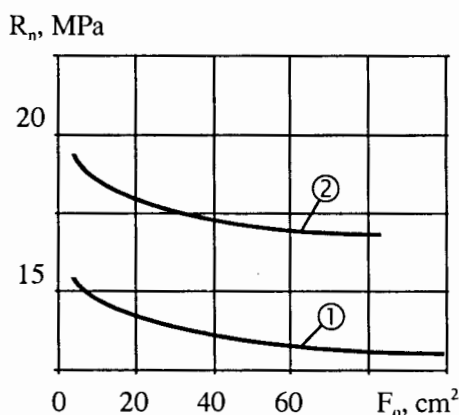


H.2.7. Quy luật suy giảm độ bền của mẫu đá R khi gia tăng giá trị kích thước tương đối của mẫu đá cẩm thạch (1) và mẫu đá anhydrit (2) (theo Kuntus M. A. [2]).

Sự ảnh hưởng của kích thước hình học tương đối của mẫu đá “h/d” (h - Chiều cao của mẫu; d - Chiều rộng ngang của mẫu đá) thể hiện như sau: độ bền của mẫu đá sẽ giảm xuống khi tỷ số h/d gia tăng. Điều này đã được Kuntus M. A. chứng minh thông qua kết quả các thí nghiệm trên những mẫu đá cẩm thạch, đá anhydrit có diện tích mặt cắt ngang không đổi (hình H.2.7) [2]. Cường độ giảm bền lớn nhất sẽ xảy ra trong khoảng thay đổi của tỷ lệ như sau: (h/d)=0,5÷1.

Nguyên nhân ảnh hưởng của chiều cao mẫu tới độ bền của mẫu đá là do sự tồn tại của lực ma sát trên mặt tiếp xúc và sự tác dụng tương hỗ giữa mẫu đá với máy nén. Tại vùng mẫu gần mặt tiếp xúc, trạng thái ứng suất mẫu đá sẽ trở nên không đồng nhất. Trong các mẫu có chiều cao lớn hơn, ảnh hưởng của lực ma sát sẽ giảm xuống, trạng thái ứng suất sẽ trở nên đồng nhất hơn và mẫu đá sẽ bị phá huỷ dưới tác dụng của những giá trị tải trọng nhỏ hơn.

Sự ảnh hưởng của các kích thước hình học tuyệt đối mẫu đá thể hiện như sau: khi gia tăng kích thước mẫu đá thì độ bền của nó cũng thay đổi. Sự thay đổi này có thể có xu thế tăng bền hoặc giảm bền. Ví dụ, theo kết quả thí nghiệm của Ilnhixkaia E. I. (hình H.2.8), độ bền nén đơn trục của mẫu đá cẩm thạch sẽ giảm xuống 1,13 lần khi gia tăng đường kính của chúng lên 5,8 lần [2]. Trong khi đó, đối với mẫu đá gabrô tương đương giá trị giảm bền sẽ bằng 1,15 (chiều cao mẫu lấy bằng $h_0 = 2\sqrt{F_0}$; ở đây F_0 - Diện tích mặt cắt ngang của mẫu đá). Tuy nhiên, một số thí nghiệm khác lại cho những kết quả ngược lại: khi gia tăng kích thước tiết diện của mẫu, độ bền nén đơn trục của đá lại tăng lên.



H.2.8. Quy luật giảm độ bền nén của mẫu đá R_n khi gia tăng giá trị đường kính của mẫu đá cẩm thạch (1) và mẫu đá gabrô (2) (theo Ilnhixkaia E. I. [2]).

Hiệu ứng tỷ lệ hiện nay vẫn còn chưa được các nhà địa cơ học giải thích một cách thấu đáo. Thông thường bản chất vật lý của “hiệu ứng tỷ lệ” có liên quan tới lý thuyết bền thống kê khi độ bền của vật thể được xác định bằng độ bền tại vị trí yếu nhất (vị trí khuyết tật).

Xác suất gặp khuyết tật càng tăng, nếu kích thước mẫu càng lớn. Quá trình gia công mẫu đá có kích thước nhỏ sẽ loại bỏ được những khuyết tật lớn. Kết quả khi đó sẽ tạo nên những mẫu đá có độ bền lớn hơn. Điều này sẽ dẫn đến hiệu ứng tỷ lệ dưới dạng gia tăng độ bền khi kích thước của mẫu đá giảm xuống.

Trong khi đó, để giải thích hiện tượng gia tăng độ bền khi tăng kích thước mẫu thí nghiệm, các nhà địa cơ học đã đưa ra giả thuyết: nguyên nhân của hiệu ứng trên đây chính là do sự phá vỡ lớp đá trên bề

mặt mẫu đá - mẫu đá càng lớn thì giá trị của tỷ lệ phần thể tích đá phá hủy với tổng thể tích mẫu càng nhỏ và độ bền của mẫu càng lớn.

Tốc độ tác dụng tải trọng cũng ảnh hưởng đến độ bền của đá. Kết quả thí nghiệm của Viện Mỏ IGĐ Xkôtrinxki (CHLB Nga) cho phép rút ra những kết luận sau đây: giá trị độ bền nén và độ bền kéo tăng lên khi gia tăng tốc độ tác dụng của tải trọng.

Trong các loại đá có độ bền nén và độ bền kéo tương đối nhỏ, các nhà địa cơ học nhận thấy, khi gia tăng tốc độ chất tải thì tốc độ gia tăng độ bền sẽ lớn hơn. Tuy nhiên, trong miền chất tải từ 0,1 đến 10^2 MPa/s, tùy thuộc bởi điều kiện tiếp xúc bề mặt, chỉ tiêu bền chỉ thay đổi trong khoảng (6÷20)%.

Độ lệch tâm đặt tải trọng tác dụng (xuất hiện do quá trình gia công không chính xác bề mặt mẫu) cũng có ảnh hưởng lớn tới độ bền của mẫu đá. Những thí nghiệm đặc biệt đã xác định được rằng, mức độ sai lệch do độ lệch tâm trong quá trình xác định độ bền nén mẫu đá có thể đạt tới giá trị bằng 30%.

Bảng 2.5.

Loại đá thí nghiệm	Phương pháp xác định độ bền kéo, MPa					
	Kéo thẳng	Uốn các thanh	Uốn các tấm tròn	Phương pháp Brazil	Phương pháp tách khối hình trụ	Phương pháp tách nhờ chày đập
Granit	6,2	28,2	21	10,5	16,4	8,8
Đá vôi	3,8	10,2	7,0	3,2	5,0	3,2

Việc xác định độ bền kéo cho mẫu đá phức tạp hơn nhiều so với công tác xác định độ bền nén do một số nguyên nhân sau đây: trên thực tế rất khó tạo ra được quá trình kéo tuyến tính; trong quá trình kéo mẫu, các đặc tính cấu trúc-cấu tạo-cơ học của đá thể hiện ở mức độ phức tạp cao hơn nhiều so với trong quá trình nén mẫu đá.

Ngoài ra, phương pháp xác định độ bền kéo cũng gây ra nhiều ảnh hưởng đến các giá trị kết quả thí nghiệm. Khi sử dụng các phương pháp khác nhau để xác định độ bền kéo, các kết quả thu được rất khác nhau (mức độ sai lệch thay đổi từ 34% đến 340%). Bảng 2.5 giới thiệu các số liệu thí nghiệm xác định độ bền kéo cho đá bằng một số phương pháp khác nhau [2].

Nhìn chung, đá là các loại vật liệu có sức kháng nén và kháng kéo không giống nhau. Nguyên nhân của hiện tượng trên là do sự tồn tại lực ma sát trong. Lực này được hiểu như khả năng của vật thể gia tăng độ

bền chống lại phá huỷ dưới sự tác dụng của ứng suất nén pháp tuyến trung bình.

Điều này có thể được giải thích bằng hiện tượng các phần tử đá co lại (xích lại) gần với nhau và bằng sự gia tăng lực liên kết giữa các phần tử đá. Nói cách khác, “lực ma sát trong” có thể được xem như những lực liên kết phụ trợ sinh ra từ sự tác dụng của ứng suất nén trung bình.

Giá trị tỷ số R_n/R_k thay đổi trong một khoảng rất lớn cho phần lớn các loại đá (giá trị trung bình nằm trong khoảng từ 8 đến 10). Bảng 2.6 giới thiệu một số chỉ tiêu bền nén, bền kéo cho một số loại đá khác nhau.

Bảng 2.6.

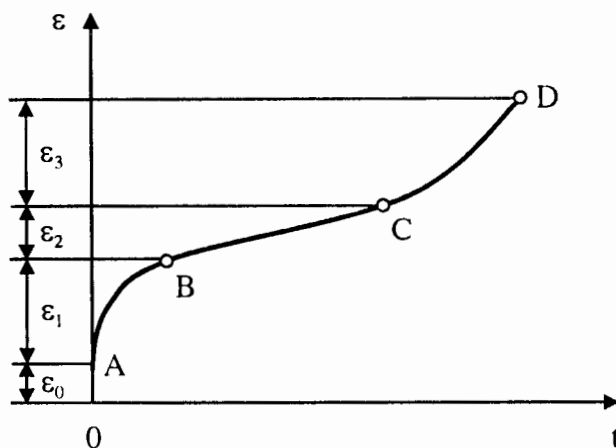
№	Loại đất đá	Chỉ tiêu bền, MPa		Tỷ số (R_n/R_k)
		R_k	R_n	
1	Đá acgilít có độ cứng trung bình	20,0	60,0	3,0
2	Than antraxit	2,1	35,0	16,7
3	Đá cát kết (khi thí nghiệm)			
	Vuông góc với mặt phân lớp	4,0	105,5	26,4
	Song song với mặt phân lớp	10,4	80,0	7,7
4	Than đá (khi thí nghiệm)			
	Vuông góc với mặt phân lớp	0,28	14,4	51,4
	Song song với mặt phân lớp	0,64	13,4	20,9

2.4. Tính chất lưu biến của đá

Các tính chất lưu biến của đá liên quan tới quá trình biến dạng của đá theo thời gian. Hiện nay các nhà địa cơ học sử dụng hai khái niệm “từ biến” (ползучесть деформаций) và “chùng ứng suất” (релаксация напряжений) để mô tả các tính chất lưu biến của đá.

Hiện tượng “từ biến” là khả năng phát triển biến dạng của đá theo thời gian khi tải trọng tác dụng không thay đổi. Hiện tượng “chùng ứng suất” thể hiện khả năng của đá giảm ứng suất theo thời gian khi biến dạng không thay đổi.

Đặc tính biến dạng của đá theo thời gian thông thường được mô tả bằng đường cong lưu biến (hình H.2.9). Đường cong lưu biến trong trường hợp tổng quát bao gồm bốn giai đoạn biến dạng đặc trưng [2]:



H.2.9. Biểu đồ thể hiện đặc tính lưu biến của đá (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2]).

* Đoạn (OA) tương ứng với giai đoạn biến dạng tức thời ban đầu. Tùy thuộc vào giá trị tác dụng của tải trọng, giai đoạn này có thể mang đặc tính đàn hồi (do kết quả nén đàn hồi của khung khoáng vật) và một phần biến dạng không thuận nghịch (do xuất hiện các phá huỷ vi mô - biến dạng trượt các hạt khoáng vật, phá huỷ một phần những liên kết cứng).

* Đoạn (AB) tương ứng với giai đoạn lưu biến không ổn định (mang đặc tính tắt dần, $\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$). Tại giai đoạn này, đặc tính lưu biến của đá mang tính chất biến dạng đàn hồi cũng như biến dạng không thuận nghịch.

* Đoạn (BC) tương ứng với giai đoạn lưu biến ổn định hay giai đoạn lưu biến có tốc độ biến dạng không đổi ($\dot{\varepsilon} = \text{const}$). Tại giai đoạn này, biến dạng đá đặc trưng bởi sự phá huỷ các liên kết cấu trúc. Do đó, sau khi dỡ tải, biến dạng chỉ tự phục hồi một phần nào đó.

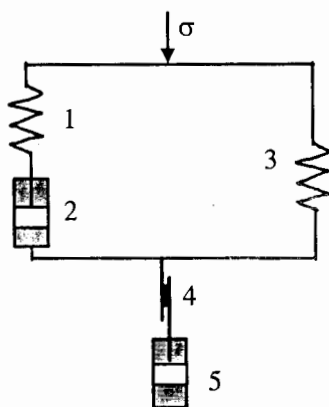
* Đoạn (CD) đặc trưng bởi đặc tính gia tăng tốc độ biến dạng do sự phát triển mạnh mẽ của quá trình hình thành nứt nẻ. Giai đoạn này kết thúc bằng sự phá huỷ hoàn toàn của mẫu đá. Giai đoạn này tương ứng với giai đoạn chảy mạnh (phá huỷ hoàn toàn) của mẫu đá.

Như vậy, toàn bộ quá trình biến dạng theo thời gian của đá có thể mô tả bằng phương trình như sau [2]:

$$\varepsilon(t) = (\varepsilon_0 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3). \quad (2.5)$$

Trong đó: ε_0 - Giá trị biến dạng tức thời ban đầu; ε_1 - Giá trị biến dạng của quá trình lưu biến không ổn định; ε_2 - Giá trị biến dạng của quá trình lưu biến ổn định; ε_3 - Giá trị biến dạng của quá trình chảy-dẻo-phá huỷ.

Mô hình đàn-nhớt-dẻo (hình H.2.10) là một trong các mô hình tổng quát nhất cho các loại đá. Mối quan hệ giữa các biến số (ứng suất, biến dạng, tốc độ thay đổi biến dạng và thời gian) trong phương trình trạng thái lưu biến được xây dựng trên cơ sở các lý thuyết lưu biến. Lý thuyết lưu biến môi trường đàn-nhớt-dẻo và lý thuyết lưu biến phi tuyến được sử dụng phổ biến nhất hiện nay trong địa cơ học. Trong lý thuyết lưu biến môi trường đàn-nhớt-dẻo, các nhà địa cơ học sử dụng các mô hình cấu trúc để mô tả các tính chất lưu biến của vật thể. Mỗi mô hình bao hàm một số thành phần (thiết bị) đơn giản nhất mô phỏng các tính chất đàn hồi, tính chất nhớt và tính chất dẻo của môi trường. Hình H.2.10 mô tả mô hình môi trường đàn-nhớt-dẻo có đặc tính biến dạng tuyến tính.



H.2.10. Mô hình cấu trúc cho môi trường đàn-nhớt-dẻo có đặc tính biến dạng tuyến tính (theo [2]).

Tính chất đàn hồi của môi trường được mô phỏng thông qua các lò xo 1 và lò xo 3. Quy luật biến dạng của chúng tuân theo định luật Hooke. Hai pittông 2 và 5 chuyển động trong những xilanh có chứa chất lỏng với độ nhớt “ η ” sẽ mô phỏng tính chất nhớt của môi trường. Theo định luật Newton, ứng suất tác dụng trong phần tử này tỷ lệ thuận với tốc độ chuyển động của pittông. Nghĩa là: $\sigma = \eta \cdot \dot{\epsilon}$. Tính chất dẻo của môi trường được mô phỏng bằng phần tử ma sát khô 4. Phần tử này có cấu tạo từ hai phần chỉ có thể trượt trên bề mặt tiếp xúc với nhau khi $\sigma > \sigma^*$. Trong đó, σ^* là hằng số xác định cho môi trường mô phỏng.

Trong địa cơ học, thông thường các nhà địa cơ học sử dụng những trường hợp riêng của mô hình tổng quát (mô hình Poynting-Thomson

hoặc mô hình Maxwell). Mô hình Poynting-Thomson được xây dựng trên cơ sở mô hình tổng quát (hình H.2.10) sau khi loại bỏ các phần tử 4 và 5. Còn mô hình Maxwell cũng được xây dựng trên cơ sở mô hình tổng quát (hình H.2.10) sau khi chỉ giữ lại các phần tử 1 và 2.

Phương trình trạng thái lưu biến cho mô hình Poynting-Thomson được viết như sau:

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right) = \left(\frac{1}{E_0}\right)\left(\frac{d\sigma}{dt}\right) + \left(\frac{1}{t_p}\right)\left(\frac{\sigma}{E_0} - \varepsilon\right). \quad (2.6)$$

Trong đó: E_0 - Môđun đàn hồi ban đầu khi $t=0$; $t_p=[(E_0 \cdot t_0)/E_\infty]$ - Thời gian tác dụng tiếp theo (thời gian trễ) đặc trưng cho sự gia tăng tốc độ biến dạng khi tải trọng không thay đổi; E_∞ - Môđun đàn hồi cuối khi $t \rightarrow \infty$.

Sau khi giải phương trình (2.6) trong điều kiện ứng suất không đổi $\sigma=\text{const}$, các nhà địa cơ học có thể tìm ra phương trình “từ biến” có dạng như sau:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_\infty - (\varepsilon_\infty - \varepsilon_0) \cdot \text{EXP}\left(-\frac{t}{t_p}\right). \quad (2.7)$$

Trong đó: $\varepsilon_\infty=(\sigma/E_\infty)$ - Biến dạng ổn định cuối cùng; $\varepsilon_0=(\sigma/E_0)$ - Biến dạng tức thời ban đầu; t_p - Giá trị thời gian tác dụng sau đặc trưng bởi khoảng thời gian trong đó biến dạng tăng lên “e” lần.

Sau khi cho $\varepsilon=\text{const}$, các nhà địa cơ học tìm được phương trình “chùng ứng suất” có dạng như sau:

$$\sigma(t) = \sigma_\infty - (\sigma_0 - \sigma_\infty) \cdot \text{EXP}\left(-\frac{t}{t_0}\right). \quad (2.8)$$

Tại đây: $\sigma_\infty=(E_\infty \cdot \varepsilon)$ - Giá trị ứng suất cuối cùng; $\sigma_0=(E_0 \cdot \varepsilon)$ - Giá trị ứng suất ban đầu; t_0 - Thời gian “chùng ứng suất” đặc trưng bởi khoảng thời gian mà trong đó ứng suất giảm xuống “e” lần.

Từ các phương trình (2.7), (2.8) dễ dàng nhận thấy, biến dạng mang đặc tính giảm dần $\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$, trong khi đó ứng suất không bị “chùng” hoàn toàn.

Môi trường theo mô hình Maxwell có khả năng lưu biến không bị giới hạn. Phương trình thể hiện trạng thái lưu biến cho môi trường Maxwell có dạng:

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right) = \left(\frac{1}{E_0}\right)\left(\frac{d\sigma}{dt}\right) + \left(\frac{\sigma}{E_0 \cdot t_0}\right). \quad (2.9)$$

Lời giải của phương trình (2.9) có dạng như sau:

* Khi $\sigma = \text{const}$, ta có:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \cdot \left(1 + \frac{t}{t_0} \right) \quad (2.10)$$

* Khi $\varepsilon = \text{const}$, ta có:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot \text{EXP} \left(-\frac{t}{t_p} \right) \quad (2.11)$$

Kết quả phân tích hai phương trình (2.10), (2.11) cho thấy, khi $\sigma = \text{const}$, biến dạng sẽ gia tăng và không bị giới hạn bởi quy luật tuyến tính. Trong khi đó, khi $\varepsilon = \text{const}$, ứng suất sẽ giảm dần đến giá trị bằng không (0,0).

Sau khi nghiên cứu các loại đá vùng mỏ Đônбax và vùng mỏ ngoại ô Moxkva, Liberman IU. M. đã đề xuất phương án phân chia các loại đá theo tính chất lưu biến ra thành hai nhóm.

Nhóm đá thứ nhất đặc trưng bởi sự biến dạng hạn chế theo thời gian. Biến dạng sẽ tăng dần theo quy luật hàm số mũ và tiến dần (tiệm cận) tới một giới hạn xác định (đường cong 1 trên hình H.2.11).

Phương trình trạng thái lưu biến cho các loại đá nhóm thứ nhất có thể sử dụng dưới dạng phương trình (2.6) trong mô hình Poynting-Thomson. Trong trường hợp này, trong phương trình trạng thái (2.6) cần phải thay thế hàm số $\sigma_\infty = E_\infty \cdot \varepsilon$ bằng một hàm số phi tuyến có dạng:

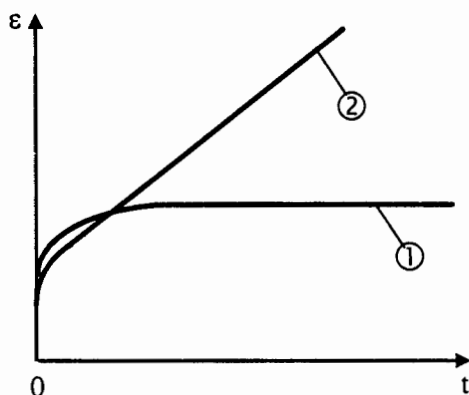
$$\varepsilon_\infty = A \cdot \left(\frac{\sigma}{E_0} \right)^m \quad (2.12)$$

hoặc:

$$\varepsilon_\infty = \alpha \cdot \left(\frac{\sigma}{E_0} \right) + \beta \cdot \left(\frac{\sigma}{E_0} \right)^2 \quad (2.13)$$

Tại đây: A, m, α , β - Các tham số thực nghiệm.

Đá nhóm thứ nhất có thể bao gồm các loại sau đây: đá phiến sét yếu và trung bình; đá cát kết; đá sét kết và đá alevrolit. Bảng 2.7 giới thiệu các giá trị của các tham số thực nghiệm A, m, α , β , t_p cho một số loại đá trên đây [2]. Theo số liệu của Ternhiak I. L., giá trị thời gian từ biến " t_p " cho một số loại đá vùng Đônбax có thể lấy như sau: $t_p = 3 \div 4,4$ ngày cho đá sét cát phân phiến; $t_p = 1 \div 2,3$ ngày cho đá cát kết; $t_p = 5 \div 8,5$ ngày cho đá phiến sét.



H.2.11. Biểu đồ từ biến cho các loại đá nhóm thứ nhất (1) và các loại đá nhóm thứ hai (2) (theo Liberman IU. M. [2]).

Bảng 2.7.

N ^o	Loại đá	α	β	A	m	t _p , ngày
1	Đá phiến sét yếu	1,5	600÷800	10÷15	1,2÷1,3	30÷40
2	Đá phiến sét cứng	1,3	200÷300	-	-	5÷10
3	Đá phiến pha cát	1,2	100	5÷10	1,1÷1,2	3÷5
4	Đá cát kết	1,1	20	1÷5	1,0÷1,05	2÷3

Đá nhóm thứ hai có đồ thị từ biến không tuân theo quy luật biến dạng giới hạn. Trong giai đoạn đầu, biến dạng sẽ tuân theo quy luật hàm số mũ. Sau đó, đường cong biến dạng sẽ chuyển sang dạng đường thẳng và tạo nên một góc nghiêng nào đó so với trục thời gian. Trong giới hạn gần đúng có thể sử dụng phương trình (2.9) như là phương trình trạng thái lưu biến cho các loại đá nhóm thứ hai.

Thời gian chùng ứng suất “t_o” trong phương trình (2.9) được xác định từ đường cong từ biến. Đây chính là khoảng thời gian làm cho giá trị biến dạng ban đầu ϵ_0 tăng lên đến hai lần. Cần phải lưu ý rằng, giá trị biến dạng ϵ_0 sẽ được lấy trực tiếp theo đường cong từ biến như là tọa độ của điểm giao nhau giữa phần đồ thị đường thẳng kéo dài tới điểm cắt nhau với trục hoành ϵ .

Tương tự như trên, môđun đàn hồi ban đầu “E_o” sẽ được xác định theo công thức $E_o = (\sigma/\epsilon_o)$. Các loại đá pha sét thuộc về đá nhóm thứ hai. Theo kết quả nghiên cứu của Liberman IU. M., thời gian chùng ứng suất cho đá pha sét tại vùng than ngoại ô Moxkva bằng 45 ngày, còn môđun đàn hồi ban đầu có thể lấy bằng E_o=280 MPa.

Để mô tả các tính chất lưu biến cho các loại đất đá khác nhau, ngoài những mô hình trên đây, trên thực tế các nhà địa cơ học đã sử dụng những mô hình cấu trúc khác nhau (ví dụ: mô hình Kenvin [3, 78]; mô hình Burgers; mô hình Bingham [16, 37]; v.v...).

Nhìn chung, từ góc độ của những tính chất lưu biến, đá là những vật thể rất phức tạp. Do đó, các mô hình địa cơ học trên đây chỉ có thể mô tả một cách gần đúng trạng thái cơ học của đá.

Việc mô tả một cách chi tiết hơn các tính chất lưu biến của đá bắt buộc phải sử dụng những mô hình đa phần tử phức tạp. Quá trình xác định các thông số cho những mô hình đó rất phức tạp.

Trên thực tế, nên sử dụng các loại mô hình có sự phân bố liên tục các phần tử. Kết quả cho phép xây dựng phương trình trạng thái với một thông số và với một hàm số ảnh hưởng nào đó. Hàm số này có ý nghĩa vật lý rõ ràng và có thể dễ dàng xác định.

Bên cạnh các mô hình môi trường đàn-nhớt-dẻo có đặc tính biến dạng tuyến tính trên đây, các nhà địa cơ học còn xây dựng các mô hình địa cơ học có khả năng xét đến biến dạng phi tuyến của môi trường.

Một trong số các lý thuyết từ biến tổng quát có khả năng xét đến biến dạng phi tuyến là lý thuyết từ biến kế thừa. Lý thuyết này cho phép mô tả quá trình biến dạng của vật liệu (đất đá) theo thời gian có xét đến đặc tính lịch sử của quá trình chất tải. Lý thuyết từ biến kế thừa tuyến tính do Bolzman L. đề xuất và được Voltera V. phát triển [8].

Theo lý thuyết từ biến kế thừa tuyến tính, quá trình biến dạng của môi trường dưới tác dụng của ngoại lực sẽ tiếp tục phát triển sau khi chúng được đặt tải và cất tải (dỡ tải) (đặc tính kế thừa), trong đó các giá trị biến dạng sẽ tỷ lệ với các giá trị ứng suất tác dụng tại những thời điểm thời gian khác nhau (đặc tính tuyến tính) và được cộng lại giữa chúng với nhau (nguyên lý cộng tác dụng).

Phương trình từ biến mô tả mối quan hệ giữa biến dạng và ứng suất có xét tới yếu tố thời gian theo lý thuyết từ biến kế thừa được viết dưới dạng phương trình Bolzman-Voltera [8]:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} \left[\sigma(t) + \int_0^t L(t-\tau) \cdot \sigma(\tau) d\tau \right] \quad (2.14)$$

Tại đây: $\varepsilon(t)$ – Hàm số biến dạng tại thời điểm thời gian t ; $\sigma(t)$ – Hàm số ứng suất tại thời điểm thời gian t ; E – Mô đun đàn hồi ban đầu; τ – Thời gian xảy ra trước thời điểm t ; $L(t-\tau)$ – “Nhân từ biến” đặc trưng cho tốc độ biến dạng (hàm số ảnh hưởng). Dạng của “nhân từ biến” được xác

định thực nghiệm bằng phương pháp xấp xỉ toán học các đường cong từ biến trên cơ sở một mối quan hệ toán học thực nghiệm nào đó.

Khi ứng suất không thay đổi theo thời gian $\sigma(t)=\sigma_0=\text{const}$, từ (2.14) các nhà địa cơ học nhận được phương trình từ biến (sự thay đổi của biến dạng theo thời gian trong khi ứng suất không thay đổi) như sau:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot \left[1 + \int_0^t L(\tau) d\tau \right]. \quad (2.15)$$

Sau khi lấy đạo hàm hai vế của phương trình (2.15) theo t , các nhà địa cơ học nhận được:

$$L(t) = \frac{E}{\sigma_0} \frac{d\varepsilon(t)}{dt}. \quad (2.16)$$

Từ đây, các nhà địa cơ học rút ra rằng, $L(t)$ thể hiện là một hàm số của tốc độ từ biến. Hàm số $L(t)$ được xác định bằng tỷ số giữa tốc độ biến dạng “ $d\varepsilon(t)/dt$ ” (góc nghiêng của tiếp tuyến với đường cong “ $\varepsilon(t)-t$ ”) và ứng suất tác dụng σ_0 .

Hàm số $L(t-\tau)$ là nhân của phương trình vi phân (2.14). Sau khi giải phương trình (2.14) tương ứng với $\sigma(t)$, các nhà địa cơ học nhận được biểu thức như sau:

$$\sigma(t) = E \cdot \varepsilon(t) - \int_0^t K(t-\tau) \cdot \varepsilon(\tau) d\tau. \quad (2.17)$$

Khi $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 = \text{const}$, từ phương trình (2.17) các nhà địa cơ học nhận được phương trình chùng ứng suất (sự thay đổi của ứng suất theo thời gian trong khi biến dạng không thay đổi):

$$\sigma(t) = E \cdot \varepsilon_0 \left(1 - \int_0^t K(\tau) d\tau \right). \quad (2.18)$$

Tại đây: $K(t)$ – Hàm số của tốc độ chùng ứng suất:

$$K(t) = -\frac{1}{E \cdot \varepsilon_0} \frac{d\sigma(t)}{dt}. \quad (2.19)$$

Biểu thức (2.17) là lời giải của phương trình (2.14). Trong đó, giữa các hàm số $L(t)$ và $K(t)$ luôn tồn tại mối quan hệ cho phép từ một đại lượng trong chúng có thể tìm thấy đại lượng thứ hai. Hàm số $K(t)$ gọi là giải thức của phương trình (2.14).

Phương trình (2.15) có thể mô tả dưới dạng [8]:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E}. \quad (2.20)$$

Tại đây: $\bar{E}$ - Toán tử thời gian.

Rabotnov I.U. N. đã chỉ ra rằng, có thể xét bài toán của lý thuyết từ biến kế thừa tuyến tính dưới hình thức như là bài toán của lý thuyết đàn hồi, trong đó các hằng số đàn hồi phải được thay thế bằng các toán tử thời gian với nhân tử biến [41].

Giả thuyết này (được Rabotnov I.U. N. gọi là “nguyên lý Volterra”) cho phép giải quyết các bài toán cơ học đá ứng dụng và cơ học công trình ngầm, trong đó các điều kiện biên và các lực thể tích có thể được chọn như là những đại lượng không phụ thuộc vào thời gian.

Trên cơ sở phát triển để sử dụng cho các loại đá thông thường [20, 21] và cho quá trình giải những bài toán địa cơ học khác nhau [23], Erjanov J. X. đã chỉ ra rằng, quá trình biến dạng của một số loại đất đá đến một giới hạn nhất định sẽ tương ứng với phương trình (2.14) có nhân tử biến dưới dạng phương trình mũ (nhân dạng Abel):

$$L(\tau, t) = \delta(t - \tau)^\alpha. \quad (2.21)$$

Tại đây: δ và α - Các đặc tính từ biến nhận được từ quá trình thực nghiệm, $0 < \alpha < 1$. Bảng 2.8 giới thiệu một số đặc tính (thông số) từ biến theo số liệu của Erjanov J. X. [20, 21].

Bảng 2.8.

№	Các chủng loại đá	Các thông số từ biến	
		δ	α
1	Đá alevrolit	0,010	0,7
2	Đá sét kết	0,004	0,7
3	Đá cát kết	0,001	0,7
4	Đá vôi	0,002	0,7

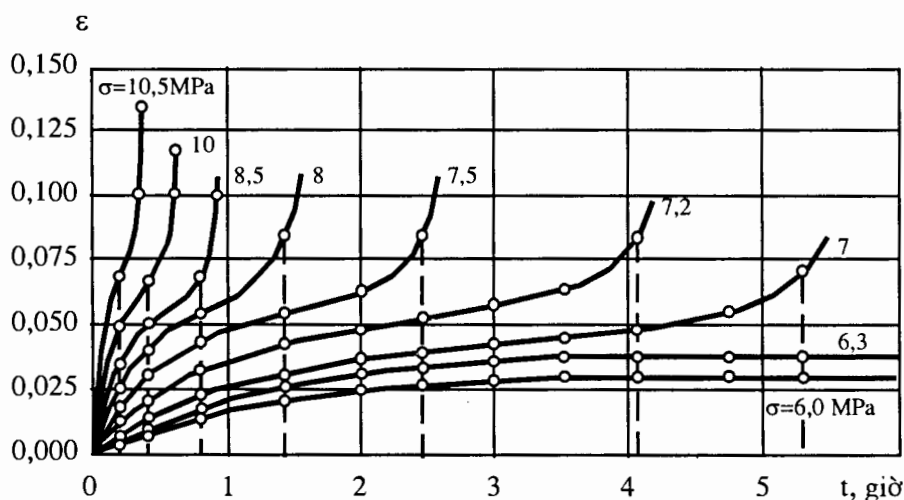
Phương trình từ biến (2.15) trong trường hợp này có dạng sau đây:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot \left[1 + \frac{\delta \cdot t^{1-\alpha}}{1-\alpha} \right] = \frac{\sigma_0}{E}. \quad (2.22)$$

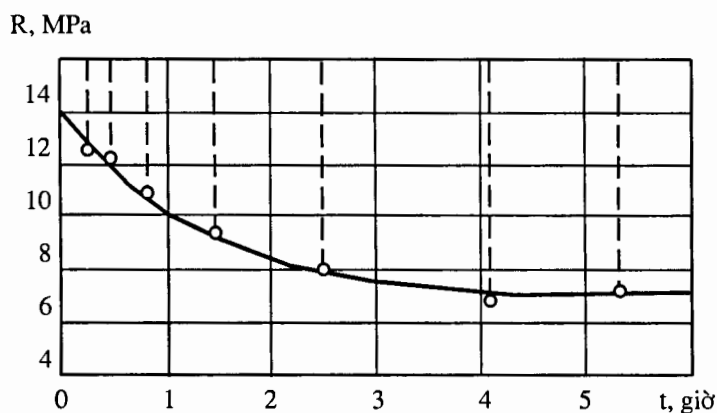
Khi nghiên cứu quá trình phá huỷ khối đá chứa công trình ngầm, cũng như khi tính toán các kết cấu chống giữ khác nhau có xét tới yếu tố thời gian, ngoài hai khái niệm “từ biến” và “chùng ứng suất” thông

thường các nhà địa cơ học còn hay sử dụng khái niệm “độ bền dài lâu” (“giới hạn bền dài lâu”) của đá.

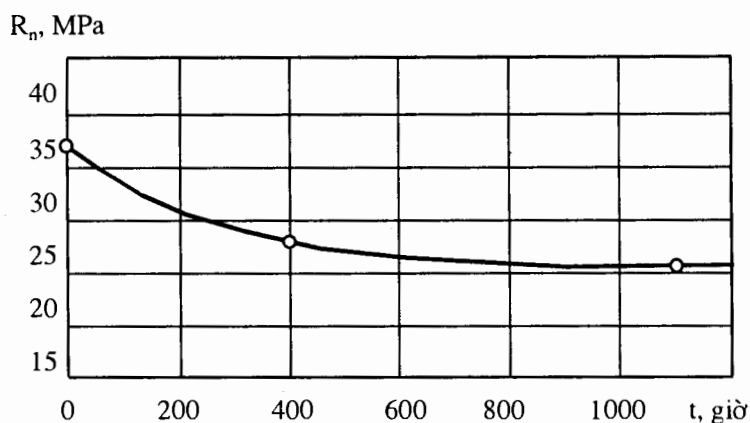
Nếu trên họ các đường cong từ biến (hình H.2.12) các nhà địa cơ học đánh dấu những điểm tương ứng với thời điểm phá huỷ $t_1, t_2, t_3, \dots, t_n$ cho những giá trị ứng suất khác nhau $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \dots, \sigma_n$ thì đường cong xây dựng theo các số liệu đó trong hệ toạ độ “ σ - t ” sẽ mô tả quá trình giảm bền của đá theo thời gian (hình H.2.13).



H.2.12. Họ các đồ thị từ biến của cát đóng băng (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2]).



H.2.13. Đồ thị mô tả quy luật thay đổi độ bền dài lâu của cát đóng băng theo thời gian (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A [2]).



H.2.14. Quy luật thay đổi độ bền dài lâu của đá với phụ thuộc vào thời gian tác dụng của ngoại lực (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Bảng 2.9.

Nº	Chủng loại đá	Giá trị tỷ số giữa độ bền nén tức thời và độ bền nén dài lâu của đá ($R_n/R_{n\infty}$)
1	Đá vôi	1,36
2	Đá cát kết	1,55
3	Đá phiến sét	2,00
4	Đá phan	1,61
5	Đất sét	1,35
6	Muối mỏ	1,43

Ý nghĩa vật lý của đường cong giảm bền thể hiện ở chỗ, trong điều kiện chất tải lâu dài, đá sẽ bị phá huỷ ở những giá trị tải trọng nhỏ hơn nhiều so với khi chất tải tức thời. Đường cong trên hình H.2.13 gọi là đường cong đặc trưng cho “độ bền dài lâu” của đá trong quá trình nén đơn trục.

Toạ độ ban đầu của đường cong tương ứng với độ bền của đá khi chất tải tức thời R_n , còn đường tiệm cận của đường cong sẽ tương ứng với giá trị giới hạn bền dài lâu của đá $R_{n\infty}$.

Trong các bài toán địa cơ học ứng dụng, giá trị $R_n(t)$ cần phải được chọn sao cho tương ứng với thời gian tồn tại của đối tượng nghiên

cứu. Hình H.2.14 thể hiện quy luật biến đổi của giới hạn bền dài lâu của đá với $R_{n\infty}$ tùy thuộc vào thời gian dưới tác dụng của ngoại lực [2, 3].

Giá trị tỷ số giữa độ bền tức thời và độ bền dài lâu của đá thường lớn hơn 1,0. Tỷ số này thông thường thay đổi trong khoảng từ 1,2 đến 1,7 cho phần lớn các loại đá. Bảng 2.9 giới thiệu giá trị tỷ số giữa độ bền tức thời R_n và độ bền dài lâu $R_{n\infty}$ của một số loại đá (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

CHƯƠNG 3

ĐẶC ĐIỂM CẤU TRÚC VÀ TRẠNG THÁI CƠ HỌC CỦA KHỐI ĐÁ

3.1. Tổng quan

Khối đá là một môi trường vật lý-cơ học hết sức phức tạp. Trên thực tế, khối đá có một số đặc điểm cấu trúc-cơ học đặc trưng riêng biệt. Chính tổ hợp các đặc điểm cấu trúc-cơ học này sẽ xác định trạng thái cơ học của khối đá. Những đặc điểm riêng biệt trên đây của khối đá xuất hiện do những nguyên nhân chính sau: trong khối đá tồn tại những hộc nứt nẻ khác nhau (nứt nẻ tự nhiên, nứt nẻ nhân tạo); mức độ không đồng nhất của thành phần vật chất cấu tạo nên khối đá (đặc tính phân lớp, phân phiến-phân thớ trong từng lớp...) và trạng thái ứng suất khác nhau trong khối đá.

Trong trường hợp tổng quát, tổ hợp tất cả những yếu tố trên sẽ làm cho khối đá trở thành một môi trường vật lý rời rạc, không đồng nhất, không đẳng hướng. Các quá trình cơ học xảy ra trong chúng sẽ mang đặc tính phi tuyến, nhất thời.

Tổ hợp các yếu tố ảnh hưởng tới các đặc điểm cấu trúc-cơ học khối đá có thể được phân chia ra thành hai nhóm chủ yếu: các yếu tố địa chất và các yếu tố kỹ thuật-công nghệ.

Các yếu tố địa chất chủ yếu:

- * Cho mẫu đá: chủng loại đá, tính chất cơ-lý đá, tính chất ăn mòn (xâm thực) và trạng thái cơ học đá.

- * Cho khối đá: các điều kiện về thể nằm, mức độ phá huỷ, đặc điểm cấu tạo của từng khối nguyên nhỏ riêng biệt và tính chất cơ học khối đá.

Các yếu tố kỹ thuật-công nghệ chủ yếu:

- * Đặc điểm của giải pháp thiết kế kỹ thuật: hình dạng, kích thước của công trình ngầm, vị trí của công trình ngầm trong khối đá, phương pháp thi công và chống giữ công trình ngầm...

- * Các thông số xây dựng công trình ngầm: vị trí và thời gian lắp dựng kết cấu chống giữ so với gương đào, chất lượng thực hiện các công tác thi công.

Các phương trình vật lý mô tả trạng thái cơ học khối đá như một môi trường cơ-lý phức tạp phải bao gồm các thành phần chính sau đây: ứng suất, biến dạng, các hằng số vật lý, nhiệt độ, thời gian và các thành phần đạo hàm theo thời gian.

3.2. Đặc tính liên khối của khối đá

Dễ dàng nhận thấy, việc mô tả toán-cơ chuẩn xác môi trường khối đá là một bài toán đặc biệt phức tạp. Trong khi đó, quá trình tìm kiếm lời giải cho mỗi bài toán cụ thể bằng phương pháp giải tích thường không thể thực hiện được do trên thực tế rất khó khắc phục các khó khăn và phức tạp về mặt toán học của bài toán.

Do đó, khi nghiên cứu các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá bằng các phương pháp giải tích toán-cơ, tình trạng trên đây đã bắt buộc các nhà địa cơ học không thể tiến hành nghiên cứu trực tiếp trên khối đá mà phải thông qua một hình ảnh lý tưởng hoá nào đó của chúng - Các mô hình địa cơ học.

Theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A., “mô hình địa cơ học” là một sơ đồ nào đó có thể thể hiện gần đúng những tính chất cơ học của khối đá thực tế và những quy luật biến đổi của chúng trong không gian và thời gian.

Trên cơ sở các “mô hình địa cơ học”, các nhà địa cơ học có thể thiết lập những sơ đồ tính toán khác nhau. Các sơ đồ tính toán cho phép nghiên cứu các quy luật cơ học xảy ra trong khối đá tùy thuộc vào những điều kiện cụ thể của công tác xây dựng công trình ngầm. Nói cách khác, các sơ đồ tính toán được xem như những mô hình địa cơ học xác định, trong đó cho trước tổ hợp các điều kiện ban đầu, những điều kiện biên và xác định trước đặc tính phát triển của các quá trình cơ học.

Phương pháp mô hình hoá dựa trên việc thay thế khối đá thực tế bằng một hình ảnh lý tưởng hoá nào đó là một trong những phương pháp hiệu quả nhất để nghiên cứu các quá trình và hiện tượng địa cơ học xuất hiện trong khối đá sau khi trạng thái cân bằng ban đầu của nó bị phá vỡ.

Hiện nay, trong quá trình nghiên cứu địa cơ học các nhà khoa học thường sử dụng các mô hình toán học, các mô hình vật lý và các mô hình tương đương. Mô hình toán học thường được sử dụng trong các lời giải giải tích cho những bài toán cơ học đá.

Tùy thuộc vào dạng mô hình địa cơ học đã chọn, quá trình nghiên cứu chúng có thể thực hiện thông qua các phương pháp lý thuyết cơ học cho môi trường liên tục hoặc các phương pháp lý thuyết cơ học cho môi trường rời.

Trên thực tế, việc lý tưởng hoá khối đá thực tế bằng các mô hình địa cơ học thể hiện thông qua hai quan điểm sau đây:

* Quan điểm thứ nhất: khi “chuyển đổi” từ khối đá thực tế đến các mô hình địa cơ học phản ánh chính nó, các nhà địa cơ học đã tính đến một số tính chất cấu trúc-cơ học không dưới dạng trực tiếp mà dưới

dạng gián tiếp. Ví dụ, khối đá chứa các họ nứt nẻ tự nhiên có thể được thay thế bằng một mô hình môi trường liên khối, không nứt nẻ nhưng không đẳng hướng với các đặc tính cấu tạo tương đương [1, 2]. Nghĩa là, việc nghiên cứu sự ảnh hưởng của mức độ nứt nẻ tới quá trình biến dạng khối đá sẽ được thay thế bằng việc nghiên cứu sự ảnh hưởng của đặc tính không đẳng hướng các tính chất biến dạng trong mô hình địa cơ học.

* Quan điểm thứ hai: các đặc điểm cấu trúc-cơ học thể hiện ở những mức độ khác nhau trong những điều kiện địa chất, kỹ thuật-công nghệ cụ thể. Điều này đã dẫn đến khả năng: sự tồn tại của chúng không gây ra những ảnh hưởng đáng kể về chất cũng như về lượng giống nhau khi đánh giá các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá.

Quan điểm thứ hai đã dẫn tới ý tưởng không nên chỉ có một mô hình địa cơ học vạn năng mà nên xây dựng một tập hợp những mô hình đó. Mỗi mô hình cần phải thể hiện khối đá thực tế tương ứng với những đặc điểm cấu tạo chủ đạo của chúng trong những điều kiện cụ thể.

Sau khi nghiên cứu các đặc điểm của các mô hình địa cơ học, Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã tiến hành phân loại chúng và đưa ra sơ đồ phân loại mô tả trên hình H.3.1.

Đầu tiên cần phải dựa trên đặc điểm mức độ liên khối (đặc điểm cấu trúc-cơ học quan trọng nhất của môi trường khối đá) để phân chia các mô hình địa cơ học. Từ đặc tính liên khối (đặc tính liên tục cơ học của khối đá), các khối đá thực tế được phân chia thành hai nhóm đặc trưng bằng hai loại mô hình địa cơ học:

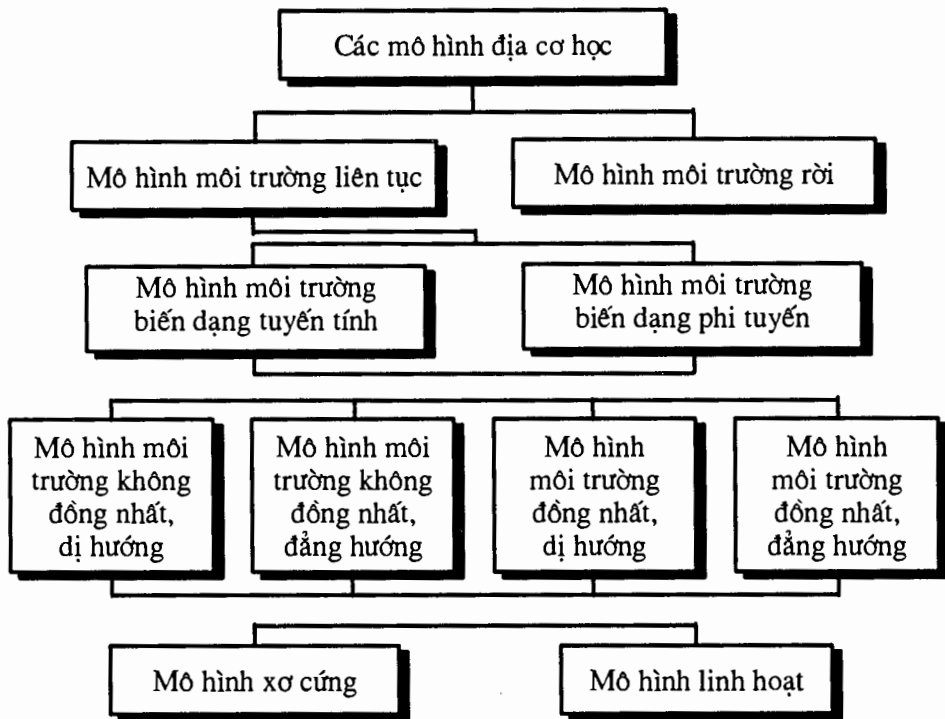
- * Mô hình môi trường rời;
- * Mô hình môi trường liên tục.

Tùy thuộc bởi đặc tính mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng, các mô hình địa cơ học sẽ được phân loại thành:

- * Mô hình biến dạng tuyến tính;
- * Mô hình biến dạng phi tuyến.

Tùy thuộc vào đặc điểm kết hợp giữa các đặc tính cấu trúc-cơ học và mức độ thể hiện của chúng, các mô hình địa cơ học khối đá có thể có các dạng sau đây:

- * Mô hình môi trường không đồng nhất dị hướng;
- * Mô hình môi trường không đồng nhất đẳng hướng;
- * Mô hình môi trường đồng nhất dị hướng;
- * Mô hình môi trường đồng nhất đẳng hướng.



H.3.1. Sơ đồ hệ thống phân loại các mô hình địa cơ học
(theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Theo nguồn gốc thành tạo, đặc tính không đồng nhất của khối đá có thể phân chia thành hai loại:

- * Đặc tính không đồng nhất của khối đá có nguồn gốc tự nhiên (đặc tính phân lớp, phân phiến, mức độ nứt nẻ...);
- * Đặc tính không đồng nhất của khối đá có nguồn gốc nhân tạo (sự thay đổi các tính chất cơ học của khối đá liên quan tới những tác động công nghệ-xây dựng công trình ngầm).

Theo yếu tố thời gian, từ đặc tính trạng thái của các mô hình địa cơ học trên đây, có thể phân chia chúng ra thành hai nhóm:

- * Các mô hình địa cơ học cho môi trường xơ cứng (các mô hình không có sự thay đổi lớn về bản chất vật lý trong suốt thời gian tồn tại);
- * Các mô hình địa cơ học cho môi trường linh hoạt (các mô hình có thể có sự thay đổi lớn về bản chất vật lý trong suốt thời gian tồn tại).

Quá trình lựa chọn mô hình địa cơ học được tiến hành dựa trên những tiêu chuẩn địa cơ học cơ bản sau đây: “thể tích cơ bản”; “tiêu chuẩn tựa liên tục”; “tiêu chuẩn tựa đồng nhất” [2, 3].

Đại lượng “thể tích cơ bản” là thể tích nhỏ nhất có thể chứa đựng tất cả những tính chất của khối đá. Kích thước hình học của nó nhỏ đến nỗi trạng thái ứng suất-biến dạng của nó có thể xem như là trạng thái ứng suất-biến dạng tại một điểm. Nói cách khác, “thể tích cơ bản” là một thể tích khối đá vô cùng nhỏ có thể chứa được tất cả những tính chất của toàn bộ khối đá. Từ điều kiện trên đây, các nhà địa cơ học cần phải xem xét các đặc tính cấu trúc của khối đá (đặc điểm cấu tạo phía trong khối đá) và những đặc điểm cấu trúc của chúng. Trên thực tế, các nhà địa cơ học hoàn toàn có thể chỉ ra trong khối đá những thể tích nhỏ với kích thước xác định mà vẫn chứa đựng tính chất của toàn bộ khối đá. Những kích thước thể tích này mang đặc tính giới hạn. Quá trình giảm thể tích tiếp theo sẽ dẫn tới thời điểm bắt đầu thể hiện mạnh các tính chất khoáng vật cấu tạo. Kích thước của “thể tích cơ bản” phụ thuộc vào chủng loại đá, độ lớn của các hạt khung khoáng vật và vị trí tương hỗ giữa chúng. Ví dụ, giá trị “thể tích cơ bản” bằng $0,025 \text{ cm}^3$ để cho các loại đá cát kết có chứa tới 80% thạch anh và 20% chất dính kết (kích thước hạt khoáng vật tối đa bằng 0,5 mm). Diện tích mặt đáy khối lập phương “thể tích cơ bản” bằng $0,084 \text{ cm}^2$; còn chiều dài cạnh cơ bản bằng 0,29 cm. Các loại đá khác cũng có những “thể tích cơ bản” tương tự.

Trên thực tế, kích thước của các đối tượng nghiên cứu trong khối đá thông thường được đo bằng đơn vị nhiều mét dài, nhiều chục mét dài. Do đó, các “thể tích cơ bản” được xem như là vô cùng nhỏ bé. Như vậy, các khuyết tật cấu tạo đá không thể trở thành những trở ngại lớn cho việc sử dụng các phương pháp cơ học môi trường liên tục.

Những khuyết tật cấu tạo của khối đá có ảnh hưởng lớn hơn đến các kích thước của “thể tích cơ bản” so với những thể tích bên trong của cấu tạo đá. Trong những trường hợp riêng, kích thước của các “thể tích cơ bản” đó có thể đạt tới những giá trị một vài mét. Việc phân loại tiếp theo những thể tích trên như là những “thể tích cơ bản” sẽ phụ thuộc vào kích thước của đối tượng nghiên cứu.

Ví dụ, khi nghiên cứu những quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh các công trình ngầm chuẩn bị khai thác, vùng ảnh hưởng của công trình ngầm thay đổi từ giá trị hàng mét tới giá trị hàng chục mét. Những đơn vị thể tích như vậy không thể được phân loại như là những “thể tích cơ bản”. Trong những trường hợp khác, khi nghiên cứu sự chuyển dịch của khối đá phía trên lò chợ với kích thước vùng nghiên cứu bằng hàng trăm mét thì những thể tích như vậy có thể xem là đủ nhỏ và có thể xếp chúng vào loại các “thể tích cơ bản”. Từ đây, đặc tính mức độ hợp lý của việc sử dụng các phương pháp cơ học môi trường liên tục

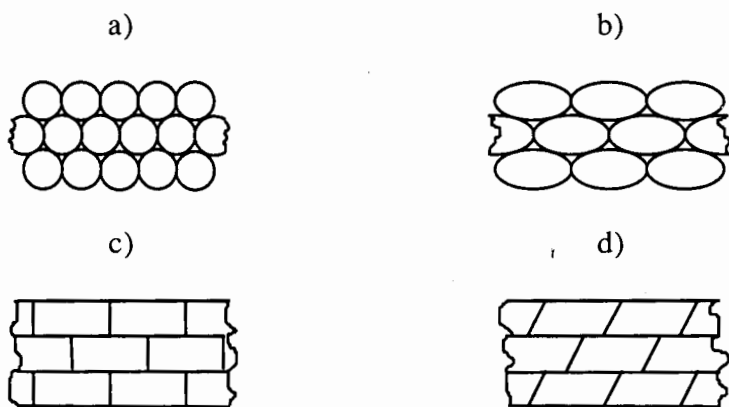
sẽ phải được giải quyết cho từng khối đá cụ thể với những đặc điểm cấu trúc-cơ học của chính chúng.

Krupenikov G. A. đã đề xuất khái niệm toán học tổng hợp về đặc tính liên tục cho khối đá [34]. Krupenikov G. A. đã đưa ra khái niệm “tiêu chuẩn tựa liên tục” - “khối tựa liên tục” (gắn liên tục) và đề xuất phương pháp đánh giá khối đá như một môi trường tựa liên tục theo tiêu chuẩn như sau. Khối đá được xem như là một môi trường tựa liên tục khi điều kiện sau đây thoả mãn:

$$\Delta A < \varepsilon \text{ khi } \Delta a < l_0. \quad (3.1)$$

Trong đó: ΔA - Độ chênh lệch của những giá trị ứng suất, biến dạng và dịch chuyển tại các điểm lân cận khối đá với số gia toạ độ bằng Δa ; l_0 - Kích thước dài của “thể tích cơ bản” (chiều dài cơ bản); ε - Độ sai lệch cho phép khi tiến hành xác định (đến 15% giá trị trung bình).

Trong trường hợp điều kiện (3.1) không thoả mãn, các bài toán địa cơ học phải giải quyết bằng các phương pháp cơ học môi trường rời.



H.3.2. Một số mô hình cơ học của môi trường rời kinh điển (theo [26]).

Khác với môi trường liên tục, môi trường rời kinh điển cấu tạo từ một hệ các phần tử riêng biệt. Mỗi phần tử của hệ có hình dạng nhất định (hình tròn, hình chữ nhật, hình elip, hình bình hành...) (hình H.3.2). Tùy thuộc bởi hình dạng cấu tạo của mình, các phần tử cấu thành sẽ sắp xếp với nhau theo những quy luật nhất định và tạo nên hệ khối đá [26].

Thực tế cho thấy, các phần tử cấu thành môi trường rời khối đá thông thường có hình dạng cấu tạo và kích thước rất khác nhau. Các phần tử liên kết với nhau thông qua lực ma sát (không có lực dính kết) và tự sắp xếp với nhau để tạo nên khối đá.

Quy luật phân bố, sắp xếp các phân tử, số lượng các điểm tiếp xúc giữa chúng với nhau có ý nghĩa đặc biệt quan trọng trong quá trình hình thành các đặc tính: trọng lượng thể tích, độ ổn định của mô hình khối đá và trạng thái cơ học của chúng. Số lượng điểm tiếp xúc của mỗi phân tử với các phân tử bao quanh dao động trong khoảng từ 2 đến 6. Các mô hình thường gặp và mang tính ổn định cao có chứa các phân tử tiếp xúc với nhau thông qua 3÷4 điểm (mặt) tiếp xúc.

3.3. Đặc tính nứt nẻ, phân lớp và phân phiến của khối đá

Trong tất cả các đặc tính cấu trúc-cơ học của khối đá thì mức độ nứt nẻ và độ phân lớp có ảnh hưởng lớn nhất tới đặc tính liên khối, các đặc tính biến dạng-bền chủ yếu của khối đá.

Trong địa chất, khái niệm “nứt nẻ” có ý nghĩa tương đối rộng. Nó bao gồm những phá huỷ kiến tạo địa chất rất lớn cho đến các vi khe nứt, vi phân lớp chỉ có thể nhận biết được từ các kính hiển vi có độ chính xác cao. Trong cơ học môi trường liên tục, nứt nẻ là một mặt phân cách tại đó có sự xuất hiện đột biến của trường biến dạng.

Trong khối đá, các nứt nẻ có thể nằm cách nhau một khoảng nào đó hoặc giao, cắt nhau. Kết quả cuối cùng sẽ làm cho khối đá (hay một phần của nó) có kích thước đặc trưng “H” sẽ bị phân chia ra thành một tập hợp các “khối cấu trúc” có kích thước trung bình “h”. Giá trị tỷ số “H/h” được gọi là cường độ nứt nẻ.

Để đánh giá định lượng cường độ nứt nẻ người ta thường sử dụng các đại lượng: “cường độ nứt nẻ theo độ dài”, “cường độ nứt nẻ theo diện tích” và “cường độ nứt nẻ theo thể tích”. Các đại lượng này tương ứng với giá trị tỷ số giữa đơn vị chiều dài, diện tích và thể tích với khoảng cách trung bình giữa các khe nứt sát nhau “ l_{tb} ”, với diện tích trung bình “ S_{tb} ” và thể tích trung bình “ V_{tb} ” của “khối cấu trúc [2].

Trong các tài liệu mỏ-địa chất, “cường độ nứt nẻ” thường được hiểu như là tần số (số lượng) nứt nẻ trên một mét dài theo hướng vuông góc với khe nứt. Nghĩa là, về bản chất “cường độ nứt nẻ” bằng đại lượng nghịch đảo của khoảng cách pháp tuyến giữa các khe nứt “ l_{tb} ”, hoặc bằng đại lượng nghịch đảo các kích thước “khối cấu trúc” giới hạn bằng những nứt nẻ kề nhau của ba họ nứt nẻ giao cắt nhau (các kích thước được tính theo đơn vị mét dài):

$$W = \left(\frac{1}{l_{tb}} \right) \quad (3.2)$$

Theo giá trị “cường độ nứt nẻ”, đá khối được phân chia ra thành các nhóm sau đây:

* Đá với cường độ nứt nẻ yếu có $W < 1$;

* Đá với cường độ nứt nẻ trung bình có $W = (1+3)$;

* Đá với cường độ nứt nẻ mạnh có $W = (3+10)$;

* Đá với cường độ nứt nẻ rất mạnh $W > 10$ (trường hợp hay gặp trong các loại đá trầm tích phân lớp mỏng và bị phong hoá) [50].

Hiện nay tồn tại một số lượng rất lớn các hệ thống phân loại khác nhau cho mức độ nứt nẻ của khối đá. Cơ sở của các bảng phân loại dựa trên những đặc điểm sau đây: đặc điểm địa chất-kỹ thuật, đặc điểm địa chất thủy văn, đặc điểm cấu tạo hình học, đặc điểm nguồn gốc thành tạo...

Theo đặc điểm nguồn gốc thành tạo, các nứt nẻ có thể được phân chia thành các nhóm sau đây [11]:

* Các nứt nẻ nội sinh;

* Các nứt nẻ kiến tạo (ngoại sinh);

* Các nứt nẻ phong hoá (ngoại sinh);

* Các nứt nẻ nhân tạo (liên quan tới các công tác xây dựng-sử dụng công trình ngầm).

Ba nhóm nứt nẻ đầu tạo nên trong khối đá họ nứt nẻ tự nhiên. Các nhóm này có mối quan hệ chặt chẽ với các đặc điểm tạo ra chúng và những thay đổi tiếp theo của các quá trình ngoại sinh, nội sinh xảy ra trong lòng đất. Những nứt nẻ thuộc họ này thông thường đặc trưng bởi những kích thước tương đối lớn (từ một vài mét đến một vài kilômét).

Các nứt nẻ nhân tạo được hình thành do kết quả thi công và các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá chứa công trình ngầm.

Theo kích thước chiều dài, có thể phân chia nứt nẻ thành năm nhóm sau đây:

* Nhóm 1 - Các khuyết tật của mạng lưới tinh thể khoáng vật;

* Nhóm 2 - Các nứt nẻ vi mô ở mức độ kích thước các hạt khoáng vật;

* Nhóm 3 - Các nứt nẻ vĩ mô;

* Nhóm 4 - Các đứt gãy địa chất;

* Nhóm 5 - Các đứt gãy kiến tạo.

Những khuyết tật của mạng lưới tinh thể khoáng vật thuộc hai nhóm 1 và 2 có thể không cần phải xem xét, bởi vì những ảnh hưởng của chúng đã được xét đến trong quá trình thử nghiệm mẫu. Các đứt gãy địa chất dài (0,1÷10) km, những đứt gãy kiến tạo có chiều dài (10÷100) km, do đó, chúng thuộc về các mặt yếu cấu trúc có kích thước lớn. Những nứt

nề dạng này có thể không cần phải xem xét trong quá trình đánh giá các tính chất biến dạng khối đá.

Như vậy, trên thực tế những nứt nẻ vĩ mô (có chiều dài từ 0,1 m đến 100 m) là đối tượng nghiên cứu chủ yếu trong quá trình xem xét sự ảnh hưởng của nứt nẻ tới trạng thái cơ học của khối đá [11].

Mỗi nứt nẻ đặc trưng bằng các đặc tính: thành phần chất lấp nhét, chiều dài, chiều rộng, độ gồ ghề bề mặt (thành) khe nứt và hướng phân bố của chúng trong không gian.

Trên cơ sở đặc tính thành phần chất lấp nhét vào khoảng trống giữa hai thành khe nứt, có thể phân chia nứt nẻ ra thành hai nhóm:

- * Nhóm các nứt nẻ có chất lấp nhét;
- * Nhóm các nứt nẻ không có chất lấp nhét.

Tuỳ thuộc vào hướng phát triển trong không gian, các loại khe nứt được phân chia ra thành hai nhóm:

- * Nhóm khe nứt có quy luật sắp xếp;
- * Nhóm khe nứt không có quy luật sắp xếp (sắp xếp hỗn loạn, không có trật tự).

Trong nhóm khe nứt có quy luật sắp xếp, các nhà địa cơ học luôn có thể chỉ ra một hướng hoặc một số hướng phát triển của khe nứt. Nhóm này còn được phân chia tiếp ra thành: nhóm khe nứt có quy luật sắp xếp hệ thống (ở đây luôn luôn tồn tại một số hệ thống khe nứt) và nhóm khe nứt có quy luật sắp xếp đa giác (ở đây chỉ tồn tại một hệ khe nứt và một tập hợp nhiều khe nứt có hướng vuông góc với một đường trục chung nào đó). Trong nhóm khe nứt không có quy luật, các nhà địa cơ học không thể chỉ ra một hay một số hướng phát triển khe nứt.

Fixenko G. L. đã nghiên cứu và đề xuất bảng phân loại các đặc tính cấu trúc-cơ học khối đá từ góc độ xét sự ảnh hưởng của chúng tới đặc điểm biến dạng và độ bền của khối đá. Sự tồn tại các mặt yếu cấu trúc chính là đặc điểm cấu trúc-cơ học chủ yếu của khối đá. Các mặt yếu cấu trúc này có thể được phân chia ra thành hai dạng chủ yếu:

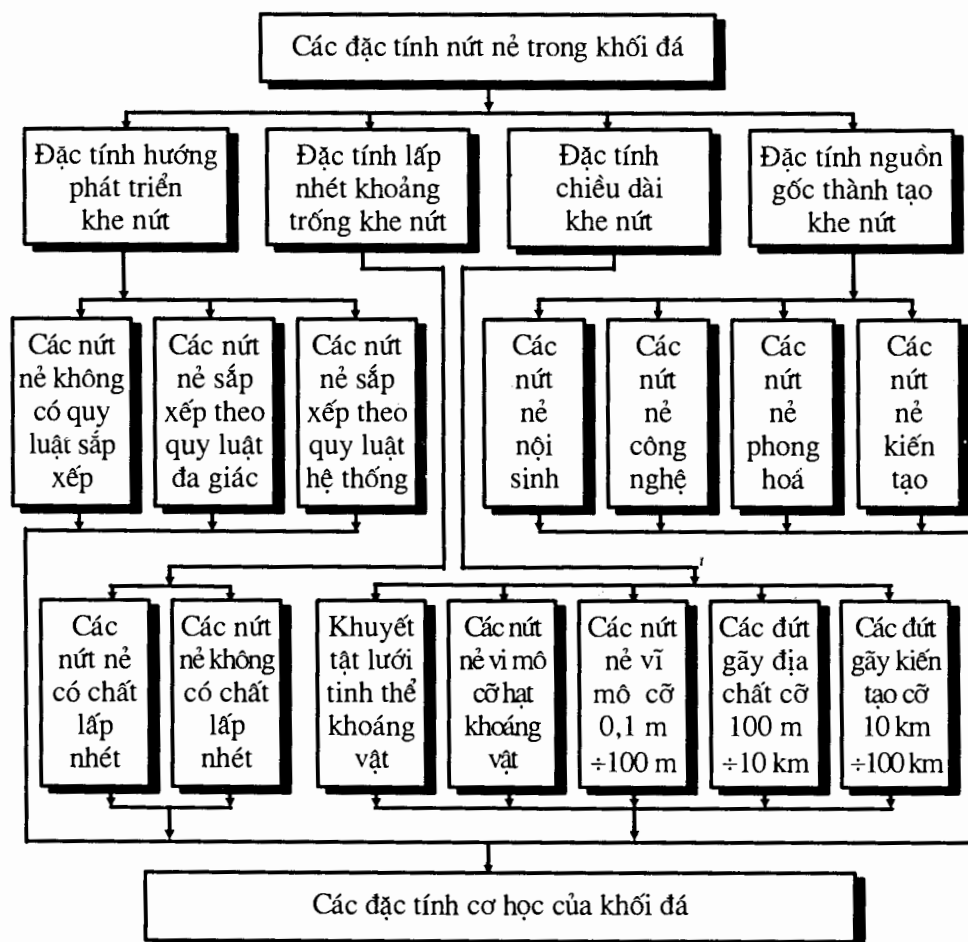
- * Dạng thứ nhất: các mặt yếu cấu trúc có kích thước lớn (nằm dọc theo bề mặt tiếp xúc giữa các lớp đá);
- * Dạng thứ hai: các mặt yếu cấu trúc có kích thước diện tích hạn chế (các khe nứt có nguồn gốc khác nhau).

Trên thực tế, những mặt yếu thuộc dạng thứ nhất không gây ra những ảnh hưởng lớn tới tính chất cơ học khối đá. Bởi vì, chúng thường có kích thước lớn hơn nhiều lần kích thước khối đá nơi xảy ra các quá trình biến dạng và phá huỷ.

Hệ mặt yếu thứ hai nằm ngay trong cấu tạo của khối đá và tạo nên những liên kết yếu giữa các “khối cấu trúc” bền vững. Những kích thước

của các “khối cấu trúc” và khe nứt thông thường nhỏ hơn kích thước của khối đá nghiên cứu. Kết quả, chúng sẽ gây ra nhiều ảnh hưởng tới trạng thái cơ học của khối đá [50].

Trên cơ sở phân tích, đánh giá và tổng hợp sự ảnh hưởng của khe nứt đến tính chất cơ học khối đá, trong công trình [11] tác giả đã xây dựng và đề xuất sơ đồ phân loại tổng quát những đặc tính nứt nẻ chủ yếu gây ra ảnh hưởng tới các tính chất cơ học của khối đá (hình H.3.3).



H.3.3. Sơ đồ phân loại các đặc tính nứt nẻ chủ yếu có ảnh hưởng đến các tính chất cơ học của khối đá (theo [11]).

Để nghiên cứu sự ảnh hưởng của khe nứt tới các đặc tính cơ học của khối đá, hiện nay các nhà địa cơ học sử dụng hai nhóm phương pháp:

* Nhóm các phương pháp giải tích toán-cơ;

* Nhóm các phương pháp nghiên cứu hiện trường.

Trên thực tế, khối đá là nguồn gốc (cơ sở) tin cậy duy nhất thể hiện những đặc tính cơ-lý chính xác của chính nó. Cho nên, trong quá trình nghiên cứu khối đá các nhà địa cơ học thông thường tiến hành những thí nghiệm cơ học đá ngay chính tại hiện trường (tại chính khối đá). Các phương pháp xác định đặc tính biến dạng-bền cho khối đá trong điều kiện hiện trường được thực hiện theo hai hướng nghiên cứu chủ đạo sau đây: các phương pháp nghiên cứu động học và các phương pháp nghiên cứu tĩnh học.

Các phương pháp nghiên cứu động học sử dụng siêu âm hay âm học-địa chấn (phương pháp địa chấn). Các phương pháp này được xây dựng từ lý thuyết đàn hồi trên cơ sở mối quan hệ giữa tốc độ lan truyền các loại sóng đàn hồi và các đặc tính đàn hồi khác của môi trường.

Đặc tính đơn giản và khả thi của các phương pháp địa vật lý đã đảm bảo cho việc sử dụng chúng một cách hiệu quả, rộng rãi trong quá trình thiết kế-xây dựng công trình ngầm tại những khối đá bền vững. Do mức độ chính xác của phương pháp địa vật lý không cao (phụ thuộc quá nhiều vào các yếu tố khách quan và chủ quan trong quá trình thực hiện thí nghiệm và xử lý số liệu) cho nên kết quả thu được từ phương pháp này thông thường chỉ được xem như những thông tin phụ trợ, mang tính tham khảo [9, 13, 54].

Các phương pháp tĩnh học nghiên cứu tính chất cơ học của khối đá thường khó thực hiện hơn và có chi phí lớn hơn so với phương pháp động học. Tuy nhiên, các phương pháp này (phương pháp giảm tải, phương pháp các lỗ khoan song song...) thường cho những kết quả có độ chính xác cao hơn [2, 9, 27, 35, 54].

Sự phức tạp, chi phí lao động cao liên quan tới việc xác định các tính chất cơ học của khối đá trong trạng thái ứng suất thể tích và việc thực hiện thí nghiệm trong điều kiện hiện trường đã dẫn đến những thử nghiệm trên các mẫu đá với đặc tính “nứt nẻ tương đương”. Những thử nghiệm này được thực hiện trong điều kiện phòng thí nghiệm.

Công trình [33] đã giới thiệu phương pháp nghiên cứu xác định các tính chất cơ-lý trên các mẫu đá với những “nứt nẻ tương đương” trong điều kiện phòng thí nghiệm của Viện VNIMI (CHLB Nga). Bản chất của phương pháp như sau: trong các mẫu đá thí nghiệm, các nhà địa cơ học đã tiến hành tạo nên những mặt yếu nhân tạo, sau đó sẽ tiến hành thí nghiệm chúng đối chứng cùng với các mẫu đá liên khối trong chế độ trạng thái ứng suất thể tích với giá trị biến dạng cho trước cho đến thời điểm mẫu bị phá huỷ hoàn toàn.

Trên cơ sở các kết quả thí nghiệm, các nhà địa cơ học đã xây dựng quy luật biến đổi các đặc tính cơ học tùy thuộc vào các đặc tính phá huỷ cấu trúc của mẫu đá. Quy luật biến đổi này sẽ được mang ra sử dụng cho những khối đá thực tế.

Sau khi phân tích, đánh giá và tổng hợp các phương pháp nghiên cứu nứt nẻ từ góc độ ảnh hưởng của chúng tới những đặc tính cơ học khối đá, tác giả [11] đã xây dựng sơ đồ phân loại các phương pháp nghiên cứu, xác định sự ảnh hưởng của nứt nẻ tới các đặc tính cơ học của khối đá (hình H.3.4).

Việc nghiên cứu sự ảnh hưởng của nứt nẻ tới các đặc tính cơ học của khối đá 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 của khối đá và trong những tính toán thực tế khi cần phải biết những số liệu về các đặc tính bền, đặc tính biến dạng của đá.

Khi xây dựng các bài toán, mô hình địa cơ học và phương pháp giải quyết chúng, đầu tiên cần phải trả lời câu hỏi: khối đá là vật thể liên tục hay vật thể rời rạc? Sau đó, nếu xem khối đá như là một vật thể liên tục thì bằng phương pháp nào các nhà địa cơ học có thể tính đến sự tồn tại của nứt nẻ trong chúng. Để làm sáng tỏ vấn đề này, các nhà địa cơ học cần phải quay lại với khái niệm “thể tích đơn vị” (thể tích cơ bản).

Nếu các nhà địa cơ học chọn hạt khoáng vật là đơn vị thể tích cơ bản thì trong quá trình nghiên cứu, khối đá nứt nẻ đơn vị này chính là “khối cấu trúc”. Từ đây, đơn vị “thể tích cơ bản” của khối đá phải chứa đựng trong mình một số lượng đủ lớn của “khối cấu trúc” để có thể bảo toàn được tất cả các đặc điểm cấu trúc của khối đá. Để xác định chiều dài “ l_0 ” của đơn vị “thể tích cơ bản”, trên cơ sở kết quả nghiên cứu [4] các nhà địa cơ học có:

$$l_0 = (10.h). \quad (3.3)$$

Tại đây: h - Kích thước trung bình đặc trưng cho “khối cấu trúc”. Từ đây, kích thước của “diện tích cơ bản” sẽ phải lớn hơn một cấp so với kích thước của “khối cấu trúc”.

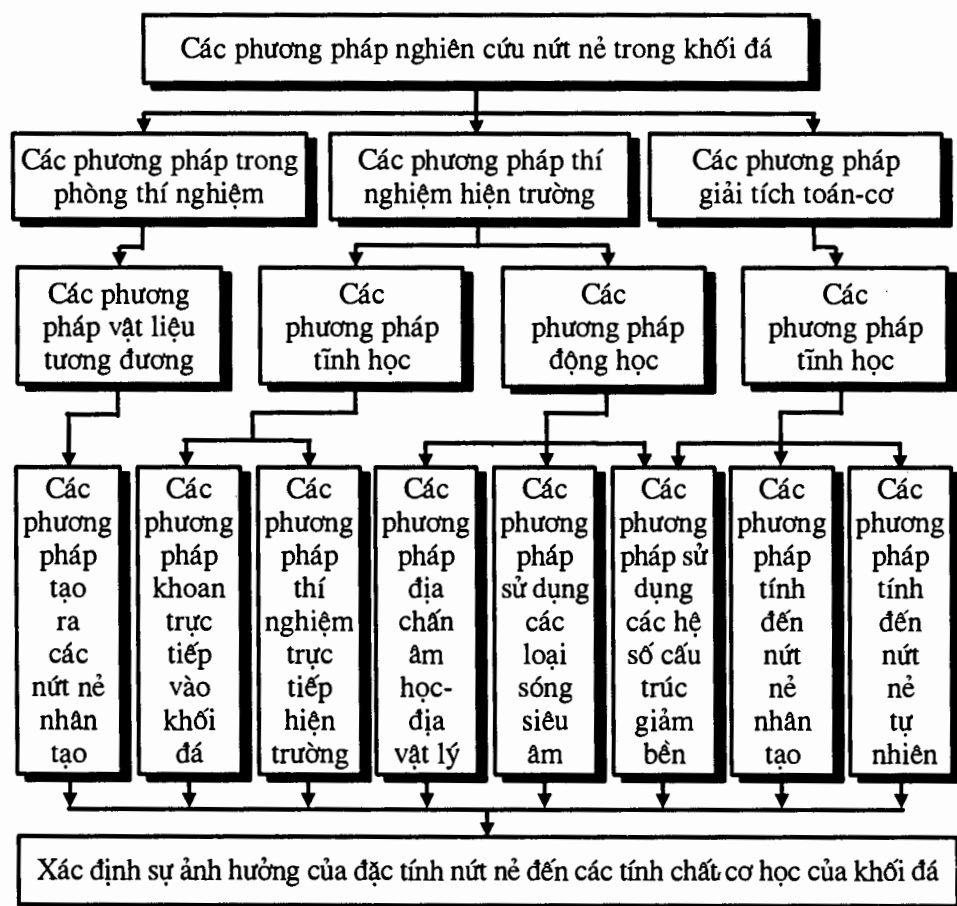
Theo Iaxinxki F. X. mối quan hệ giữa giá trị sai số (từ các giá trị ứng suất trung bình trên diện tích cơ bản) với những kích thước tương đối của diện tích này thể hiện thông qua biểu thức [2]:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{l_0}{L}}. \quad (3.4)$$

Tại đây: L - Kích thước của vùng khối đá đang nghiên cứu.

Sau khi thay thế (3.3) vào (3.4) với $\varepsilon=0,15$, các nhà địa cơ học nhận được biểu thức xác định kích thước “khối cấu trúc”:

$$h = (0,00225.L). \quad (3.5)$$



H.3.4. Sơ đồ phân loại các phương pháp nghiên cứu và xác định sự ảnh hưởng của đặc tính nứt nẻ đến các tính chất cơ học của khối đá (theo [11]).

Trên cơ sở nghiên cứu giải tích và kiểm tra lại bằng thí nghiệm, Ukhov X. V. đã tìm ra biểu thức xác định các kích thước của mặt “diện tích cơ bản” trong khối đá nứt nẻ [48]:

$$l_0 = [h \cdot n_k + \Delta h \cdot (n_k - 1)]. \quad (3.6)$$

Tại đây: h - Kích thước trung bình của “khối cấu trúc”; Δh - Chiều rộng trung bình của nứt nẻ; n_k - Tiêu chuẩn “tựa liên khối” và “tựa đồng nhất” trong những điều kiện nứt nẻ thực tế của khối đá (với độ chính xác đến 10%) có giá trị thay đổi trong khoảng 5÷7.

Từ cấu trúc của biểu thức (3.6) và các giá trị của những thông số cấu thành, dễ dàng nhận thấy: giá trị “ l_0 ” tính theo các công thức (3.3) và (3.6) sẽ tương đương nhau. Kích thước vùng ảnh hưởng của công trình

ngầm “L” có thể được xác định từ điều kiện: các giá trị biến dạng hoặc ứng suất trên biên của vùng ảnh hưởng phải khác với các giá trị tương đương trong khối đá nguyên sinh một đại lượng không lớn hơn 15%. Kết quả nghiên cứu của các nhà địa cơ học cho thấy, kích thước “L” có giá trị bằng khoảng “ $6.R_{ctn}$ ”. Tại đây, R_{ctn} là bán kính tương đương của công trình ngầm. Ví dụ, để cho công trình ngầm có bán kính $R_{ctn}=2$ m, kích thước vùng ảnh hưởng $L=(6.R_{ctn})=12$ m.

Như vậy, khối đá nứt nẻ có thể xem như mô hình địa cơ học của một môi trường tựa liên tục nếu kích thước vùng nghiên cứu lớn hơn hai cấp so với kích thước của mặt “diện tích cơ bản”.

Trong trường hợp khối đá chứa hai hệ khe nứt vuông góc với nhau, khoảng cách giữa các nứt nẻ lớn đến mức làm cho kích thước của các “khối cấu trúc” có thể so sánh được với kích thước của công trình ngầm đang xem xét. Giả sử kích thước trung bình của “khối cấu trúc” $h=1$ m. Khi đó, kích thước của mặt “diện tích cơ bản” $l_0=10$ m. Giá trị sai lệch ứng suất tác dụng lên mặt “diện tích cơ bản” theo công thức (3.4) (khi $L=6.R_{ctn}=12$ m) sẽ bằng $\varepsilon=91\%$. Như vậy, điều kiện tựa liên tục của khối đá sẽ không được thoả mãn. Để cho bài toán này cần phải áp dụng các phương pháp khác. Ngoài ra, cũng cần nói rằng, kích thước đã tính cho mặt “diện tích cơ bản” không thể trở thành điều kiện ngăn cản việc sử dụng các phương pháp cơ học môi trường liên tục. Bởi vì, kích thước của vùng nghiên cứu khối đá có thể đạt tới giá trị:

$$L = \left(\frac{l_0}{\varepsilon^2} \right) = \left(\frac{10}{0,91^2} \right) = 444 \text{ m.} \quad (3.7)$$

Các vấn đề nghiên cứu các quá trình chuyển dịch của khối đá, quá trình biến dạng mặt đất phía trên khu vực khai thác ở một góc độ nào đó có thể thuộc về những bài toán địa cơ học dạng này.

3.4. Đặc tính cơ học của khối đá phân lớp, nứt nẻ

Kết quả nghiên cứu các tính chất cơ học của khối đá trong điều kiện hiện trường (có tính đến mức độ nứt nẻ, độ phân lớp, phân khối và các dạng mặt yếu cấu trúc khác nhau) cho thấy sự khác biệt rất lớn giữa chúng so với những kết quả thử nghiệm mẫu đá trong điều kiện phòng thí nghiệm.

Theo số liệu của Perov I. U. R. và Đongikh M. A., tỷ số giữa giá trị mô đun biến dạng xác định trên mẫu đá trong phòng thí nghiệm và giá trị đặc tính cơ học tương đương khi thử nghiệm trực tiếp trên khối đá có giá trị trung bình bằng 2,8. Trong những trường hợp đặc biệt, tỷ số này có thể đạt tới giá trị 4,4. Đasko R. E. đã chỉ ra rằng, sự tồn tại của nứt nẻ sẽ làm thay đổi mang tính đột biến cho các tính chất cơ học của đá cát-sét kết [15].

Ví dụ, môđun biến dạng của đá cứng liền khối, không có nứt nẻ, bằng 5.10^4 MPa. Trong khi đó, các loại cát tạo nên bằng phương pháp đập vụn đá cùng loại chỉ có giá trị môđun biến dạng bằng 50 MPa (nghĩa là, giá trị giảm xuống đúng 1.000 lần) [19].

Sau khi nghiên cứu mức độ biến dạng của các loại đá khác nhau trong điều kiện hiện trường, nhiều tác giả khác như Ruppeneit K. V., Baklasov I. V., Kartoziya B. A., Ivanov I. P. ... đã đi tới kết luận, tùy thuộc vào mức độ nứt nẻ, giá trị môđun biến dạng sẽ thay đổi trong một khoảng từ một cấp đến hai cấp hoặc lớn hơn (từ hàng chục đến hàng trăm lần) so với các giá trị tương ứng xác định trên mẫu đá trong phòng thí nghiệm [1, 2, 7, 25, 84].

Sự khác biệt giữa các tính chất cơ học của mẫu đá xác định trong phòng thí nghiệm và các tính chất cơ học tương ứng của khối đá xác định trong điều kiện hiện trường được giải thích bằng các nguyên nhân sau đây: mẫu đá và khối đá không tương đồng về đặc tính nứt nẻ; trạng thái cơ học của chúng không giống nhau; thời điểm chịu sự tác động của ứng suất không giống nhau; sự thay đổi tính chất của mẫu đá trong quá trình lấy mẫu, gia công mẫu do các hiện tượng mất nước, mất khí, các tổn hại cơ học...

Nếu như các vi khe nứt còn có thể được tính đến phần nào trong quá trình nén (thí nghiệm) mẫu đá với kích thước lớn thì các dạng vi khe nứt vĩ mô hoàn toàn không thể xét tới trong quá trình thử nghiệm mẫu đá trong điều kiện phòng thí nghiệm (lúc này, các đơn vị “thể tích cơ bản” được đo bằng những kích thước tương đối lớn - từ một đến vài mét dài). Do đó, trong trường hợp này việc tính đến sự ảnh hưởng của nứt nẻ chỉ có thể tiến hành bằng các phương pháp đặc biệt khác.

Từ kết quả phân tích trên các nhà địa cơ học rút ra kết luận: vấn đề xem xét các đặc điểm cấu trúc-cơ học của khối đá (và các nứt nẻ vĩ mô trong trường hợp riêng) sẽ hợp lý hơn khi các nhà địa cơ học sử dụng các phương pháp giải tích toán cơ. Phương pháp phân tích thống kê các đặc tính cấu trúc-cơ học chủ yếu là phương pháp hợp lý và đơn giản nhất trong các phương pháp giải tích toán cơ. Trong phương pháp này, khối đá thực tế sẽ được thay thế bằng một khối đá lý tưởng nào đó (bằng mô hình địa cơ học) với các đặc tính cơ học, cấu trúc tương đương so với các khối đá thực tế.

Rõ ràng, việc thay thế tương đương như vậy chỉ có thể thực hiện được trong một số bài toán địa cơ học cụ thể nhất định. Bởi vì, sự thay thế đó sẽ phá vỡ những điều kiện tương đồng về chất của trạng thái ứng suất-biến dạng trong khối đá thực tế và mô hình địa cơ học. Tại đây sẽ chỉ có các kết quả định lượng cuối cùng trùng lặp với nhau.

Nhìn chung, trong khối đá nứt nẻ, phân lớp, mức độ biến dạng tăng lên nhiều so với trong khối đá liền khối. Các chỉ số về độ bền,

môđun biến dạng... trong khối đá nứt nẻ sẽ giảm xuống rất nhiều so với trong khối đá liền khối cùng loại (giảm từ 2,8 lần đến 10 lần). Trong một số trường hợp chúng có thể giảm xuống tới hàng trăm lần. Trong khối đá liền khối, sự biến dạng xuất hiện do nguyên nhân thay đổi khoảng cách giữa các phần tử cấu thành mạng tinh thể đá.

Quá trình biến dạng xảy ra hoàn toàn khác trong khối đá nứt nẻ, phân lớp. Trong khu vực khe nứt, biến dạng xảy ra do sự dịch chuyển lại gần nhau, tách rời xa nhau ra hoặc trượt lên nhau của các thành khe nứt.

Trên thực tế, thành khe nứt thường không bằng phẳng mà lại có hình dạng lồi lõm, gồ ghề. Do đó, chúng chỉ tiếp giáp với nhau thông qua một phần nhỏ diện tích bề mặt. Trong quá trình nén ép khối đá nứt nẻ, giá trị ứng suất tại các vị trí tiếp xúc giữa các thành khe nứt sẽ tăng lên đột ngột. Giá trị ứng suất tại đây sẽ lớn hơn hàng trăm lần so với giá trị ứng suất phía trong các khối nhỏ đơn vị liền khối cấu thành khối đá.

Tại một số vị trí tiếp xúc đá sẽ bị phá huỷ, còn tại những vị trí tiếp xúc khác giá trị ứng suất nén sẽ đạt tới giá trị rất lớn. Do đó, mức độ biến dạng tương đối của khối đá nứt nẻ tại các vị trí trên bề mặt tiếp xúc tại thành khe nứt sẽ lớn hơn rất nhiều so với giá trị biến dạng của từng khối đá nhỏ đơn vị cấu thành toàn bộ khối đá nứt nẻ.

Tại giai đoạn tiếp theo, cùng với sự gia tăng tải trọng tác dụng, giá trị diện tích tiếp xúc giữa các thành khe nứt cũng tăng lên theo. Kết quả làm cho giá trị ứng suất tại vị trí tiếp giáp các thành khe nứt giảm và mức độ biến dạng của đá tại khu vực nứt nẻ sẽ giảm xuống. Môđun biến dạng của khối đá nứt nẻ sẽ tăng dần lên tới giá trị môđun biến dạng (môđun đàn hồi) của vật liệu tạo đá [2, 3, 11].

Để xét tới những khe nứt vĩ mô trong khối đá, hay nói cách khác, để tìm kiếm giá trị tương đương của môđun biến dạng, có thể áp dụng phương pháp của Ruppeneit K. V. [44]. So với các phương pháp khác, phương pháp này đã được xây dựng trên cơ sở lý thuyết sâu sắc và đã được kiểm nghiệm trên thực tế.

Kết quả kiểm chứng thực tế đã chứng minh cho tính đúng đắn của lý thuyết. Phương pháp của Ruppeneit K. V. được xây dựng dựa trên cơ sở nghiên cứu cơ chế biến dạng của môi trường với các dạng nứt nẻ khác nhau. Ruppeneit K. V. đã thiết lập các công thức giải tích để xác định những giá trị tương đương cho môđun biến dạng, môđun trượt, hệ số Poatxông như là những hàm số giải tích của các đặc tính biến dạng mẫu đá liền khối và các đặc tính nứt nẻ trong khối đá tại những trường hợp cụ thể khác nhau.

Theo phương pháp của Ruppeneit K. V., trên thực tế cần phải phân biệt những chủng loại khe nứt sau đây:

* Trường hợp chủ yếu: chiều dài khe nứt “ l_{kn} ” lớn hơn kích thước đặc trưng cho vùng nghiên cứu, số lượng hệ khe nứt thay đổi từ một hệ đến ba hệ với các đặc tính phát triển khác nhau trong không gian.

Giá trị tương đương của môđun biến dạng “ E^{td} ” theo hướng vuông góc với trục nằm ngang “OX” sẽ được xác định theo công thức:

$$E_{\perp}^{td} = \frac{E}{1 + \sum_i^n [\eta_i \cdot (1 - \sin^4 \theta_i)]} \quad (3.8)$$

Tại đây: E - Môđun biến dạng trong quá trình nén tại khối đá không bị phá huỷ; n - Số lượng hệ khe nứt; $\eta_i = [\delta_i / (\beta_i \cdot h_i)]$; δ_i - Chiều rộng độ mở của khe nứt thứ “i”; β_i - Diện tích tương đối của các vị trí tiếp xúc trong khe nứt thứ “i”; theo Ruppeneit K. V. giá trị thống kê trung bình $\beta_i = \beta = 3 \cdot 10^{-4}$; h_i - Khoảng cách trung bình của vật liệu (đất đá) không bị phá huỷ tính cho một nứt nẻ trong hệ nứt nẻ thứ “i”, nghĩa là khoảng cách trung bình giữa các vị trí biên thuộc hai nứt nẻ gần nhau thuộc hệ khe nứt thứ “i”; θ_i - Góc nghiêng giữa hướng của khe nứt thuộc hệ thứ “i” và trục nằm ngang “OX”.

Giá trị tương đương của môđun biến dạng theo hướng song song với trục “OX” xác định theo công thức:

$$E_{//}^{td} = \frac{E}{1 + \sum_i^n [\eta_i \cdot (1 - \cos^4 \theta_i)]} \quad (3.9)$$

Các giá trị tương đương của môđun trượt và hệ số Poatxông sẽ được xác định theo các công thức:

$$G_{\perp}^{td} = \frac{E}{2 \cdot \left[1 + \mu + \sum_i^n (\eta_i \cdot \cos^2 \theta_i) \right]}; \quad (3.10)$$

$$G_{//}^{td} = \frac{E}{2 \cdot \left[1 + \mu + \sum_i^n (\eta_i \cdot \sin^2 \theta_i) \right]}; \quad (3.11)$$

$$\mu_{\perp, //}^{td} = \mu + \sum_i^n (\eta_i \cdot \sin^2 \theta_i \cdot \cos^2 \theta_i). \quad (3.12)$$

Tại đây: $G_{\perp}^{td}$, $G_{//}^{td}$ và $\mu_{\perp}^{td}$, $\mu_{//}^{td}$ - Các đại lượng môđun trượt và hệ số Poatxông tương ứng theo các hướng vuông góc và song song với trục “OX”; μ - Hệ số Poatxông của đá trong khối nguyên.

* Trường hợp khối đá có các nứt nẻ không theo quy luật (nứt nẻ hỗn loạn): số lượng các hệ khe nứt lớn hơn 4, các lớp tạo thành có chiều dày tương đương nhau. Một trong những đặc điểm của hệ khe nứt hỗn loạn không có quy luật là tất cả các nứt nẻ sẽ biến khối đá thành môi trường tựa đồng nhất. Môđun biến dạng khối đá có thể xác định từ công thức (3.8) với điều kiện $n > 4$ hoặc theo công thức rút gọn:

$$E^{td} = \frac{E}{1 + \left(\frac{5 \cdot n \cdot \eta}{8} \right)} \quad (3.13)$$

Tại đây: $\eta = [\delta_1 / (\beta \cdot h_1)]$; δ_1 - Chiều rộng trung bình của độ mở khe nứt; β - Diện tích trung bình tương đối của các vị trí tiếp xúc trong khe nứt $\beta = 3 \cdot 10^{-4}$; h_1 - Khoảng cách trung bình của khối vật liệu đất đá không bị phá huỷ tính cho một nứt nẻ, nghĩa là khoảng cách trung bình giữa các vị trí biên thuộc hai nứt nẻ gần nhau.

* Trường hợp khối đá có cấu tạo như một môi trường rời. Khi đó, số lượng các hệ khe nứt lớn đến nỗi trong khối đá không thể chỉ ra được một hướng phát triển của khe nứt chủ đạo bất kỳ nào đó. Giá trị môđun biến dạng tương đương có thể xác định từ công thức:

$$E^{td} = 1,6 \cdot \beta \cdot \left(1 + \frac{1}{k} \right) \cdot E. \quad (3.14)$$

Tại đây: k - Hệ số độ rỗng của khối đá bằng tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng (nứt nẻ) và thể tích vật liệu tạo đá (thể tích lỗ rỗng ở đây được hiểu như là thể tích khoảng trống của chính các khe nứt).

* Trường hợp đặc biệt khi chiều dài khe nứt " l_{kn} " nhỏ hơn kích thước vùng nghiên cứu " L ". Khi đó, giá trị tương đương của môđun biến dạng sẽ bằng:

$$E_{\perp}^{td} = \frac{E}{1 + \sum_i^n \left[\eta_i \cdot (1 - \sin^4 \theta_i) \left(\frac{l_{kn} \cdot \cos \theta_i}{L} \right) \right]} \quad (3.15)$$

* Trường hợp khe nứt có chất lấp nhét. Đây là trường hợp rất quan trọng trong quá trình giải các bài toán địa cơ học. Chất lấp nhét có thể phân chia ra thành hai nhóm chủ yếu: các chất lấp nhét tự nhiên (khoáng vật) và các chất lấp nhét nhân tạo được nén ép vào khối đá nhằm mục đích gia cường [11, 44].

Trong trường hợp thứ nhất, khe nứt được xem như là những mạch nhỏ khoáng vật. Trong trường hợp thứ hai, giá trị của môđun biến dạng khối đá nứt nẻ có chứa các chất lấp nhét nhân tạo (vữa xi măng, các chất

dính kết tổng hợp...) sẽ được xác định dựa trên cơ sở tính chất của chính các chất lấp nhét nhân tạo.

Khi chất lấp nhét cứng với hệ số Poatxông $\mu_1 \neq 0,5$ và môđun biến dạng E_1 thì môđun biến dạng tương đương của khối đá sẽ bằng:

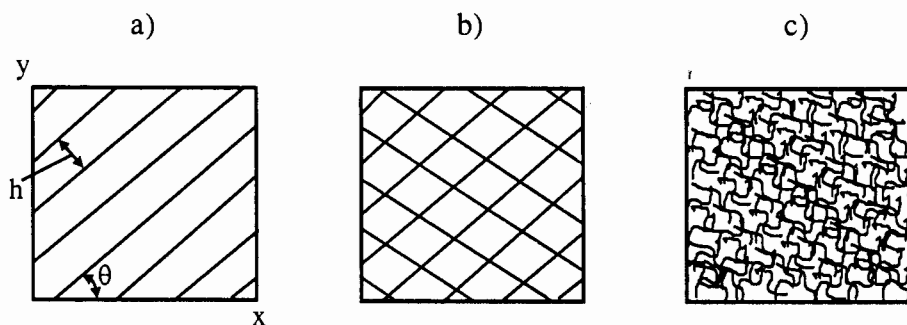
$$E_{\perp}^{td} = \frac{E}{1 + \eta_i \cdot (1 - \sin^4 \theta_i) + \cos^4 \theta_i \cdot \left(\frac{2 \cdot \mu_1^2}{1 - \mu_1} \right) \cdot \eta_i}. \quad (3.16)$$

Tại đây: $\eta_i = [(\delta_i/h_i)/(E/E_1)]$.

Khi tồn tại chất lấp nhét trên thực tế không chịu nén ép với $\mu_1 = 0,5$:

$$E_{\perp}^{td} = \frac{E}{1 + 2 \cdot \sum_1^n (\eta_i \cdot \cos^2 \theta_i)}. \quad (3.17)$$

Kết quả tính toán các tính chất cơ học của khối đá theo lý thuyết của Ruppeneit K. V. cho thấy: giá trị của môđun biến dạng sẽ thay đổi và giảm xuống hàng trăm lần (giảm xuống hàng hai cấp) cùng với sự gia tăng cường độ nứt nẻ. Bên cạnh các đặc tính biến dạng, độ bền khối đá cũng chịu ảnh hưởng rất lớn của các hệ khe nứt (hình H.3.4).



H.3.4. Các sơ đồ phát triển khe nứt trong khối đá: a - Khe nứt có một hệ thống phát triển; b - Khe nứt có hai hệ thống phát triển; c - Khe nứt hỗn loạn (không có quy luật sắp xếp) (theo [2, 3]).

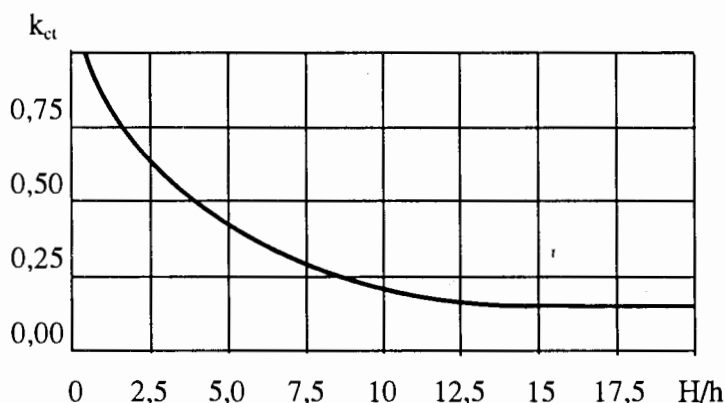
Để xem xét sự ảnh hưởng của nứt nẻ đến các tính chất bền của khối đá, hiện nay các nhà địa cơ học hay sử dụng các “hệ số cấu trúc giảm bền” [2, 44, 49, ...]. Các hệ số này đặc trưng bởi tỷ số giới hạn bền của khối đá nứt nẻ và giới hạn bền của khối đá liền khối. Trên bảng 3.1 giới thiệu các giá trị của “hệ số cấu trúc giảm bền” “ k_{ct} ” do Viện VNIMI

(CHLB Nga) đề xuất. Viện VNIMI đề nghị sử dụng các hệ số này trong quá trình chuyển đổi kết quả thí nghiệm các mẫu đá liền khối trong phòng thí nghiệm vào các đặc tính bền trong khối đá thực tế. Giới hạn bền nén của khối đá thực tế " R_n " được xác định bằng phương pháp nhân giới hạn bền nén " $R_{n,m}$ " của mẫu đá tương ứng xác định trong phòng thí nghiệm với "hệ số cấu trúc giảm bền" " k_{ct} " tương ứng [2]:

$$R_n = (R_{n,m} \cdot k_{ct}). \quad (3.18)$$

Theo Bors-Kompanhiex V. I., "hệ số cấu trúc giảm bền" " k_{ct} " có giá trị bằng tỷ số giữa giá trị lực dính kết của đá trong khối đá " D_k " và giá trị lực dính kết của đá trong mẫu đá " D_m " [7]. Hình H.3.5 giới thiệu quy luật ảnh hưởng của cường độ nứt nẻ (H/h) đến giá trị hệ số $k_{ct}=(D_k/D_m)$. Đường cong này có thể biểu diễn bằng công thức giải tích xấp xỉ sau đây:

$$D_k = D_m \cdot \left(\frac{H}{h} \right)^{-0,6}. \quad (3.19)$$



H.3.5. Mối quan hệ giữa hệ số cấu trúc giảm bền k_{ct} và giá trị cường độ nứt nẻ khối đá (H/h) (theo Bors-Kompanhiex V. I. [7]).

Theo Fixenko G. L., tỷ số giữa giá trị lực dính kết đá trong khối đá " D_k " và giá trị lực dính kết đá trong mẫu đá " D_m " được thể hiện bằng phương pháp sau đây: nếu khối đá bị chia cắt bởi các nứt nẻ vuông góc với nhau thì:

$$D_k = \frac{D_m}{1 + a \cdot \ln \left(\frac{H}{h} \right)}. \quad (3.20)$$

Bảng 3.1.

Nº	Mức độ nứt nẻ của khối đá	Kích thước trung bình của “khối cấu trúc”, m	Đặc tính bền của khối đá	Hệ số k_{ct}
1	Liên khối	$>1,5$	Rất bền	0,9
2	Nứt nẻ ít	$1 \div 1,5$	Bền vững	0,8
3	Nứt nẻ trung bình	$0,5 \div 1,0$	Bền trung bình	0,6
4	Nứt nẻ mạnh	$0,1 \div 0,5$	Mềm yếu	0,4
5	Nứt nẻ rất mạnh	$<0,1$	Rất mềm yếu	0,2

Cần trong trường hợp khi khối đá bị chia cắt bởi các nứt nẻ giao, cắt nhau dưới một góc nghiêng nào đó (không phải góc vuông) thì:

$$D_k = \frac{D_m - D'}{1 + a \cdot \ln\left(\frac{H}{h}\right)} + D'. \quad (3.21)$$

Tại đây: D' - Lực dính kết giữa các khối nguyên cấu trúc tách rời nhau; a - Hệ số thay đổi trong khoảng $(0,5 \div 10)$ tùy thuộc bởi độ bền của mẫu đá $(1 \div 100)$ MPa và các đặc tính nứt nẻ [49, 50].

Tại một số nước Phương Tây, để đánh giá định lượng sự ảnh hưởng của khe nứt (các phá huỷ cấu trúc) tới các đặc tính của khối đá, các nhà địa cơ học thường sử dụng hai phương pháp: phương pháp sử dụng chỉ tiêu RQD (Rock Quality Designation) và phương pháp Hansagi H. [2, 60].

Chỉ tiêu RQD được tính bằng tỷ số giữa tổng chiều dài “ L_p ” của các đoạn lõi khoan có độ dài lớn hơn 10 cm và tổng chiều dài của tất cả các đoạn lõi khoan “ L_l ” (tổng chiều dài lõi khoan lấy mẫu). Nghĩa là:

$$RQD = \left(\frac{L_p}{100 \cdot L_l} \right). \quad (3.22)$$

Từ kết quả phân tích chỉ tiêu trên dễ dàng nhận thấy, chỉ tiêu RQD không phụ thuộc vào chủng loại, cũng như các chỉ tiêu bền của đá. Số lượng các đoạn lõi khoan đặc trưng (thể hiện số lượng nứt nẻ thực tế) cũng không có vai trò trong quá trình xác định chỉ tiêu RQD.

Bản chất của phương pháp Hansagi H. thể hiện ở chỗ, tại đây cần phải tìm kiếm một hệ số “ α ” nào đó (gọi là “hệ số Kirun”) có giá trị bằng trung bình cộng của hai hệ số “ α_o ” (hệ số giảm yếu của mẫu) và “ α_2 ” (hệ số giảm yếu của lõi khoan):

$$\alpha = \left(\frac{\alpha_0 + \alpha_2}{2} \right). \quad (3.23)$$

Hệ số giảm yếu của mẫu “ α_0 ” bằng tỷ số giữa tổng chiều dài của tất cả các mẫu đá có thể chế tạo được từ lõi khoan và chiều dài của khu vực khoan thăm dò “L”.

Chiều dài “L” được xác định tùy thuộc vào đường kính lõi khoan và độ bền của đá. Trên cơ sở những kết quả nghiên cứu của mình, Hansagi H. đã đề nghị chọn chiều dài cho khu vực nghiên cứu (thăm dò) đến 1 m. Như vậy:

$$\alpha_0 = \left(\frac{p \cdot h}{L} \right). \quad (3.24)$$

Tại đây: p - Số lượng mẫu đá có thể chế tạo từ các đoạn lõi khoan trong toàn bộ chiều dài khu vực nghiên cứu-khảo sát; h - Chiều cao của mẫu đá, cm.

Hệ số giảm yếu của lõi khoan “ α_2 ” bằng tỷ số giữa chiều dài trung bình của các đoạn lõi khoan “ l_{tb} ” và chiều dài của khu vực khoan thăm dò khối đá “L”. Nghĩa là:

$$\alpha_2 = \left(\frac{l_{tb}}{L} \right) = \left(\frac{L_1}{k \cdot L} \right). \quad (3.25)$$

Tại đây: L_1 - Tổng chiều dài của các đoạn lõi khoan (mỗi đoạn lõi khoan cấu thành phải có chiều dài lớn hơn đường kính của nó), cm; k - Số lượng các đoạn lõi khoan.

Từ đây, công thức cuối cùng xác định “hệ số Kirun” theo phương pháp của Hansagi H. (hệ số cấu trúc giảm bền) sẽ có dạng như sau:

$$k_{ct} = \alpha = \left(\frac{1}{2 \cdot L} \right) \cdot (p \cdot h + L_1 \cdot k). \quad (3.26)$$

Khác với chỉ tiêu RQD, hệ số cấu trúc giảm bền Hansagi H. theo công thức (3.26) đã xét tới số lượng mẫu đá (giới hạn dưới của số lượng mẫu đá có mối quan hệ với đường kính và chiều dài lõi khoan).

Ngoài ra, hệ số này có đặc tính dễ nhạy cảm hơn đối với sự thay đổi tính chất của đá vì chiều dài lựa chọn cho khu vực nghiên cứu-khảo sát phụ thuộc vào độ bền của đá. Bảng 3.2 giới thiệu một số kết quả nghiên cứu xác định hệ số cấu trúc giảm bền theo phương pháp của Hansagi H.

Theo Fixenko G. L., trong quá trình xác định độ bền khối đá thực tế, ngoài các đặc điểm cấu trúc-cơ học còn phải xét đến cả đặc tính biến

đổi trạng thái ứng suất-biến dạng theo thời gian. Nghĩa là, lúc này cần phải xét tới các tính chất lưu biến của đá.

Bảng 3.2.

Số thứ tự của lõi khoan	Chiều dài vùng khoan thăm dò	Số mẫu chế tạo được	Tổng chiều dài các đoạn lõi khoan > 4,2 cm	Số đoạn lõi khoan	Hệ số α_0	Hệ số α_2	Hệ số α
I	0,90	19	0,87	3	0,87	0,32	0,60
II	0,65	12	0,52	3	0,78	0,27	0,52
III	0,85	8	0,44	5	0,40	0,01	0,21
IV	0,90	18	0,80	4	0,89	0,22	0,55
V	0,95	17	0,78	6	0,75	0,14	0,45
VI	1,00	20	0,89	4	0,84	0,22	0,53

Tuỳ theo từng loại đá cụ thể, trong đá luôn tồn tại một trạng thái ứng suất đặc trưng nào đó. Khi giá trị ứng suất trong đá xuất hiện nhỏ hơn mức độ ứng suất đặc trưng đó thì biến dạng sẽ mang đặc tính tắt dần.

Ngược lại, khi giá trị ứng suất trong đá xuất hiện lớn hơn mức độ ứng suất đặc trưng đó thì quá trình biến dạng tắt dần này sẽ bị thay thế bằng một quá trình biến dạng với tốc độ gia tăng biến dạng ổn định (quá trình lưu biến ổn định).

Sau khi đạt tới một giá trị biến dạng xác định (biến dạng giới hạn), quá trình biến dạng này sẽ chuyển sang giai đoạn biến dạng tăng tiến, hay còn gọi là giai đoạn chảy. Trong cơ học đất, giá trị ứng suất đó gọi là “giới hạn chùng biến dạng”.

Florin V. A. cũng gọi giá trị ứng suất đó là “giới hạn chùng biến dạng”. Florin V. A. đã giải thích khái niệm đó như một giá trị ứng suất mà tại đó “tốc độ biến dạng tại giới hạn tiến tới không, còn giá trị biến dạng (khi $t \rightarrow \infty$) sẽ tiến tới một giá trị cuối cùng nào đó”. Từ đây, giá trị ứng suất tại “giới hạn chùng biến dạng” tương ứng với giới hạn bền dài lâu của đá [52].

Trong quá trình xác định độ bền tính toán cho khối đá nứt nẻ, Fixenko G. L. đề nghị, bên cạnh hai thông số độ bền mẫu đá và hệ số cấu trúc giảm bền, còn cần phải đưa thêm vào hệ số chùng biến dạng. Tuỳ thuộc vào chủng loại và độ bền của đá, giá trị hệ số chùng biến dạng sẽ

thay đổi trong khoảng $(0,4 \div 0,98)$ [49]. Như vậy, độ bền tính toán cho khối đá nứt nẻ thực tế " $R_{n,k}$ " sẽ bằng tích của ba thành phần: giá trị lực dính kết hay giới hạn bền nén đơn trục mẫu đá " $R_{n,m}$ "; hệ số cấu trúc giảm bền " k_{ct} " và hệ số chùng biến dạng " k_{cb} ":

$$R_{n,k} = (R_{n,m} \cdot k_{ct} \cdot k_{cb}). \quad (3.27)$$

Tính chất phân lớp cũng ảnh hưởng tới đặc tính liên tục của khối đá. Thông thường, các nhà địa cơ học phân biệt hai dạng phân lớp:

* Tính phân lớp vi mô (phân lớp trong giới hạn một địa tầng);

* Tính phân lớp vĩ mô (phân lớp tồn tại trong giới hạn nhiều địa tầng khác nhau cấu thành khối đá).

Để đánh giá sự ảnh hưởng của đặc tính phân lớp, các nhà địa cơ học có thể sử dụng ngay chính các phương pháp đánh giá sự ảnh hưởng của nứt nẻ. Từ góc độ đó, độ phân lớp trong giới hạn một địa tầng không dẫn tới sự phá huỷ đặc tính liên tục của khối đá. Nghĩa là, tại đây điều kiện (3.1) sẽ được thoả mãn. Do đó, tương tự như trong khối đá nứt nẻ, đặc tính phân lớp sẽ được tự động xét đến trong quá trình thí nghiệm mẫu đá (kích thước mẫu đá có cùng quy mô với kích thước của đơn vị "thể tích cơ bản").

Khối đá thông thường được cấu tạo từ các địa tầng khác nhau. Tùy thuộc bởi sự khác biệt giữa các tính chất cơ học của các lớp khác nhau, các nhà địa cơ học có thể phân chia khối đá ra thành hai dạng:

* Dạng thứ nhất - Các khối đá cấu tạo từ các lớp đá không có sự đột biến về tính chất cơ học;

* Dạng thứ hai - Các khối đá có sự đột biến về tính chất cơ học khi chuyển đổi từ lớp đá này sang lớp đá khác.

Trong các khối đá thuộc dạng thứ nhất, đặc tính thay đổi mềm mại liên tục của các tính chất cơ học sẽ đảm bảo được điều kiện liên tục (3.1) cho khối đá. Trong các khối đá thuộc dạng thứ hai, tại các lớp đá rắn cứng hơn, biến dạng trượt sẽ đạt tới các giá trị giới hạn và sẽ gây ra phá huỷ. Trong khi đó, tại những lớp đá dẻo sẽ không xuất hiện phá huỷ.

Đặc tính đột biến tính chất cơ học như vậy sẽ dẫn đến sự biến đổi đột ngột ứng suất trên các mặt tiếp xúc. Kết quả làm cho điều kiện tựa liên tục (3.1) không được thoả mãn. Khi đó, khối đá không thể xem như là một môi trường liên tục.

Trong trường hợp này, các lý thuyết cơ học môi trường liên tục chỉ có thể sử dụng sau khi xét tới những điều kiện biên trên các mặt tiếp xúc giữa các lớp. Khi đó, mô hình địa cơ học khối đá sẽ trở nên hết sức phức tạp.

Để xác định độ bền nén “ R_{nk} ” của khối đá phân lớp bao quanh công trình ngầm, cần phải xét tới tất cả các lớp đá có chiều dày lớn hơn 0,1 m mà công trình phải thi công qua. Những lớp đá này phải nằm trong khu vực có kích thước bằng “1,5.B” tại vùng nóc; bằng “B” tại khu vực hai bên hông và nền công trình ngầm (B - Chiều rộng tương đương của công trình ngầm).

Nếu các lớp đá kề sát nhau có các giá trị “ R_{ni} ” với sự khác biệt không vượt quá 30% thì giá trị “ R_{nk} ” cần phải lấy bằng giá trị trung bình của tất cả “p” lớp đá cần phải xem xét:

$$R_{nk} = \frac{R_{n1} \cdot m_1 + R_{n2} \cdot m_2 + R_{n3} \cdot m_3 + \dots + R_{np} \cdot m_p}{m_1 + m_2 + m_3 + \dots + m_p} \quad (3.28)$$

Trong đó: $R_{n1}, R_{n2}, R_{n3}, \dots, R_{np}$ - Độ bền tính toán của các lớp đá cấu thành; $m_1, m_2, m_3, \dots, m_p$ - Chiều dày của mỗi lớp đá; $i=1 \div p$.

Khi mức độ sai lệch của giá trị “ R_{ni} ” tại các lớp đất đá tại nóc, hông và nền công trình ngầm lớn hơn 30% thì giá trị “ R_{nk} ” cần phải được tính toán riêng lẻ cho từng khu vực khối đá bao quanh công trình ngầm [4].

3.5. Đặc tính không đồng nhất, dị hướng của khối đá

Hai đặc tính đồng nhất và đẳng hướng rất quan trọng trong quá trình phân loại các mô hình địa cơ học khối đá (hình H.3.1). Những đặc tính này thể hiện các đặc điểm cấu trúc khối đá tùy theo sự phân bố tính chất cơ học tại những vị trí, hướng khác nhau trong không gian.

Bảng 3.3.

Khối đá	Đồng nhất	Không đồng nhất thống kê	Không đồng nhất với mức độ không đồng nhất theo trật tự
Đẳng hướng	Tính chất đá không phụ thuộc vào hướng và tọa độ điểm thử nghiệm	Tính chất đá không phụ thuộc vào hướng, nhưng lại là hàm số ngẫu nhiên của tọa độ điểm thử nghiệm	Tính chất đá không phụ thuộc vào hướng, nhưng lại là những hàm số liên tục của tọa độ điểm thử nghiệm
Không đẳng hướng	Tính chất đá phụ thuộc vào hướng, nhưng không phụ thuộc vào tọa độ điểm thử nghiệm	Tính chất đá phụ thuộc vào hướng và là những hàm số ngẫu nhiên của tọa độ điểm thử nghiệm	Tính chất đá phụ thuộc vào hướng và là những hàm số dạng định thức nào đó của tọa độ điểm thử nghiệm

Đặc tính không đồng nhất của vật thể theo một dấu hiệu “A” nào đó được quan niệm như là mối phụ thuộc của dấu hiệu “A” trong giới hạn thể tích vật thể và toạ độ của điểm lấy mẫu.

Đặc tính không đẳng hướng của vật thể theo một dấu hiệu “A” nào đó thể hiện sự phụ thuộc của dấu hiệu “A” trong giới hạn thể tích vật thể vào hướng xem xét. Trong quá trình xác định các đặc tính không đẳng hướng, không đồng nhất cho khối đá, hợp lý hơn nên sử dụng giá trị trung bình của dấu hiệu đánh giá “ A_{tb} ”.

Theo các đặc tính không đồng nhất và không đẳng hướng, khối đá có thể được phân loại theo các nhóm khác nhau (bảng 3.3).

Theo nguồn gốc thành tạo, đặc tính không đồng nhất có thể mang tính chất nguyên sinh và tính chất thứ sinh.

Đặc tính không đồng nhất nguyên sinh xuất hiện trong quá trình thành tạo đá. Đặc tính này thể hiện trong khối đá thông qua sự thay đổi hình dạng, kích thước, sự định hướng, thành phần các hạt khoáng vật và vị trí tương hỗ giữa chúng trong không gian của môi trường đá.

Đặc tính không đồng nhất thứ sinh liên quan tới những quá trình phát triển tiếp theo của đá. Nó có thể có nguồn gốc thành tạo khác nhau:

- * Đặc tính “không đồng nhất tự nhiên” xuất hiện do quá trình phong hoá, hiện tượng nén chặt và quá trình kết tinh lại của đá;

- * Đặc tính “không đồng nhất nhân tạo” (“không đồng nhất công nghệ”) xuất hiện do kết quả tác động từ phía các công tác xây dựng ngầm khác nhau lên khối đá.

Do quá trình biến đổi thứ sinh xảy ra không đồng đều cho nên đặc tính không đồng nhất thứ sinh sẽ đặc trưng bởi mức độ hỗn độn, hỗn loạn của các tính chất vật lý-cơ học xảy ra trong khối đá.

Tuỳ theo kích thước của các phần tử, Rax M. V. đã phân chia các đặc tính không đồng nhất của khối đá thành bốn cấp [42].

Tại đây, Rax M. V. đã đưa ra khái niệm “phần tử không đồng nhất”. Khái niệm này đã được Rax M. V. quan niệm là đơn vị “thể tích nội đồng nhất lớn nhất của khối đá” có các tính chất khác với các tính chất của những đơn vị thể tích kề bên.

- * Đặc tính “không đồng nhất cấp I” thể hiện sự tồn tại các địa tầng khác nhau, các vùng phong hoá, giảm tải. Kích thước “phần tử không đồng nhất” lớn hơn hoặc bằng 10^3 cm.

- * Đặc tính “không đồng nhất cấp II” thể hiện thông qua đặc tính không đồng nhất cấu trúc của đá và các thành phần của nó. Kích thước “phần tử không đồng nhất” thay đổi trong khoảng $1-10^3$ cm.

* Đặc tính “không đồng nhất cấp III” thể hiện sự khác biệt trong thành phần hoá học và khoáng vật, trong hình dạng và kích thước hạt khoáng vật cấu tạo và trong sự tồn tại của hệ khe nứt vi mô. Kích thước “phần tử không đồng nhất” thay đổi trong khoảng $10^{-3} \div 1$ cm.

* Đặc tính “không đồng nhất cấp IV” - Đây là đặc tính không đồng nhất của tinh thể khoáng vật: khuyết tật của lưới tinh thể, sự biến đổi vị trí ở mức độ lưới tinh thể khoáng vật. Kích thước “phần tử không đồng nhất” thay đổi trong khoảng như sau $10^{-6} \div 10^{-3}$ cm.

Trong quá trình nghiên cứu mẫu đá tại phòng thí nghiệm, các nhà địa cơ học thường có mối liên quan tới đặc tính “không đồng nhất cấp III”. Còn khi tiến hành các thí nghiệm hiện trường trong giới hạn một địa tầng, thông thường các nhà địa cơ học có mối liên quan tới đặc tính “không đồng nhất cấp II”. Còn các khối đá phân lớp lớn sẽ đặc trưng bởi đặc tính “không đồng nhất cấp I”.

Để xếp khối đá vào nhóm đồng nhất hoặc nhóm không đồng nhất, thông thường các nhà địa cơ học sử dụng các tiêu chuẩn sau đây: khối đá trong giới hạn một địa tầng có thể được xem như môi trường tựa liên tục nếu hệ số biến động tính chất không vượt quá 25%.

Trong trường hợp khối đá cấu tạo từ nhiều địa tầng khác nhau, từ cơ sở các tiêu chuẩn trên có thể phân chia mức độ không đồng nhất của chúng thành hai dạng:

* Dạng thứ nhất - Khối đá liên tục không đồng nhất. Khi đó sự thay đổi tính chất khi chuyển đổi từ địa tầng này sang địa tầng khác trong khối đá không gây ra sự đột biến trạng thái cơ học của chúng;

* Dạng thứ hai - Khối đá đồng nhất từng phần đặc trưng bằng sự thay đổi đột biến tính chất cơ học khi chuyển đổi từ địa tầng này sang địa tầng khác.

Khối đá ở mức độ đồng nhất dạng thứ nhất được xem như là môi trường á (tựa-gần) đồng nhất nếu mức độ phân tán giá trị trung bình của các đặc tính cơ học thoả mãn điều kiện:

$$A_{tb1} \cdot (1-3.v) \leq A_{tb2} \leq A_{tb1} \cdot (1+3.v). \quad (3.29)$$

Tại đây: A_{tb1} , v - Tương ứng là giá trị trung bình của tính chất cơ học và hệ số biến động của nó cho “phần tử không đồng nhất” có các chỉ tiêu nội phân tán lớn nhất; A_{tb2} - Giá trị trung bình của tính chất cơ học cho bản thân “phần tử không đồng nhất”.

Các khối đá có mức độ đồng nhất dạng thứ hai là không đồng nhất. Trong mô hình địa cơ học của chúng các nhà địa cơ học sẽ phải xét tới những đặc tính phân lớp vĩ mô.

Sau khi tổng hợp đặc điểm “tính liên tục” và đặc tính “không đồng nhất” của khối đá, các nhà địa cơ học rút ra kết luận: các khối đá đồng nhất, tựa đồng nhất và liên tục không đồng nhất có thể thể hiện bằng các mô hình môi trường liên tục, còn các khối đá đồng nhất từng phần phải được thể hiện bằng mô hình môi trường rời.

Trên thực tế, cần phải chú ý tới tính chất tương đối của đặc tính không đồng nhất. Mặc dù trong cùng một dạng cấu trúc, nhưng tùy thuộc vào tỷ lệ của các kích thước vùng khối đá nghiên cứu và “phần tử không đồng nhất”, khối đá có thể được xem như là môi trường đồng nhất hoặc môi trường không đồng nhất. Ví dụ, sự tồn tại của các “phần tử không đồng nhất” cấp III và cấp IV không thể đóng vai trò là nguyên nhân để xem khối đá như một môi trường không đồng nhất cho vùng ảnh hưởng của công trình ngầm với $L=12\text{ m}$ [2, 3].

Đặc tính không đẳng hướng (đặc tính dị hướng) cũng như tính chất không đồng nhất có thể có nhiều cấp khác nhau:

- * “Dị hướng cấp I” liên quan tới đặc tính thể nằm có trật tự của đá dưới dạng các lớp đơn nghiêng, các khối riêng lẻ, tách biệt do các đứt gãy kiến tạo gây ra;

- * “Dị hướng cấp II” có mối quan hệ với đặc tính phân lớp và nứt nẻ vĩ mô;

- * “Dị hướng cấp III” được xác định bằng mức độ phân lớp nhỏ, phân phối, hướng phân bố hạt khoáng vật và tổ hợp nứt nẻ trong các hệ khe nứt khác nhau;

- * “Dị hướng cấp IV” là đặc điểm dị hướng thể hiện trong tinh thể khoáng vật.

Nhìn chung, khi phân tích khối đá cụ thể để ghép nó vào nhóm đẳng hướng hoặc dị hướng, các nhà địa cơ học có thể áp dụng ngay chính các phương pháp như trong quá trình phân tích đặc tính đồng nhất của khối đá.

Dạng không đẳng hướng trên đây của tính chất khối đá gọi là “đặc tính không đẳng hướng hình học”. Ngoài ra, khối đá còn có “đặc tính không đẳng hướng vật lý” - Đặc tính không đồng nhất về tính chất của khối đá dưới tác dụng của ngoại lực khác nhau (nén và kéo).

“Đặc tính không đẳng hướng vật lý” của khối đá được thể hiện rất rõ khi xác định những tính chất cơ học của khối đá như giới hạn bền nén và môđun biến dạng. Ví dụ, đối với môđun biến dạng thì đại lượng tỷ số (E_n/E_k) thay đổi trong một khoảng rất rộng. Tỷ số này bằng $1,1\div 3,0$ cho đá rắn cứng không nứt nẻ. Tỷ số này bằng $1,5\div 5,0$ cho đất. Để cho đá

khối nứt nẻ, giá trị của tỷ số này có thể đạt tới giá trị bằng 20 và lớn hơn nữa [44].

Kết quả nghiên cứu giải tích của Ruppeneit K. V. cho thấy, khi tỷ số $(E_n/E_k) > 3$ thì phải xét tới hiện tượng không đẳng hướng vật lý trong quá trình xác định giá trị chuyển dịch biên của công trình ngầm (nơi có biến dạng hướng tâm mang đặc tính biến dạng kéo). Nghĩa là, cần phải xét tới chúng trong khối đá nứt nẻ [44].

Bên cạnh các đặc tính không đồng nhất, đặc tính dị hướng của khối đá có nguồn gốc tự nhiên (đặc tính dị hướng nguyên sinh), các nhà địa cơ học còn phải xem xét các đặc tính dị hướng có nguồn gốc nhân tạo (đặc tính dị hướng nhân tạo). Quá trình xây dựng công trình ngầm sẽ làm biến đổi các tính chất cơ học của khối đá bao quanh. Ví dụ, công tác khoan nổ mìn sẽ làm giảm các đặc tính biến dạng của khối đá, còn quá trình phun ép vữa gia cường vào vùng đá nứt nẻ sẽ làm gia tăng các đặc tính biến dạng đó.

Nguyên nhân xuất hiện hiện tượng không đồng nhất nhân tạo (đặc tính không đồng nhất công nghệ) rất khác nhau tùy thuộc vào chủng loại của công tác xây dựng công trình ngầm cụ thể. Ví dụ, trong quá trình khoan nổ mìn, việc xuất hiện các đặc tính không đồng nhất sẽ liên quan tới sự hình thành nứt nẻ do công tác khoan nổ mìn. Trong phương pháp đóng băng nhân tạo, đặc tính này liên quan tới quá trình băng hoá lượng nước ngầm trong đá. Còn trong phương pháp nổ mìn buông khối lượng lớn, đặc tính này liên quan tới quá trình nén chặt vùng đá dẻo bao quanh công trình ngầm. Sự hình thành những vùng khối đá mang đặc tính không đồng nhất nhân tạo có thể còn có nguồn gốc từ quá trình phá huỷ đá xung quanh công trình ngầm dưới tác dụng của áp lực mỏ.

Cơ sở lý thuyết cơ học cho khối đá có đặc tính không đồng nhất nhân tạo liên quan tới khái niệm “vùng tác động công nghệ”. Đây là một vùng trong khối đá có giá trị trung bình của một dấu hiệu không đồng nhất “ A_{ib} ” nào đó khác với tính chất của phần còn lại trong khối đá.

Cường độ tác động có giá trị khác nhau tại những vị trí khác nhau trong giới hạn vùng tác động công nghệ. Nghĩa là, ở đây tồn tại ranh giới cường độ lớn nhất của các tác động công nghệ (biên công trình ngầm sau khi thực hiện công tác khoan nổ mìn, vùng đá gia cường sau khi phun ép vữa dính kết...) và ranh giới vùng không chịu ảnh hưởng của các tác động công nghệ.

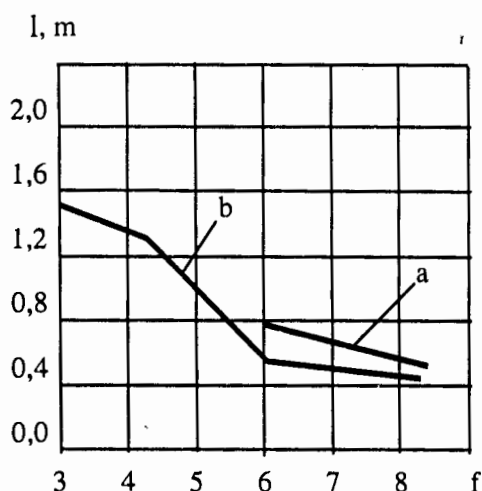
Mức độ thay đổi tính chất cơ học của khối đá được xác định bằng cường độ tác động công nghệ. Trong khi đó, cường độ tác động công nghệ lại là một hàm số nào đó của tọa độ các điểm thử nghiệm (điểm lấy mẫu). Do đó, sự phân bố của các đặc tính cơ học trong khối đá mang đặc

tính không đồng nhất có trật tự. Từ góc độ trạng thái cơ học, vùng tác động công nghệ có thể là vùng gia cường (vùng đóng băng nhân tạo, vùng gia cường vật lý, vùng gia cường hoá học, vùng gia cường hoá-lý...), vùng giảm bền (vùng chịu sự tác động của công tác khoan nổ mìn, sự thành tạo các vùng khối đá trong trạng thái sau giới hạn) và tổ hợp của hai dạng giảm bền và gia cường (quá trình thành tạo các bể chứa ngầm bằng những vụ nổ mìn buông lớn).

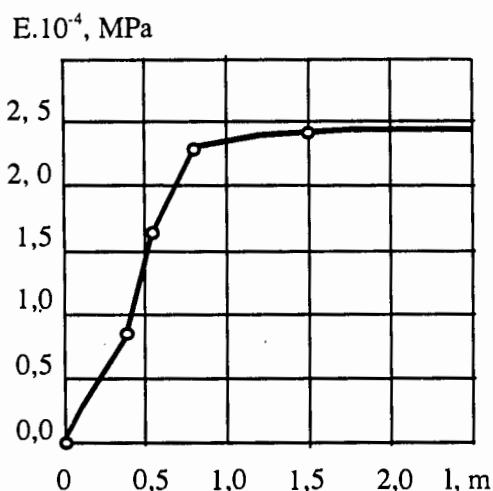
Trong công trình [42], Rax M. V. đã tổng kết các kết quả nghiên cứu về môđun biến dạng của khối đá gần biên công trình ngầm bằng phương pháp khoan nổ mìn. Kết quả nghiên cứu cho thấy, mật độ nứt nẻ của khối đá tại vùng gần biên công trình ngầm đạt giá trị lớn nhất do nguyên nhân ảnh hưởng từ phía công tác khoan nổ mìn.

Kích thước vùng nứt nẻ nhân tạo này phụ thuộc tỷ lệ thuận với lượng thuốc nổ sử dụng và tỷ lệ nghịch với độ bền (hệ số kiên cố “f”) của đá. Trong giới hạn vùng này, các nứt nẻ có xu thế nằm song song với trục dọc của công trình ngầm, các đặc tính cơ học đá khác biệt so với những đặc tính tương ứng trong khối đá nguyên sinh.

Trên cơ sở phương pháp nghiên cứu nứt nẻ của các lõi khoan và thí nghiệm tĩnh học xác định các đặc tính bền của đá, các nhà địa cơ học đã xác định: kích thước vùng phá huỷ “l” phụ thuộc vào hệ số kiên cố của khối đá “f” xung quanh công trình ngầm (hình H.3.6).

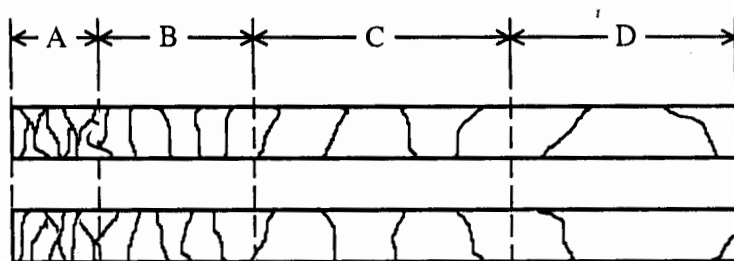


H.3.6. Các kích thước của vùng phá huỷ đất đá “l” xung quanh công trình ngầm xây dựng dọc theo (H.a) và vuông góc (H.b) với đường phương của vỉa (theo Rax M. V. [42]).



H.3.7. Quy luật thay đổi giá trị môđun biến dạng của khối đá bao quanh công trình ngầm xây dựng bằng phương pháp khoan nổ mìn (theo [42]).

Môđun biến dạng có giá trị nhỏ trong vùng nứt nẻ nhân tạo. Cùng với sự gia tăng của điểm xem xét cách xa biên công trình ngầm, giá trị của môđun biến dạng sẽ tăng dần lên tới bằng giá trị đặc trưng trong khối đá không bị phá huỷ (hình H.3.7).

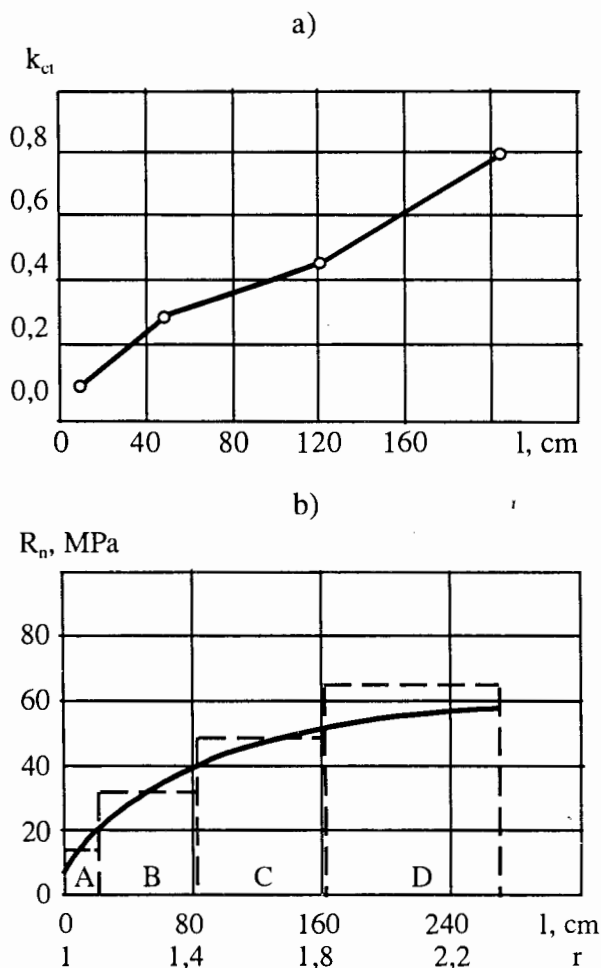


H.3.8. Quy luật phân bố mức độ nứt nẻ tại các vùng đặc trưng trong lõi khoan thu được tại khối đá biên công trình ngầm (theo [42]).

Quá trình nghiên cứu bằng mắt thường, mô tả trạng thái các lõi khoan thu được sau khi tiến hành khoan vào vùng khối đá biên công trình ngầm cho thấy, sự phân bố các phá huỷ cấu trúc của khối đá phụ thuộc vào cường độ tác động công nghệ. Nhìn chung, dọc theo chiều sâu (chiều dài) có thể phân chia các lõi khoan ra thành bốn vùng đặc trưng (hình H.3.8):

- * Vùng vỡ vụn “A”;
- * Vùng nứt nẻ hỗn loạn “B”;
- * Vùng nứt nẻ sắp xếp theo hệ thống “C”;
- * Vùng khối đá nằm trong trạng thái tự nhiên ít nứt nẻ “D”.

Trên cơ sở các lõi khoan thu được, các nhà địa cơ học đã tiến hành chế tạo các mẫu đá và thí nghiệm chúng để xác định các đặc tính cơ học chủ yếu của khối đá tại những vị trí khác nhau tùy thuộc bởi khoảng cách điểm xem xét tính từ biên công trình ngầm.



H.3.9. Quy luật phụ thuộc giữa giá trị của hệ số giảm bền “ k_{cl} ” (H.a), giới hạn bền nén của mẫu đá R_n (H.b) với giá trị khoảng cách điểm xem xét tính từ biên của công trình ngầm “ l ” (theo [1, 3]).

Hình H.3.9 giới thiệu các quy luật phụ thuộc giữa giá trị của hệ số cấu trúc giảm bền “ k_{ci} ” (hình H.3.9.a), giá trị giới hạn bền nén của mẫu đá R_n (hình H.3.9.b) và khoảng cách vị trí điểm xem xét trong khối đá tính từ biên công trình ngầm “1”.

Đặc tính phân bố giá trị của môđun biến dạng trong khối đá gần biên công trình ngầm cũng tương tự như giới hạn bền nén. Quy luật phân bố các giá trị môđun biến dạng $E(r)$ và giới hạn bền nén $R_n(r)$ tùy thuộc vào khoảng cách vị trí điểm xem xét tính từ biên của công trình ngầm có thể thể hiện bằng các công thức:

$$E(r) = E_{kh} \cdot [1 - a \cdot r^{-n}]; \quad (3.30)$$

$$R_n(r) = R_n^{kh} \cdot [1 - b \cdot r^{-k}]. \quad (3.31)$$

Tại đây: a, n, b, k - Các thông số toán học xấp xỉ cho những đường cong phân bố; r - Tọa độ điểm (vị trí) xem xét; E_{kh}, R_n^{kh} - Môđun biến dạng và giới hạn bền nén đơn trục tương ứng của đá trong trạng thái nguyên sinh (không chịu sự tác dụng của công tác khoan nổ mìn).

Để xác định gần đúng các thông số toán học xấp xỉ “ a ”, “ n ” có thể sử dụng các công thức [1, 3]:

$$a = 0,98^n; \quad (3.32)$$

$$n = \frac{1}{\ln \left(1 - \frac{M}{R_B \cdot B^m} \right)}. \quad (3.33)$$

Tại đây: R_B - Bán kính đào của công trình ngầm; B - Khoảng cách giữa các lỗ khoan trên biên công trình ngầm, m ; M, m - Các hệ số được chọn tùy theo độ bền nén đơn trục của đá (chúng có thể được chọn theo bảng 3.4).

Nếu công trình ngầm có mặt cắt ngang không tròn, ta có thể xác định gần đúng đại lượng R_B theo công thức:

$$R_B = \sqrt{\left(\frac{F}{\pi} \right)}. \quad (3.34)$$

Tại đây: F - Diện tích mặt cắt ngang của công trình ngầm, m^2 .

Thông số “ b ” được xác định từ nhận xét, độ bền nén của đá phá hủy trên biên công trình ngầm với một mức độ dự trữ nào đó có thể xem như có giá trị bằng độ bền kéo của đá liền khối. Trong trường hợp đó, từ công thức (3.31) khi $r=1$, có thể tìm ra $b=0,9$. Với độ chính xác đủ lớn cho các tính toán thực tế các nhà địa cơ học có thể lấy giá trị thông số “ k ” bằng thông số “ n ” theo công thức (3.33).

Bảng 3.4.

Nº	R _n , MPa	M	m
1	20÷40	1,8	0,85
2	40÷60	1,3	0,75
3	60÷80	1,0	0,70
4	>80	0,9	0,60

Trong phương pháp thi công đóng băng nhân tạo, tại vùng khối đá bị đóng băng cưỡng bức xuất hiện hiện tượng không đồng nhất các đặc tính cơ học. Trên cơ sở các quy luật phụ thuộc giữa giá trị môđun biến dạng, giới hạn bền nén đơn trục và nhiệt độ đóng băng, Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã xây dựng các đường cong phân bố thực nghiệm mô tả quy luật biến đổi đặc tính cơ học của đá đóng băng trong không gian [2]. Các đường cong có dạng parabol và có thể biểu diễn bằng công thức:

$$A(r) = (a \cdot r^2 + b \cdot r + c). \quad (3.35)$$

Tại đây: A(r) - Đặc tính cơ học tương ứng của đất đá đóng băng; a, b, c - Các thông số toán học xấp xỉ; r - Bán kính thay đổi thể hiện bằng các đơn vị bán kính trong của vòng đá đóng băng.

Quá trình bơm ép vữa dính kết vào vùng đất đá nứt nẻ bao quanh công trình ngầm sẽ tạo nên vùng đá gia cường có đặc tính biến dạng và đặc tính bền khác biệt so với các vùng khác của khối đá [91, 94, 96]. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm tính chất biến dạng của khối đá nứt nẻ sau khi bơm ép vữa xi măng cho thấy, giá trị môđun biến dạng tăng lên từ 1,2 đến 1,6 lần.

Tuy nhiên, những kết quả nghiên cứu của Talobr J. lại đưa ra những giá trị gia tăng môđun biến dạng sau khi bơm ép vữa xi măng là 2,7÷2,9 lần. Công tác nghiên cứu đặc tính biến dạng của đá bằng phương pháp siêu âm đã xác nhận tính đúng đắn của các kết quả nghiên cứu trên đây. Ví dụ, công trình nghiên cứu [3] đã cho thấy, sau khi bơm ép vữa xi măng vào khối đá cứng thì giá trị môđun biến dạng của khối đá sẽ tăng lên khoảng 10%.

Bên cạnh môđun biến dạng, quá trình bơm ép vữa dính kết cũng làm thay đổi độ bền cho khối đá nứt nẻ. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm của nhiều nhà địa cơ học cho thấy, sau khi bơm ép vữa dính kết vào khối đá nứt nẻ tại biên công trình ngầm, tùy thuộc vào chủng loại đá, giới hạn bền nén đơn trục sẽ tăng lên trong khoảng: (1,5÷2,0) lần cho đá cát kết;

(3÷5) lần cho đá sét kết; và lớn hơn 10 lần cho một số chủng loại than đá [2, 91, 96].

Ruppeneit K. V. là người đầu tiên đã tiến hành nghiên cứu lý thuyết về sự ảnh hưởng của chất lấp nhét tới tính chất biến dạng của khối đá nứt nẻ [44]. Ruppeneit K. V. đã tìm ra công thức sau đây để xác định giá trị tương đương cho môđun biến dạng của môi trường với “n” hệ nứt nẻ có chứa chất lấp nhét:

$$E_{td} = \frac{E}{1 + \sum_1^n \left[\eta_i \cdot (1 - \sin^4 \theta_i) \right] + \eta_i \cdot \left(\frac{2 \cdot \mu_1^2}{1 - \mu_1} \right) \cdot \cos^4 \theta_i}. \quad (3.36)$$

Tại đây: E_{td} - Giá trị môđun biến dạng tương đương của môi trường với các hệ nứt nẻ có chứa chất lấp nhét; E - Giá trị môđun biến dạng của môi trường không bị nứt nẻ;

$$\eta_i = \left(\frac{\delta_i \cdot E}{h_i \cdot E_1} \right); \quad (3.37)$$

δ_i - Chiều rộng (độ mở) của khe nứt thứ “i”; h_i - Chiều dày của lớp đất đá trung bình cho một khe nứt thứ “i”; θ_i - Góc nghiêng giữa hướng phát triển của khe nứt thứ “i” so với trục “OX”; E_1, μ_1 - Các giá trị môđun biến dạng và hệ số Poatxông tương ứng của vật liệu lấp nhét.

Kết quả phân tích biểu thức (3.36) cho thấy, sự tồn tại của chất lấp nhét trong khe nứt làm gia tăng giá trị môđun biến dạng tương đương. Trên bảng 3.5 giới thiệu các giá trị môđun biến dạng của khối đá nứt nẻ trước khi gia cường (E_{nn}) và sau khi gia cường (E_{gc}) tùy thuộc vào giá trị tỷ số “ E/E_1 ”. Các tính toán được tiến hành cho khối đá có hai hệ nứt nẻ với các đặc tính sau đây: $\theta_1=60^0$; $\delta_1= 0,05$ cm; $h_1=120$ cm; $\theta_2=120^0$; $\delta_2=0,05$ cm; $h_2=120$ cm; $\mu_1=0,3$. Môđun biến dạng của khối đá không nứt nẻ là “ E ”.

Dễ dàng nhận thấy, giá trị tỷ số “ E/E_1 ” không gây ra ảnh hưởng lớn đến mức độ gia tăng giá trị của môđun biến dạng tương đương trong khối đá gia cường (bảng 3.5). Do đặc tính biến dạng của các loại xi măng (vữa xi măng) hiện nay không nằm ngoài giới hạn tỷ số nêu trên, cho nên việc bơm ép một loại vữa xi măng bất kỳ cũng sẽ làm gia tăng các đặc tính biến dạng của khối đá.

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm đã chứng minh rằng, chất lượng của công tác bơm ép vữa dính kết đạt hiệu quả cao nhất tại vùng kề bên lỗ khoan phun. Do các lỗ khoan này nằm cạnh biên công trình ngầm, cho

nên chính tại khu vực này các nứt nẻ sẽ được lấp đầy hơn và vật liệu lấp nhét có thể trở nên chặt hơn.

Bảng 3.5.

Nº	(E/E_1)	(E_{nn}/E)	(E_{gc}/E_1)
1	1	-	0,9996
2	10	-	0,9960
3	100	0,35	0,9600
4	1000	-	0,7200

Bảng 3.6.

l, cm	10	20	30	40	50	60	70	80
$R_{n.cát}$, MPa	3	2,7	2,5	2,2	2,0	1,7	1,4	1,0

Tùy theo mức độ rời xa dần khỏi biên công trình ngầm của điểm xem xét (hoặc khỏi trục-tâm lỗ khoan phun ép vữa), chất lượng của công tác xâm nhập vữa dính kết vào khối đá sẽ giảm xuống. Bảng 3.6 giới thiệu các giá trị giới hạn bền nén “ $R_{n.cát}$ ” của khối cát sau khi gia cường bằng phương pháp hoá học tùy thuộc vào khoảng cách “l” giữa vị trí xem xét và lỗ khoan gia cường [2].

Như vậy, quá trình hình thành các đặc tính không đồng nhất của tính chất cơ học khi bơm ép vữa dính kết sẽ là kết quả của sự thay đổi mức độ lấp đầy vữa dính kết trong các lỗ rỗng tùy theo khoảng cách tính từ các lỗ khoan phun nén ép vữa gia cường. Sự thay đổi tính chất trong khối đá gia cường là một quá trình suy giảm liên tục các đặc tính cơ học từ giá trị lớn nhất tại vùng gần kề bên lỗ khoan phun ép vữa đến giá trị nhỏ nhất tại biên xâm nhập vữa dính kết (trong trạng thái nguyên sinh).

Để mô tả sự phân bố các đặc tính biến dạng và giá trị giới hạn bền của khối đá gia cường, các nhà địa cơ học có thể sử dụng các quy luật sau đây [2]:

* Để cho các loại đất, độ bền sẽ thay đổi từ giá trị “ R_n^b ” tại biên công trình ngầm đến giá trị trong trạng thái tự nhiên:

$$R_n(r) = R_n^b \cdot r^{-k} \quad (3.38)$$

* Để cho các loại đá cứng nứt nẻ:

$$R_n(r) = R_n^{kh} \cdot (1 + b \cdot r^{-k}) \quad (3.39)$$

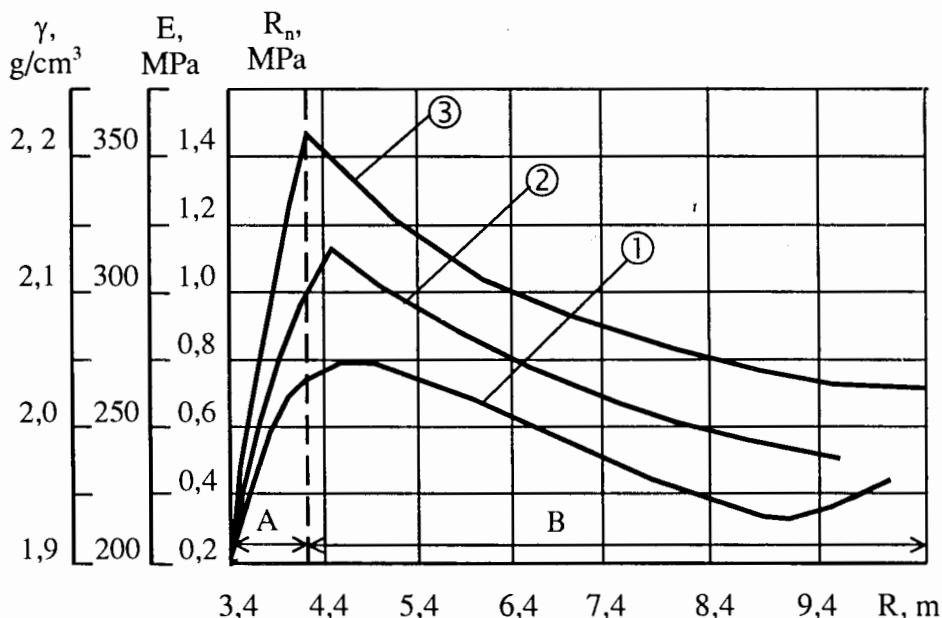
$$E(r) = E_{kh} \cdot (1 + a \cdot r^{-n}) \quad (3.40)$$

Tại đây: R_n^{kh} , E_{kh} - Độ bền và môđun biến dạng của đá trong trạng thái tự nhiên trên biên vùng gia cường; a , n , b , k - Các thông số toán học xấp xỉ của những đường cong phân bố các đặc tính cơ học. Các thông số này được xác định từ điều kiện biết trước các giá trị “E” và “ R_n ” trên biên công trình ngầm. Còn các giá trị tương ứng trên biên vùng đá gia cường được lấy bằng khoảng 90% giá trị của chúng trong trạng thái tự nhiên.

Phương pháp thi công công trình ngầm (ví dụ xây dựng bể chứa ngầm) bằng những vụ nổ mìn buồng lớn trong các vùng đất sét cũng gây ra sự biến đổi lớn đối với những đặc tính cơ học của chúng [2, 45].

Kết quả nghiên cứu của các nhà địa cơ học cho phép tìm ra những quy luật biến đổi trạng thái địa cơ học của khối đá bao quanh công trình ngầm dưới tác dụng của sóng nổ mìn buồng. Nhìn chung, trong vùng khối đá gần biên công trình ngầm sẽ hình thành hai vùng khối đá với đặc tính cơ học đặc trưng:

- * Vùng đá nứt nẻ mạnh “A”;
- * Vùng đá bị nén ép mạnh “B”.



H.3.10. Quy luật phân bố sự thay đổi trọng lượng thể tích γ (1), môđun biến dạng E (2) và giới hạn bền nén R_n (3) của đá dạng sét tại khu vực biên công trình ngầm do tác động của sóng nổ mìn buồng (theo [2, 45]).

Trong các vùng này các tính chất cơ học sẽ thay đổi mạnh. Hình H.3.10 giới thiệu các đường cong thực nghiệm mô tả sự thay đổi trọng lượng thể tích “ γ ”, giới hạn bền nén đơn trục “ R_n ” và môđun biến dạng “ E ” của đá tùy thuộc bởi khoảng cách tính từ điểm xem xét tới tâm công trình ngầm.

Các quy luật biến đổi các đặc tính cơ học cho thấy, dưới sự tác động của sóng nổ mìn buồng, tại vùng “B” sẽ xảy ra hiện tượng nén ép mạnh của đá. Kết quả sẽ làm cho độ rỗng của đất đá giảm xuống, làm gia tăng trọng lượng thể tích và nâng cao độ bền của đá.

Tại vùng “A” sẽ xảy ra quá trình làm chặt (lèn, nén ép chặt) đá ở mức độ rất cao, phá tan những liên kết trong của đá, tạo nên nứt nẻ và làm gia tăng trọng lượng thể tích của đá. Trong nhiều trường hợp vùng “A” có thể không tồn tại, hoặc tồn tại nhưng với kích thước nhỏ. Ngoài ra, đất đá trong vùng này luôn luôn có xu thế tự phá hủy. Do đó, trong trường hợp này quy luật phân bố giá trị giới hạn bền nén đơn trục “ R_n ” nên chọn theo đường cong 3 tại vùng “B”.

Các biểu thức toán học xấp xỉ độ bền của khối đá dưới tác động của sóng nổ mìn buồng có dạng sau đây [2]:

* Trường hợp tồn tại cả hai vùng “A” và “B”:

$$R_n(r) = R_n^{kh} \left(1 + \frac{c - d \cdot r^{-m_2}}{t \cdot r^{-m_3}} \right); \quad (3.41)$$

* Trường hợp chỉ tồn tại riêng vùng “B”:

$$R_n(r) = R_n^{kh} (1 - b \cdot r^{-k}) \quad (3.42)$$

Để cho các loại đất đá sét vùng “Xkif” (Liên Xô) các thông số trong các biểu thức (3.41) và (3.42) có giá trị: $c=2$, $d=2,2$, $t=1,1$, $m_2=7$, $m_3=1,6$, $b=1,4$, $k=2,5$; R_n^{kh} - Độ bền của đá trong trạng thái tự nhiên. Các biểu thức thể hiện quy luật thay đổi giá trị môđun biến dạng của khối đá dưới tác dụng của sóng nổ mìn buồng $E(r)$ cũng có dạng tương tự như các biểu thức (3.41) và (3.42). Trong trường hợp này, trong các công thức (3.41) và (3.42) cần phải thay thế các giá trị R_n^{kh} , $R_n(r)$ bằng các giá trị tương ứng E và $E(r)$.

3.6. Trường ứng suất nguyên sinh của khối đá

Trạng thái ứng suất tự nhiên là đặc điểm quan trọng trong trạng thái cơ học của khối đá. Trạng thái ứng suất của khối đá trong những điều kiện tự nhiên gọi là “trường ứng suất nguyên sinh” của khối đá.

Khác với trường ứng suất nguyên sinh, trường ứng suất thứ sinh của khối đá được tạo nên do quá trình khai đào ngầm xảy ra trong khối đá. Quá trình nghiên cứu trường ứng suất nguyên sinh có vai trò đặc biệt quan trọng để dự đoán những biểu hiện khác nhau của các quá trình cơ học (các biểu hiện của áp lực mỏ) và chuẩn bị những giải pháp cần thiết để điều khiển trạng thái cơ học của khối đá.

Nhìn chung, trường ứng suất nguyên sinh của khối đá là một hàm số phụ thuộc vào không gian và thời gian. Do đó, các yếu tố gây nên những ảnh hưởng tới quá trình hình thành trường ứng suất nguyên sinh có thể (và nên) phân chia ra thành hai nhóm chính:

* Nhóm thứ nhất - Các yếu tố tác dụng thường xuyên (không đổi) tại các vị trí trong không gian (trọng trường, nhiệt trường, tính chất cơ lý và những đặc điểm cấu trúc-cơ học khối đá, địa hình bề mặt vỏ quả đất...);

* Nhóm thứ hai - Các yếu tố tác dụng tạm thời chỉ tồn tại ở một số vị trí trong không gian (các quá trình kiến tạo địa chất, các quá trình thủy động học, các quá trình khí động học và các quá trình khác xảy ra trong khối đá).

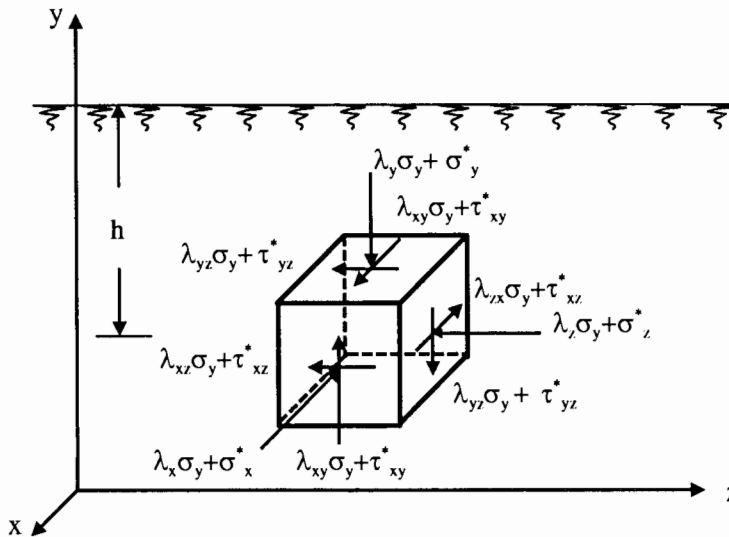
Giả thuyết về trường ứng suất nguyên sinh của khối đá đã làm cho quá trình giải các bài toán địa cơ học, cơ học công trình ngầm trở nên phức tạp. Điều này không tồn tại trong những bài toán cơ học vật rắn biến dạng khác. Trong những bài toán cơ học dạng này thông thường người ta không đưa vào khái niệm (giả thuyết) trường ứng suất nguyên sinh tồn tại trước đó.

Sau khi đánh giá các yếu tố thành tạo và ảnh hưởng tới trường ứng suất nguyên sinh của khối đá, các nhà địa cơ học đều thống nhất rằng, trọng trường (hay lực trọng trường) là yếu tố quan trọng nhất và mang tính quyết định đến sự hình thành trường ứng suất nguyên sinh của khối đá.

Do đó, trường ứng suất nguyên sinh thông thường được xem như bằng tổng của hai thành phần (thành phần trọng lực và những thành phần còn lại) sau khi đã giả thiết rằng, toàn bộ những yếu tố còn lại đã làm biến đổi (làm sai lệch) trường ứng suất nguyên sinh có nguồn gốc trọng trường. Tuy nhiên, các thành phần ứng suất ban đầu của các yếu tố còn lại (trừ trọng trường) không thể có giá trị lớn hơn thành phần ứng suất có nguồn gốc trọng trường.

Trong trường hợp tổng quát, tenxơ trường ứng suất nguyên sinh dưới tác dụng của lực trọng trường - Tổ hợp những thành phần ứng suất tác dụng lên mặt khối lập phương đơn vị nằm ở độ sâu “h” (H.3.11) - có thể viết dưới dạng [2, 3]:

$$T_n = T_n^l + T_n^* \quad (3.43)$$



H.3.11. Các thành phần của tenxơ tổng quát trong trường ứng suất nguyên sinh của khối đá (theo [2, 3]).

Số hạng thứ nhất trong biểu thức (3.43) thể hiện tenxơ trường ứng suất nguyên sinh dưới tác dụng của lực trọng trường. Các thành phần của nó dưới dạng ma trận thể hiện bằng công thức:

$$T_n^I = \begin{bmatrix} \lambda_x \sigma_y & \lambda_{xy} \sigma_y & \lambda_{xz} \sigma_y \\ \lambda_{xy} \sigma_y & \lambda_y \sigma_y & \lambda_{yz} \sigma_y \\ \lambda_{xz} \sigma_y & \lambda_{yz} \sigma_y & \lambda_z \sigma_y \end{bmatrix}. \quad (3.44)$$

Tại đây: σ_y - Thành phần ứng suất pháp có nguồn gốc trọng lực trên các mặt phẳng nằm ngang. Thành phần ứng suất này được xác định bằng tổng trọng lượng chiều dày khối đá có chiều sâu “h” tính tới mặt đất:

$$\sigma_y = \int_0^h [\gamma(y) \cdot dy]; \quad (3.45)$$

$\gamma(y)$ - Trọng lượng thể tích khối đá tùy theo chiều sâu “y” của vị trí tính toán. $\lambda_x, \lambda_y, \lambda_z, \lambda_{xy}, \lambda_{xz}, \lambda_{yz}$ - Các hệ số xác định giá trị các thành phần của tenxơ trường ứng suất nguyên sinh do tác dụng của lực trọng trường (chúng được viết phù hợp với quy luật tác dụng tương hỗ của các ứng suất tiếp).

Số hạng thứ hai trong biểu thức (3.43) thể hiện tenxơ trường ứng suất nguyên sinh dưới tác dụng của tất cả các yếu tố khác ngoài lực trọng trường. Các thành phần của nó dưới dạng ma trận thể hiện qua công thức:

$$T_n^t = \begin{bmatrix} \sigma_x^* & \tau_{xy}^* & \tau_{xz}^* \\ \tau_{yx}^* & \sigma_y^* & \tau_{yz}^* \\ \tau_{zx}^* & \tau_{yz}^* & \sigma_z^* \end{bmatrix}. \quad (3.46)$$

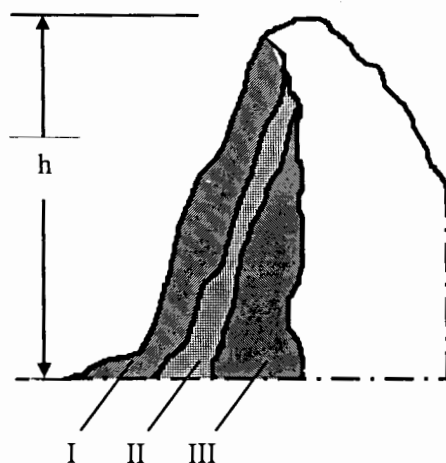
Tại đây: σ_x^* , σ_y^* , σ_z^* - Các giá trị ứng suất pháp do tác dụng của các yếu tố khác ngoài lực trọng trường; τ_{xy}^* , τ_{xz}^* , τ_{yz}^* - Các giá trị ứng suất tiếp do tác dụng của các yếu tố khác ngoài lực trọng trường.

Cuối cùng, tenxơ tổng hợp trường ứng suất nguyên sinh khối đá có dạng như sau [2, 3]:

$$T_n = \begin{bmatrix} \lambda_x \sigma_y + \sigma_x^* & \lambda_{xy} \sigma_y + \tau_{xy}^* & \lambda_{xz} \sigma_y + \tau_{xz}^* \\ \lambda_{xy} \sigma_y + \tau_{yx}^* & \lambda_y \sigma_y + \sigma_y^* & \lambda_{yz} \sigma_y + \tau_{yz}^* \\ \lambda_{xz} \sigma_y + \tau_{zx}^* & \lambda_{yz} \sigma_y + \tau_{yz}^* & \lambda_z \sigma_y + \sigma_z^* \end{bmatrix}. \quad (3.47)$$

Cấu tạo địa hình bề mặt đất có ảnh hưởng lớn đến trường ứng suất nguyên sinh của khối đá. Kết quả nghiên cứu của nhiều tác giả cho thấy, quy luật phân bố ứng suất trong vùng sườn dốc núi và vùng nền địa hình thường rất phức tạp [33, 35].

Trong khối đá tại sườn dốc núi tồn tại vùng giảm áp I. Vùng I này xuất hiện do kết quả giảm tải của vùng khối đá gần sườn dốc hướng về thung lũng (hình H.3.12).



H.3.12. Sơ đồ phân bố ứng suất trong khối đá sườn núi và dưới chân núi (theo Ivanov N. P. [25]).

Vùng giảm tải I sẽ dần dần chuyển sang vùng ứng lực lớn II. Trong vùng II, giá trị ứng suất theo phương thẳng đứng lớn hơn giá trị ứng suất tính theo trọng lượng các lớp đất đá nằm phía trên từ 8 đến 10 lần [25]. Tỷ số giữa giá trị ứng suất theo phương nằm ngang và giá trị ứng suất theo phương thẳng đứng thay đổi trong khoảng $0,7 \div 0,8$. Cùng với sự gia tăng độ sâu, vùng ứng lực lớn này sẽ chuyển sang vùng ứng suất không đổi III. Giá trị ứng suất theo phương nằm ngang trong vùng này gần bằng hoặc lớn hơn giá trị ứng suất theo phương thẳng đứng.

Thực tế xây dựng công trình ngầm còn chỉ ra rằng, hiện tượng tập trung lớn ứng suất xảy ra tại khu vực phía dưới của sườn dốc và tại vùng đáy của thung lũng. Nhìn chung, sự ảnh hưởng của núi cao đến trường ứng suất nguyên sinh của khối đá sẽ gây ra sự ảnh hưởng tới độ sâu khoảng $“(1 \div 2).h”$ (tại đây: h - Chiều cao của núi). Còn theo phương nằm ngang, sự ảnh hưởng của núi cao đến trường ứng suất nguyên sinh trong khối đá sẽ gây ra sự ảnh hưởng trên một khoảng cách trung bình bằng $“h.tg\alpha”$ (trong đó: α - Góc nghiêng của sườn dốc núi).

Tại những vùng đồi núi cao, thông thường giá trị ứng suất nằm ngang lớn hơn khoảng $(1,4 \div 1,5)$ lần; còn giá trị ứng suất thẳng đứng lớn hơn khoảng 1,3 lần so với trong những điều kiện địa hình bằng phẳng. Khi chiều sâu vị trí xem xét càng tăng lên thì sự ảnh hưởng của cấu tạo bề mặt địa hình tới trường ứng suất nguyên sinh của khối đá lại càng giảm xuống.

Để đánh giá sự ảnh hưởng của lực trọng trường đến trường ứng suất nguyên sinh của khối đá, hiện nay các nhà địa cơ học thường sử dụng các phương pháp cơ học môi trường liên tục và các phương pháp cơ học môi trường rời tùy theo mô hình địa cơ học cụ thể của khối đá. Theo ý kiến của nhiều nhà địa cơ học thì hệ số $“\lambda_y”$ có giá trị bằng 1.

Các hệ số $“\lambda_x”$, $“\lambda_z”$ (quy định giá trị của các thành phần ứng suất pháp có nguồn gốc trọng trường trên những mặt phẳng thẳng đứng) phụ thuộc nhiều vào đặc điểm cấu tạo địa chất và cấu trúc của khối đá. Trên thực tế $\lambda_x \neq \lambda_z$, tuy nhiên, sự khác biệt này không lớn. Cho nên, trong những bài toán địa cơ học thông thường có thể xem $\lambda_x = \lambda_z$.

Trong trường hợp khối đá có đặc tính biến dạng tuyến tính, đặc tính phân lớp phẳng-ngang và bề mặt địa hình bằng phẳng, ta có:

$$\lambda_x = \lambda_z = \left(\frac{\mu}{1 - \mu} \right) \leq 1. \quad (3.48)$$

Tại đây: μ - Hệ số Poatxông.

Từ đây sẽ hình thành hai trường hợp ngược nhau:

* Trong khối đá cấu trúc từ đá sét dẻo ($\mu \approx 0,5$), $\lambda_x = \lambda_z \approx 1$.

* Để cho khối đá yếu, rời rạc thuộc vùng trầm tích bề mặt, hoặc cho khối đá rắn cứng sau khi phá huỷ chuyển sang trạng thái vỡ nát, vò nhàu:

$$\lambda_x = \lambda_z = \left(\frac{1 - \sin \rho}{1 + \sin \rho} \right). \quad (3.49)$$

Tại đây: ρ - Góc ma sát trong của đá vỡ vụn, rời rạc.

Các hệ số λ_{xy} , λ_{xz} , λ_{yz} là các hệ số quy định giá trị của các thành phần ứng suất tiếp do tác dụng của lực trọng trường theo các mặt phẳng thẳng đứng và nằm ngang.

Tùy thuộc vào cấu tạo địa chất và các đặc điểm cấu trúc-cơ học của khối đá, trong trường hợp khối đá có đặc tính “rão ứng suất” hoặc phá huỷ, ta có $\lambda_{xy} = \lambda_{xz} = \lambda_{yz} = 0$. Còn trong trường hợp khối đá không có đặc tính “rão ứng suất” hoặc phá huỷ thì các hệ số đó có giá trị khác không.

Những thành phần của trường ứng suất nguyên sinh của khối đá có nguồn gốc từ các yếu tố khác (trừ trọng trường) có cấu trúc rất phức tạp. Thông thường, chúng được xác định bằng các phương pháp thực nghiệm và được xem xét trong những trường hợp cụ thể tùy thuộc bởi mục tiêu cuối cùng của bài toán cơ học đá ứng dụng.

Như vậy, để tiến hành dự báo những biểu hiện các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá, trong phần lớn các trường hợp có thể chỉ cần hạn chế bởi các đặc tính sau đây cho trường ứng suất nguyên sinh khối đá (H.3.13):

* Trên các mặt phẳng nằm ngang chỉ có sự tác dụng của các đại lượng ứng suất pháp:

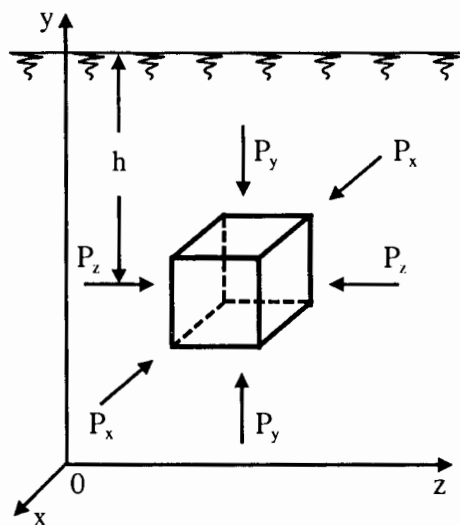
$$P_y = q = (\lambda_y \cdot \sigma_y + \sigma_y^*); \quad (3.50)$$

* Trên các mặt phẳng thẳng đứng có sự tác dụng của các đại lượng ứng suất pháp:

$$P_x = P_z = (\lambda \cdot q) = (\lambda_x \cdot \sigma_y + \sigma_x^*) = (\lambda_z \cdot \sigma_y + \sigma_z^*). \quad (3.51)$$

Tại đây: λ - Hệ số đẩy ngang của khối đá. Hệ số này mang đặc tính tổng hợp cho tất cả các yếu tố tạo nên trường ứng suất nguyên sinh khối đá.

Theo Kaxaurov I. N., hệ số đẩy ngang của đất đá là một đại lượng cơ học mang tính không thay đổi trong những điều kiện nhất định [30]. Theo nguyên tắc, giá trị hệ số đẩy ngang của đất đá trong chế độ chất tải dài lâu đối với mẫu đá sẽ lớn hơn giá trị hệ số đẩy ngang của đất đá trong chế độ chất tải ngắn ngày, tức thời.



H.3.13. Sơ đồ mô tả trường ứng suất nguyên sinh trong khối đá.

Bảng 3.7 giới thiệu giá trị hệ số đẩy ngang của đất đá trong chế độ chất tải tức thời “ λ ” và chế độ chất tải lâu dài “ $\lambda(\infty)$ ” cho một số loại đá tại Liên Xô [30].

Bảng 3.7.

Chủng loại đất đá	Giới hạn bền nén của đất đá, kG/cm^2	λ	$\lambda(\infty)$
Đất sét	15÷70	0,67÷0,95	0,70÷0,98
Đá phiến sét kết	170÷240	0,70÷0,89	0,72÷0,92
Đá phiến cát kết	450÷580	0,36÷0,53	0,36÷0,55
Đá sét cát kết yếu	150	0,39	0,45

Các biểu thức (3.50), (3.51) mặc dù mang tính khái quát và thể hiện mức độ hợp lý cho sử dụng, nhưng theo ý kiến một số tác giả các biểu thức này vẫn còn nhiều vấn đề cần phải xem xét tiếp.

Về bản chất, hệ số “ λ ” có giá trị bằng tỷ số giữa giá trị ứng suất tác dụng và theo phương nằm ngang và giá trị ứng suất tác dụng theo

phương thẳng đứng. Tại đây nguyên nhân gây ra trường ứng suất nguyên sinh khối đá chưa thể hiện một cách rõ ràng.

Nhiều tác giả cho rằng, hệ số “ λ ” có giá trị không lớn hơn 1,0 (một đơn vị). Tuy nhiên, trên thực tế trong nhiều trường hợp giá trị của hệ số này có thể lớn hơn 1,0 và có thể đạt tới giá trị 5÷8 [3].

Cơ sở tính toán trường ứng suất nguyên sinh khối đá hiện nay chủ yếu dựa trên định luật thuỷ tĩnh. Theo định luật này, thành phần ứng suất pháp có nguồn gốc trọng trường sẽ được xác định theo biểu thức (3.45). Đây là điều chưa hợp lý.

Trên thực tế, đá hoàn toàn khác với các loại chất lỏng. Các nhà địa cơ học khó có thể xem đá như là một tập hợp các chất điểm vụn cùng nhỏ không có hình dạng, kích thước như chất lỏng.

Khái niệm về đặc tính liên tục làm cho đá gần với chất lỏng, song trong đá không tồn tại độ linh hoạt cao và khả năng lưu động lớn như trong chất lỏng.

Trong đá luôn luôn tồn tại lực ma sát, lực dính kết, các móc nối cơ học... Trong khối đá thường xuyên có xu thế bảo toàn độ liên khối ban đầu chống lại những tác dụng của ngoại lực. Xu thế này thể hiện ở độ kháng nén, kháng cắt cao chống lại các biến dạng nén, biến dạng cắt và quá trình phá huỷ tính liên khối tại vị trí các mặt yếu.

Như vậy, định luật Pascal khó có thể phù hợp với môi trường đá. Tại đây lực dính kết sẽ triệt tiêu một phần giá trị áp lực có nguồn gốc trọng trường. Trọng lượng phần khối đá giới hạn trong một thể tích nào đó phải khác với giá trị áp lực trọng trường tác dụng lên diện tích mặt đáy do ảnh hưởng của lực liên kết với môi trường.

Trong một khối đá tương đối cứng, thống nhất, các phần tử, khối nguyên đá tiếp xúc với nhau và bảo toàn độ liên khối nhờ lực liên kết phân tử, lực ma sát và lực liên kết cơ học trên các mặt tiếp xúc. Trên thực tế gần như không thể thực hiện việc đo đạc riêng lẻ, xem xét các lực liên kết và mô hình hoá các mặt tiếp xúc.

Các lực này có thể (và hợp lý hơn) nên liên kết vào cùng một khái niệm “lực dính kết tổng hợp” [92]. “Lực dính kết tổng hợp” sẽ gây ra sự cản trở quá trình biến dạng, chuyển dịch các phần tử, khối nguyên cấu thành khối đá thực tế. “Lực dính kết tổng hợp” được cụ thể hoá thông qua “hệ số giảm áp lực cột đá do lực dính kết tổng hợp” - “ k_{th} ” [92].

Hệ số “ k_{th} ” thể hiện mức độ giảm giá trị áp lực thẳng đứng có nguồn gốc trọng trường do tác dụng của “lực dính kết tổng hợp” trên bề mặt tiếp xúc. Hệ số này luôn luôn có giá trị nhỏ hơn 1,0.

Từ cơ sở phân tích trên đây, trong quá trình dự đoán trường ứng suất nguyên sinh của khối đá, tác giả [92] đã đề xuất biểu thức sau đây để tính toán thành phần ứng suất pháp có nguồn gốc trọng trường:

$$\sigma_y = k_{th} \cdot \int_0^h [\gamma(y) \cdot dy]. \quad (3.52)$$

Tại đây: k_{th} - Hệ số giảm áp do “lực dính kết tổng hợp”.

Mặc dù vai trò của trọng trường phần nào bị giảm bớt, tuy nhiên các hiện tượng dị thường áp lực ($\lambda \gg 1$) vẫn có thể giải thích được trên cơ sở sự ảnh hưởng phức tạp của các yếu tố khác ngoài yếu tố trọng trường (đặc biệt là các lực kiến tạo).

CHƯƠNG 4

CÁC QUÁ TRÌNH ĐỊA CƠ HỌC XẢY RA TRONG KHỐI ĐÁ KHI XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM VÀ KHAI THÁC MỎ

4.1. Tổng quan

Quá trình xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ sẽ phá huỷ trạng thái ứng suất-biến dạng nguyên sinh của khối đá. Các quá trình cơ học-biến dạng xảy ra trên đây sẽ tạo nên trạng thái ứng suất-biến dạng cân bằng mới trong vùng khối đá bao quanh công trình ngầm. Trường ứng suất-biến dạng mới này thường được gọi là trường ứng suất-biến dạng toàn phần. Chúng được tạo thành từ quá trình chồng (cộng hưởng) trường ứng suất-biến dạng bổ sung (phụ) mới tạo thành sau thời điểm thi công công trình ngầm lên trường ứng suất-biến dạng nguyên sinh tồn tại trước đó.

Sự hiểu biết những quy luật chủ yếu trong quá trình biến dạng của khối đá sẽ cho phép dự báo chuẩn xác những khả năng biểu hiện có thể của các quá trình cơ học xảy ra trong chúng. Bài toán trên đây rất phức tạp vì nó phải phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố ảnh hưởng. Trong trường hợp tổng quát, khối đá là một môi trường rời rạc, đồng nhất, dị hướng. Các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá mang đặc tính phi tuyến, tạm thời. Ngoài ra, các yếu tố địa chất, các điều kiện kỹ thuật công nghệ xây dựng công trình ngầm (hình dạng, kích thước công trình ngầm, hướng phát triển của công trình ngầm trong không gian, phương pháp thi công-chống giữ...) cũng có sự ảnh hưởng lớn đến các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá.

4.2. Các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá khi xây dựng công trình ngầm

4.2.1. Quá trình biến dạng đàn hồi

Trên thực tế, các nhà địa cơ học không thể đồng thời xét đến tất cả các yếu tố ảnh hưởng trên đây trong quá trình mô tả giải tích các quá trình cơ học biến dạng, các quy luật hình thành trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá. Ngoài ra, kết quả nghiên cứu và kinh nghiệm của nhiều nhà địa cơ học đã chỉ ra rằng, trong một hệ rất phức tạp (như trong khối đá thực) luôn luôn có thể chỉ ra một hoặc hai yếu tố chủ đạo. Chính các yếu tố này có ý nghĩa xác định giá trị, đặc tính của các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá. Ví dụ, khi xây dựng các công trình ngầm trong khối đá rắn cứng thì đặc tính nứt nẻ là yếu tố địa cơ học quan trọng nhất.

Trong trường hợp này, chính nứt nẻ sẽ gây ra những biểu hiện của các quá trình địa cơ học dưới dạng các phá huỷ cục bộ hay sự hình thành vòm cân bằng tự nhiên.

Từ đây, các nhà địa cơ học có thể xác định một cách hợp lý phương pháp luận nghiên cứu các quy luật chủ yếu trong quá trình hình thành trạng thái ứng suất-biến dạng khối đá bao quanh công trình ngầm.

Trong giai đoạn đầu tiên, các nhà địa cơ học xem xét bài toán đơn giản nhất (xem như bài toán cơ bản). Sau đó, các nhà địa cơ học sẽ xem xét tiếp các yếu tố tự nhiên-công nghệ-kỹ thuật ảnh hưởng đến trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá trên cơ sở lời giải bài toán cơ bản và tiến hành so sánh với lời giải của bài toán đó.

Tại đây, bài toán cơ bản có thể được chọn dưới dạng bài toán nghiên cứu trạng thái ứng suất-biến dạng toàn phần trong khối đá bao quanh công trình ngầm đủ dài, nằm ngang có mặt cắt ngang hình tròn. Công trình ngầm được thi công trong khối đá liên tục, đồng nhất, đẳng hướng tại một độ sâu đủ lớn. Khối đá có đặc tính biến dạng tuyến tính (đặc tính phụ thuộc tuyến tính giữa ứng suất và biến dạng) và chịu sự tác dụng của trường ứng suất nguyên sinh thuỷ tĩnh “q”. Ngoài ra, ở đây còn giả thiết rằng, kết cấu chống giữ sẽ gây ra một phản lực tác dụng “p” phân bố đều trên biên công trình ngầm.

Từ đây, các điều kiện biên của bài toán nghiên cứu trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá xung quanh công trình ngầm sẽ có dạng như sau [2]:

$$\sigma_r = p \text{ khi } r = 1; \sigma_r = q \text{ khi } r \rightarrow \infty. \quad (4.1)$$

Sau khi giải bài toán trên bằng lý thuyết đàn hồi trong điều kiện biến dạng phẳng với hệ số $\mu=0,5$, các nhà địa cơ học nhận được kết quả các giá trị ứng suất toàn phần trong hệ toạ độ trụ như sau [2]:

$$\sigma_\theta = q - (p - q) \left(\frac{1}{r^2} \right); \quad \sigma_r = q + (p - q) \left(\frac{1}{r^2} \right); \quad (4.2)$$

$$\sigma_z = q; \quad \tau_{r\theta} = \tau_{rz} = \tau_{\theta z} = 0.$$

và đại lượng chuyển dịch không thứ nguyên:

$$U = \left(\frac{3}{2} \right) \left(\frac{q - p}{E} \right) \left(\frac{1}{r} \right). \quad (4.3)$$

Trong đó: r, θ - Các thông số toạ độ đặc trưng trong mặt phẳng mặt cắt ngang của công trình ngầm; z - Thông số đặc trưng cho trục dọc toạ độ của công trình ngầm; σ_θ - Giá trị ứng suất pháp theo phương tiếp tuyến (phương chu vi) của công trình ngầm; σ_r - Giá trị ứng suất pháp theo phương hướng vào phía tâm của công trình ngầm; σ_z - Giá trị ứng suất

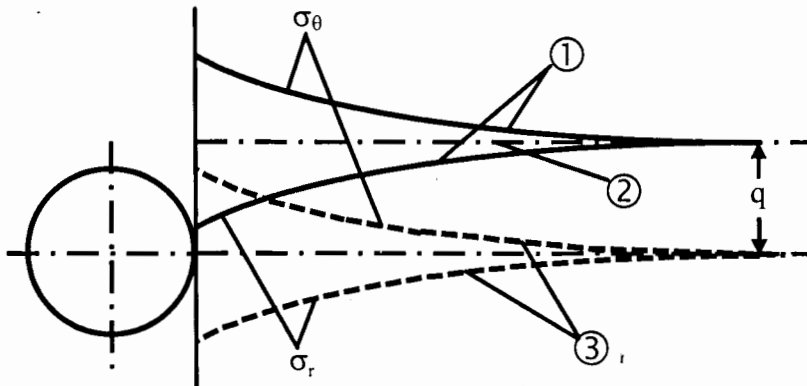
pháp theo hướng dọc theo trục dọc của công trình ngầm; $\tau_{r\theta}$; τ_{rz} ; $\tau_{\theta z}$ - Các giá trị ứng suất tiếp; U - Đại lượng chuyển dịch không thứ nguyên; E - Mô đun biến dạng của khối đá; r - Tọa độ không thứ nguyên theo phương hướng tâm của điểm xem xét trong khối đá. Tọa độ này thể hiện bằng số lần các bán kính đào của công trình ngầm " r_B ".

Trong các biểu thức (4.2), trường ứng suất nguyên sinh đặc trưng bởi các thành phần sau đây:

$$\sigma_\theta = \sigma_r = \sigma_z = q; \quad \tau_{r\theta} = \tau_{rz} = \tau_{\theta z} = 0; \quad (4.4)$$

còn trường ứng suất bổ sung (phụ) mới sẽ được thể hiện bằng các thành phần sau đây:

$$\sigma_\theta = -\sigma_r = \left(\frac{q-p}{r^2} \right); \quad \sigma_z = 0; \quad \tau_{r\theta} = \tau_{rz} = \tau_{\theta z} = 0. \quad (4.5)$$



H.4.1. Sơ đồ mô tả quy luật phân bố trường ứng suất nguyên sinh (2), trường ứng suất bổ sung (3) và trường ứng suất toàn phần (1) trong khối đá đồng nhất, đẳng hướng xung quanh công trình ngầm (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Hình H.4.1 giới thiệu sơ đồ phân bố các thành phần " σ_θ " và " σ_r " của trường ứng suất toàn phần (đường cong số 1), trường ứng suất nguyên sinh đường cong số 2 và trường ứng suất bổ sung (trường ứng suất phụ) mới xuất hiện (đường cong số 3) sau khi xây dựng công trình ngầm trong khối đá.

Các nhà địa cơ học nhận thấy, trường ứng suất toàn phần và trường ứng suất bổ sung đặc trưng bởi sự tập trung ứng suất tại vùng biên công trình ngầm. Vùng khối đá này gọi là vùng ảnh hưởng. Mức độ tập trung ứng suất sẽ giảm dần cùng với sự gia tăng khoảng cách điểm xem

xét tiến vào sâu phía trong khối đá (tính từ biên công trình ngầm). Giá trị dịch chuyển hướng tâm của biên công trình ngầm đạt giá trị lớn nhất tại vị trí biên công trình ngầm. Giá trị này sẽ giảm xuống một cách nhanh chóng khi gia tăng điểm xem xét tiến dần vào sâu phía trong khối đá (tính từ biên công trình ngầm).

Kết quả nghiên cứu giải tích và quá trình đo đạc thực tế cho thấy, mức độ tập trung ứng suất, kích thước vùng ảnh hưởng trong khối đá xung quanh công trình ngầm phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau.

Trên thực tế, kích thước mặt cắt ngang của công trình ngầm xây dựng trong khối đá đồng nhất-đẳng hướng có đặc tính biến dạng tuyến tính tại độ sâu đủ lớn không gây ra ảnh hưởng đến giá trị tập trung ứng suất. Điều này dễ dàng nhận thấy trong công thức (4.2) khi $r=1$. Ngoài ra, kích thước mặt cắt ngang công trình ngầm tăng lên sẽ làm gia tăng kích thước vùng ảnh hưởng trong khối đá bao quanh công trình.

Hình dạng biên (hay mặt cắt ngang) của công trình ngầm là yếu tố có ảnh hưởng nhiều nhất đến giá trị tập trung ứng suất và kích thước vùng ảnh hưởng. Hiện nay có rất nhiều công trình của nhiều tác giả nghiên cứu lý thuyết và thực tế về vấn đề quan trọng trên đây [2, 8, 44, ...]. Nhiều nhà địa cơ học trên thế giới đã đi đến kết luận, giá trị tập trung ứng suất trên biên phụ thuộc nhiều vào độ cong (bán kính cong) của biên công trình ngầm.

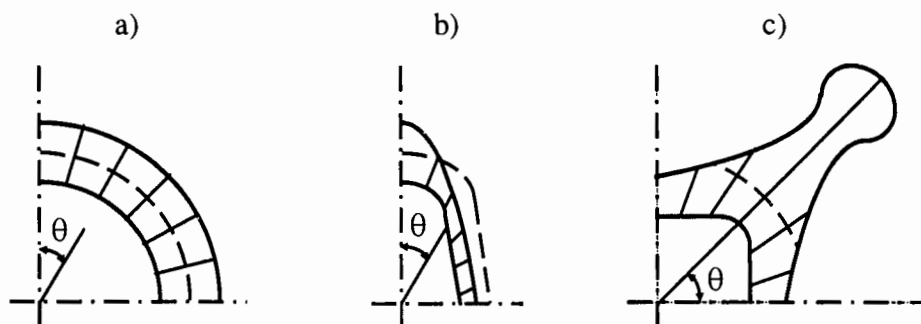
Cùng với sự gia tăng độ cong (bán kính cong) của biên công trình ngầm, giá trị tập trung ứng suất trên biên cũng sẽ tăng lên. Nếu giá trị tập trung ứng suất trên biên công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn bằng " σ_θ " thì tại các đoạn biên công trình ngầm có độ cong lớn nhất (các phần góc biên) giá trị " σ_θ " sẽ phải gia tăng. Còn tại những đoạn biên có độ cong nhỏ nhất (gần với dạng đường thẳng, dạng phẳng và ngay cả các phần biên lồi) sẽ xảy ra quá trình giảm giá trị " σ_θ " so với trường ứng suất nguyên sinh khối đá.

Hình H.4.2 mô tả các biểu đồ phân bố ứng suất pháp " σ_θ " trên biên công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn (hình H.4.2.a), mặt cắt ngang hình elip (hình H.4.2.b), mặt cắt ngang hình chữ nhật (hình H.4.2.c). Đường không liên nét (đường "chấm-chấm") trên hình H.4.2 thể hiện giá trị của ứng suất nguyên sinh. Các biểu đồ ứng suất trên đây đã được xây dựng trên cơ sở quy luật giải tích [1, 4, 44]:

$$\sigma_\theta = 2.q \cdot \left[\frac{1 - n_0^2.C_1^2}{1 + n_0^2.C_1^2 - 2.n_0.C_1 \cdot \cos(\theta + \theta_{n0})} \right]. \quad (4.6)$$

Trong đó: θ - Góc toạ độ cực được tính từ trục đối xứng đi qua điểm trên biên với độ cong lớn nhất (xem hình H.4.2); n_0, C_1 - Các thông số xác

định trên cơ sở hình dạng chu tuyến của công trình ngầm; $n_0=0$, $C_1=0$ – Cho công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn; $n_0=1$, $0 < C_1 < 1$ – Cho công trình ngầm có mặt cắt ngang hình elip; $n_0=2$, $C_1=0,1$ – Cho công trình ngầm có mặt cắt ngang hình vòm; $n_0=3$, $C_1=0,1$ – Cho công trình ngầm có mặt cắt ngang hình chữ nhật.



H.4.2. Biểu đồ mô tả sự phân bố giá trị ứng suất pháp trên biên của công trình ngầm có hình dạng mặt cắt ngang khác nhau (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [1, 2, 3]).

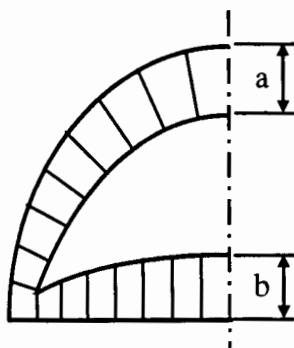
Như vậy, hình dạng mặt cắt ngang có ảnh hưởng lớn đến giá trị tập trung ứng suất trên biên công trình ngầm. Tuy nhiên, phương pháp khoan nổ mìn sẽ tạo ra đường biên tại nhiều vị trí có mức độ lồi lõm lớn hơn độ cong đường biên thiết kế. Trong trường hợp này, giá trị tập trung ứng suất trên biên các công trình ngầm với hình dạng khác nhau sẽ có mức độ khác biệt không lớn.

Trên thực tế, kích thước vùng ảnh hưởng tại biên công trình ngầm không phụ thuộc vào hình dạng của biên. Tại vị trí $r=3$, các giá trị tập trung ứng suất chỉ còn bằng 10% so với giá trị tập trung ứng suất trên biên công trình ngầm.

Hình dạng mặt cắt ngang của công trình ngầm cũng ảnh hưởng tới đặc tính phân bố biến dạng dọc theo công trình. Trên hình H.4.3 giới thiệu sơ đồ phân bố giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm có mặt cắt ngang hình vòm. Các nhà địa cơ học nhận thấy, công trình ngầm với mặt cắt ngang hình vòm có giá trị chuyển dịch không đều tại nóc, hông và nền công trình so với công trình ngầm với mặt cắt ngang hình tròn [1, 2].

Hướng dọc trục của công trình ngầm (nằm ngang, nằm nghiêng hay thẳng đứng) không gây ra ảnh hưởng tới sự phân bố ứng suất trong điều kiện trường ứng suất nguyên sinh thủy tĩnh. Tuy nhiên, trong điều kiện trường ứng suất nguyên sinh có các thành phần cấu thành không

bằng nhau thì hướng dọc trục công trình ngầm có thể gây ra những ảnh hưởng đáng kể tới sự phân bố ứng suất.



H.4.3. Biểu đồ mô tả sự phân bố giá trị chuyển dịch trên biên của công trình ngầm có mặt cắt ngang hình vòm (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Mức độ ảnh hưởng tới sự phân bố ứng suất phụ thuộc vào sự thay đổi của hướng trục công trình ngầm so với hướng ứng suất chính của trường ứng suất nguyên sinh trong khối đá. Khi hướng dọc trục công trình ngầm trùng với hướng ứng suất chính của trường ứng suất nguyên sinh khối đá thì giá trị tập trung ứng suất tại biên công trình ngầm sẽ có giá trị nhỏ nhất.

Nhóm các yếu tố sau đây cũng ảnh hưởng tới sự phân bố ứng suất trong khối đá: trường ứng suất nguyên sinh, khoảng cách tính từ mặt đất đến vị trí công trình ngầm, sự tồn tại tải trọng tác dụng tại biên công trình ngầm (phản lực của kết cấu chống giữ, áp lực nước trong các đường hầm...). Các yếu tố trên đây thông thường xác định các điều kiện (ứng suất) biên khi giải những bài toán địa cơ học tương ứng. Vì vậy, chúng được gọi là các yếu tố lực.

Trường ứng suất nguyên sinh của khối đá bao quanh công trình ngầm có ý nghĩa rất lớn trong quá trình phân bố ứng suất. Nếu giữ nguyên các điều kiện khảo sát bài toán công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn, nằm ngang trên đây và chỉ thay đổi riêng trường ứng suất nguyên sinh (các thành phần tác dụng khác nhau $\sigma_y=q$; $\sigma_x=\sigma_z=\lambda.q$) thì các thành phần trường ứng suất toàn phần sẽ có dạng [2]:

$$\sigma_{\theta} = q \cdot \left[\frac{(1+\lambda).(1+r^2)}{2.r^2} - \frac{(1-\lambda).(3+r^4)}{2.r^4} \cdot \cos(2\theta) \right]; \quad (4.7)$$

$$\sigma_r = q \cdot \left[\frac{(1+\lambda) \cdot (r^2 - 1)}{2 \cdot r^2} + \frac{(1-\lambda) \cdot (r^4 - 4 \cdot r^2 + 3)}{2 \cdot r^4} \cdot \cos(2\theta) \right]; \quad (4.8)$$

$$\sigma_z = q \cdot \left[\lambda - \mu \cdot \frac{2(1-\lambda)}{r^2} \cdot \cos(2\theta) \right]; \quad (4.9)$$

$$\tau_{r\theta} = -q \cdot \left[\frac{(1-\lambda) \cdot (r^4 + 2 \cdot r^2 - 3)}{2 \cdot r^4} \cdot \sin(2\theta) \right]; \quad \tau_{rz} = \tau_{\theta z} = 0. \quad (4.10)$$

Tại đây: θ - Góc tọa độ cực tính từ trục thẳng đứng của công trình ngầm.

Các nhà địa cơ học nhận thấy, khi giá trị hệ số áp lực hông “ λ ” bắt đầu giảm từ giá trị bằng 1,0 (một đơn vị) thì giá trị ứng suất trên biên công trình ngầm theo trục nằm ngang sẽ tăng lên. Trong khi đó, giá trị ứng suất này tại trục thẳng đứng “ σ_θ ” sẽ giảm xuống. Khi “ $\lambda=1/3$ ” thì giá trị ứng suất tại nóc sẽ bị đổi dấu. Nghĩa là, trong trường hợp này ứng suất tại nóc công trình ngầm sẽ trở thành ứng suất kéo. Kết quả nghiên cứu cho thấy, nếu giá trị hệ số áp lực hông “ λ ” nằm trong khoảng $1 > \lambda \geq 0,7$ thì sự khác biệt giữa các giá trị tập trung ứng suất trên biên công trình ngầm trong trường hợp này so với trường hợp trường ứng suất nguyên sinh thủy tĩnh không vượt quá 15%.

Giá trị áp lực hướng tâm tác dụng lên biên công trình ngầm dưới dạng phản lực của kết cấu chống giữ (hoặc áp lực nước trong các đường hầm dẫn nước cao áp) sẽ làm gia tăng giá trị ứng suất pháp hướng tâm “ σ_r ” và làm giảm giá trị ứng suất pháp “ σ_θ ” theo phương tiếp tuyến. Nghĩa là, trong trường hợp này phản lực từ phía trong công trình ngầm sẽ có tác dụng làm giảm mức độ tập trung ứng suất trong khối đá.

Từ công thức (4.2), các nhà địa cơ học rút ra kết luận, trong trường hợp nếu có thể đảm bảo giá trị phản lực từ phía trong công trình ngầm $p=q$ thì mức độ tập trung ứng suất trên chu tuyến công trình sẽ không xuất hiện. Trên thực tế, do giá trị phản lực từ phía trong công trình ngầm thường nhỏ hơn nhiều so với giá trị trường ứng suất nguyên sinh khối đá ($p < q$); ngoài ra, công nghệ đào-chống hiện nay chưa cho phép lắp dựng kết cấu chống giữ ngay sau thời điểm khai đào, cho nên không thể loại trừ hoàn toàn hiện tượng tập trung ứng suất trên biên công trình ngầm. Điều này không phù hợp các giả thuyết trong quá trình thiết lập công thức (4.2).

Kết quả phân tích sự ảnh hưởng của yếu tố thời gian cho thấy, trong giới hạn lý thuyết từ biến tuyến tính, trường ứng suất sẽ không thay đổi tại vùng khối đá bao quanh công trình ngầm trong trường hợp không chống hoặc có chống giữ nhưng sử dụng kết cấu chống giữ có sức kháng không đổi. Trong trường hợp tồn tại kết cấu chống giữ với sức kháng

tăng dần, trường ứng suất sẽ thay đổi và mức độ tập trung ứng suất sẽ giảm dần theo thời gian.

Tổ hợp tất cả các tính chất cơ học, các đặc điểm cấu trúc-cơ học của khối đá (đặc tính tỷ lệ giữa ứng suất và biến dạng, đặc tính dị hướng và không đồng nhất của khối đá) sẽ gây ra sự ảnh hưởng tới quá trình phân bố ứng suất. Do đó, thông thường các nhà địa cơ học tập hợp chúng vào nhóm các yếu tố vật lý.

Mô hình khối đá biến dạng tuyến tính trên đây là loại mô hình đã được lý tưởng hoá. Trong phần lớn khối đá mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng mang đặc tính phi tuyến (đặc biệt trong những trạng thái ứng suất có cường độ lớn). Trong mô hình biến dạng phi tuyến của khối đá, mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng được mô tả bằng biểu thức:

$$\sigma_i = E \cdot \varphi(\varepsilon_i) \cdot \varepsilon_i. \quad (4.11)$$

Trong đó: $\varphi(\varepsilon_i) = \xi \cdot \varepsilon_i^{-m}$; $E = \text{const}$; $0 \leq m < 1$; $\xi \leq 1$; σ_i - Cường độ ứng suất; ε_i - Cường độ biến dạng.

Khi $m=0$ và $\xi=1$ thì biểu thức (4.11) sẽ trở thành mối quan hệ vật lý đã biết đặc trưng cho khối đá biến dạng tuyến tính: $\sigma_i = E \cdot \varepsilon_i$. Sau khi giữ nguyên các điều kiện cơ bản của bài toán trên đây cho công trình ngầm nằm ngang với $p=0$, sử dụng biểu thức (4.11) các nhà địa cơ học tìm được quy luật phân bố ứng suất và giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm dưới dạng sau đây [2]:

$$\sigma_\theta = q + \left[\frac{q(1-2m)}{r^{(2-2m)}} \right]; \quad (4.12)$$

$$\sigma_r = q - \left[\frac{q}{r^{(2-2m)}} \right]; \quad (4.13)$$

$$\sigma_z = 0,5 \cdot (\sigma_\theta + \sigma_r); \quad (4.14)$$

$$\tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0; \quad (4.15)$$

$$U = \left\{ \left[\frac{\sqrt{3}}{2} \right]^{(2-m)} \cdot \frac{q}{E \cdot \xi} \cdot \frac{(2-2m)}{r^{(2-2m)}} \right\}^{\frac{1}{(1-m)}}. \quad (4.16)$$

Dễ dàng nhận thấy, trong khối đá biến dạng phi tuyến mức độ tập trung ứng suất “ σ_θ ” trên biên giảm xuống, trong khi giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm lại tăng lên. Ngoài ra, giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm tỷ lệ thuận với sự gia tăng của tỷ số “ q/E ”. Trong trường hợp này, kích thước vùng ảnh hưởng của công trình ngầm trong khối đá sẽ tăng lên.

Trong tất cả các khối đá thực tế, đặc biệt trong các khối đá phân lớp có nguồn gốc trầm tích, đều tồn tại đặc tính dị hướng của các tính chất cơ

học. Để phân tích quá trình phân bố ứng suất trong các khối đá phân lớp, các nhà địa cơ học có thể tiến hành nghiên cứu mô hình địa cơ học tựa đồng nhất với các mặt đồng nhất nằm song song với các mặt phân lớp. Lời giải bài toán tương ứng theo lý thuyết đàn hồi cho công trình ngầm nằm ngang, mặt cắt ngang hình tròn, được xây dựng theo hướng song song với các mặt phân lớp (khi $p=0$) sẽ cho giá trị ứng suất tại vị trí biên công trình ngầm tại mức ngang mức trục hoành của mặt cắt ngang như sau:

$$\sigma_{\theta} = \frac{q(\alpha + \beta - 1)}{\alpha}; \quad (4.17)$$

và tại vị trí biên của công trình ngầm thuộc trục thẳng đứng trong mặt cắt ngang:

$$\sigma_{\theta} = q(1 + \beta - \alpha). \quad (4.18)$$

Tại đây: α, β - Các đặc tính bất đẳng hướng của tính chất biến dạng khối đá. Cho các khối đá đẳng hướng: $\alpha=1$; $\beta=2$ [4].

Kết quả phân tích cho thấy, mức độ sai lệch đáng kể trong quy luật phân bố ứng suất chỉ xuất hiện khi đặc tính dị hướng thể hiện rất rõ. Ví dụ, khi giá trị tỷ số giữa mô đun biến dạng của khối đá theo hướng song song với mặt phân lớp và mô đun biến dạng của khối đá theo hướng vuông góc với mặt phân lớp lớn hơn 1,5 thì sẽ xuất hiện sự sai lệch đáng kể trong quy luật phân bố ứng suất.

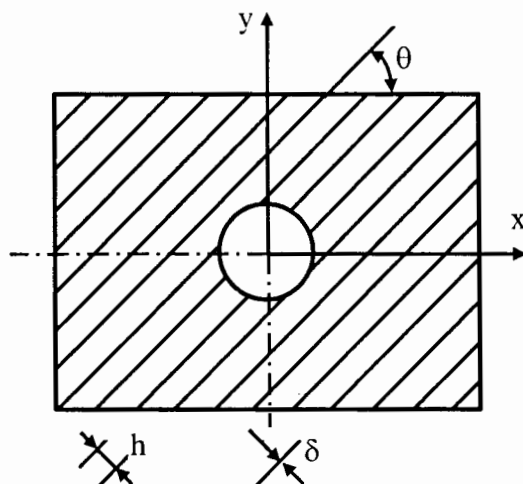
Trong trường hợp ngược lại, khi giá trị tỷ số đó nhỏ hơn 1,5 thì việc xem xét đặc tính dị hướng của khối đá chỉ có thể mang lại sự thay đổi tính chất phân bố ứng suất khối đá trong một khoảng giá trị không lớn hơn 15%. Trên cơ sở các mô hình môi trường hình học dị hướng, các nhà địa cơ học đã tiến hành nghiên cứu sự ảnh hưởng của các nứt nẻ tự nhiên trong khối đá đến tính chất cơ học của chúng. Phương pháp nghiên cứu do Ruppeneit K. V. đề xuất có bản chất như sau: khối đá nứt nẻ tự nhiên được thay thế bằng một môi trường liên tục dị hướng hình học với các đặc tính biến dạng tương đương (các mô đun biến dạng E_x^{ld} , E_y^{ld} ; mô đun trượt G^{ld} và hệ số Poatxông μ^{ld}).

Các hệ số, tính chất biến dạng tương đương này cho phép xác định những giá trị ứng suất-biến dạng tương đương cần tìm cho khối đá trên thực tế. Như vậy, trong giới hạn của phương pháp Ruppeneit K. V. quá trình nghiên cứu mức độ nứt nẻ sẽ dẫn tới việc nghiên cứu sự ảnh hưởng của đặc tính dị hướng hình học đến trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá.

Trong quá trình đánh giá sự ảnh hưởng của nứt nẻ đến trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá, các nhà địa cơ học đã xem xét trường hợp công trình ngầm nằm ngang với mặt cắt ngang hình tròn có bán kính " r_B ". Sự ảnh hưởng của mức độ nứt nẻ tự nhiên đã được nghiên cứu trong giới hạn thay đổi của các thông số nứt nẻ như sau: góc nghiêng khe nứt

“ θ ” so với mặt phẳng nằm ngang thay đổi trong khoảng từ 0^0 đến 90^0 ; chiều rộng khe nứt “ δ ” thay đổi trong khoảng từ 0,01 cm đến 0,5 cm.

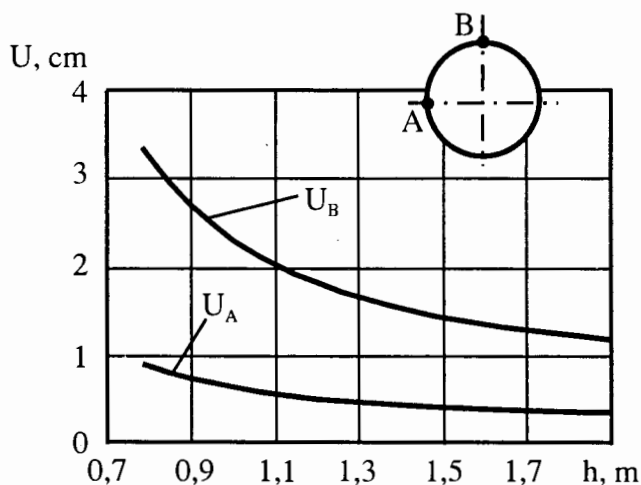
Các giá trị tính toán tính chất biến dạng khối đá trong trạng thái tự nhiên được chọn như sau: giá trị môđun biến dạng khi nén $E_n=5.10^4$ MPa; giá trị môđun biến dạng khi kéo $E_k=2,5.10^4$ MPa; hệ số Poatxông $\mu=0,3$. Sơ đồ tính toán khối đá nứt nẻ bao quanh công trình ngầm với mặt cắt ngang hình tròn thể hiện trên hình H.4.4.



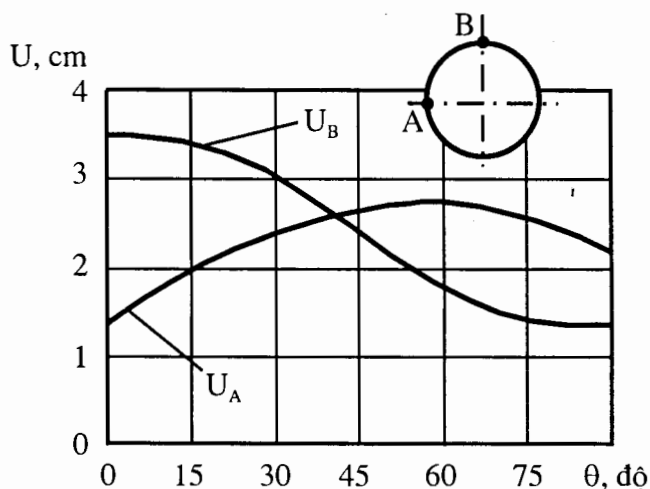
H.4.4. Sơ đồ tính toán khối đá nứt nẻ bao quanh công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Sự thay đổi khoảng cách giữa các khe nứt sẽ gây ra những ảnh hưởng lớn đến giá trị chuyển dịch lớn nhất (trong bài toán trên đây chính là giá trị chuyển dịch theo trục thẳng đứng). Các biểu đồ trên hình H.4.5 cho thấy, khi khoảng cách “ h ” giữa các nứt nẻ thay đổi từ 0,8 m đến 2 m thì giá trị chuyển dịch sẽ giảm xuống tới hai lần. Cùng với sự gia tăng khoảng cách giữa các khe nứt thì mức độ dị hướng khối đá sẽ giảm xuống và giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm sẽ tiến đến bằng các giá trị tương đương như trong khối đá đẳng hướng.

Góc nghiêng nứt nẻ “ θ ” gây ra những ảnh hưởng ở mức độ thấp hơn đến sự thay đổi định lượng giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm. Khi góc nghiêng nứt nẻ “ θ ” thay đổi trong khoảng từ 0^0 đến 45^0 thì sự thay đổi của giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm sẽ không vượt quá 20%. Trong trường hợp khi góc nghiêng nứt nẻ “ θ ” vượt quá 45^0 thì tỷ số giữa giá trị chuyển dịch biên trên trục nằm ngang “ U_A ” và giá trị chuyển dịch biên trên trục thẳng đứng “ U_B ” sẽ thay đổi (hình H.4.6).



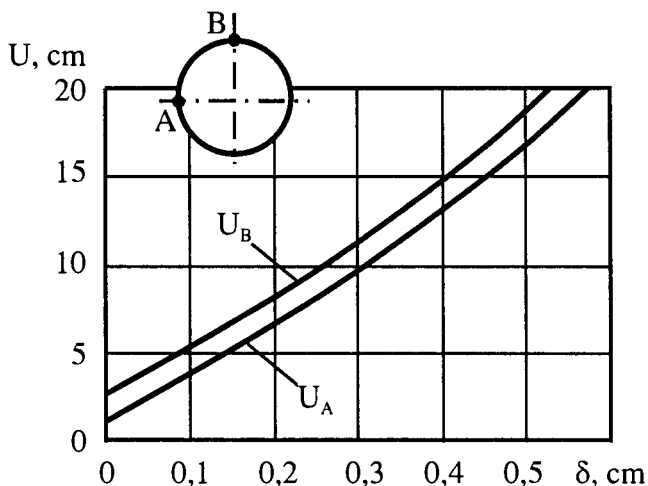
H.4.5. Sơ đồ mô tả quy luật phụ thuộc giữa chuyển dịch biên công trình ngầm U tại điểm hông A, điểm nóc B và khoảng cách “ h ” giữa các nút nề (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).



H.4.6. Sơ đồ mô tả quy luật phụ thuộc giữa các giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm U tại điểm hông A, điểm nóc B và góc nghiêng khe nứt θ (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Đại lượng độ mở khe nứt “ δ ” có ảnh hưởng lớn nhất tới giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm. Khi độ mở khe nứt “ δ ” thay đổi trong

khoảng từ 0,05 cm đến 0,5 cm thì giá trị chuyển dịch lớn nhất sẽ tăng lên gần 8 lần (xem hình H.4.7).



H.4.7. Sơ đồ mô tả quy luật phụ thuộc giữa các giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm (tại hai điểm A và B) và giá trị độ mở của khe nứt δ (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Bên cạnh đặc tính dị hướng hình học đã xem xét trên đây, khối đá còn có đặc tính dị hướng vật lý. Đặc tính này thể hiện ở sự khác biệt giữa giá trị môđun biến dạng khi nén “ E_n ” và giá trị môđun biến dạng khi kéo “ E_k ” của đá. Nếu sử dụng ký hiệu:

$$\xi^2 = \frac{\left(\frac{E_n}{E_k} - \mu^2 \right)}{(1 - \mu^2)} \geq 1,0; \quad (4.19)$$

μ - Hệ số Poatxông, thì sau khi giải bài toán tương ứng bằng lý thuyết đàn hồi (giữ nguyên các điều kiện ban đầu bài toán, chỉ cho $p=0$), các nhà địa cơ học sẽ nhận được các quy luật phân bố ứng suất và chuyển dịch biên công trình ngầm với mặt cắt ngang hình tròn như sau [2, 3]:

$$\sigma_\theta = q \cdot \left[1 + \frac{\xi}{r(1+\xi)} \right]; \quad (4.20)$$

$$\sigma_r = q \cdot \left[1 - \frac{1}{r(1+\xi)} \right]; \quad (4.21)$$

$$\sigma_z = q \cdot \left[1 + \frac{\mu \cdot (\xi - 1)}{r(1+\xi)} \right]; \quad (4.22)$$

$$\tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0; \quad (4.23)$$

$$U = \left(\frac{1 + \mu}{E} \right) \cdot [\mu + (1 - \mu) \cdot \xi] \left(\frac{q}{r \cdot \xi} \right). \quad (4.24)$$

Để dàng nhận thấy, đặc tính dị hướng vật lý không mang lại những thay đổi về chất trong quá trình phân bố lại ứng suất mà chỉ đưa đến sự hiệu chỉnh về lượng. Phần lớn các chủng loại đá có $(E_n/E_k) = (1,1 \div 1,5)$. Mức độ hiệu chỉnh này có ý nghĩa không đáng kể tới mức khi đó khối đá có thể xem như một môi trường vật lý đẳng hướng.

Đặc tính không đồng nhất của khối đá có thể được phân chia thành hai dạng có nguồn gốc tự nhiên và nguồn gốc nhân tạo. Đặc tính không đồng nhất có nguồn gốc tự nhiên có thể nhận thấy trong tất cả các khối đá. Quá trình nghiên cứu đặc tính không đồng nhất này sẽ dẫn tới việc phải lấy một số lượng mẫu đá lớn tại những điểm khác nhau trong khối đá. Đây là điều rất khó thực hiện từ yếu tố kỹ thuật-công nghệ.

Ngoài ra, vấn đề xây dựng mô hình toán học tương ứng cho khối đá cũng gặp rất nhiều khó khăn. Nhiều nhà địa cơ học sau khi nghiên cứu cũng rút ra kết luận: nếu giá trị môđun biến dạng của các vùng khối đá xem xét lớn hơn giá trị môđun biến dạng của toàn bộ khối đá bao quanh thì trong các vùng khối đá này sẽ tạo nên những khu vực tập trung ứng suất lớn mà không phụ thuộc vào dạng không đồng nhất của chúng. Trong trường hợp ngược lại, các vùng khối đá có giá trị môđun biến dạng nhỏ hơn sẽ tạo nên những khu vực ứng suất nhỏ.

Đặc tính không đồng nhất của khối đá có nguồn gốc nhân tạo được hình thành trong thời gian sử dụng công trình ngầm ở giai đoạn tiếp theo do kết quả của các quá trình phá huỷ, phong hoá và gia cường khối đá tại khu vực gần biên công trình ngầm.

Ví dụ, khi xây dựng công trình ngầm bằng phương pháp khoan nổ mìn, tại khu vực gần biên công trình sẽ xuất hiện một vùng nứt nẻ nhân tạo do tác dụng của công tác khoan nổ mìn. Kết quả sẽ hình thành đặc tính không đồng nhất có nguồn gốc nhân tạo cho khối đá. Đặc tính biến dạng của khối đá trong vùng này sẽ khác với đặc tính tương ứng trong khối đá nguyên khối. Trong trường hợp này, quy luật phân bố môđun biến dạng tại đây có thể sử dụng thông qua biểu thức xấp xỉ toán học dạng (3.30).

Sau khi giải bài toán tương ứng bằng lý thuyết đàn hồi cho công trình ngầm nằm ngang với mặt cắt ngang hình tròn, xây dựng trong khối đá có các đặc tính không đồng nhất kiểu xấp xỉ toán học dạng (3.30), các nhà địa cơ học nhận được các quy luật phân bố giá trị ứng suất toàn phần, giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm như sau [2, 3]:

$$\sigma_{\theta} = q - (p - q) \left[\frac{n + 2 - 2a \cdot (n + 1) \cdot r^{-n}}{n + 2 - 2a} \right] \left(\frac{1}{r^2} \right); \quad (4.25)$$

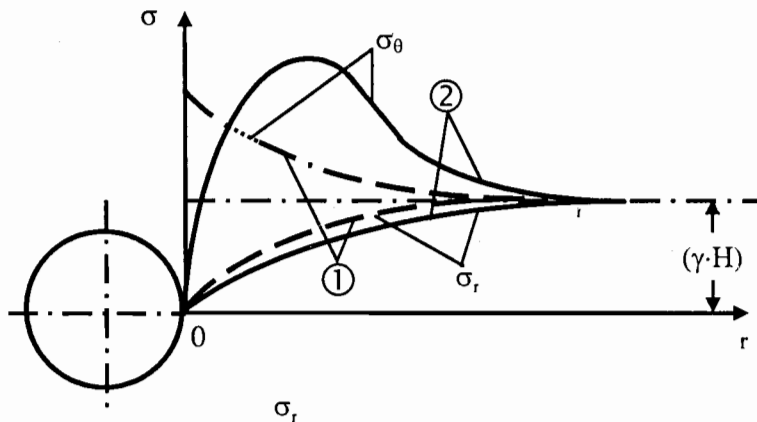
$$\sigma_r = q + (p - q) \left[\frac{n + 2 - 2a \cdot r^{-n}}{n + 2 - 2a} \right] \left(\frac{1}{r^2} \right); \quad (4.26)$$

$$\sigma_z = q + (p - q) \left[\frac{a \cdot n \cdot r^{-n}}{n + 2 - 2a} \right] \left(\frac{1}{r^2} \right); \quad (4.27)$$

$$\tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0; \quad (4.28)$$

$$U = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{q - p}{E} \right) \left(\frac{n + 2}{n + 2 - 2a} \right) \left(\frac{1}{r} \right). \quad (4.29)$$

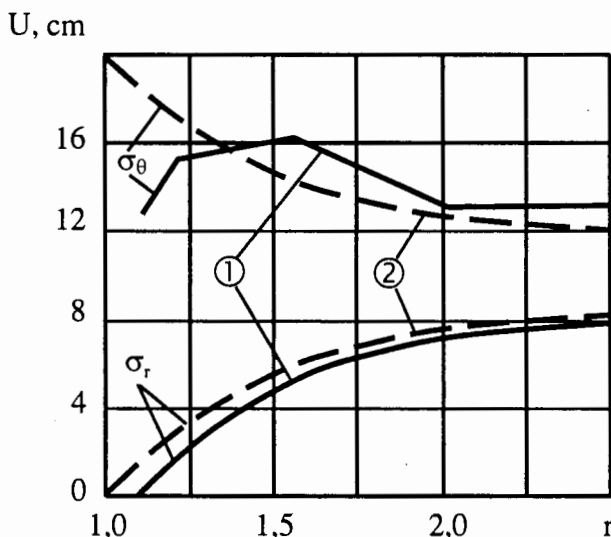
Khi $a=0$, các biểu thức (4.25)÷(4.29) sẽ trở thành các biểu thức có dạng (4.2)÷(4.3), nghĩa là, các quy luật phân bố giá trị ứng suất toàn phần và giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm tại đây sẽ tương tự như trong trường hợp khối đá không nứt nẻ.



H.4.8. Quy luật phân bố các trường ứng suất trong khối đá đồng nhất (1) và trong khối đá không đồng nhất (2) xung quanh công trình ngầm (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Hình H.4.8 mô tả các quy luật phân bố các trường ứng suất trong khối đá đồng nhất (đường không liền nét số 1) và trong khối đá không đồng nhất (khối đá nứt nẻ) (đường liền nét số 2) xung quanh công trình ngầm khi $a=0$. Các biểu đồ trên hình H.4.8 cho thấy, sự tồn tại các nứt nẻ thứ sinh (có nguồn gốc từ công tác khoan nổ mìn) không gây ra sự ảnh hưởng lớn tới quy luật phân bố ứng suất “ σ_r ”. Trong khi đó chúng sẽ gây

ra sự ảnh hưởng lớn về lượng tới quy luật phân bố ứng suất " σ_θ ". Giá trị tập trung ứng suất " σ_θ " sẽ chuyển dịch từ vị trí biên công trình ngầm vào sâu phía trong khối đá. Nghĩa là, vùng khối đá biên công trình ngầm sẽ được giảm tải và đồng thời sẽ xuất hiện vùng tập trung ứng suất nguy hiểm tại một độ sâu nào đó kể từ biên công trình ngầm.



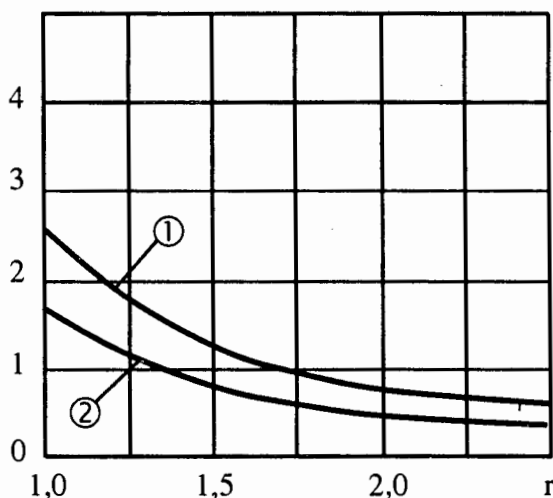
H.4.9. Sơ đồ mô tả quy luật phân bố giá trị ứng suất xung quanh công trình ngầm trong khối đá không đồng nhất (1) và khối đá đồng nhất (2) (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Các nhà địa cơ học thuộc Trường đại học Mỏ Moxkva (CHLB Nga) đã tiến hành nghiên cứu sự ảnh hưởng của đặc tính không đồng nhất kiểu xấp xỉ toán học dạng (3.30) đến trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá bằng phương pháp phần tử hữu hạn [2]. Hình H.4.9 giới thiệu các sơ đồ phân bố ứng suất " σ_r ", " σ_θ " được xây dựng theo các kết quả tính toán trên máy tính điện tử bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm trong khối đá không đồng nhất lớn hơn khoảng 40% so với giá trị tương đương trong khối đá đồng nhất (hình H.4.10). Những kết quả nghiên cứu lý thuyết thu được trên đây hoàn toàn trùng với các kết quả nghiên cứu giải tích bằng phương pháp sử dụng lý thuyết đàn hồi.

Trong vùng khối đá bao quanh công trình ngầm với mặt cắt ngang không tròn (hình vòm, hình thang, hình chữ nhật...) có đặc tính nứt nẻ (có nguồn gốc từ công tác khoan nổ mìn) cũng tồn tại những quy luật phân bố

ứng suất tương tự như vậy. Giá trị tập trung ứng suất " σ_0 " cũng bị chuyển dịch vào phía trong khối đá. Ngoài ra, ở đây sự ảnh hưởng của hình dạng mặt cắt ngang công trình ngầm thể hiện ở mức độ thấp hơn so với trong khối đá không nứt nẻ. Ví dụ, trong vùng khối đá bao quanh công trình ngầm có mặt cắt ngang hình elip (tỷ số giữa hai bán trục bằng 0,9/1,1) giá trị thay đổi ứng suất lớn nhất " σ_0 " so với những giá trị tương ứng cho công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn cũng chỉ bằng 22% (khi không tồn tại nứt nẻ) và bằng 4% (khi tồn tại nứt nẻ có nguồn gốc từ công tác khoan nổ mìn). Như vậy, điều này đã chứng minh cho kết luận nêu ở trên: phương pháp khoan nổ mìn sẽ "cào bằng" sự khác biệt giữa trạng thái ứng suất trong khối đá bao quanh công trình ngầm có hình dạng mặt cắt ngang khác nhau.

U, cm



H.4.10. Sơ đồ mô tả quy luật phân bố giá trị chuyển dịch quanh công trình ngầm trong khối đá không đồng nhất (1) và khối đá đồng nhất (2) (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

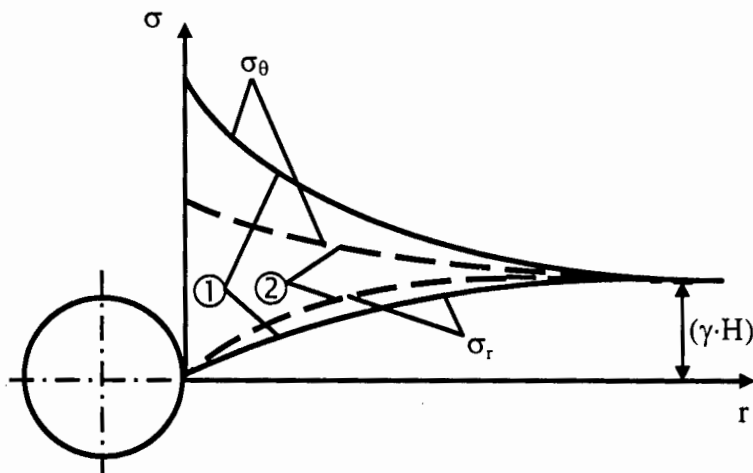
Trong những năm gần đây, phương pháp khoan nổ mìn đã được sử dụng để tạo bể chứa ngầm bằng các vụ nổ mìn buông tại những vùng khối đá có đặc tính dẻo (chủ yếu trong đá sét, đất sét). Trong trường hợp này, khối đá bao quanh sẽ bị nén ép chặt. Điều này sẽ dẫn đến sự hình thành đặc tính không đồng nhất công nghệ (sự gia tăng các tính chất cơ học tại vùng khối đá biên công trình ngầm khác với tính chất không đồng nhất có nguồn gốc từ công tác khoan nổ mìn).

Quy luật phân bố môđun biến dạng trong trường hợp này có thể xấp xỉ bằng biểu thức có dạng (3.42). Như vậy, quy luật phân bố ứng suất trong khối đá bao quanh công trình ngầm có dạng như sau [1]:

$$\sigma_{\theta} = q \cdot \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{k+3+3.b.(k+1).r^{-k}}{k+3+3.b} \cdot \frac{1}{r^3} \right); \quad (4.30)$$

$$\sigma_r = q \cdot \left(1 - \frac{k+3+3.b.r^{-k}}{k+3+3.b} \cdot \frac{1}{r^3} \right); \quad (4.31)$$

$$\tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0. \quad (4.32)$$

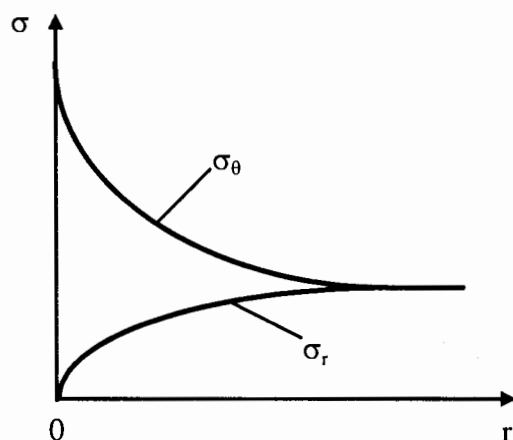


H.4.11. Sơ đồ mô tả quy luật phân bố ứng suất xung quanh bề chứa ngầm xây dựng bằng phương pháp nổ mìn buồng (1) trong đá (đất) sét và công trình ngầm với mặt cắt ngang hình tròn thì công trong khối đá đồng nhất (2) (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

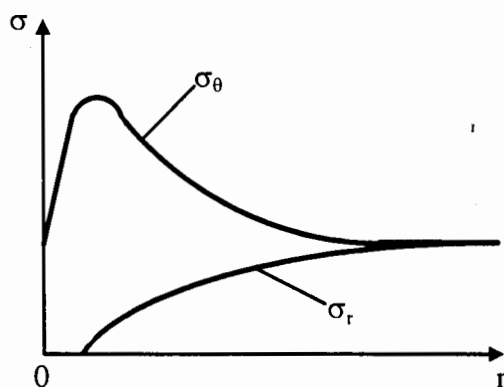
Hình H.4.11 mô tả các sơ đồ thể hiện quy luật phân bố ứng suất xung quanh bề chứa ngầm xây dựng bằng phương pháp nổ mìn buồng (đường số 1) trong đá (đất) sét và công trình ngầm với mặt cắt ngang hình tròn thì công trong khối đá đồng nhất (đường số 2). Dễ dàng nhận thấy, khi sử dụng phương pháp xây dựng bằng khoan nổ mìn buồng thì giá trị tập trung ứng suất sẽ tăng lên.

Phương pháp khoan nổ mìn trong thi công công trình ngầm không chỉ gây ra sự ảnh hưởng tới trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá thông qua đặc tính không đồng nhất công nghệ. Ngay cả trong phương pháp khoan nổ mìn tạo biên (tạo mặt nhẵn) thì trên biên công trình ngầm cũng xuất hiện hiện tượng lồi lõm công nghệ. Mức độ lồi lõm công nghệ này sẽ làm thay đổi giá trị tập trung ứng suất trên biên sau khi đào (đã trình bày tại phần trên) so với đường biên thiết kế lý thuyết. Giá trị ứng

suất “ σ_θ ” tại những vị trí biên có độ cong lớn nhất (đỉnh chỗ lõm) sẽ tăng lên (hình H.4.12).



H.4.12. Sơ đồ mô tả quy luật phân bố ứng suất xung quanh công trình ngầm với bề mặt lỗ lõm công nghệ tại vị trí đỉnh các chỗ lõm (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).



H.4.13. Sơ đồ mô tả quy luật phân bố ứng suất xung quanh công trình ngầm với bề mặt lỗ lõm công nghệ tại vị trí đỉnh các chỗ lõm (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Còn tại những vị trí biên có độ cong “nhỏ nhất” (vị trí lồi) thì giá trị ứng suất “ σ_θ ” sẽ giảm xuống (hình H.4.13). Trong đó, đặc biệt phải chú ý tới sự xuất hiện ứng suất kéo hướng tâm “ σ_r ” tại vị trí biên lồi. Do vật liệu đá có độ bền kéo nhỏ, cho nên tại các vùng này thường xảy ra

hiện tượng bóc, tách đá. Tại những độ sâu lớn có thể xảy ra hiện tượng “phá huỷ động học đá” (các vụ “nổ đá”, bắn, phụt đá...).

Do sự xuất hiện các vị trí tập trung ứng suất “ σ_θ ” tại những chỗ lõm công nghệ trên biên công trình ngầm cao hơn so với tại các vị trí trên biên thiết kế, cho nên trên thực tế không tồn tại sự khác biệt lớn giữa các loại mặt cắt ngang khác nhau trong mối quan hệ với yếu tố tập trung ứng suất “ σ_θ ”. Điều này cũng đã được chứng minh bằng luận điểm: giá trị tập trung ứng suất không phụ thuộc vào bản chất yếu tố tập trung ứng suất; nó chỉ thể hiện tại một vùng rất nhỏ trong khối đá gần biên công trình và sẽ nhanh chóng tắt dần khi vị trí xem xét tiến dần vào sâu phía trong khối đá. Như vậy, trong phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn, trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá gần biên công trình ngầm sẽ chịu sự phụ thuộc ở mức độ rất nhỏ vào hình dạng mặt cắt ngang thiết kế của chúng.

4.2.2. Quá trình phá huỷ của khối đá

4.2.2.1. Đặc điểm của bài toán nghiên cứu phá huỷ khối đá

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm cho thấy, quá trình phá huỷ đóng vai trò hết sức quan trọng trong cơ chế biến dạng của khối đá. Ví dụ, giá trị biến dạng là yếu tố chủ yếu xác định mức độ gia tăng thể tích của khối đá khi bị phá huỷ. Những giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm trên thực tế đo được thường rất lớn (đạt tới hàng chục xăng-ti-mét). Giá trị biến dạng lớn này khó có thể giải thích chỉ bằng các giá trị biến dạng đàn hồi hoặc bằng các giá trị biến dạng lưu biến trong khuôn khổ các mô hình địa cơ học mô tả các quá trình biến dạng đó. Do đó, bài toán nghiên cứu cơ chế phá huỷ khối đá có ý nghĩa đặc biệt quan trọng trong địa cơ học và cơ học công trình ngầm. Trên thực tế, sự phân chia các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá theo cơ chế biến dạng và cơ chế phá huỷ hoàn toàn chỉ mang tính quy ước. Về bản chất hai quá trình này không thể tách rời nhau. Chúng luôn luôn liên hệ chặt chẽ với nhau.

Các phương pháp nghiên cứu giải tích quá trình phá huỷ của khối đá sẽ được tiến hành bằng cách xem xét đồng thời các phương trình cơ bản trong cơ học vật rắn biến dạng và các phương trình vật lý mô tả những đặc điểm của quá trình phá huỷ. Các phương trình này được gọi là các “phương trình bên” và chúng chính là các dạng toán học khác nhau của các thuyết bên.

Hiện nay, các nhà khoa học không thể xây dựng được một lý thuyết bên toàn năng cho tất cả các loại vật rắn biến dạng (trong đó có đá và khối đá). Ngoài ra, giả sử nếu lý thuyết này được xây dựng nên thì việc sử dụng nó trên thực tế sẽ gặp rất nhiều khó khăn do mức độ phức tạp quá cao của quá trình mô tả toán học cho nó. Vì vậy, hiện nay thường các nhà địa cơ học

chỉ sử dụng những thuyết bền mô tả các đặc điểm cơ bản nhất cho cơ chế phá huỷ vật rắn biến dạng. Trong việc nghiên cứu những quá trình phá huỷ khối đá, do mức độ phức tạp của các đặc điểm cấu trúc-kiến tạo cho nên phương pháp nghiên cứu trên đây sẽ trở nên hợp lý nhất.

Trong địa cơ học các lý thuyết bền mô tả độ bền của khối đá bằng mức độ trạng thái ứng suất đã được sử dụng rộng rãi nhất. Phương trình bền tương ứng có dạng:

$$\psi(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0. \quad (4.33)$$

Tại đây: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - Các thành phần ứng suất chính ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$).

Các lý thuyết bền thuộc nhóm này trong giai đoạn đầu tiên chỉ xét tới các ứng suất chính lớn nhất. Sau đó, xuất hiện các lý thuyết bền có xét tới các ứng suất chính lớn nhất σ_1 và nhỏ nhất σ_3 . Cuối cùng, trong những năm gần đây đã phát triển mạnh các lý thuyết bền có xét tới cả ứng suất chính trung bình σ_2 .

Điều này đặc biệt quan trọng khi nghiên cứu trạng thái cơ học của khối đá ở độ sâu lớn. Tuy nhiên, những lý thuyết bền cơ học trên đây chỉ là các dạng đặc biệt. Chúng chỉ có thể mô tả bề ngoài các quá trình phá huỷ mà không thể giải thích được cơ chế bên trong của quá trình phá huỷ đó.

Những quan sát thực tế quá trình phá huỷ khối đá cho thấy, trong nhiều trường hợp khi chỉ xét riêng mức độ trạng thái ứng suất mà không xét tới giá trị biến dạng thì không thể trả lời được câu hỏi “Quá trình phá huỷ đã xảy ra chưa?”. Ví dụ, giá trị tập trung ứng suất cao tại gương công trình ngầm (trong điều kiện biến dạng biên nhỏ và sự chặt chội của gương thi công) sẽ không dẫn đến những hiện tượng phá huỷ cục bộ hoặc những phá huỷ có thể quan sát được bằng mắt thường (các hiện tượng bóc, tách đá).

Các hiện tượng phá huỷ này thường xuất hiện ngay chính tại gương và tại các vị trí khác tùy theo mức độ vị trí xem xét cách xa dần khỏi gương đào. Nói cách khác, biểu thức (4.33) không mô tả một cách đầy đủ quá trình phá huỷ khối đá. Vì vậy, trong những năm gần đây các “lý thuyết bền biến dạng” đã phát triển hiệu quả và mạnh mẽ. Các lý thuyết này có xét tới tính chất thay đổi của biểu đồ biến dạng đá, kể cả giai đoạn biến dạng sau giới hạn.

Phương trình bền tương ứng với các “lý thuyết bền biến dạng” được viết dưới dạng sau đây:

$$\psi(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3) = 0. \quad (4.34)$$

Tại đây: $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ - Các thành phần biến dạng chính ($\varepsilon_1 > \varepsilon_2 > \varepsilon_3$).

Các lý thuyết bên trên đây không tính đến sự phụ thuộc của trạng thái phá huỷ vào các tính chất địa cơ học, thời gian và điều kiện chất tải. Tất cả chúng được xây dựng dựa trên giả thuyết các tính chất cơ học không phụ thuộc vào yếu tố thời gian.

Chính sự phụ thuộc của các tính chất cơ học khối đá vào yếu tố thời gian là nguyên nhân hình thành và phát triển các lý thuyết bên có chứa cả yếu tố thời gian. Hiện nay “lý thuyết bên động lực học” có kể đến yếu tố thời gian và nhiệt độ phá huỷ đá đã được phát triển nhất. Phương trình bên tổng quát trong trường hợp trạng thái ứng suất phức tạp có dạng như sau:

$$\psi(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, t, T) = 0. \quad (4.35)$$

Tại đây: t - Thời gian; T - Nhiệt độ.

Nhược điểm của phương trình (4.35) thể hiện ở chỗ: quá trình phá huỷ không phụ thuộc vào mức độ của trạng thái biến dạng khối đá. Nhược điểm này hoàn toàn có thể khắc phục được nếu các nhà địa cơ học sử dụng lý thuyết bên biến dạng (ví dụ: lý thuyết biến dạng sau giới hạn). Trong trường hợp này, phương trình bên có dạng như sau:

$$\psi(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, t, T) = 0. \quad (4.36)$$

Biểu thức (4.36) thể hiện mức độ phát triển cao nhất của các lý thuyết bên khối đá.

4.2.2.2. Lý thuyết trạng thái cân bằng giới hạn bên cho khối đá

Trong nhiều bài toán địa cơ học, việc phân tích quá trình phá huỷ của khối đá sẽ trở nên hợp lý hơn nếu các nhà địa cơ học chỉ tiến hành nghiên cứu điều kiện gia tăng của một trạng thái ứng suất nào đó. Trong trạng thái ứng suất này sẽ bắt đầu quá trình phá huỷ tại một thời điểm nào đó. Nghĩa là, từ thời điểm đó khối đá sẽ không còn khả năng chống lại quá trình gia tăng tải trọng tiếp theo.

Trạng thái cơ học như thế của khối đá được gọi là trạng thái cân bằng giới hạn hay trạng thái giới hạn. Hiện nay, để giải quyết các bài toán dạng này các nhà địa cơ học sử dụng phương pháp lý thuyết cân bằng giới hạn.

Phương pháp đặt bài toán của lý thuyết cân bằng giới hạn về cơ bản khác với cách tiếp cận của bài toán lý thuyết đàn hồi trong địa cơ học. Nếu trong các bài toán lý thuyết đàn hồi, tại những điều kiện biên cho trước các nhà địa cơ học tiến hành nghiên cứu sự phân bố ứng suất trong khối đá thì trong các bài toán của lý thuyết cân bằng giới hạn, tại những điều kiện biên cho trước trên một phần biên của khối đá các nhà

địa cơ học sẽ tiến hành nghiên cứu những điều kiện (thông thường là điều kiện tải trọng hoặc đặc điểm hình dạng chu tuyến) tại một phần khác của biên khối đá. Trong thời điểm này khối đá sẽ chuyển vào trạng thái cân bằng giới hạn.

Các bài toán của lý thuyết cân bằng giới hạn chứa đựng những thông tin đầy đủ hơn về sự phân bố ứng suất so với các bài toán lý thuyết đàn hồi. Tại các vùng cân bằng giới hạn các thành phần ứng suất liên quan với nhau không chỉ thông qua các phương trình cân bằng mà còn thông qua các phương trình cân bằng giới hạn.

Các phương trình cân bằng giới hạn có thể được xây dựng bằng các phương pháp sau đây. Đầu tiên, bằng phương pháp thực nghiệm, các nhà địa cơ học tiến hành xác định giá trị ứng suất tiếp phá huỷ " τ_s " trên mặt phẳng vật thể với pháp tuyến " s ". Giá trị ứng suất tiếp này có thể biểu hiện bằng mối quan hệ phi tuyến:

$$|\tau_s| = f(\sigma_s). \quad (4.37)$$

Tại đây: σ_s - Giá trị ứng suất pháp tuyến trên mặt phẳng " s "; f - Hàm số xác định tính chất cơ học của vật thể.

Điều kiện (4.37) xảy ra khi khối đá phá huỷ hoặc khi trạng thái cân bằng giới hạn bị phá huỷ. Do tại điểm xem xét của vật thể có thể chỉ ra một số lượng lớn các mặt phẳng, cho nên điều kiện (4.37) sẽ được thoả mãn dù chỉ trên một mặt phẳng nào đó thoả mãn điều kiện sau đây [8]:

$$\max\{|\tau_s| - f(\sigma_s)\} = 0. \quad (4.38)$$

Như vậy, trong trạng thái cân bằng giới hạn của vật thể tại điểm nghiên cứu, hiệu số lớn nhất giữa giá trị tuyệt đối của ứng suất tiếp và hàm số xác định ứng suất pháp tác dụng lên chính mặt phẳng đó sẽ bằng không (0,0).

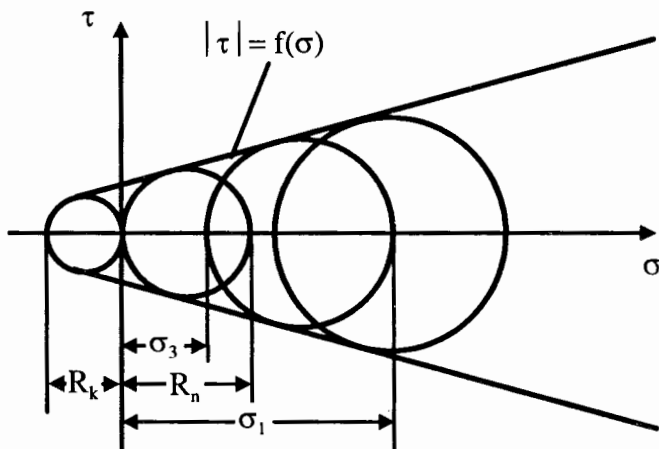
Nhờ các thành phần ứng suất chính, điều kiện (4.37) có thể viết dưới dạng các phương trình bên (4.33) phù hợp với các phương trình lý thuyết bên cơ học. Trong tất cả các lý thuyết bên cơ học ứng dụng trong địa cơ học thì lý thuyết bên Mohr hiện nay được sử dụng rộng rãi nhất. Theo lý thuyết bên Mohr, các phá huỷ trong vật thể sẽ xảy ra trên các mặt trượt. Tại các mặt trượt này, giá trị ứng suất tiếp (từ đây các nhà địa cơ học bỏ qua chỉ số của mặt trượt khi dẫn giải) " τ " phải nằm trong một mối quan hệ xác định so với ứng suất pháp, nghĩa là phải thoả mãn bất đẳng thức giới hạn:

$$|\tau_s| \geq f(\sigma_s) \quad \text{hay} \quad |\tau| \geq f(\sigma). \quad (4.39)$$

Trên mặt trượt này giá trị ứng suất kéo theo phương pháp tuyến " σ " sẽ lớn hơn giá trị giới hạn bên kéo đơn trục của đá " R_k ". Nghĩa là:

$$|\sigma| \geq R_k \text{ hay } |\tau| \geq f(\sigma). \quad (4.40)$$

Bản chất của lý thuyết bền Mohr khi mô tả bằng phương pháp hoá đồ (hình H.4.14) sẽ thể hiện dưới dạng một đường bao các vòng tròn giới hạn Mohr. Để xây dựng đường bao các vòng tròn giới hạn Mohr (hay còn gọi là “hệ chiếu bền của đá”), các nhà địa cơ học có thể sử dụng các đặc tính bền “ R_n ” và “ R_k ” hoặc các đặc tính bền khác xác định trên cơ sở thực nghiệm.



H.4.14. Đường bao các vòng tròn Mohr giới hạn.

Không phụ thuộc vào các điều kiện thí nghiệm, đường bao các vòng tròn giới hạn Mohr phải thoả mãn những yêu cầu nhất định trong lý thuyết Mohr:

- * Đường cong $|\tau| \geq f(\sigma)$ phải có dạng đơn điệu, đối xứng với trục σ ;

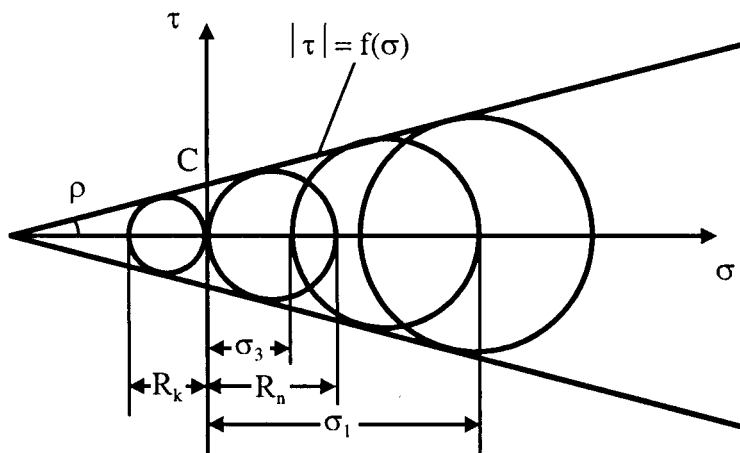
- * Giá trị đạo hàm $d(|\tau|)/d(\sigma) \geq 0$ tại tất cả các khoảng xác định của nó;

- * Đường cong phải cắt trục σ dưới một góc bằng 90° tại vùng ứng suất kéo và điểm cắt này phải nằm cách gốc toạ độ một khoảng tương ứng với giá trị độ bền kéo đơn trục của đá R_k .

Trong trường hợp này, σ_1 và σ_3 là các giá trị ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất tương ứng trong trạng thái phá huỷ.

Hiện nay, nhiều nhà địa cơ học đã đề xuất nhiều dạng toán học xấp xỉ khác nhau cho mối quan hệ $|\tau| \geq f(\sigma)$. Tuy nhiên cần phải nói rằng, một số dạng có cấu trúc toán học quá phức tạp nên rất khó sử dụng để giải quyết các bài toán ứng dụng trong lý thuyết cân bằng giới hạn.

Để đơn giản hoá các tính toán kỹ thuật, các nhà địa cơ học đã thường sử dụng các đường bao xấp xỉ dưới dạng một đường thẳng (hình H.4.15). Quy luật toán học xấp xỉ tuyến tính trên đây mô tả tương đối chính xác quá trình phá huỷ của đất đá trong vùng ứng suất nén. Tại đây, cần nhấn mạnh rằng, ứng suất trong khối đá thông thường thể hiện dưới dạng ứng suất nén.



H.4.15. Đường thẳng toán học xấp xỉ bao các vòng tròn Mohr giới hạn.

Đường bao Mohr dưới dạng một đường thẳng (hình H.4.15) dễ dàng xây dựng dựa trên cơ sở các đặc tính bền R_n và R_k . Biểu thức giải tích toán học xấp xỉ khi $\sigma_1 > \sigma_3$ có dạng:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{R_n}{R_k} = R_n. \quad (4.41)$$

Hình H.4.15 mô tả các đặc tính bền thông dụng: C - Hệ số dính kết vật liệu; ρ - Góc ma sát trong của đá. Biểu thức toán học xấp xỉ tương ứng có dạng:

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\rho) + C. \quad (4.42)$$

Trong quá trình giải các bài toán địa cơ học, thông thường có thể sử dụng một dạng khác của biểu thức (4.41):

$$\sigma_1 - (2 \cdot \lambda + 1) \cdot \sigma_3 = R_n \quad (4.43)$$

hay

$$(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin \rho = R_n \cdot (1 - \sin \rho). \quad (4.44)$$

Trong đó: $\lambda = [\sin \rho / (1 - \sin \rho)]$.

Trong trường hợp riêng cho khối đá rời lý tưởng ($R_n=0$), các nhà địa cơ học có phương trình sau:

$$\sigma_1 - (2\lambda + 1)\sigma_3 = 0. \quad (4.45)$$

Còn trong trường hợp khối đá dẻo lý tưởng ($\rho=0$), biểu thức (4.44) sẽ có dạng:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = R_n. \quad (4.46)$$

Kết quả phân tích lý thuyết bền Mohr cho thấy, lý thuyết bền này đặc trưng bởi trạng thái cân bằng giới hạn không phụ thuộc vào đại lượng ứng suất chính có giá trị trung bình σ_2 . Nhiều thí nghiệm nghiên cứu quá trình nén thể tích (nén ba trục) đã cho thấy khả năng tăng bền của thành phần ứng suất này.

Một số tác giả đã tiến hành xây dựng các lý thuyết bền bao hàm cả ứng suất chính trung bình σ_2 , nghĩa là tiến hành mở rộng lý thuyết bền Mohr cho trường hợp trạng thái ứng suất $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Fironhenko-Boroditr M. M. [51] đã đề xuất thay thế điều kiện (4.39) bằng điều kiện giới hạn tương tự cho ứng suất bát diện (octahedrit) như sau:

$$\tau_{bd} = f(\sigma_{bd}). \quad (4.47)$$

Tại đây các giá trị:

$$\sigma_{bd} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}, \quad (4.48)$$

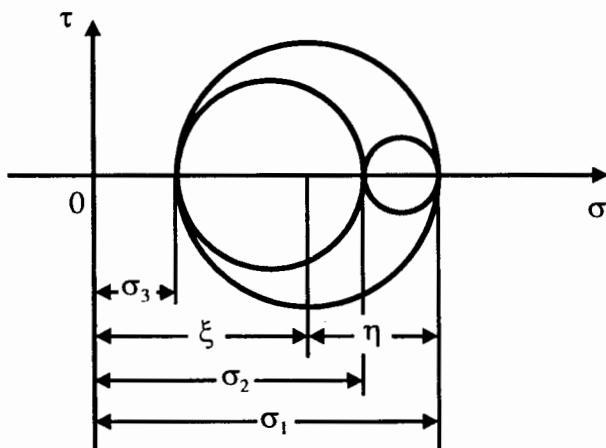
$$\tau_{bd} = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}}{3} \quad (4.49)$$

đều chịu sự phụ thuộc vào giá trị ứng suất chính trung bình σ_2 . Giá trị ứng suất chính trung bình σ_2 sẽ xác định trạng thái ứng suất thể tích cho khối đá. Điều này có thể dễ dàng chứng minh nếu các nhà địa cơ học đưa vào “thông số Nadai-Lode” [17]:

$$\mu_0 = \frac{\sigma_2 - \xi}{\eta}. \quad (4.50)$$

Tại đây: $\xi = [(\sigma_1 + \sigma_3)/2]$; $\eta = [(\sigma_1 - \sigma_3)/2]$. Sau đó, tiến hành xây dựng các đường tròn ứng suất giới hạn Mohr trong hệ toạ độ “ τ - σ ” (hình H.4.16). Giá trị hệ số “ ξ ” bằng giá trị toạ độ của tâm đường tròn Mohr lớn nhất theo trục hoành. Còn giá trị hệ số “ η ” bằng bán kính của đường tròn đó.

Nếu $\sigma_2 = \sigma_1$ thì thông số $\mu_0 = (+1)$. Điều này tương ứng với trạng thái kéo tổng quát. Nếu $\sigma_2 = \sigma_3$ thì thông số $\mu_0 = (-1)$. Điều này tương ứng với trạng thái nén tổng quát. Nếu $\sigma_2 = \xi$ thì thông số $\mu_0 = 0$. Điều này tương ứng với trạng thái cắt (trượt) tổng quát. Để cho mỗi dạng trạng thái ứng suất đã nêu ở trên, cũng như cho các giá trị ứng suất chính trung gian σ_2 , các nhà địa cơ học đều có thể xây dựng một họ những đường cong ứng suất giới hạn Mohr. Tuy nhiên, trong khuôn khổ lý thuyết bền Mohr chỉ tồn tại một họ những đường cong ứng suất giới hạn mà không phụ thuộc vào giá trị ứng suất chính trung gian σ_2 .



H.4.16. Sơ đồ xây dựng các vòng tròn ứng suất giới hạn Mohr để xác định “thông số Nadai-Lode” (theo [2, 3]).

Như vậy, khi giá trị ứng suất chính thay đổi trong khoảng $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ thì “thông số Nadai-Lode” sẽ thay đổi trong khoảng $(+1) \geq \mu_0 \geq (-1)$; còn trạng thái ứng suất sẽ thay đổi từ trạng thái ứng suất nén tổng quát đến trạng thái ứng suất kéo tổng quát.

Botkin A. I. đã đề xuất sử dụng điều kiện giới hạn dưới dạng như sau [2]:

$$\tau_{bd} = T_0 + \varphi \cdot \sigma_{bd} \quad (4.51)$$

Tại đây: T_0 - Cường độ kháng cắt đơn thuần; φ - Hệ số ma sát trong.

Đây là một trường hợp riêng của điều kiện (4.47), nghĩa là khi hàm số (4.47) mang đặc tính tuyến tính.

Tương tự điều kiện giới hạn (4.43), phương trình (4.51) cũng có thể viết dưới dạng:

$$\begin{aligned} & \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \\ & = \left(\frac{2 \cdot \sqrt{2} \cdot R_n \cdot R_k}{R_n + R_k} \right) + \left[\frac{\sqrt{2} \cdot (R_n - R_k)}{R_n + R_k} \right] \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3). \end{aligned} \quad (4.52)$$

Để so sánh về lượng các phương trình (4.41) và (4.52), các nhà địa cơ học có thể xét trạng thái ứng suất khi $\mu_0 = -1$, nghĩa là, tại đây chúng ta xét quá trình nén tổng quát với điều kiện $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$. Trạng thái ứng suất này thông thường được sử dụng trong những thí nghiệm xác định độ bền nén thể tích trong phòng thí nghiệm. Trong trường hợp này điều kiện giới hạn (4.52) được viết dưới dạng:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{(3 \cdot R_n - R_k)}{2 \cdot R_k} = R_n. \quad (4.53)$$

Sau khi so sánh vế trái của hai phương trình (4.41) và (4.53), các nhà địa cơ học có thể nhận thấy rằng, giá trị ứng suất chính trung gian σ_2 có tác dụng làm tăng bền. Bởi vì, nếu trong phương trình (4.41) có tỷ số $(R_n/R_k) = 10$ thì tại phương trình (4.53) tỷ số này (đóng vai trò như hệ số của thành phần ứng suất σ_3) sẽ bằng 14,5 [2, 3].

Như vậy, hiệu số của vế trái phương trình (4.53) sẽ nhỏ hơn so với vế trái của phương trình (4.41) khi không xét tới giá trị ứng suất chính trung gian σ_2 . Do đó, điều kiện cân bằng giới hạn theo Botkin A. I. sẽ chỉ có thể đạt được tại những giá trị ứng suất σ_1 lớn hơn so với điều kiện cân bằng giới hạn theo lý thuyết bền Mohr.

Nhìn chung, quá trình giải các bài toán địa cơ học bằng phương pháp lý thuyết cân bằng giới hạn trong phần lớn các trường hợp không cần phải nghiên cứu trạng thái ứng suất khối đá. Để tìm lời giải chỉ cần tiến hành nghiên cứu hệ phương trình bao gồm các phương trình cân bằng và phương trình trạng thái cân bằng giới hạn được xây dựng trên cơ sở lý thuyết bền cơ học.

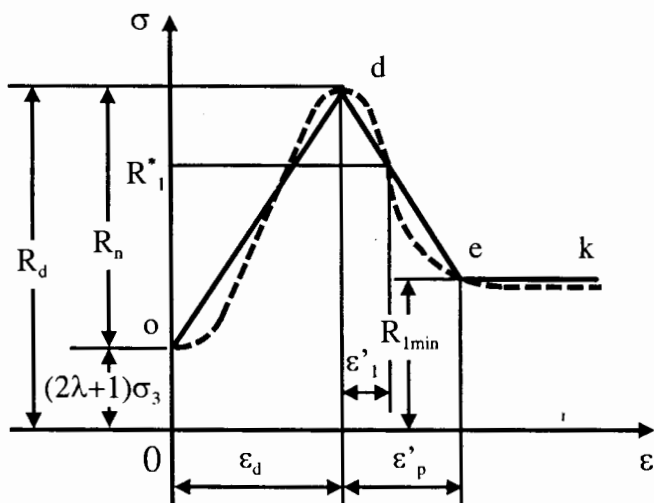
4.2.2.3. Lý thuyết biến dạng sau giới hạn

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm (chương 2) đã chứng minh rằng, khi ứng suất chính lớn nhất σ_1 đạt tới giá trị xác định (ví dụ) theo biểu thức (4.43) sẽ không làm triệt tiêu toàn bộ các tính chất bền của đá. Nghĩa là, nó không làm mất hoàn toàn các khả năng của đá chống lại những tác động của ngoại lực. Giá trị ứng suất này chỉ tương ứng với thời điểm đạt tới trạng thái giới hạn. Sau trạng thái này, trong khối đá sẽ xuất hiện trạng thái sau giới hạn. Khi đó, các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá sẽ phải tuân thủ những quy luật vật lý khác trong trạng thái sau giới hạn [39].

Đặc điểm cơ bản của các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá tại trạng thái sau giới hạn là đặc tính suy giảm độ bền (giảm sức kháng) xảy ra một cách từ từ tùy theo mức độ gia tăng biến dạng.

Đoạn giảm dần trong biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát “ $\varepsilon_1-\sigma_1$ ” (hình H.4.17) bắt đầu từ điểm “d”. Điểm này tương ứng với giá trị ứng suất lớn nhất “ σ_1 ”, nghĩa là tương ứng với giá trị sức kháng lớn nhất của đá “ R_d ”.

Giá trị sức kháng lớn nhất của đá trong điều kiện nén đơn trục ($\sigma_2=\sigma_3=0$) sẽ bằng giới hạn bền nén đơn trục “ R_n ” của chúng. Giá trị sức kháng lớn nhất của đá trong điều kiện nén thể tích ($\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$) có thể được xác định bằng biểu thức “[$R_n+(2\lambda+1).\sigma_3$]” trên cơ sở phương trình (4.43).



H.4.17. Biểu đồ mô tả quá trình biến dạng tổng quát của đá và các đoạn thẳng đặc trưng xấp xỉ toán học theo đường thẳng (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Để tiến hành nghiên cứu các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá ở trạng thái sau giới hạn, trước tiên cần phải tiến hành xây dựng các phương trình vật lý cho trạng thái biến dạng sau giới hạn.

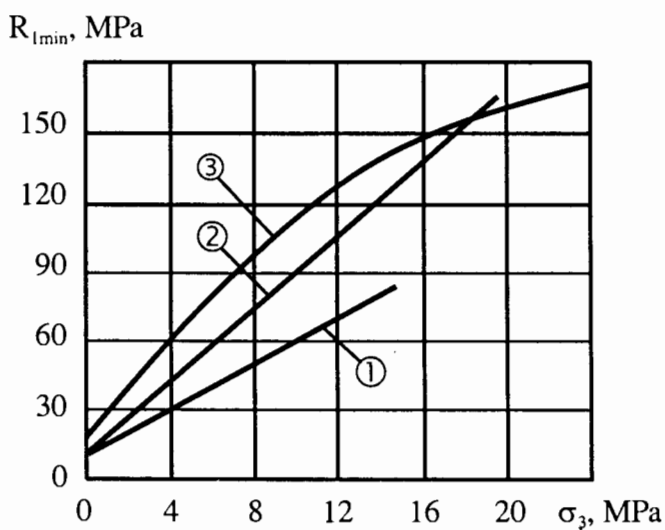
Để cho nhiều loại đá, giai đoạn biến dạng sau giới hạn trong biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát “ $\varepsilon_1-\sigma_1$ ” (hình H.4.17) sẽ cấu tạo từ hai giai đoạn đặc trưng như sau:

* Đoạn “de” - Giai đoạn giảm bền;

* Đoạn “ek” - Tại điểm “e” đá sẽ chuyển vào trạng thái phá huỷ vỡ vụn và tiếp theo là đoạn biểu đồ nằm ngang thuộc giai đoạn phá huỷ vỡ vụn của đá “ek”.

Giá trị biến dạng bổ sung của trạng thái sau giới hạn (ε'_l) (tương ứng với thời điểm chuyển đổi biến dạng của khối đá vào trạng thái phá huỷ vỡ vụn) được xem như là giá trị biến dạng phá huỷ (ε'_p). Nghĩa là:

$$\varepsilon'_l = \varepsilon'_p. \quad (4.54)$$



H.4.18. Đồ thị mô tả mối quan hệ giữa “ $R_{lmin}-\sigma_3$ ” cho đá hoa (1), đá hoa cương (2) và đá cát kết (3) (theo [2, 3]).

Trong khi đó, độ bền (sức kháng) của đá tương ứng với giá trị biến dạng phá huỷ này sẽ được gọi là “độ bền nhỏ nhất của đá trong trạng thái sau giới hạn”:

$$\sigma_l = R_{lmin}. \quad (4.55)$$

Xét trường hợp trạng thái ứng suất thể tích, hình H.4.18 mô tả đồ thị quan hệ giữa R_{lmin} và σ_3 (giá trị ứng suất chính nhỏ nhất) cho một số loại đá khác nhau. Các đồ thị này đã được xây dựng trên cơ sở các kết quả thí nghiệm [1, 39].

Các đồ thị trên đây có thể được xấp xỉ toán học thông qua các biểu thức toán học tuyến tính:

$$R_{lmin} = A + B \cdot \sigma_3. \quad (4.56)$$

Tại đây: A - Đại lượng đặc trưng cho độ bền dư của đá khi nén đơn trục ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$) được ký hiệu bằng " R_n^0 "; B - Đại lượng đặc trưng cho sự ảnh hưởng của lực ma sát trong và lực dính kết của đá. Trên bảng 4.1 giới thiệu giá trị các thông số "A" và "B" cho một số loại đá [2].

Giá trị hệ số "B" có thể xác định thông qua góc ma sát trong " ρ " nếu các nhà địa cơ học dựa vào điều kiện biên: giới hạn bền nén thể tích của đá tại giai đoạn vỡ vụn "ek" theo biểu thức (4.43) và hình H.4.17 sẽ được tính bằng đại lượng:

$$R_{lmin} = (2\lambda + 1) \cdot \sigma_3. \quad (4.57)$$

Lúc này: $B \approx (2\lambda + 1)$.

Bảng 4.1.

Nº	Chủng loại đá	A, MPa	B	ρ , độ	$(2\lambda + 1)$
1	Đá hoa	5	5	43	5,27
2	Đá hoa cương	6	8,3	52	8,5
3	Đá cát kết	15	10,5	56	10,7

Sau khi so sánh giá trị hệ số "B" xác định bằng thực nghiệm và giá trị $(2\lambda + 1)$ xác định qua góc ma sát trong, các nhà địa cơ học nhận thấy, mức độ sai lệch giữa các kết quả không vượt quá 10%, nghĩa là, không lớn hơn mức độ sai lệch trong quá trình xác định các tính chất cơ học cho đá và khối đá.

Như vậy, giá trị độ bền nhỏ nhất của đá trong trạng thái sau giới hạn có thể mô tả dưới dạng:

$$R_{lmin} = R_n^0 + (2\lambda + 1) \cdot \sigma_3. \quad (4.58)$$

Đặc tính quan hệ giữa giá trị biến dạng phá huỷ " ε_p " và giá trị ứng suất chính nhỏ nhất " σ_3 " cũng là điều kiện quan trọng để thiết lập các phương trình biến dạng sau giới hạn.

Quá trình giảm bền của đá sẽ dẫn tới hiện tượng biến đổi thể tích của chúng. Điều này đặc trưng bởi sự gia tăng hệ số biến dạng ngang. Tuy nhiên, nếu các nhà địa cơ học chỉ xem xét riêng nhánh đồ thị đi xuống thì hệ số biến dạng ngang " β " trong trạng thái biến dạng sau giới hạn có thể xem như một đại lượng không đổi.

Nghĩa là:

$$\varepsilon'_3 = (-\beta \cdot \varepsilon'_1). \quad (4.59)$$

Sau khi chọn quy luật xấp xỉ toán học tuyến tính trên đoạn “de” thuộc biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát “ $\varepsilon_1 - \sigma_1$ ” (hình H.4.17), phương trình vật lý mô tả trạng thái biến dạng sau giới hạn của đá (tương ứng với nhánh đi xuống của biểu đồ) sẽ có dạng:

$$R^*_1 = (2\lambda + 1) \cdot \sigma_3 + R_n - E^* \cdot [\varepsilon'_1 - (2\lambda + 1) \cdot \varepsilon'_3]. \quad (4.60)$$

Tại đây: R^*_1 - Độ bền (sức kháng) của đá trong trạng thái sau giới hạn biến dạng; E^* - Đặc tính biến dạng của đá trong điều kiện quy luật xấp xỉ toán học tuyến tính biểu đồ “ $\varepsilon_1 - \sigma_1$ ”. Giá trị của E^* có thể xác định theo công thức $E^* = (R_n / \varepsilon'_p)$ (xem hình H.4.17).

Trong điều kiện nén đơn trục E^* có ý nghĩa như môđun biến dạng của đá trong trạng thái sau giới hạn biến dạng. Đại lượng này còn được gọi là “môđun giảm yếu” (môđun giảm bền) [27]. Nhìn chung, trong điều kiện trạng thái ứng suất thể tích thì E^* là một hàm số của “ σ_3 ”.

Kết quả phân tích biểu thức (4.60) cho thấy, độ bền (sức kháng) của đá tại bất kỳ giai đoạn nào trong trạng thái biến dạng sau giới hạn đều có thể được xem như là một đại lượng tổng nào đó:

$$R^*_1 = (R_d - \sigma'_1). \quad (4.61)$$

Tại đây: $R_d = [(2\lambda + 1) \cdot \sigma_3 + R_n]$ - Sức kháng giới hạn lớn nhất (độ bền giới hạn) theo công thức (4.43); $\sigma'_1 = [E^* \cdot \varepsilon'_1 - (2\lambda + 1) \cdot E^* \cdot \varepsilon'_3]$ - Mức độ giảm sức kháng lớn nhất.

Đại lượng $(E^* \cdot \varepsilon'_1)$ có thể được xem như là một giá trị ứng suất bổ sung (σ'_3) nào đó. Giá trị ứng suất bổ sung này xuất hiện do kết quả thay đổi thể tích của đá. Từ đây, tổng giá trị ứng suất nhỏ nhất sẽ bằng:

$$(2\lambda + 1) \cdot \sigma_3 + (2\lambda + 1) \cdot \sigma'_3 = (2\lambda + 1) \cdot R^*_3. \quad (4.62)$$

Khi đó, biểu thức (4.60) cuối cùng có thể viết:

$$R^*_1 = (2\lambda + 1) \cdot R^*_3 + R_n - (E^* \cdot \varepsilon'_1). \quad (4.63)$$

Tương tự như trên, các nhà địa cơ học có thể xem xét quá trình biến dạng sau giới hạn, ví dụ:

$$\varepsilon^*_1 = (\varepsilon_{d1} + \varepsilon'_1); \quad \varepsilon^*_3 = (\varepsilon_{d3} + \varepsilon'_3). \quad (4.64)$$

Tại đây: $\varepsilon^*_1, \varepsilon^*_3$ - Các giá trị biến dạng dọc và biến dạng ngang toàn phần tương ứng trong trạng thái sau giới hạn; $\varepsilon_{d1}, \varepsilon_{d3}$ - Các giá trị biến dạng dọc và biến dạng ngang tại thời điểm tương ứng với sức kháng lớn nhất của đá (tại giá trị độ bền lớn nhất); $\varepsilon'_1, \varepsilon'_3$ - Các giá trị biến dạng dọc và biến dạng ngang bổ sung tương ứng trong trạng thái biến dạng sau giới hạn theo biểu thức (4.59).

Trong trường hợp đá dẻo lý tưởng, khi $E^* \rightarrow 0$ phương trình vật lý (4.63) sẽ có dạng:

$$R_1^* = (2\lambda + 1) \cdot R_3^* + R_n; \quad (4.65)$$

nghĩa là, nó sẽ trùng với phương trình trạng thái cân bằng giới hạn cùng dạng (4.43). Trong trường hợp này, giá trị biến dạng sau giới hạn:

$$\varepsilon_1' = \frac{R_1^*}{E^*} - (2\lambda + 1) \cdot R_3^* \quad (4.66)$$

sẽ gia tăng không ngừng (khi $E^* \rightarrow 0$ thì $\varepsilon_1' \rightarrow \infty$).

Trong trường hợp đá giòn lý tưởng, khi $E^* \rightarrow \infty$ thì giá trị biến dạng của trạng thái sau giới hạn sẽ tính theo biểu thức (4.65) và $\varepsilon_1' \rightarrow 0$.

Trên đoạn biến dạng sau giới hạn của biểu đồ “ứng suất-biến dạng” tổng quát “ ε_1 - σ_1 ” (hình H.4.17), trạng thái ứng suất tương ứng với giai đoạn phá huỷ vỡ vụn đá cũng được thể hiện bằng phương trình (4.58). Nghĩa là, tương ứng với các ký hiệu đã có, các nhà địa cơ học nhận được:

$$R_1^* = (2\lambda + 1) \cdot R_3^* + R_n^0. \quad (4.67)$$

Tại đây, độ bền dư “ R_n^0 ” được xác định bằng biểu thức:

$$R_n^0 = (R_n - E^* \cdot \varepsilon_p'). \quad (4.68)$$

Như vậy, các phương trình vật lý (4.63) và (4.67) sẽ xác định trạng thái cơ học của khối đá tại giai đoạn biến dạng sau giới hạn. Kết quả phân tích các quá trình cơ học trong khối đá trên cơ sở các phương trình trên cho thấy, tùy thuộc bởi mức độ biến đổi trạng thái biến dạng, trong khối đá có thể đồng thời tồn tại một số vùng có trạng thái cơ học đặc trưng khác nhau.

Nhìn chung, trong khối đá xung quanh công trình ngầm sẽ hình thành các vùng sau đây [2, 3]:

* Vùng thứ nhất - Vùng phá huỷ vỡ vụn hoặc vùng đặc trưng bởi độ bền dư của đá (độ bền còn lại sau khi đá vỡ vụn) tiếp giáp với biên công trình ngầm;

* Vùng thứ hai (vùng tiếp theo) - Vùng biến dạng sau giới hạn đặc trưng bằng sự gia tăng dần độ bền của khối đá;

* Vùng thứ ba (vùng cuối cùng) - Vùng còn lại khối đá nằm trong trạng thái biến dạng trước giới hạn.

Nếu biến dạng biên công trình ngầm bị hạn chế bởi sự tồn tại của các loại kết cấu chống giữ có cấu tạo khác nhau thì trong khối đá gần biên công trình ngầm có thể không hình thành vùng thứ nhất (hoặc cả vùng thứ nhất và vùng thứ hai).

Việc phân tích các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm bằng các phương pháp lý thuyết biến dạng sau giới hạn (có sử dụng phương trình 4.63) là một bài toán phức tạp hơn so với các bài toán giải bằng phương pháp cân bằng giới hạn (ở đây chủ yếu là các bài toán tĩnh định xác định). Vì vậy, trong giai đoạn đầu tiên các nhà địa cơ học chỉ giới hạn trong lời giải dành cho bài toán phẳng đối xứng hình học.

Sau khi giải bài toán đối xứng trong điều kiện biến dạng phẳng, tại vùng biến dạng trước giới hạn các nhà địa cơ học có hệ phương trình [2, 3]:

* Phương trình cân bằng:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0. \quad (4.69)$$

* Phương trình liên tục biến dạng:

$$\frac{d\varepsilon_\theta}{dr} + \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_r}{r} = 0. \quad (4.70)$$

* Phương trình vật lý (khi $\mu=0,5$):

$$\varepsilon_\theta = \frac{3(\sigma_\theta - \sigma_r)}{4E}. \quad (4.71)$$

Sau khi tích phân hệ ba phương trình trên đây, các nhà địa cơ học có thể xác định được các biểu thức thể hiện các thành phần ứng suất, biến dạng trong vùng trạng thái biến dạng trước giới hạn như các hàm số giải tích của tọa độ biên giới vùng biến dạng trước giới hạn “ r_i ”.

Trong vùng biến dạng sau giới hạn, toàn bộ hệ phương trình bao gồm các loại phương trình sau: phương trình cân bằng (4.69), phương trình liên tục biến dạng (4.70) và phương trình vật lý (4.63). Phương trình vật lý (4.63) cho bài toán đang xem xét có dạng:

$$\sigma_\theta = (2\lambda+1).\sigma_r + R_n - E^*.\varepsilon'_\theta. \quad (4.72)$$

Tại đây:

$$\varepsilon'_r = -\beta.\varepsilon'_\theta. \quad (4.73)$$

Sau khi phân tích hệ phương trình trên đây, các nhà địa cơ học cũng có thể xác định các biểu thức mô tả ứng suất và biến dạng trong vùng khối đá biến dạng sau giới hạn. Do các đại lượng không đổi của tích phân được xác định từ các điều kiện biên trên biên các vùng trước giới hạn “ r_i ” và sau giới hạn “ r_s ”, cho nên các biểu thức này sẽ là những hàm số của các tọa độ “ r_i ” và “ r_s ”.

Cuối cùng, để phân tích các quá trình cơ học xảy ra trong vùng phá huỷ vỡ vụn, các nhà địa cơ học có hệ phương trình: phương trình cân bằng (4.69); phương trình liên tục biến dạng (4.70) và phương trình vật lý (4.67).

Phương trình vật lý (4.67) cho bài toán đang xem xét có dạng:

$$\sigma_{\theta} = (2\lambda + 1) \cdot \sigma_r + R_n^0. \quad (4.74)$$

Sau khi tích phân hệ phương trình trên đây, các nhà địa cơ học có thể xác định được ứng suất, trong đó giá trị không đổi của tích phân được tìm ra từ điều kiện trên biên công trình ngầm $r=1$. Các thành phần biến dạng sẽ được xác định sau khi xét tới các điều kiện trên biên " r_s ".

Toạ độ các đường biên giới phân cách " r_1 " và " r_s " có thể tìm ra từ các điều kiện biên cho ứng suất và biến dạng tại các vị trí đó. Ngoài ra, quá trình xác định các toạ độ " r_1 " và " r_s " (xác định kích thước các vùng biến dạng đặc trưng) có ý nghĩa hết sức quan trọng để đánh giá độ ổn định cho công trình ngầm.

4.2.3. Quá trình biến dạng không đàn hồi

Khối đá bao quanh công trình ngầm có khả năng mang tải hạn chế và khả năng chịu biến dạng mà không bị phá huỷ trong một giới hạn nào đó. Do đó, quá trình hình thành trạng thái ứng suất-biến dạng xung quanh công trình ngầm có thể thể hiện thông qua hiện tượng phá huỷ đá.

Trong một số loại đá hiện tượng phá huỷ này thể hiện dưới dạng phá huỷ dòn. Còn trong một số loại đá khác, nó lại thể hiện dưới dạng chảy dẻo. Kết quả sẽ tạo nên vùng trạng thái biến dạng sau giới hạn và vùng phá huỷ vỡ vụn xung quanh công trình ngầm. Các vùng này có thể xuất hiện trên toàn bộ biên công trình ngầm hoặc trên từng phần của nó. Mức độ biến dạng của đá phá huỷ tăng lên và làm gia tăng giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm.

Như vậy, sự hình thành một phần hoặc toàn bộ vùng phá huỷ vỡ vụn là một trong những hình thức thể hiện quan trọng của áp lực mỏ. Quá trình hình thành một phần hay toàn bộ vòm phá huỷ, sự xuất hiện giá trị chuyển dịch lớn của biên công trình ngầm (những nguyên nhân cơ bản hình thành tải trọng tác dụng lên biên và kết cấu chống giữ công trình ngầm) chính là kết quả của quá trình phá huỷ. Vì vậy, sự hiểu biết chuẩn xác các quy luật phá huỷ chủ yếu của khối đá bao quanh công trình ngầm có ý nghĩa quan trọng trong quá trình đánh giá chất lượng sự tác dụng của áp lực mỏ.

Trên cơ sở đó, các nhà địa cơ học sẽ tiến hành lựa chọn một cách khoa học phương pháp, phương tiện chống lại những hiện tượng bất lợi của áp lực mỏ tác dụng. Do quá trình phá huỷ xảy ra rất khác nhau cả trong dạng phá huỷ dòn và trong dạng phá huỷ chảy dẻo, cho nên các nhà địa cơ học phải sử dụng các mô hình địa cơ học khác nhau để phân tích, đánh giá các quá trình cơ học phá huỷ xảy ra trong khối đá.

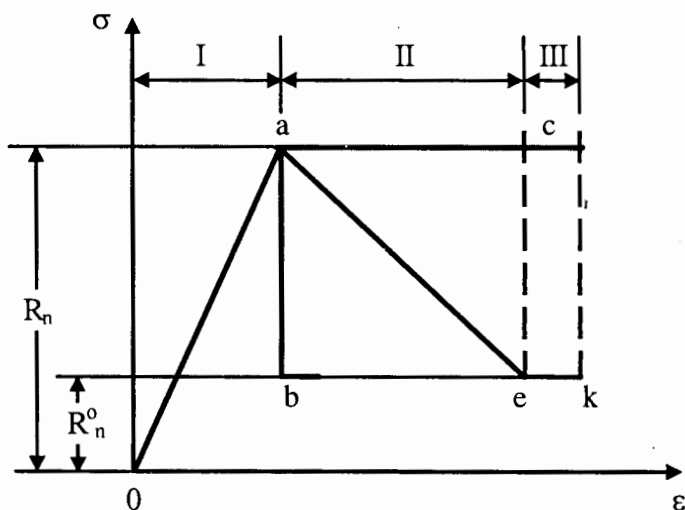
Sự hình thành vùng cân bằng giới hạn trong khối đá có đặc tính phá huỷ dòn có thể dẫn đến hiện tượng phá huỷ đặc tính liên tục của khối

đá tại biên ngoài của nó. Về mặt toán cơ, hiện tượng này thể hiện thông qua sự khác biệt giữa các đại lượng ứng suất pháp theo phương tiếp tuyến tác dụng lên hai phía của biên đó.

Trong quá trình phá hủy, các tính chất cơ học trong vùng cân bằng giới hạn sẽ bị thay đổi. Độ bền nén của đá sẽ bị giảm xuống tới giá trị độ bền dư. Vì vậy, trường hợp này tương đương với mô hình môi trường dòn lý tưởng và được xác định bằng biểu đồ biến dạng “oab” (hình H.4.19) và bằng phương trình (4.65) cho giai đoạn biến dạng sau giới hạn.

Trong khối đá dẻo có thể không xảy ra quá trình hình thành vùng cân bằng giới hạn. Khi đó không xuất hiện những phá hủy có thể nhận thấy bằng mắt thường. Sự phá hủy xảy ra dưới dạng chảy dẻo mà không phá vỡ tính chất liên tục của khối đá.

Trong trường hợp này, tại một khoảng biến dạng nhất định sẽ không xảy ra sự thay đổi của các tính chất cơ học. Vì vậy, trường hợp này cho phép sử dụng mô hình môi trường dẻo lý tưởng. Mô hình dẻo lý tưởng thể hiện dưới dạng biểu đồ biến dạng “oac” và phương trình vật lý (4.63) cho giai đoạn biến dạng sau giới hạn.



H.4.19. Biểu đồ mô tả các chủng loại biến dạng tổng quát của đá với các đoạn thẳng xấp xỉ toán học trong những mô hình địa cơ học khác nhau (theo Baklasov I. V. và Kartozia B. A. [2, 3]).

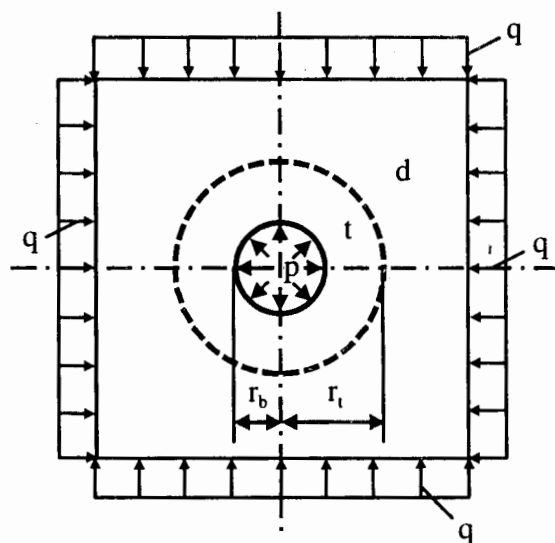
Khi giá trị ứng suất tăng dần, đầu tiên sẽ xảy ra hiện tượng khép dần lại các khuyết tật cấu tạo (khe nứt, lỗ rỗng...) trong đá. Sau đó, sự gia tăng ứng suất sẽ dẫn tới quá trình biến dạng đàn hồi của đá do hiện tượng nén ép

đàn hồi khung (cốt) khoáng vật. Giai đoạn biến dạng này mang đặc tính tuyến tính. Sự gia tăng tiếp theo của ứng suất sẽ dẫn tới hiện tượng bắt đầu tạo thành nứt nẻ (đoạn cuối của phần “oa” trên hình H.4.19).

Sau khi đạt tới giá trị giới hạn bền nén tối đa (điểm “a”), quá trình biến dạng tiếp theo sẽ kéo theo sự gia tăng thể tích và hiện tượng giảm dần nội lực (áp lực) trong đá chống lại sự tác dụng của ngoại lực bên ngoài. Thời điểm này đặc trưng cho mốc thời gian bắt đầu xảy ra quá trình nứt nẻ mạnh của khối đá trong trạng thái sau giới hạn bền.

Tại điểm “e” sẽ xảy ra hiện tượng khối đá bị phân chia thành các phần nhỏ riêng biệt (không có mối liên kết với nhau), vỡ rời và vỡ vụn. Do đó, dưới tác dụng của lực nén đơn trục thì biến dạng tiếp theo trong khối đá sẽ không thể xảy ra. Giá trị đặc trưng cho độ bền của đá tại điểm “e” gọi là “độ bền nhỏ nhất của đá R_n^0 ”.

Mô hình biến dạng tổng quát là mô hình bao hàm giai đoạn biến dạng sau giới hạn. Mô hình này tương ứng với biểu đồ biến dạng “oa” và phương trình vật lý (4.61) tại giai đoạn biến dạng sau giới hạn.



H.4.20. Sơ đồ tính toán khối đá bao quanh công trình ngầm cấu tạo từ đá giòn lý tưởng hay từ đá dẻo lý tưởng (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Các mô hình trên đây đã được các nhà địa cơ học sử dụng để nghiên cứu các quá trình phá huỷ xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm. Bài toán nghiên cứu trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá bao quanh công trình ngầm được thực hiện với các đặc tính: công trình ngầm với mặt cắt ngang hình tròn có chiều dài đủ lớn; khối đá đồng

nhất đẳng hướng có đặc tính biến dạng tuyến tính và chịu sự tác dụng của trường ứng suất nguyên sinh thuỷ tĩnh. Sơ đồ tính toán bài toán thể hiện trên hình H.4.20 với các ký hiệu sau đây: “t” - Vùng cân bằng giới hạn; “d” - Vùng trạng thái trước giới hạn; r_B - Bán kính công trình ngầm; r_l - Biên giới phân chia giữa các vùng cơ học đặc trưng.

Trong trường hợp hình thành vùng cân bằng giới hạn trong khối đá với quá trình biến dạng giòn lý tưởng, trên biên các vùng khối đá phải thoả mãn điều kiện (4.43). Trong đó: $\sigma_1 = \sigma_{\theta d}$, $\sigma_2 = \sigma_{rd}$.

Sau khi thoả mãn các điều kiện biên $\sigma_{11} = p$ khi $r = 1$, các thành phần ứng suất trong vùng cân bằng giới hạn được xác định bằng phương pháp lý thuyết cân bằng giới hạn sẽ có dạng như sau [1, 2, 43]:

$$\sigma_r = \left(p + \frac{R_n^0}{2\lambda} \right) \cdot r^{2\lambda} - \left(\frac{R_n^0}{2\lambda} \right); \quad (4.75)$$

$$\sigma_{\theta t} = (2\lambda + 1) \cdot \left(p + \frac{R_n^0}{2\lambda} \right) \cdot r^{2\lambda} - \left(\frac{R_n^0}{2\lambda} \right); \quad (4.76)$$

$$\tau_{r\theta t} = 0. \quad (4.77)$$

Các thành phần ứng suất toàn phần trong vùng biến dạng trước giới hạn được xác định bằng các biểu thức:

$$\sigma_{rd} = q - \left[\frac{2\lambda \cdot q + R_n}{2 \cdot (1 + \lambda)} \right] \cdot \left(\frac{r_t^2}{r^2} \right); \quad (4.78)$$

$$\sigma_{\theta d} = q + \left[\frac{2\lambda + R_n}{2 \cdot (1 + \lambda)} \right] \cdot \left(\frac{r_t^2}{r^2} \right); \quad (4.79)$$

$$\tau_{r\theta d} = 0. \quad (4.80)$$

Các biểu thức trên đây đã được tìm ra trên cơ sở thoả mãn điều kiện (4.43) tại mặt biên phân cách “ r_l ”. Sau khi sử dụng phương trình vật lý (4.71) và điều kiện liên tục trên biên “ r_l ”, các nhà địa cơ học tìm ra giá trị chuyển dịch hướng tâm của tất cả các vùng theo công thức:

$$U = \left(\frac{3}{4E} \right) \cdot \left(\frac{2\lambda \cdot q + R_n}{1 + \lambda} \right) \cdot \left(\frac{r_t^2}{r^2} \right). \quad (4.81)$$

Để xác định đại lượng “ r_l ” có thể sử dụng điều kiện $\sigma_{rd} = \sigma_{rt}$. Từ đây, các nhà địa cơ học tìm ra:

$$r_t = \left[\left(\frac{2.q - R_n}{2.(1 + \lambda)} + \frac{R_n^o}{2.\lambda} \right) \left(\frac{2.\lambda}{2.\lambda.p + R_n^o} \right) \right]^{\frac{1}{2.\lambda}} \quad (4.82)$$

Trong trường hợp công trình ngầm không sử dụng các loại kết cấu chống giữ ($p=0$) thì biểu thức (4.82) sẽ có dạng:

$$r_t = \left[\frac{\lambda}{(1 + \lambda)} \cdot \frac{(2.q - R_n)}{R_n^o} + 1 \right]^{\frac{1}{2.\lambda}} \quad (4.83)$$

Nếu vùng cân bằng giới hạn được hình thành trong khối đá và quá trình biến dạng trong vùng này được mô tả bằng biểu đồ biến dạng trong môi trường dẻo lý tưởng thì các biểu thức tính toán các thành phần ứng suất, biến dạng và đại lượng “ r_t ” có thể tìm được sau khi giải bài toán trên đây bằng cách thay thế giá trị “ R_n^o ” bằng giá trị “ R_n ” trong các biểu thức (4.75)÷(4.82).

Từ đây, các nhà địa cơ học có thể xác định được các thành phần ứng suất toàn phần như sau [2, 3]:

* Trong vùng cân bằng giới hạn:

$$\sigma_{rt} = \left(p + \frac{R_n}{2.\lambda} \right) . r^{2.\lambda} - \left(\frac{R_n}{2.\lambda} \right); \quad (4.84)$$

$$\sigma_{\theta t} = (2.\lambda + 1) \cdot \left(p + \frac{R_n}{2.\lambda} \right) . r^{2.\lambda} - \left(\frac{R_n}{2.\lambda} \right); \quad (4.85)$$

$$\tau_{r\theta t} = 0. \quad (4.86)$$

* Trong vùng trạng thái trước giới hạn:

$$\sigma_{rd} = q - \left[\frac{2.\lambda . q + R_n}{2.(1 + \lambda)} \right] \cdot \left(\frac{r_t^2}{r^2} \right); \quad (4.87)$$

$$\sigma_{\theta d} = q + \left[\frac{2.\lambda . q + R_n}{2.(1 + \lambda)} \right] \cdot \left(\frac{r_t^2}{r^2} \right); \quad (4.88)$$

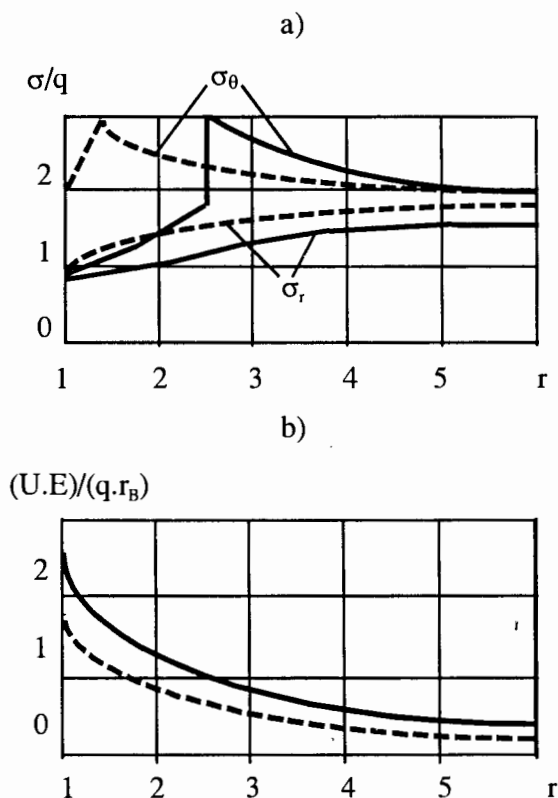
$$\tau_{r\theta d} = 0. \quad (4.89)$$

* Giá trị dịch chuyển hướng tâm không thứ nguyên trong cả hai trường hợp đều bằng:

$$U = \left(\frac{3}{4E} \right) \cdot \left(\frac{2.\lambda . q + R_n}{1 + \lambda} \right) \cdot \left(\frac{r_t^2}{r^2} \right). \quad (4.90)$$

Bán kính không thứ nguyên của biên giới phân cách các vùng khối đá đặc trưng được xác định theo công thức:

$$r_t = \left[\left(\frac{2\lambda \cdot q + R_n}{2\lambda \cdot (1 + \lambda)} \right) \left(\frac{2\lambda}{2\lambda \cdot p + R_n} \right) \right]^{\frac{1}{2\lambda}} \quad (4.91)$$



H.4.21. Sơ đồ phân bố ứng suất (a) và chuyển dịch (b) trong khối đá giòn lý tưởng (đường nét liền) và trong khối đá dẻo lý tưởng (đường nét đứt) (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

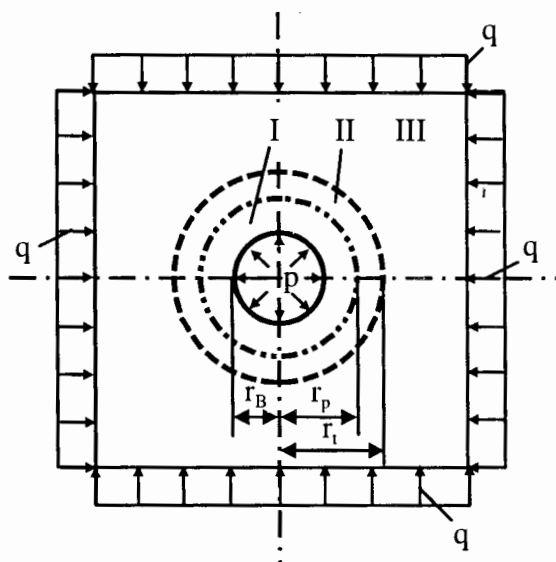
Hình H.4.21 mô tả các sơ đồ phân bố ứng suất (a) và biến dạng (b) trong khối đá giòn lý tưởng (đường nét liền) và trong khối đá dẻo lý tưởng (đường nét đứt) bao quanh công trình ngầm nằm ngang có mặt cắt ngang hình tròn và không sử dụng các loại kết cấu chống giữ.

Dễ dàng nhận thấy, giá trị tập trung ứng suất lớn nhất “ σ_θ ” trong các loại đá giòn lý tưởng và đá dẻo lý tưởng tương tự nhau. Tuy nhiên,

trong khối đá dòn lý tưởng giá trị tập trung ứng suất lớn nhất " σ_θ " sẽ đạt được trên một khoảng cách (tính từ biên công trình ngầm) lớn hơn gấp hai lần so với trong khối đá có đặc tính biến dạng dẻo lý tưởng. Ngoài ra, tương ứng với điều kiện trên, ứng suất " σ_θ " trong đá phá huỷ dòn sẽ có đặc tính đột biến về giá trị (có bước nhảy giá trị) tại vị trí biên phân cách. Tuy nhiên trong quy luật biến thiên của đại lượng ứng suất theo phương tiếp tuyến không có những thay đổi đột biến về giá trị.

Trong trường hợp tổng quát, quá trình biến dạng của khối đá sẽ được mô tả bằng biểu đồ biến dạng đầy đủ theo đường "oae" (hình H.4.19). Tùy thuộc bởi mức độ biến dạng, trong khối đá có thể tồn tại các trạng thái trước giới hạn, trạng thái sau giới hạn và trạng thái vỡ vụn hoàn toàn.

Để nghiên cứu các quy luật biến đổi biến dạng của khối đá bao quanh công trình ngầm trong các trạng thái trên đây, trong giai đoạn đầu tiên các nhà địa cơ học đã chọn khối đá theo mô hình địa cơ học thuộc môi trường đồng nhất, liên tục, biến dạng tuyến tính chịu sự tác dụng của trường ứng suất nguyên sinh thủy tĩnh " q ". Sơ đồ tính toán bài toán trong mô hình địa cơ học trên đây thể hiện trên hình H.4.22.



H.4.22. Sơ đồ tính toán khối đá bao quanh công trình ngầm trong trạng thái biến dạng sau giới hạn (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Trong trường hợp tổng quát, xung quanh công trình ngầm sẽ hình thành thành ba vùng đặc trưng:

* Vùng I - Vùng khối đá phá huỷ vỡ vụn (đặc trưng bởi độ bền dư) với biên giới phía ngoài là “ r_p ”. Đá trong vùng này sau khi phá huỷ sẽ không còn khả năng dính kết và chuyển sang trạng thái gần với môi trường rời. Trạng thái giới hạn của đá trong vùng này sẽ được mô tả bằng biểu thức (4.74);

* Vùng II - Vùng khối đá nằm trong trạng thái sau giới hạn. Vùng này đặc trưng bởi tính chất không đồng nhất về độ bền và biến dạng tại các vị trí khác nhau. Đá ở đây bị phá huỷ không đều bắt đầu từ trạng thái phá huỷ mạnh nhất tại biên phía trong của vùng “ r_p ” đến trạng thái không phá huỷ tại biên phía ngoài của vùng “ r_l ”. Quá trình biến dạng trong vùng này sẽ làm gia tăng thể tích khối đá. Mối quan hệ giữa các giá trị biến dạng dọc và giá trị biến dạng ngang sẽ tuân theo biểu thức (4.73);

* Vùng III - Vùng khối đá nằm trong trạng thái trước giới hạn. Giá trị ứng suất xuất hiện trong vùng này chưa đạt tới độ bền (sức kháng) của đá xác định theo biểu thức (4.43). Sự thay đổi thể tích đá trong quá trình biến dạng trên biên “ r_l ” bằng 0,0.

Trong sơ đồ tính toán trên đây, các điều kiện tại biên trong và biên ngoài tương ứng với điều kiện (4.1). Ngoài ra, tại biên phân cách hai vùng I và II (khi $r=r_p$) ngoài điều kiện cân bằng các giá trị ứng suất theo phương tiếp tuyến và biến dạng, các nhà địa cơ học còn có các điều kiện:

$$\varepsilon'_\theta = \varepsilon'_p; \quad (4.92)$$

$$\sigma_\theta = (2\lambda + 1) \cdot \sigma_r + R_n^0; \quad (4.93)$$

trong đó cho rằng $R_n^0 = 0$.

Ngoài ra, trên biên giới giữa hai vùng II và III còn có thêm điều kiện:

$$\varepsilon'_\theta = 0. \quad (4.94)$$

Sau khi giải bài toán tương ứng, các nhà địa cơ học sẽ tìm ra các biểu thức cuối cùng để tính các giá trị ứng suất toàn phần và giá trị biến dạng như sau [1, 2, 3]:

* Trong vùng phá huỷ vỡ vụn:

$$\sigma_r = p \cdot r^{2\lambda}; \quad (4.95)$$

$$\sigma_\theta = (2\lambda + 1) \cdot p \cdot r^{2\lambda}; \quad (4.96)$$

$$\tau_{r\theta} = 0; \quad (4.97)$$

* Trong vùng trạng thái sau giới hạn:

$$\sigma_r = p.r^{2\lambda} + \left[\frac{A.\xi + (\beta + 1).R_n}{2.\lambda .(\beta + 1)} \right] \cdot \left(\frac{r^{2\lambda}}{r_p^{2\lambda}} - 1 \right) + \left[\frac{A.\xi}{(\beta + 1).(2.\lambda) + \beta + 1} \right] \cdot \left(\frac{r_t^{\beta+1}}{r^{\beta+1}} - \frac{r_t^{\beta+1+2\lambda}}{r_p^{\beta+1+2\lambda}} \right); \quad (4.98)$$

$$\sigma_\theta = (2\lambda + 1).p.r^{2\lambda} + R_n - \left(\frac{A.\xi}{(\beta + 1)} \right) \cdot \left(\frac{r_t^{\beta+1}}{r^{\beta+1}} - 1 \right); \quad (4.99)$$

$$\tau_{r\theta} = 0; \quad (4.100)$$

* Trong vùng trạng thái trước giới hạn:

$$\sigma_r = q - \left(\frac{A}{3} \right); \quad (4.101)$$

$$\sigma_\theta = q + \left(\frac{A}{3} \right); \quad (4.102)$$

$$\tau_{r\theta} = 0. \quad (4.103)$$

Tại đây:

$$A = \left(\frac{3}{2} \right) \cdot \left(\frac{2.\lambda .q + R_n}{1 + \lambda} \right); \quad \xi = \left(\frac{E^*}{E} \right).$$

Bán kính của vùng biến dạng sau giới hạn “ r_t ” được xác định từ điều kiện cân bằng giữa các giá trị ứng suất tác dụng theo phương tiếp tuyến tại biên giới phân cách giữa các vùng II và III.

Trong trường hợp tổng quát, khi tồn tại cả ba vùng I, II và III trong khối đá bao quanh công trình ngầm, giá trị của bán kính “ r_t ” sẽ được xác định như sau:

$$r_t = \left\{ \frac{1}{p} \cdot \left[\frac{A.\xi}{(\beta + 1).(2.\lambda) + \beta + 1} \cdot (\rho^{2\lambda+\beta+1} - 1) - \frac{A.\xi + (\beta + 1).R_n}{2.\lambda .(\beta + 1)} \cdot (\rho^{2\lambda} - 1) + q - \frac{A}{3} \right] \right\}^{\frac{1}{2\lambda}}. \quad (4.104)$$

Tại đây:

$$\rho = \frac{r_t}{r_p} = \left[1 + \frac{R_n.(\beta + 1)}{A.\xi} \right]^{\frac{1}{\beta+1}}. \quad (4.105)$$

Tương ứng với biểu thức (4.105), kích thước vùng khối đá phá huỷ vỡ vụn sẽ bằng:

$$r_p = \left(\frac{r_t}{\rho} \right). \quad (4.106)$$

Nếu vùng khối đá phá huỷ vỡ vụn không tồn tại ($r_p \leq 1$) thì bán kính “ r_t ” sẽ được xác định từ phương trình:

$$p \cdot r_t^{2\lambda} - \left[\frac{A \cdot \xi}{(\beta + 1) \cdot (2 \cdot \lambda) + \beta + 1} \right] \cdot (r_t^{\beta+1+2 \cdot \lambda} - 1) + \left[\frac{A \cdot \xi + (\beta + 1) \cdot R_n}{2 \cdot \lambda \cdot (\beta + 1)} \right] \cdot (r_t^{2 \cdot \lambda} - 1) - q + \frac{A}{3} = 0. \quad (4.107)$$

Để xác định giá trị chuyển vị tại vùng phá huỷ vỡ vụn cần phải dựa vào điều kiện không đổi thể tích của đất đá sau khi phá huỷ hoàn toàn. Kết quả tính toán [2] cho phép tìm ra biểu thức xác định giá trị chuyển dịch không thứ nguyên trong trường hợp tồn tại ba vùng biến dạng khác nhau trong khối đá bao quanh công trình ngầm:

$$U = R_n \cdot \frac{1 - \beta}{2 \cdot E \cdot \xi} \cdot r + \frac{A}{2 \cdot E} \cdot \left[1 + \frac{R_n \cdot (1 + \beta)}{A \cdot \xi} \right] \cdot \frac{r_p^2}{r^2}. \quad (4.108)$$

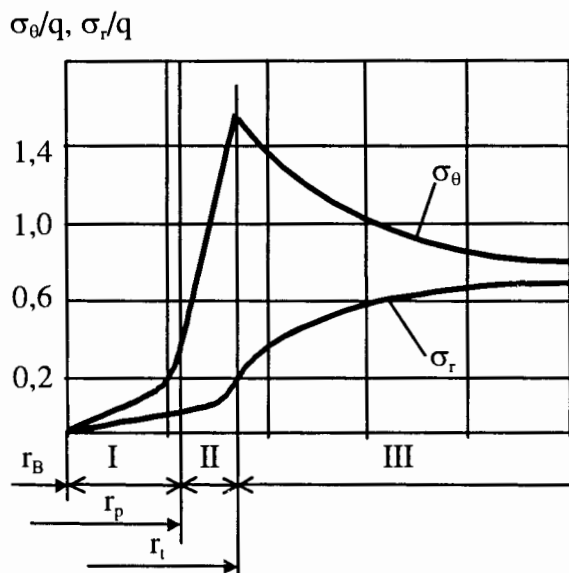
Trong trường hợp không tồn tại vùng khối đá phá huỷ vỡ vụn thì giá trị chuyển dịch không thứ nguyên có thể xác định từ biểu thức sau đây:

$$U = R_n \cdot \frac{1 - \beta}{2 \cdot E \cdot \xi} \cdot r + \frac{A}{2 \cdot E} \cdot \left[1 + \frac{R_n \cdot (1 + \beta)}{A \cdot \xi} \right] \cdot \frac{1}{r}. \quad (4.109)$$

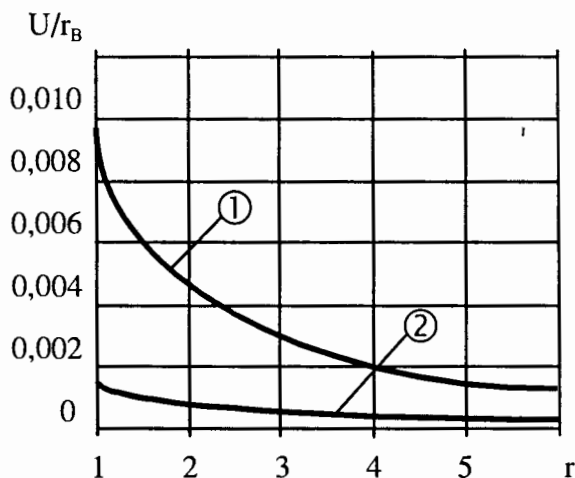
Trong trường hợp cần xác định kích thước có thứ nguyên, các nhà địa cơ học phải nhân các biểu thức (4.108) và (4.109) với giá trị có thứ nguyên của bán kính công trình ngầm “ r_B ”.

Sau khi nghiên cứu các biểu đồ phân bố ứng suất “ σ_r ” và “ σ_θ ” (hình H.4.23) các nhà địa cơ học rút ra kết luận: sự khác nhau giữa các quy luật phân bố ứng suất trên đây so với các lời giải cho môi trường dẻo lý tưởng (hình H.4.21, hình H.4.22) chỉ mang tính định lượng. Đặc điểm về định tính chỉ thể hiện ở chỗ: tại đây tính chất phân bố “ σ_r ” và “ σ_θ ” trong vùng I được thể hiện chính xác hơn.

Khi sử dụng mô hình môi trường dẻo lý tưởng, ứng suất “ σ_0 ” không thể nhỏ hơn giới hạn bền nén đơn trục (độ bền dài lâu) của đá. Việc sử dụng mô hình môi trường có xét đến quá trình chuyển đổi khối đá vào trạng thái sau giới hạn và trạng thái phá huỷ vỡ vụn có thể loại trừ được nhược điểm nêu trên.



H.4.23. Sơ đồ phân bố ứng suất trong khối đá với giai đoạn biến dạng sau giới hạn (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).



H.4.24. Sơ đồ quy luật thay đổi chuyển vị trong khối đá với giai đoạn biến dạng sau giới hạn (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Trong quy luật phân bố chuyển dịch hướng tâm tại khối đá bao quanh công trình ngầm tồn tại những đặc điểm về chất và về lượng.

Trong trường hợp hình thành vùng phá huỷ võ vụn, đường cong phân bố “U” (đường cong 1 trên hình H.4.24) tại vùng gần biên công trình ngầm sẽ có độ dốc lớn hơn và giá trị chuyển dịch tuyệt đối lớn hơn nhiều so với trạng thái không tồn tại vùng phá huỷ võ vụn (đường cong 2 trên hình H.4.24).

Cần phải lưu ý, lời giải tổng quát trên đây cho phép tìm ra những lời giải riêng cho môi trường giòn lý tưởng và môi trường dẻo lý tưởng. Khi $E^* \rightarrow \infty$, $\xi \rightarrow \infty$, bằng phương pháp chuyển dịch giới hạn có thể nhận được biểu thức $r_t = r_p$ cho mô hình môi trường giòn lý tưởng (4.82). Sau khi cho $E=0$, $\xi=0$, các nhà địa cơ học có thể tìm ra biểu thức xác định bán kính vùng phá huỷ cho mô hình môi trường dẻo lý tưởng.

Đặc tính thể hiện của các quá trình cơ học phá huỷ đá và cường độ của chúng phụ thuộc vào một loạt yếu tố. Điều này dễ dàng nhận thấy khi phân tích các biểu thức (4.104)÷(4.106). Tại đây, kích thước vùng phá huỷ phụ thuộc vào thông số “ ξ ”.

Thông số “ ξ ” này lại được xác định thông qua tỷ số giữa các giá trị môđun biến dạng trong các trạng thái sau và trước giới hạn. Cùng với sự gia tăng giá trị tỷ số đó, khi những điều kiện khác không đổi thì kích thước vùng phá huỷ võ vụn “ r_p ” cũng tăng lên. Hệ số biến dạng ngang trong trạng thái sau giới hạn cũng gây ra những ảnh hưởng tương tự. Giá trị của hệ số này càng lớn (nghĩa là, cường độ của quá trình phá huỷ đá càng lớn) thì kích thước vùng phá huỷ càng lớn.

Để đánh giá mức độ chính xác của các kết quả tính toán lý thuyết, các nhà địa cơ học cần phải so sánh chúng với những số liệu nghiên cứu thực nghiệm của các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm.

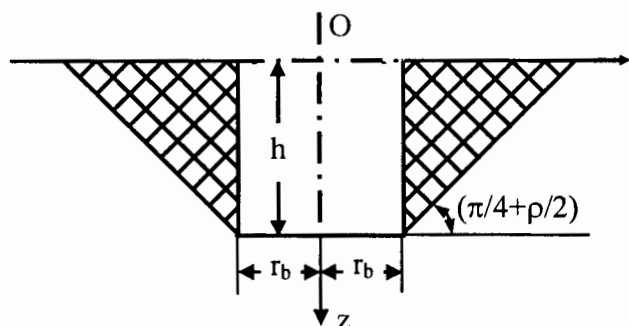
4.3. Các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh giếng đứng

Trong quá trình phân tích các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm các nhà địa cơ học nhận thấy, các quá trình phá huỷ khối đá bao quanh giếng đứng có ý nghĩa đặc biệt.

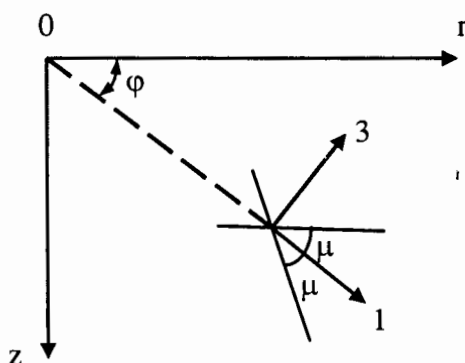
Điều này xuất phát trên cơ sở sau đây: giếng đứng là công trình ngầm quan trọng nhất trong hệ thống các công trình ngầm khai thác tài nguyên khoáng sản, dân dụng, quốc phòng...

Để đánh giá tải trọng “P” tác dụng lên kết cấu chống giữ cổ giếng đứng, các nhà địa cơ học xem xét quá trình phá huỷ khối đá xung quanh cổ giếng đứng có mặt cắt ngang hình tròn, đường kính đào bằng “ r_b ”, độ sâu “h” (hình H.4.25). Giả thiết rằng, dưới tác dụng của tải trọng phân bố

đều trên bề mặt “q” và tự trọng của đất đá với trọng lượng thể tích “ γ ”, khối đá bao quanh cổ giếng sẽ chuyển sang trạng thái cân bằng giới hạn.



H.4.25. Sơ đồ tính toán và lưới các đường đặc tính trượt trong khối đá xung quanh cổ giếng đứng (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).



H.4.26. Sơ đồ tính toán cho bài toán đối xứng trên cơ sở lý thuyết cân bằng giới hạn (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Để phân tích, Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã sử dụng lời giải bài toán đối xứng trong lý thuyết cân bằng giới hạn. Sơ đồ tính toán bài toán đối xứng của lý thuyết cân bằng giới hạn thể hiện trên hình H.4.26.

Sau khi chọn mối quan hệ sau đây cho các ứng suất chính $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ và bố trí các trục toạ độ như trên hình H.4.26, các nhà địa cơ học nhận thấy, các trục chính “1”, “3” nằm trong mặt kinh tuyến, còn

trục chính “2” nằm dọc theo phương pháp tuyến so với mặt phẳng kinh tuyến. Kết quả, các mặt trượt sẽ đi qua trục chính “2”, nghiêng với trục “r” dưới các góc bằng “ $\varphi \pm \mu$ ” và nghiêng với trục chính “1” dưới các góc bằng “ μ ” [4].

Như vậy, trong khối đá sẽ tồn tại hai họ các mặt trượt, các đường giao cắt giữa chúng với các mặt phẳng kinh tuyến sẽ hình thành hệ thống mạng lưới các đường trượt nghiêng với trục “r” các góc bằng “ $\varphi \pm \mu$ ” trong các mặt phẳng đó. Lưới các đường trượt thường được các nhà địa cơ học gọi là “lưới đặc tính”.

Hệ các phương trình chủ yếu bao gồm các phương trình cân bằng (4.110) và các phương trình vật lý của trạng thái cân bằng giới hạn (4.111) được viết dưới dạng trong các thành phần của ứng suất chính (4.112) [1, 4]:

* Các phương trình cân bằng:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \left(\frac{1}{r} \right) (\sigma_r - \sigma_\theta) + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} &= 0; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} &= \gamma. \end{aligned} \quad (4.110)$$

* Các phương trình vật lý trạng thái cân bằng giới hạn trong các thành phần ứng suất:

$$\begin{aligned} \Psi_1(\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z, \tau_{rz}) &= 0; \\ \Psi_2(\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z, \tau_{rz}) &= 0. \end{aligned} \quad (4.111)$$

* Phương trình vật lý trạng thái cân bằng giới hạn trong các thành phần ứng suất chính:

$$\begin{aligned} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cdot \sin 2\mu - f \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\mu \right] &= 0; \\ \sigma_2 = \sigma_3 \text{ hoặc } \sigma_2 = \sigma_1; \quad (\sigma_1 > \sigma_3). \end{aligned} \quad (4.112)$$

Hệ hai phương trình (4.112) thể hiện trạng thái cân bằng giới hạn toàn phần của khối đá. Trong trường hợp chỉ thoả mãn phương trình thứ nhất của hệ phương trình (4.112) thì chúng sẽ thể hiện trạng thái cân bằng giới hạn không toàn phần của khối đá tương ứng với hình H.4.27.

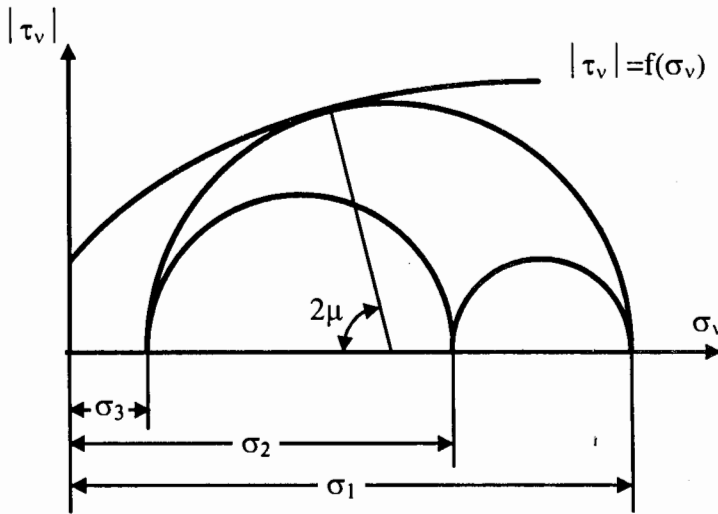
Trong trường hợp này, Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã sử dụng điều kiện cân bằng giới hạn dưới dạng phương trình đường thẳng bao các đường tròn Mohr giới hạn.

Khi đó, trong quá trình phân tích các biến dạng theo hướng trục “z”, các nhà địa cơ học sẽ có:

$$\mu = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right); \quad \sigma_2 \neq \sigma_3; \quad \sigma_1 > \sigma_2. \quad (4.113)$$

Trên cơ sở đó, các phương trình vật lý (4.112) sẽ được viết dưới dạng sau đây:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\cos \rho} - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \tan \rho = R_n; \quad \sigma_1 = \sigma_2. \quad (4.114)$$



H.4.27. Đường bao các vòng tròn giới hạn Mohr để giải bài toán đối xứng trong lý thuyết cân bằng giới hạn (theo [2, 3]).

Hệ phương trình (4.114) sẽ đồng thời được thỏa mãn, nếu viết các thành phần ứng suất dưới dạng các mối quan hệ (4.115) có tính đến các biểu thức (4.116) và (4.117):

$$\begin{cases} \sigma_r = \sigma_v + |\tau_v| \cdot \frac{\cos 2\mu \pm \cos 2\varphi}{\sin 2\mu}; \\ \sigma_z = |\tau_v| \cdot \frac{\sin 2\varphi}{\sin 2\mu}; \quad \sigma_\theta = \sigma_v + |\tau_v| \cdot \frac{(\pm) \cdot \cos 2\mu}{\sin 2\mu}. \end{cases} \quad (4.115)$$

Trong biểu thức cuối cùng của hệ các biểu thức xác định các thành phần ứng suất σ_r , σ_θ , σ_z , τ_{rz} trong trạng thái cân bằng giới hạn tổng quát, dấu “+” tương ứng với điều kiện $\sigma_2 = \sigma_1$, còn dấu “-” tương ứng với điều kiện $\sigma_2 = \sigma_3$).

$$\sigma_v = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\mu; \quad |\tau_v| = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\mu; \quad (4.116)$$

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\varphi; \\ \sigma_z = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\varphi; \end{cases} \quad \tau_{rz} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\varphi; \quad (4.117)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_2 = \sigma_3 \quad \text{hay} \quad \sigma_\theta = \sigma_2 = \sigma_1.$$

Tiếp theo, theo đề xuất của tác giả [37], Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã đưa ra phương trình ứng suất:

$$\sigma = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \sin \rho} \right). \quad (4.118)$$

Từ đây, sau khi biến đổi các công thức (4.116) đến dạng:

$$R_n = \sigma \cdot \cos^2 \rho - \left(\frac{R_n}{2 \cdot \operatorname{tg} \rho} \right); \quad |\tau_n| = \sigma \cdot \sin \rho \cdot \cos \rho; \quad (4.119)$$

còn công thức (4.117) sau khi đã xét tới ký hiệu:

$$\delta = (\varphi + \mu) = \left(\varphi + \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right) \quad (4.120)$$

sẽ trở về dạng:

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= \sigma \cdot (1 + \sin \rho) - \frac{R_n}{2} \cdot \cot \rho; \quad \tau_{rz} = -\sigma \cdot \sin \rho \cdot \cos(2\delta + \rho). \\ \begin{cases} \sigma_r \\ \sigma_z \end{cases} &= \sigma \cdot [1 \pm \sin \rho \cdot \sin(2\delta + \rho)] - \frac{R_n}{2} \cdot \cot \rho. \end{aligned} \quad (4.121)$$

Sau đó, lắp các công thức (4.121) vào các phương trình (4.110). Kết quả biến đổi sẽ được hệ phương trình có dạng như sau:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma}{\partial s_1} + 2 \cdot \sigma \cdot \operatorname{tg} \rho \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial s_1} + \frac{\sigma}{r} [\sin(\delta + \rho) - \cos \delta] \cdot \frac{1 + \sin \rho}{\cos \rho} \cdot \operatorname{tg} \rho &= \gamma \cdot \frac{\sin(\delta + \rho)}{\cos \rho}; \\ \frac{\partial \sigma}{\partial s_2} - 2 \cdot \sigma \cdot \operatorname{tg} \rho \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial s_2} - \frac{\sigma}{r} [\sin(\delta + \rho) - \cos \delta] \cdot \frac{1 + \sin \rho}{\cos \rho} \cdot \operatorname{tg} \rho &= -\gamma \cdot \frac{\cos(\delta)}{\cos \rho}. \end{aligned} \quad (4.122)$$

Trong đó: s_1 và s_2 - Tương ứng với chiều dài cung của các đường đặc tính thuộc họ các đường trượt thứ nhất và thứ hai.

Để tích phân các phương trình (4.122) Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã sử dụng phương pháp tính gần đúng trên cơ sở thay thế các đường trượt (nhận được từ kết quả xây dựng lưới các đường đặc tính) bằng các đường có dạng gần đúng.

Nếu cho rằng, lực ma sát trong khối đá gần cổ giếng bằng 0,0 thì lực chủ động “P” tác dụng lên kết cấu chống giữ cổ giếng sẽ có hướng tác dụng theo hướng pháp tuyến đối với kết cấu chống, còn các đường trượt (giới hạn các khối trượt) có thể tiếp nhận dạng các đường thẳng (xem hình H.4.25) tạo thành những góc “ $[(3\pi/4) - (\rho/2)]$ ” với trục “Or”.

Trong trường hợp này, biến dạng sẽ hướng dọc theo trục “Oz” và:

$$\delta = -\left[\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}\right] = \text{const.} \quad (4.123)$$

Khi đó, từ phương trình thứ nhất của hệ phương trình (4.122), sau khi xét tới đẳng thức (4.123) và mối quan hệ:

$$ds_1 = \frac{dr}{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}\right)} \quad (4.124)$$

các nhà địa cơ học có thể nhận được phương trình vi phân để xác định hàm ứng suất “ σ ”:

$$\frac{d\sigma}{dr} - \beta_1 \cdot \frac{\sigma}{r} + \frac{\gamma}{\cos \rho} = 0. \quad (4.125)$$

Trong đó:

$$\beta_1 = 2 \cdot \text{tg} \rho \cdot \text{tg} \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right].$$

Sau khi tích phân phương trình (4.125), các nhà địa cơ học tìm được biểu thức:

$$\sigma = \left[\frac{\gamma}{(\beta_1 - 1) \cdot \cos \rho} \right] \cdot r + C \cdot r^{\beta_1}. \quad (4.126)$$

Trong đó: C - Hằng số tích phân.

Các biểu thức cho ứng suất trong vùng cân bằng giới hạn, bao phủ bằng lưới các đường đặc tính (hình H.4.25), được xác định như sau:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{\gamma \cdot (1 - \sin \rho)}{(\beta_1 - 1) \cdot \cos \beta} \cdot r - \frac{R_n}{2} \cdot \cot \rho + C \cdot (1 - \sin \rho) r^{\beta_1}; \\ \sigma_z = \sigma_\theta &= \frac{\gamma \cdot (1 + \sin \rho)}{(\beta_1 - 1) \cdot \cos \beta} \cdot r - \frac{R_n}{2} \cdot \cot \rho + C \cdot (1 + \sin \rho) r^{\beta_1}; \quad (4.127) \\ \tau_{rz} &= 0.\end{aligned}$$

Trong đó: C - Hằng số tích phân phải được xác định từ các điều kiện biên:

$$\sigma_z = q \text{ khi}$$

$$r_1 = r_b + z_1 \cdot \operatorname{tg} \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right]; \quad (4.128)$$

r_1 - Toạ độ hướng tâm (theo hướng bán kính) của điểm giao cắt đường đặc tính thuộc họ đường trượt thứ nhất so với mặt đất $z=0$; z_1 - Toạ độ trên trục thẳng đứng của điểm giao cắt của đường đặc tính thuộc họ đường trượt thứ nhất so với tường thành đá của cổ giếng đứng.

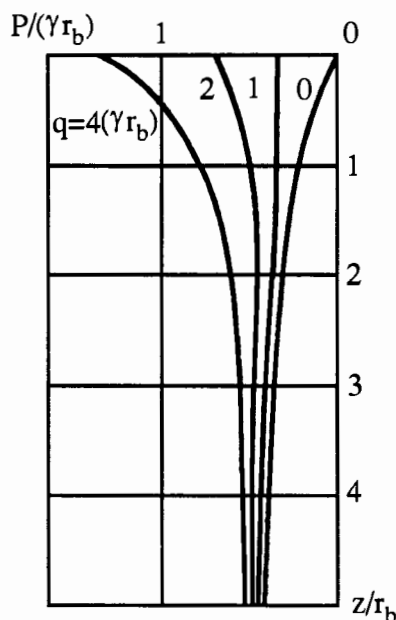
Từ công thức đầu tiên của hệ phương trình (4.127), khi $r=r_b$, Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã tìm ra biểu thức để đánh giá giá trị tải trọng "P" tác dụng theo phương pháp tuyến lên kết cấu chống giữ cổ giếng đứng tùy thuộc vào khoảng cách " z_1 " đến mặt đất [1, 2]:

$$\begin{aligned}P(z_1) &= \gamma \cdot \frac{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right)}{\beta_1 - 1} \cdot r_b \cdot \left[1 - \left(\frac{r_b}{r_1} \right)^{\beta_1 - 1} \right] + \\ &+ q \cdot \left(\frac{r_b}{r_1} \right)^{\beta_1} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right) + \frac{R_n}{2} \cdot \cot \rho \cdot \left[\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right) \cdot \left(\frac{r_b}{r_1} \right)^{\beta_1} - 1 \right]. \quad (4.129)\end{aligned}$$

Trong trường hợp cho các loại đất đá có đặc tính $R_n=0$ (đá hoàn toàn rời rạc dưới dạng các hạt rời), biểu thức (4.129) sẽ có dạng đơn giản như sau:

$$P(z_1) = \gamma \cdot \frac{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right)}{(\beta_1 - 1)} \cdot r_b \cdot \left[1 - \left(\frac{r_b}{r_1} \right)^{\beta_1 - 1} \right] + q \cdot \left(\frac{r_b}{r_1} \right)^{\beta_1} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right). \quad (4.130)$$

Để minh họa cho lời giải trên đây, Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã tiến hành đánh giá quy luật phân bố áp lực "P" tác dụng lên cổ giếng đứng xây dựng trong vùng cát ($R_n=0$) có trọng lượng thể tích " γ " và góc ma sát trong $\rho=30^\circ$ với giá trị tải trọng tác dụng từ mặt đất lần lượt bằng: $q=0$, $q=2 \cdot \gamma \cdot r_b$, $q=4 \cdot \gamma \cdot r_b$, $q=10 \cdot \gamma \cdot r_b$.



H.4.28. Các sơ đồ phân bố áp lực tác dụng lên kết cấu chống giữ cổ giếng tùy thuộc vào độ sâu vị trí gần gương giếng đứng (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [2, 3]).

Kết quả tính toán và khảo sát thể hiện trên hình H.4.28 dưới dạng các sơ đồ mô tả sự phân bố áp lực “P” tác dụng lên kết cấu chống giữ cổ giếng tùy thuộc vào độ sâu vị trí “z” tính từ mặt đất.

Kết quả phân tích các sơ đồ phân bố áp lực tác dụng lên kết cấu chống giữ cổ giếng đứng cho thấy:

- * Trong trường hợp không có sự tác dụng bổ sung của áp lực từ phía mặt đất ($q=0$), áp lực P tác dụng lên kết cấu chống giữ cổ giếng sẽ gia tăng từ giá trị bằng 0,0 đến giá trị bằng $P=(0,58.\gamma.r_b)$;

- * Sự ảnh hưởng tác dụng của áp lực bổ sung từ phía mặt đất sẽ chỉ thể hiện rõ nét tại khu vực đất đá gần mặt đất;

- * Với sự gia tăng dần độ sâu “z”, đường cong áp lực P(z) sẽ tiệm cận dần tới đường áp lực $P=(0,58.\gamma.r_b)$;

- * Kích thước vùng ảnh hưởng của cổ giếng đứng và kích thước vùng ảnh hưởng của gương thi công công trình không vượt quá giá trị $z=(5.r_b)$.

4.4. Các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá khi khai thác mỏ

4.4.1. Chuyển dịch của đất đá khi khai thác trong lò chợ

Sự chuyển dịch đất đá do tiến hành các công tác khai thác sẽ phát triển trên suốt chiều cao vùng khối đá nằm phía trên khu vực khai đào cho tới mặt đất. Sự chuyển dịch này sẽ gây nên trong khối đá các quá trình nén ép, đẩy trôi, kéo và trượt. Đất đá trong trường hợp này sẽ bị biến dạng (đàn hồi, đàn-nhớt, đàn-nhớt-dẻo) và phá huỷ. Mức độ biến dạng khối đá phụ thuộc vào một loạt các yếu tố mỏ-địa chất và kỹ thuật-công nghệ mỏ.

Trong địa tầng khai thác theo hướng phía trên không gian khai thác sẽ hình thành ba vùng khối đá đặc trưng bởi những mức độ phá huỷ đá khác nhau:

- * Vùng sụt lở;

- * Vùng biến dạng uốn với quá trình phá huỷ đặc tính liên khối của các lớp đất đá thể hiện dưới dạng khe nứt;

- * Vùng biến dạng uốn đều đặn không có hiện tượng phá huỷ đặc tính liên khối của các lớp đất đá.

Sau khi bị mất lớp nền (lớp trụ) và treo trong khoảng không gian khai thác, các lớp đất đá sẽ truyền trọng lượng của mình vào khối đá bao quanh lò chợ. Tại đây hình thành vùng áp lực tựa có ứng suất theo phương thẳng đứng lớn hơn giá trị “ $\gamma.H$ ”.

Theo đặc tính biến dạng của các lớp đất đá và các nguyên nhân gây nên chuyển dịch, sau thời điểm kết thúc quá trình chuyển dịch đất đá trong không gian khai thác sẽ hình thành ba vùng đặc trưng (hình H.4.29):

- * Vùng I - Vùng dịch chuyển toàn phần (vùng giảm tải);

- * Vùng II,a và II,b - Vùng chịu uốn lớn nhất;

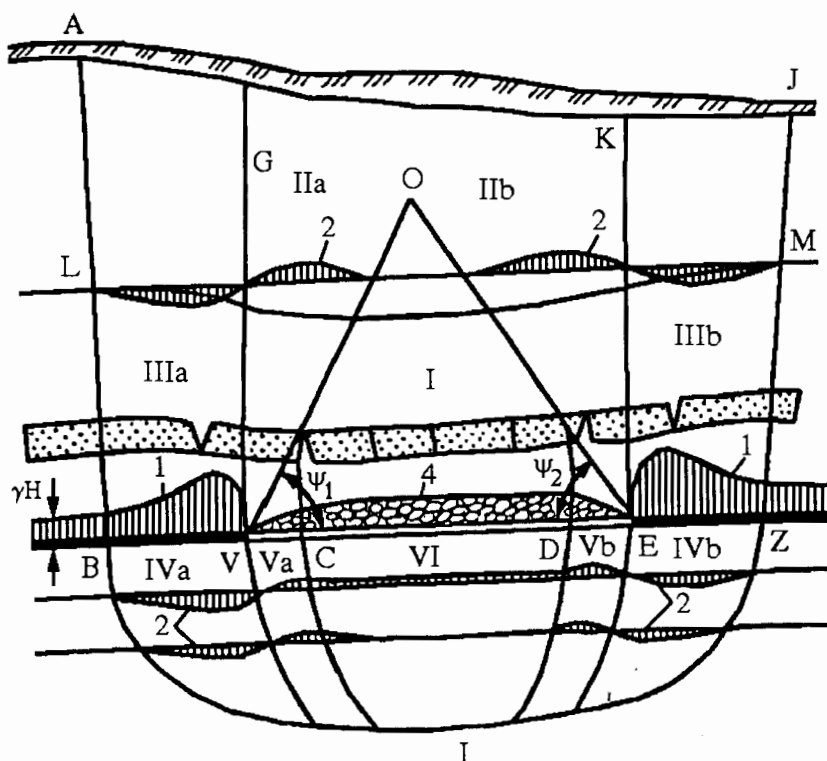
- * Vùng III,a và III,b - Vùng bị nén ép (vùng áp lực tựa).

Sau khi kết thúc chuyển dịch, đá trong vùng chuyển dịch toàn phần “VOE” sẽ nằm trong trạng thái song song với vị trí ban đầu (“vị trí nguyên sinh”).

Vùng chuyển toàn phần được giới hạn bởi các đường thẳng nối từ các vị trí biên lò chợ dưới các góc chuyển dịch toàn phần ψ_1, ψ_2 . Tuy nhiên, tại các đoạn gần khoảng không gian khai thác vỉa, biên của các đường này (biên của vùng chuyển dịch toàn phần) sẽ không tiếp giáp với biên của đường lò khai thác.

Các vùng áp lực tựa sẽ phát triển từ các đường biên giới chuyển dịch khối đá khai thác “LB” và “MZ” đến các đường “VG” và “EK” sẽ

được nối với các vị trí giới hạn vùng khai thác. Các vùng chịu uốn lớn nhất sẽ nằm giữa các vùng chuyển dịch toàn phần và vùng áp lực tựa ("II,a" và "II,b").



H.4.29. Sơ đồ chuyển dịch của khối đá trong vùng khai thác khoáng sản (theo Viện VNIMI [5]).

Trong khối đá tại nền vỉa sẽ xảy ra quá trình hình thành các vùng áp lực tựa và vùng giảm tải. Đất đá trong vùng áp lực tựa sẽ bị nén ép. Còn trong vùng giảm tải, đất đá sẽ bị trương nở và bị nâng lên về phía khu vực của lò chợ khai thác (các vùng chịu nén ép "IV,a", "IV,b"; các vùng trương nở và bị nâng lên không đều "V,a", "V,b"; vùng giảm tải VI).

Đường bao phía ngoài của tất cả các vùng nêu trên sẽ tạo nên đường biên của vùng ảnh hưởng từ phía lò chợ (ALBIZMJ).

Phần khối đá trong vùng ảnh hưởng của lò chợ nằm phía trên vỉa khoáng sản gọi là vùng trên vỉa khai thác (vùng vách). Còn phần nằm ở

phía dưới vĩa gọi là vùng dưới vĩa khai thác (vùng trụ). Tương ứng với quan niệm đó, các nhà khoa học đã phân biệt các vùng giảm tải phía trên và phía dưới khi khai thác.

Chiều cao thực tế của vùng bờ rời mạnh có thể xác định theo công thức của Borixôv A. A. [5]:

$$h_p = \left(\frac{m - h_c}{k_{cp} - 1} \right). \quad (4.131)$$

Trong đó: m - Chiều dày lớp khâu của vĩa khoáng sản; h_c - Giới hạn mức độ hạ trần tự nhiên của nóc chủ yếu; k_{cp} - Hệ số bờ rời trung bình.

Trong trường hợp vĩa thoải sẽ không xảy ra hiện tượng bờ rời toàn phần của đất đá lớp vách chủ yếu. Theo Kuznhezov G. N., quá trình sụt lở sẽ dừng lại khi thoả mãn điều kiện $h_{n+1} > h_c$ (ở đây: h_{n+1} - Chiều dày lớp giới hạn vùng đất đá bị bờ rời mãnh liệt).

Chiều cao vùng sụt lở “h” cho tới thời điểm đá bị nén chặt có thể được tính theo công thức:

$$h = \left(\frac{m}{k_p - 1} \right). \quad (4.132)$$

Trong đó: k_p - Hệ số bờ rời của đá [5].

Do vụ sụt lở đầu tiên của đá vách trực tiếp xảy ra khi diện tích mặt lộ đá không lớn, cho nên mức độ bờ rời của đá theo hướng vuông góc với mặt phân lớp sẽ không lớn (nhiều lần nhỏ hơn mức độ bờ rời của chính các loại đá đó trong chế độ sụt lở ổn định của khối đá).

Sự thay đổi hệ số nén chặt của đá sẽ xuất hiện do các độ cao khác nhau của vùng sụt lở. Chiều cao vùng sụt lở phải phụ thuộc vào chiều dày của vĩa than. Trên khu vực tính từ gương chuyển dịch lò chợ đến mặt tiếp xúc của lớp đầu tiên tại vùng bóc tách và vùng đất đá sụt lở, lớp đá này sẽ bị hạ dần xuống cùng với một mức độ mà không phụ thuộc vào chiều dày của lớp vĩa được khai thác.

Tại vị trí tiếp giáp, đất đá sụt lở sẽ bắt đầu tiếp nhận khối lượng của các lớp đất đá nằm phía trên. Dưới tác dụng của tải trọng, đầu tiên chúng sẽ biến dạng một cách tương đối đều đặn, giống nhau và không phụ thuộc vào chiều cao lớp biến dạng. Tuy nhiên, tại giai đoạn tiếp theo bắt đầu từ một thời điểm nhất định “độ linh hoạt” của lớp đất đá sẽ bị triệt tiêu. Nó sẽ bắt đầu bị biến dạng và chịu sự phụ thuộc một cách trực tiếp vào tải trọng.

Khi lớp đất đá có chiều dày nhỏ, giá trị “độ linh hoạt” này sẽ bị triệt tiêu một cách nhanh chóng. Chiều cao lớp đất đá càng lớn thì thời

gian tiếp tục biến dạng của lớp càng tăng, và do đó, sẽ làm gia tăng vùng đất đá có hệ số nén chặt ổn định (điều này xảy ra trong vùng đất đá sụt lở tính từ gương lò chợ).

Theo số liệu của Viện VNIMI (CHLB Nga), kích thước của vùng bóc tách lớp sẽ được giới hạn bằng giá trị $30 \div 35$ lần chiều dày trong trường hợp các loại nứt nẻ sắp xếp theo hướng vuông góc với mặt phân lớp, và bằng một giá trị giới hạn nhỏ hơn nhiều trong trường hợp các loại nứt nẻ được sắp xếp theo hướng song song với mặt phân lớp. Kết quả quan sát thực tế cho thấy, chiều cao vùng bóc tách lớp không luôn luôn tỷ lệ thuận với chiều dày của vỉa.

Chiều dày lớp khâu của vỉa gây ra sự ảnh hưởng đến chiều cao vùng bóc tách lớp. Tuy nhiên, sự ảnh hưởng này không mang đặc tính trực tiếp, mà thể hiện chỉ qua một khoảng cách nào đó khi các lớp đá lún sẽ nhận được gối tựa từ phía sau gương lò chợ chuyển dịch. Nhiều nhà địa cơ học cho rằng, chiều cao vùng bóc tách lớp bằng một khoảng cách, trong giới hạn đó các lớp đá phía trên vùng khai thác sẽ tựa trên phần đất đá bị nén ép chặt trong vùng sụt lở.

Đường giới hạn vùng áp lực tựa là đường hình học nối liền các điểm giới hạn đặc trưng cho sự chuyển đổi trạng thái đất đá từ biến dạng nén sang biến dạng kéo. Đường giới hạn này sẽ kết thúc tại vị trí gần gương lò chợ và nghiêng xuống phần phía dưới khối đá dưới một góc nghiêng nhất định hướng về phía sụt lở.

4.4.2. Biến dạng và phá huỷ của đất đá vách trực tiếp và vách cơ bản

Biến dạng của đất đá trong vùng chuyển dịch xuất hiện trong một tổ hợp các chủng loại biến dạng khác nhau: hiện tượng lún, hạ các lớp; hiện tượng hạ lún địa tầng đất đá dưới tác dụng của áp lực tựa; hiện tượng chuyển dịch của đất đá dọc theo các mặt phẳng phân lớp; hiện tượng bóc tách và sụt lở đất đá vách trực tiếp của vỉa và các dạng biến dạng khác.

Sự chuyển dịch của đất đá có thể xảy ra với những đặc tính: không xảy ra hiện tượng phá hoại đặc tính liên khối; tồn tại quá trình hình thành nứt nẻ, đứt gãy; tồn tại hiện tượng sụt lở. Sự khác biệt trong các đặc tính chuyển dịch của đất đá bao quanh lò chợ là kết quả từ sự kết hợp giữa các yếu tố mỏ-địa chất và các yếu tố địa kỹ thuật.

Các yếu tố mỏ-địa chất và các yếu tố địa kỹ thuật chủ yếu gây nên sự ảnh hưởng đến đặc tính chuyển dịch của đất đá bao gồm:

- * Đặc tính cơ-lý và đặc tính cấu tạo của khối đá;
- * Góc nghiêng của các lớp đá;

- * Độ sâu và chiều dày của vỉa khai thác;
- * Các kích thước của không gian khai thác (kích thước lò chợ);
- * Đặc điểm của hệ thống khai thác;
- * Chiều dày của các lớp đất đá phủ rơi xốp;
- * Mức độ ngậm nước của đất đá.

Quá trình chuyển dịch của đất đá trong lò chợ bắt đầu xảy ra từ hiện tượng uốn chậm chạp của nóc vỉa. Nếu lò chợ rời ra xa khỏi lò cắt trên một khoảng cách nhỏ thì nóc trực tiếp sẽ nằm trong trạng thái ổn định và sự chuyển dịch của chúng sẽ thể hiện dưới dạng những đại lượng không lớn. Tuy theo mức độ gia tăng diện tích không gian khai thác, tại đây sẽ xuất hiện ngày càng nhiều các khu vực đá nóc bị ảnh hưởng nằm trong địa tầng trên vỉa khai thác và gia tăng mức độ uốn của các lớp đá đó. Sau đó, các lớp đá nằm phía dưới sẽ tách rời khỏi các lớp đá nằm phía trên, sẽ bị phá hủy thành các khối, các dầm đá riêng biệt và sụt lở.

Quá trình này sẽ có xu thế phát triển lên phía khối đá nằm phía trên cho tới thời điểm khi vùng đất đá bờ rời-sụt lở gia tăng thể tích tới mức độ có khả năng điền đầy khoảng không gian khai thác. Trong trường hợp kích thước không gian khai thác lớn, quá trình chuyển dịch đá sẽ phát triển cho mãi tới bề mặt đất.

Có thể xem rằng, khi lò chợ chuyển dịch từ lò cắt, vách trực tiếp sẽ lộ dần ra và sẽ làm việc tương tự như một tấm ngàm bốn mặt. Biến dạng uốn sẽ phát triển trong tấm này. Biến dạng uốn này sẽ gây nên hiện tượng sụt lở đầu tiên. Chế độ làm việc như vậy gọi là chế độ làm việc đầu tiên của vách trực tiếp.

Độ dài tối đa của vách trực tiếp trong chế độ này gọi là bước sập đổ (bước sụt lở) đầu tiên. Bước sập đổ đầu tiên của vách trực tiếp có thể đạt tới giá trị bằng 20 m. Trong quá trình chuyển dịch của lò chợ tiếp theo sẽ xảy ra hiện tượng vách trực tiếp bị lún, sụt theo chu kỳ. Chế độ làm việc như thế này gọi là chế độ chuyển động ổn định của vách trực tiếp. Sự chuyển dịch của lò chợ và, từ đây, các sụt lở của vách trực tiếp sẽ dẫn đến sự hình thành và, sau đó, sự gia tăng diện tích mặt lộ của vách chủ yếu. Giai đoạn này gọi là chế độ làm việc đầu tiên của vách chủ yếu. Trong thời gian đó, vách chủ yếu cũng sẽ làm việc tương tự như một tấm ngàm bốn mặt. Tùy theo mức độ gia tăng chiều dài mặt lộ, giá trị biến dạng của vách sẽ tăng dần lên.

Trong giai đoạn này, vách trực tiếp sẽ bị chất tải bằng tự trọng và trọng lượng của một tập (một chồng) lớp đá yếu hơn phủ lên phía trên nó. Tại thời điểm khả năng mang tải của vách trực tiếp bị triệt tiêu, nó sẽ bị sụt lở. Hiện tượng này gọi là quá trình sụt lở đầu tiên (hay sụt lở tổng

quan) của vách chủ yếu. Quá trình này sẽ xảy ra trên chiều dài bằng khoảng $25 \div 100$ m.

Tại giai đoạn tiếp theo, sự chuyển dịch của các lớp đất đá nằm phía trên sẽ xảy ra theo quy luật chu kỳ mang tính lặp đi lặp lại. Biến dạng và phá huỷ của các lớp trong chế độ chuyển dịch ổn định sẽ phát triển từ phía dưới lên phía trên. Đầu tiên đất đá vách trực tiếp sẽ bị phá huỷ. Sau đó, cùng với sự phát triển của công tác khai thác, đất đá vách cơ bản (vách chủ yếu) cũng sẽ bị phá huỷ cùng với một phần của các lớp đất đá nằm trực tiếp ngay phía trên.

Chiều dày của lớp đất đá càng lớn thì độ cứng của nó cũng càng lớn, và tương ứng, dưới tác dụng của tự trọng, độ uốn của nó càng lớn. Do đó, lớp đá không thể giải phóng một cách hoàn toàn khỏi tải trọng tác dụng từ phía các lớp đất đá nằm phía trên.

Khi đó, mômen uốn do tác dụng của tự trọng sẽ được gia tăng thêm bởi giá trị mômen hình thành do các lực tác dụng tăng dần tùy theo mức độ gia tăng chiều dày của lớp đất đá. Vì vậy, trong quá trình phá huỷ do hiện tượng uốn, sự gia tăng tiếp theo của chiều dày lớp đá sẽ làm cho độ dài của dầm đá côngxôn dần dần giảm xuống (và có thể hoàn toàn làm cho độ dài này ngừng gia tăng).

Tại thời điểm lớp đá đạt tới một chiều dày nhất định, độ cứng của nó sẽ lớn tới mức làm cho độ uốn của nó trên thực tế gần bằng 0,0 dưới tác dụng của tự trọng. Trong trường hợp này, lớp đá không được giải phóng khỏi tải trọng sẽ xuất hiện trước khi xảy ra hiện tượng bóc tách lớp.

Giá trị tải trọng này sẽ được xác định trên cơ sở độ sâu khai thác, khoảng cách tính từ biên lò chợ so với mặt đất và trạng thái của nó. Trong trường hợp này, chiều dài của côngxôn không thể tồn tại, tích lũy được như kích thước cần phải có trong trường hợp chịu uốn.

Khi đó, biến dạng uốn sẽ được thay thế bằng hiện tượng đứt vỡ hoặc hiện tượng cắt. Trong quá trình đứt vỡ hoặc cắt, bước sập đổ (phá huỷ, sụt lở) gần như không phụ thuộc vào chiều dày của lớp đất đá. Trong những điều kiện nhất định trên thực tế bước sập đổ sẽ bằng chiều rộng dải khẩu than (nghĩa là bằng chiều rộng phạm vi khẩu của máy khai thác).

Tùy thuộc vào chủng loại cụ thể của biến dạng, các đoạn (phần) đá phá huỷ, tách rời ra từ các lớp đất đá sẽ có hình dạng khác nhau. Tùy theo hướng chuyển dịch của lò chợ, trong quá trình uốn tại đây sẽ hình thành các khối đất đá với kích thước lớn hơn chiều dày của lớp đá. Tùy theo hướng chuyển dịch của lò chợ, trong quá trình đứt vỡ hoặc cắt tại đây sẽ hình thành các khối đất đá với kích thước nhỏ hơn chiều dày của lớp đá.

Tuỳ thuộc vào hình dạng và kích thước của mình, các khối đất đá sẽ chuyển dịch theo các quy luật khác nhau vào phía trong không gian khai thác.

Trong hệ thống các khối có chiều dài lớn hơn chiều dày, dạng chuyển dịch chủ yếu của chúng sẽ là hiện tượng xoay (hiện tượng quay) tương hỗ giữa chúng với nhau; còn hiện tượng trượt giữa các khối đứt vỡ chỉ mang đặc tính phụ trợ (chỉ có vai trò thứ yếu).

Trong hệ thống các khối có chiều dài nhỏ hơn chiều dày, hai dạng chuyển dịch xoay tương hỗ và trượt giữa các khối đứt vỡ sẽ kết hợp lại với nhau. Trong những điều kiện nhất định, hai dạng chuyển dịch xoay tương hỗ và trượt giữa các khối đứt vỡ có thể xảy ra đồng thời. Còn trong những điều kiện khác sẽ xảy ra hiện tượng trượt của tổ hợp các khối đứt vỡ đã bị xoay trước đó.

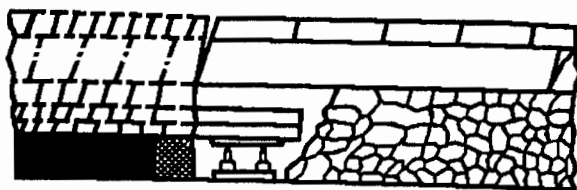
Ưu thế của dạng chuyển dịch tương hỗ này hay dạng chuyển dịch tương hỗ khác trong hệ thống các khối đứt vỡ phụ thuộc vào tỷ lệ giữa các kích thước của các khối và chiều dày khâu của vỉa. Trên cơ sở hình thành hai dạng khác nhau hệ thống các khối đứt vỡ của lớp đá vách, Kuznhetsov X. T. đã phân chia các vỉa than ra thành hai nhóm (hình H.4.30).

* Nhóm vỉa thứ nhất bao gồm các vỉa than có các lớp đất đá trực tiếp phía trên với chiều dày nhỏ và trung bình. Chúng sẽ bị phá huỷ chủ yếu từ quá trình uốn và tạo thành các khối: các khối hỗn loạn từ lớp dưới sẽ sập đổ vào nền vỉa; còn các khối của các lớp trên sẽ theo một quy luật nhất định đổ xuống hoặc chuyển dịch (trượt) mà không đổ xuống từ hệ thống các khối đứt vỡ chung. Theo nguyên tắc, chiều dài của các khối sập đổ trong nhóm này sẽ lớn hơn chiều dày của các lớp. Quá trình sập đổ sẽ tuân theo hoặc sẽ không tuân theo quy luật, các khối sập đổ có thể sẽ bị phá huỷ tiếp theo thành các khối có kích thước nhỏ hơn. Chiều cao của vùng các khối sập đổ hỗn loạn có thể bị biến đổi và phụ thuộc vào tỷ lệ giữa các kích thước của khối sập đổ và chiều cao của khoảng không gian mà trong đó chúng có thể chuyển dịch được. Trong những điều kiện nhất định (chiều dày nhỏ của vỉa than, chiều dày lớn của các lớp đất đá), vùng này có thể hoàn toàn không tồn tại. Nghĩa là, ngay chính các khối sập đổ phía dưới sẽ đổ xuống một cách hỗn loạn.

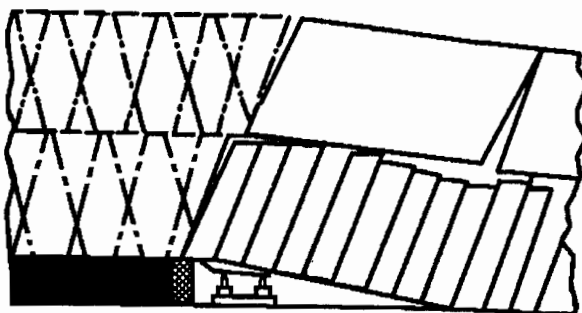
* Nhóm vỉa thứ hai bao gồm các vỉa than có các lớp đất đá nằm trực tiếp phía trên với chiều dày lớn. Chúng sẽ bị phá huỷ trực tiếp từ quá trình đứt vỡ hoặc cắt thành các khối ngắn. Theo quy luật, các khối sẽ sập đổ vào nền (trụ) vỉa hoặc chuyển dịch (trượt) mà không đổ xuống từ hệ thống các khối đứt vỡ chung. Trong trường hợp này, chỉ có các cục đất đá từ vách giả và các cục, mẫu đá xuất hiện từ quá trình nén ép các khối

đất đá tại vị trí khớp nối giữa chúng với nhau mới có thể đổ xuống một cách hỗn loạn.

a)



b)



H.4.30. Sơ đồ biến dạng của các lớp đất đá gần lò chợ và quá trình phá huỷ đá vách tạo thành các khối đứt vỡ: a - Trong quá trình uốn; b - Trong quá trình cắt (theo Borixov A. A. [5]).

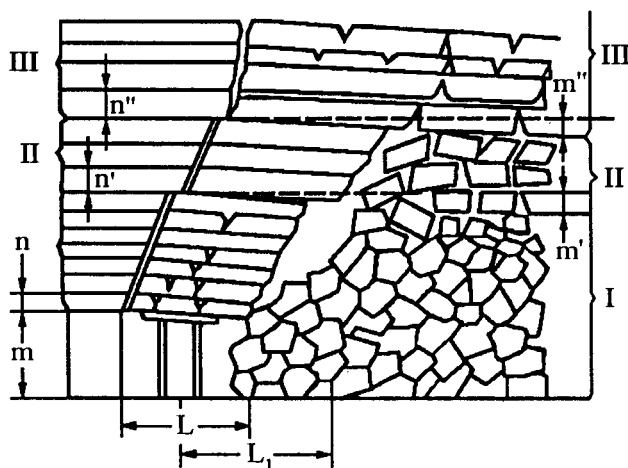
Các vỉa than thuộc nhóm thứ nhất có thể bao gồm các vỉa có các đặc tính: tại nóc của chúng có các lớp đất đá với chiều dày nhỏ hơn 1 m; còn mặt tiếp giáp giữa chúng với nhau đặc trưng bởi hệ số ma sát và lực dính kết nhỏ. Nếu khoảng cách giữa các mặt tiếp xúc, các hệ số ma sát và dính kết không lớn thì các vỉa này có thể đưa vào nhóm vỉa thứ hai.

Dưới đây sẽ tiến hành xem xét quá trình biến dạng của các lớp đất đá mỏng và các lớp đất đá có độ dày trung bình trong vùng sập đổ. Cơ chế phá huỷ và sập đổ lớp đá nóc do Kuznhexov G. N. xây dựng và đề xuất. Kuznhexov G. N. đã chứng minh rằng, sự sập đổ của các lớp đất đá của vách trực tiếp vào không gian khai thác sẽ xảy ra trong những điều kiện, khi chiều dày các lớp đá vách nhỏ hơn chiều dày của vỉa ($h < m$).

Thông thường các lớp đá vách không thể sập đổ vào trong không gian khai thác khi thoả mãn điều kiện " $h > m$ ". Bởi vì, trong quá trình nứt

vỡ các lớp đá sẽ tạo nên các khối riêng biệt. Khi đó, trong chúng sẽ xuất hiện các lực đẩy (lực nén ép) theo hướng mặt phân lớp.

Lực này sẽ nén ép chúng, liên kết chúng vào với nhau và quá trình lún hạ sẽ xảy ra như hiện tượng quay (xoay) của lớp vách mà không triệt tiêu khả năng mang tải của chúng. Do chiều dày của các lớp không vượt quá $0,5 \div 0,7$ m, cho nên các trường hợp tương tự chỉ có thể xảy ra trong những vỉa hết sức mỏng.



H.4.31. Sơ đồ sập đổ và chuyển dịch của đá vách
(theo Kuznhexov G. N. [5])

Khi $h < m$, cơ chế hình thành vùng phá huỷ, sập đổ sẽ xảy ra theo nguyên tắc như sau (hình H.4.31): nếu trên vỉa có các lớp đá với chiều dày nhỏ $[(2 \div 2,5) \cdot h] < m$ thì sau khi đã làm thay đổi một cách đột biến trạng thái nguyên sinh của mình, chúng sẽ bị sập đổ và trong quá trình rơi sẽ chuyển vào trạng thái vỡ vụn dưới dạng một đồng cục, mẫu, khối đá vỡ vụn hỗn loạn (vùng I).

Sau khi các lớp đất đá đầu tiên của vách trực tiếp bị sập đổ, chiều cao của khoảng không gian tự do giữa đất đá sập đổ và các lớp đá nóc sẽ giảm xuống so với chiều dày của vỉa. Sự suy giảm chiều cao phụ thuộc vào hệ số bờ rời của đất đá sập đổ " k_p ". Theo Kuznhexov G. N., giá trị hệ số bờ rời đất đá trong vùng I thay đổi trong khoảng $1,05 \div 1,80$ (bảng 4.2).

Nếu ngay trực tiếp phía trên vỉa tồn tại các lớp đất đá dày hơn $[(2 \div 2,5) \cdot h'] < m$ hay trong quá trình sập đổ chiều cao của không gian tự do m' trở thành nhỏ hơn $2 \div 2,5$ lần giá trị chiều dày lớp nằm phía trên

tiếp theo thì khi đó sẽ bắt đầu quá trình hình thành phần thứ hai phía trên của vùng sập đổ. Quá trình sập đổ đất đá tại đây xảy ra một cách có quy luật với hệ số bờ rời $k_p=1,05\div 1,25$.

Bảng 4.2. Hệ số bờ rời của đất đá sập đổ.

№	Chủng loại đất đá	Hệ số bờ rời của đất đá sập đổ “ k_p ”	
		Đất đá vừa mới sập đổ	Đất đá sập đổ với quá trình bờ rời dư
1	Cát liên kết	1,05÷1,15	1,01÷1,03
2	Đất sét	< 1,20	1,03÷1,07
3	Than hạt nhỏ	< 1,20	1,05
4	Đá phiến sét	1,60÷1,80	1,10
5	Đá phiến cát kết	1,60÷1,80	1,10÷1,15
6	Đá cát kết giòn	1,50÷1,80	-

Tuỳ theo mức độ sập đổ tiếp theo của các lớp đất đá vách, chiều cao của khoảng không gian tự do trở nên nhỏ hơn chiều dày riêng lẻ của lớp đất đá nằm phía trên ($h'' > m$). Trong trường hợp này, sự sập đổ hỗn loạn của các lớp đất đá vách sẽ dừng lại và bắt đầu chế độ làm việc trật tự của các khối nứt vỡ (vùng III).

Sự chuyển dịch trật tự của các khối có kích thước nhỏ sẽ phát triển cho tới lớp đá vách dày hơn. Lớp này hoặc bị uốn một cách đều đặn hoặc bị gãy trong giới hạn bước lún sụt của vách.

Từ đây, cần phải làm chính xác lại các khái niệm vách cơ bản và vách trực tiếp. Các khái niệm này đã được Kuznhexov G. N. định nghĩa một cách chuẩn xác như sau:

* Vách trực tiếp - đó là tập (tập, chồng) các lớp đất đá tạo thành vùng sập đổ hỗn loạn;

* Vách cơ bản - đây là tất cả các lớp đất đá còn lại hình thành vùng chuyển dịch của đất đá.

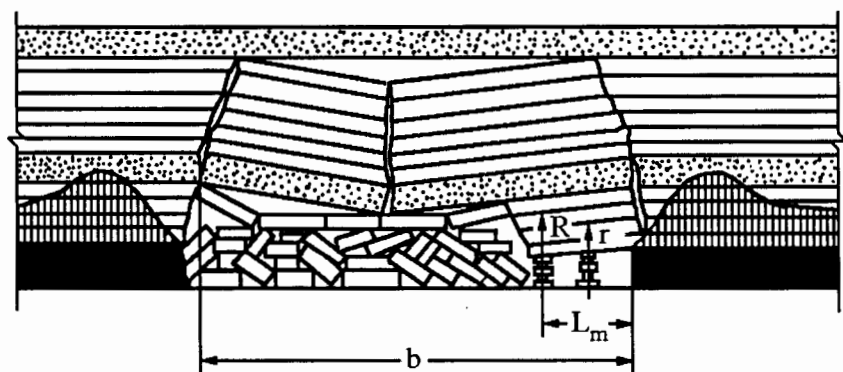
Theo Kuznhexov G. N., điều kiện để quá trình sập đổ dừng lại có dạng như sau:

$$h_{n+1} > h_c. \quad (4.133)$$

Trong đó: h_{n+1} - Chiều dày của lớp giới hạn bởi vùng bờ rời mãnh liệt; h_c - Khoảng cách giữa biên phía sau của vách cơ bản và đất đá phá huỷ của vách trực tiếp. Giá trị “ h_c ” gọi là giá trị giới hạn hạ tự do của vách cơ bản.

Đất đá phía trên vùng bờ rời mạnh sẽ bị biến dạng và phá huỷ tương tự như các tấm mỏng: trong chế độ sập đổ thứ nhất chúng sẽ bị biến dạng và phá huỷ như tấm bị ngàm bốn mặt vuông; trong chế độ sập đổ ổn định chúng sẽ bị biến dạng và phá huỷ như tấm côngxôn ngàm ba mặt vuông.

Sự bờ rời của các lớp đất đá vách phía trên vùng vỡ vụn mạnh xảy ra tương đối nhẹ nhàng. Theo Borixov A. A., hệ số bờ rời trung bình để cho các lớp này cần chọn trong giới hạn bằng $1,01 \div 1,05$.



H.4.32. Đặc tính sập đổ đầu tiên của vách cơ bản tại vùng giữa mặt cắt ngang (theo đường phương của vỉa) và sự phân bố áp lực tựa trên các vùng biên của vỉa khai thác (theo Borixov A. A. [5]).

Quy luật biến dạng và phá huỷ của đất đá vách có ý nghĩa quan trọng. Theo Borixov A. A., sự sập đổ đầu tiên của đất đá vách cơ bản có thể có dạng hình ôvan. Những khe nứt chủ yếu phía trong lớp này sẽ được sắp xếp theo dạng “phong bì dán kín” và hướng về phía các góc lộ của vách.

Khẩu độ của vụ sập đổ đầu tiên gọi là bước sập đổ đầu tiên của vách cơ bản. Đặc tính sập đổ đầu tiên của vách cơ bản tại mặt cắt ngang trung tâm, sự tác dụng tương hỗ giữa chúng với vách trực tiếp và đặc tính áp lực tựa tại các vùng biên của vỉa khai thác được mô tả trên sơ đồ hình H.4.32.

Các nứt, gãy của vách cơ bản trong chế độ chuyển dịch ổn định sẽ xảy ra theo quy luật nhất định. Khẩu độ của vách cơ bản gọi là bước sập đổ ổn định.

Như vậy, tùy thuộc vào mức độ nứt nẻ có thể cho rằng, chế độ làm việc của các lớp đất đá cứng có đặc tính tương tự như sau: trong một

số giai đoạn, chúng làm việc trong chế độ của tấm; trong những trường hợp khác, chúng làm việc trong chế độ của dầm; còn trong những trường hợp thứ ba, chúng làm việc trong chế độ hỗn hợp giữa dầm và tấm.

4.4.3. Đặc tính chu kỳ xuất hiện của áp lực mỏ trong lò chợ

Đặc tính phá huỷ, sập đổ và hạ trần đất đá trong không gian khai thác có ảnh hưởng đáng kể tới sự vận động của đất đá phía trên lò chợ. Trong quá trình chuyển dịch của lò chợ, một phần đất đá trong không gian khai thác bị treo, bị biến dạng và sập đổ sau khi bị mất đi mối liên kết với khối đá chủ yếu tại gương lò chợ cũng như dọc theo phía hông tính từ lò chợ.

Một phần đất đá khác (nằm cao hơn) sẽ bị uốn, bị bóc tách, nhưng vẫn giữ nguyên được mối liên kết với phần của các lớp đá còn cắm chặt trong khối đá. Các lớp đá tiếp theo (nằm phía trên các lớp này) chỉ bị uốn cong trên không gian khai thác. Các lớp trên nữa sẽ truyền tự trọng của mình xuống các khối đá bao quanh không gian khai thác.

Đất đá vách trực tiếp và vách cơ bản sẽ bị treo và sập đổ theo chu kỳ. Điều này sẽ dẫn đến sự thay đổi ứng suất theo chu kỳ tại các vị trí ngầm đất đá cả từ phía lò chợ và cả từ phía các khối đá hông.

Do đất đá vách trực tiếp và vách cơ bản trong quá trình phá huỷ-sập đổ sẽ gia tăng thể tích của mình, cho nên tại đây sẽ xảy ra hiện tượng trương nở đất đá hướng về phía dưới và làm cho tầng đất đá phía trên chỉ hạ xuống một cách nhẹ nhàng. Trong trường hợp này, hiện tượng trương nở của đất đá hướng về phía dưới của các lớp đất đá nằm phía trên sẽ mang tính chu kỳ. Vì vậy, biến dạng uốn của chúng sẽ mang đặc tính chu kỳ.

Khi tiến hành các công tác khai thác trong những điều kiện các lớp đá treo, trong không gian khai thác sẽ xảy ra quá trình phân bố lại ứng suất trong khối đá bao quanh. Kết quả sẽ hình thành hiện tượng tập trung ứng suất dưới dạng áp lực tựa.

Sự chuyển dịch của lò chợ là kết quả của quá trình khấu, cắt than. Trong quá trình khấu than theo bên sườn, máy khấu than sẽ chuyển dịch dọc theo lò chợ và tiến hành khấu cắt than. Kết quả khấu cắt than và làm lộ mặt đất đá vách sẽ làm thay đổi trạng thái ứng suất-biến dạng của đất đá và làm gia tăng nhanh biến dạng tại vị trí gần thiết bị bào-cắt than.

Quá trình dịch chuyển hệ thống các cột chống lò chợ ngay sau thiết bị bào-cắt than và việc làm lộ mặt vách cũng sẽ làm gia tăng giá trị ứng suất và tốc độ biến dạng tương ứng. Do đó, trong quá trình khấu than theo bên sườn trên mỗi chu kỳ sẽ hai lần làm thay đổi trạng thái ứng suất-biến dạng của đất đá.

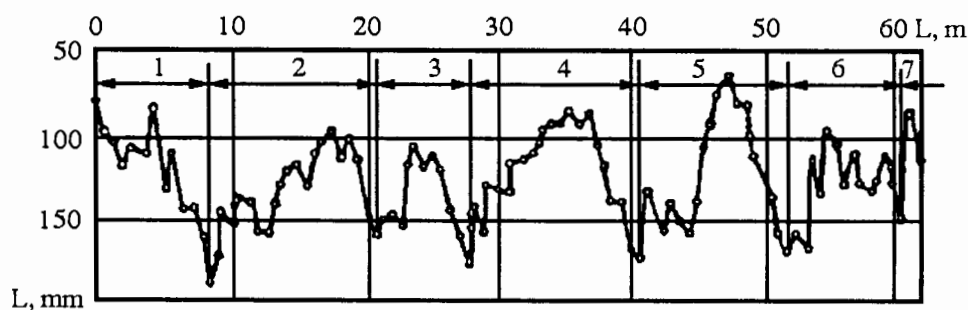
Sự thay đổi trạng thái ứng suất trong đất đá vách sẽ gây nên sự biến đổi trạng thái ứng suất-biến dạng của vỉa. Còn sự gia tăng ứng suất sẽ làm gia tăng hiện tượng bóc tách than và giá trị tải trọng tác dụng lên hệ thống cột chống trong lò chợ. Như vậy, công tác khấu các dải than trong phương pháp khấu dải rộng và dải hẹp sẽ gây nên sự thay đổi trạng thái ứng suất-biến dạng của đất đá theo chu kỳ. Trong khi đó, công tác khấu than và sự chuyển dịch của kết cấu chống giữ trong lò chợ sẽ dẫn đến hiện tượng treo của các dầm đá côngxôn.

Lớp đá càng bền và càng dày thì khẩu độ của côngxôn đá càng lớn. Trong trường hợp này, chiều dài côngxôn đất đá nằm phía trên phải bằng hay lớn hơn chiều dài của côngxôn đất đá nằm phía dưới và bước sập đổ côngxôn sẽ tăng lên cùng với sự rời xa khỏi vỉa.

Theo mức độ chuyển dịch lò chợ, các kích thước của côngxôn đá sẽ thay đổi theo chu kỳ. Từ đây, ứng suất trong vị trí liên kết sẽ tăng lên và giá trị tải trọng tác dụng lên kết cấu chống giữ sẽ thay đổi theo chu kỳ.

Đặc tính chu kỳ xuất hiện áp lực mỏ trong lò chợ đã được xác nhận từ lâu. Trong phần lớn các trường hợp đặc tính này liên quan đến tính chất chu kỳ của hiện tượng sập đổ của vách cơ bản.

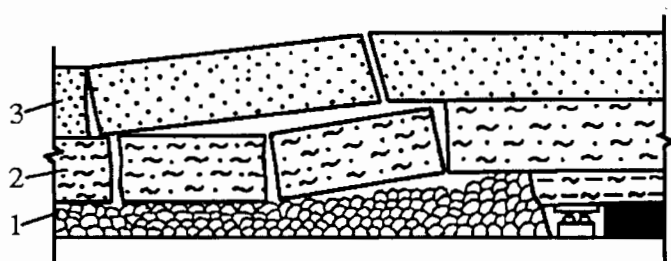
Sau những chu kỳ hạ trần lớn nhất lặp đi lặp lại theo quy luật như hình H.4.33 sẽ xảy ra những hiện tượng hạ trần nhỏ nhất sau những khoảng chuyển dịch tương tự. Trong trường hợp này, mỗi lớp đất đá theo chu kỳ sẽ bị treo và sập đổ ngay sau khi đạt tới giá trị khẩu độ lớn nhất của mình. Chúng sẽ góp phần vào quá trình động học của trạng thái ứng suất trong khối đá.



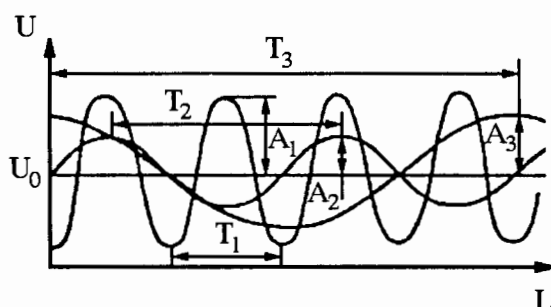
H.4.33. Sơ đồ hạ trần tại vị trí biên giới không gian khai thác (theo Borixov A. A. [5]).

Nếu vách cấu tạo từ một lớp đất đá thì sự thay đổi ứng suất và biến dạng sẽ có thể xảy ra theo quy luật gần với quy luật hình sin. Trong

trường hợp tại vách có một số lớp (hình H.4.34) và tồn tại sự chuyển dịch của lò chợ thì chiều dài côngxôn treo của lớp đá thứ nhất (lớp đá phiến sét 1) sẽ tăng lên. Tại thời điểm đạt tới giá trị chiều dài lớn nhất, côngxôn đất đá sẽ sập đổ. Lớp đá phiến cát kết 2 (nằm cao hơn) có độ bền và bước sập đổ lớn hơn. Vách cơ bản cấu tạo từ lớp đá cát kết sẽ còn có độ bền và bước sập đổ lớn hơn nữa.



H.4.34. Sơ đồ sập đổ của đá vách (theo Borixov A. A. [5]):
1 - Đá phiến sét; 2 - Đá phiến cát kết; 3 - Đá cát kết.



H.4.35. Các sóng hài hoà đặc trưng cho quá trình hạ trần của ba lớp đá vách: T_1 , T_2 , T_3 - Các chu kỳ của sóng hài hoà (bước sập đổ); A_1 , A_2 , A_3 - Các giá trị biên độ của sóng hài hoà; U_0 - Giá trị hạ trần trung bình (theo Borixov A. A. [5]).

Sự gia tăng ứng suất và biến dạng trong khối đá có liên quan với sự gia tăng của các côngxôn đá. Quá trình sập đổ của các côngxôn đá sẽ làm giảm giá trị ứng suất và biến dạng của đất đá theo chu kỳ. Do đó, mỗi lớp đá sẽ chuyển tác dụng lên biên vách và gây nên chuyển dịch. Những chuyển dịch này sẽ thay đổi tùy theo mức độ chuyển dịch của lò chợ theo quy luật hình sin. Hình H.4.35 giới thiệu quy luật thay đổi của

quá trình hạ trần dưới sự tác dụng của ba lớp đá với biên độ dao động A_1 , A_2 , A_3 và các chu kỳ T_1 , T_2 , T_3 .

Nếu tiến hành đo mức độ hạ trần trong lò chợ trên mỗi chu kỳ khi lò chợ chuyển dịch trên một khoảng cách lớn hơn bước sập đổ của vách cơ bản thì có thể nhận được đường cong ảnh hưởng tổng hợp của tất cả ba lớp đất đá của nóc trực tiếp và nóc cơ bản.

Để chỉ ra những hàm điều hoà và xác định các thông số của chúng, có thể khai triển hàm đầu tiên thành chuỗi Phuriê, nghĩa là, xác định gần đúng các giá trị chuyển dịch theo đường cong lý thuyết dưới dạng:

$$U = U_0 + \sum_{i=1}^n \left[A_i \cdot \cos \left(\frac{2\pi \cdot x}{T_i} + F_i \right) \right]. \quad (4.134)$$

Trong đó: U_0 - Giá trị chuyển dịch trung bình, mm; A_i - Biên độ của sóng hài hoà thứ "i", mm; T_i - Chu kỳ của sóng hài hoà thứ "i", m; F_i - Sự dịch chuyển theo pha của sóng hài hoà thứ "i"; n - Số lượng của các sóng hài hoà; x - Khoảng cách tính từ điểm đầu của vùng xem xét, m.

Đường cong thay đổi giá trị hạ trần tùy theo mức độ chuyển dịch của gương lò chợ nhận được từ phương trình sẽ là kết quả sự tác dụng của một số lớp đá tại nóc lò chợ. Đường cong này sẽ có dạng là tổng của một số đường hình sin.

Việc sử dụng sự phân tích sóng hài hoà sẽ được thực hiện trên cơ sở giả thiết tiến hành các quan sát thực nghiệm tại phần ngầm trong lò chợ khi gương tiến được một khoảng lớn hơn bước sập đổ của nóc chủ yếu. Mức độ hạ trần sẽ được đo trên mỗi chu kỳ tùy theo sự thay đổi độ cao của cột chống trong suốt thời gian khấu một dải than.

Sự thay đổi ứng suất của khối đá theo quy luật sẽ dẫn đến khả năng làm cho sự thay đổi biến dạng và mức độ hạ trần sẽ phải phụ thuộc vào mức độ thay đổi theo chu kỳ của các kích thước côngxôn đá. Trong đó, mỗi lớp đá sẽ hình thành phần chuyển dịch của mình. Giá trị chuyển dịch này cũng sẽ thay đổi theo chu kỳ.

Do các lớp đá có độ bền và chiều dày khác nhau, cho nên bước sập đổ sẽ thay đổi. Tuy nhiên, trong quá trình đó đặc tính quy luật sẽ giảm xuống. Nếu mỗi lớp tiếp theo có độ bền nhỏ hơn độ bền của lớp nằm phía dưới thì chúng sẽ bị uốn và sập đổ như là một lớp tổng hợp, một lớp thống nhất.

Từ đây các nhà địa cơ học đã rút ra kết luận rằng, bước sập đổ nhỏ sẽ tương ứng với đặc tính, tác động của lớp dưới, còn bước sập đổ lớn sẽ tương ứng với đặc tính và tác động của lớp phía trên.

Do vách thường cấu tạo từ một số lớp đá, cho nên mỗi lớp cấu thành chúng sẽ xác định sự xuất hiện chuyển dịch dạng sóng hài hoà với các thông số tương ứng với chiều dày và độ bền của các lớp.

Các nhà địa cơ học đã nhận thấy, trên thực tế tồn tại những chuyển dịch nhỏ nhất của đá vách. Giá trị chuyển dịch này không thay đổi và không phụ thuộc vào hiện tượng treo và sập đổ của dầm côngxôn đá. Mức độ hạ trần này có liên quan tới sự ảnh hưởng của đất đá nằm phía trên không gian khai thác và phụ thuộc vào những giá trị biến dạng có nguồn gốc tự trọng của đá cũng như sự tác động của các dầm côngxôn đá còn lại (dầm côngxôn dư).

Thành phần chuyển dịch cấu thành này của vách có thể gọi là chuyển dịch tĩnh học. Phần giá trị của chuyển dịch này phụ thuộc vào thành phần đất đá vách, chiều dày và đặc tính phân lớp của chúng cũng như độ cứng của hệ thống chống giữ trong lò chợ. Ví dụ, đối với loại vách cấu tạo bằng các lớp đá sét kết thì thành phần này có thể đạt tới giá trị bằng khoảng 70% tổng số giá trị hạ trần [17].

Giá trị ứng suất trong khối đá xuất hiện do sự gia tăng kích thước các dầm côngxôn đá của các lớp đá trong quá trình chuyển dịch lò chợ sẽ gây nên hiện tượng biến dạng, phá huỷ vách và hiện trạng hạ trần của vách trong không gian khai thác. Thành phần chuyển dịch cấu thành này của vách có thể gọi là chuyển dịch động học. Thành phần chuyển dịch này sẽ bằng hiệu số giữa những chuyển dịch lớn nhất và những chuyển dịch có nguồn gốc tĩnh học.

Các chuyển dịch của đá vách (xuất hiện dưới sự tác động của các thành phần động học) sẽ được hình thành từ tất cả các lớp đá làm việc trong quá trình treo và sập đổ các lớp đá. Tùy thuộc bởi thành phần, chiều dày và độ bền của mình, mỗi lớp đá sẽ góp phần của riêng chúng vào trạng thái ứng suất-biến dạng chung của toàn bộ khối đất đá.

Trên cơ sở các kết quả đo đạc, quan sát thực tế trong mỏ, với sự giúp đỡ của quá trình phân tích hàm sóng hài hoà, các nhà địa cơ học có thể xác định được sự đóng góp (ý nghĩa, vai trò) của những lớp có ý nghĩa quan trọng vào những giá trị chuyển dịch trên biên cũng như bước sập đổ (chu kỳ sóng) và biên độ của chúng.

Hiện nay không tồn tại định nghĩa chuẩn xác cho khái niệm vách cơ bản (vách chủ yếu). Theo Borixov A. A., nếu vách trực tiếp bao gồm tất cả các loại đá với bước sập đổ lớn hơn $8 \div 10$ m thì phần chuyển dịch do vách trực tiếp sẽ chiếm khoảng $60 \div 80\%$ giá trị chuyển dịch lớn nhất.

Như vậy, cả vách trực tiếp và vách cơ bản bị treo trong không gian khai thác đều gây nên những ảnh hưởng đáng kể đến quá trình hình

thành chuyển dịch nóc. Trung bình, thành phần có nguồn gốc động học chiếm khoảng 46% tổng giá trị chuyển dịch. Trong đó, 28% chuyển dịch do vách cơ bản và 18% chuyển dịch do vách trực tiếp gây nên trong tổng số chuyển dịch từ phía nóc của không gian khai thác. Trong trường hợp kết cấu chống giữ trong lò chợ có khả năng chống đỡ lớn nhất (độ cứng lớn nhất) thì phần chuyển dịch do vách cơ bản chiếm khoảng 39%; còn phần chuyển dịch do vách trực tiếp chiếm khoảng 15%.

Sự thay đổi theo chu kỳ của quá trình xuất hiện áp lực mỏ trong lò chợ liên quan tới sự chuyển dịch của lò chợ. Mức độ hạ trần trong trường hợp này sẽ là kết quả sự ảnh hưởng của các thành phần tải trọng tĩnh học và tải trọng động học cấu thành tổng tải trọng. Giá trị hạ trần xuất phát từ nguyên nhân tải trọng động học có thể được phân chia thành hai thành phần hạ trần dưới sự tác dụng của vách trực tiếp và vách cơ bản.

Sự thay đổi theo chu kỳ của trạng thái ứng suất-biến dạng đất đá và than trong không gian lò chợ sẽ phụ thuộc vào sự thay đổi các kích thước của côngxôn đá. Điều này cần được xét tới từ hai quan điểm sau đây:

* Từ góc độ độ ổn định của đất đá nóc lò chợ;

* Từ góc độ các chi phí năng lượng trong quá trình khấu than và sự thay đổi của quá trình tách nhả khí mêtan trong lò chợ.

Sự hiểu biết chuẩn xác các quá trình địa cơ học xảy ra trong nóc các lớp than rất cần thiết cho việc lựa chọn các giải pháp thiết kế và các giải pháp công nghệ khai thác trong mỏ. Trong đó, quan trọng nhất là hiện tượng trôi ép của đất đá treo tại nóc vào khoảng không gian khai thác lò chợ. Để đánh giá mức độ đẩy trôi của đất đá nóc cơ bản, hiện nay các nhà địa cơ học đã sử dụng mối quan hệ (tỷ lệ) giữa chiều dày đất đá lớp nóc trực tiếp " m_n " và chiều dày của vỉa " m ": (m_n/m). Chỉ tiêu này sẽ được xét tới trong quá trình phân loại đá vách các vỉa than. Từ kết quả nghiên cứu thực nghiệm, các nhà địa cơ học CHLB Nga đã đi đến các kết luận sau [5]:

* Hiện tượng đẩy trôi của đất đá nóc sẽ không tồn tại khi giá trị hệ số tỷ lệ (m_n/m) < 4;

* Khi giá trị hệ số tỷ lệ (m_n/m) > (8÷10) thì các lớp đá nằm phía trên sẽ không bị sập đổ mà chỉ bị uốn cong;

* Trong khoảng thay đổi của giá trị hệ số tỷ lệ (m_n/m) từ 4 đến 8 thì hiện tượng đẩy trôi của đất đá nóc sẽ gây nên những ảnh hưởng đáng kể đến quá trình xuất hiện áp lực mỏ trong lò chợ.

Sự gia tăng mức độ đẩy trôi của đất đá nóc sẽ tạo nên những điều kiện làm gia tăng sức kháng của gối tựa thứ hai trong không gian khai

thác. Điều này sẽ làm gia tăng các kích thước côngxôn đá và bước sập đổ của đá. Kết luận trên đây được đưa ra trên cơ sở những lập luận sau đây.

Nếu sự đẩy trôi của các lớp đất đá trên một khoảng cách rời xa khỏi vỉa không tồn tại thì mỗi lớp đá treo tiếp theo (có chiều dài côngxôn lớn) sẽ gây nên những ảnh hưởng lớn hơn của mình trong quá trình hạ trần và giá trị tải trọng tác dụng lên kết cấu chống giữ lò chợ. Điều này sẽ chỉ xảy ra trong trường hợp tại nóc tồn tại lớp đá bền vững và thoả mãn điều kiện giá trị hệ số tỷ lệ $(m_n/m) < 8$.

Lúc này lớp đá nóc có thể được xem như là nóc trực tiếp. Trong những trường hợp khác, khi bước sập đổ gia tăng thì đầu tiên phần chuyển dịch của lớp đá (trong tổng chuyển dịch) sẽ tăng lên, sau đó nó sẽ giảm xuống. Điều này sẽ chứng minh rằng, đá sập đổ trong không gian khai thác sẽ làm gia tăng thể tích và hình thành gổị tựa thứ hai cho các côngxôn đá treo.

Do đó, cùng với sự gia tăng giá trị hệ số tỷ lệ (m_n/m) thì mức độ đẩy trôi của các lớp đất đá cũng sẽ tăng lên. Sau khi xét tới hiện tượng đẩy trôi của các lớp đất đá và sử dụng kết quả phân tích hàm sóng hài hoà, các nhà địa cơ học đã tìm ra các công thức toán học xấp xỉ để tính toán các bước sập đổ của nóc trực tiếp và nóc cơ bản.

Bước sập đổ của lớp đất đá thứ nhất trong một địa tầng có thể xác định tuỳ thuộc vào chiều dày của lớp đó " m_{ld} ", chiều dày của vỉa than " m " và hệ số kiên cố của đá " f " [5]:

$$L_{ld} = 1,3 \cdot \left(\frac{m_{ld}}{m} \right) + 1,2 \cdot f - 4,8. \quad (4.135)$$

Bước sập đổ của vách cơ bản (lớn hơn 10 m) có thể xác định một cách gần đúng theo công thức:

$$L_{vc} = 1,7 \cdot \left(\frac{m_{vt}}{m} \right) + 0,6 \cdot f_{vc}^2 + 0,1 \cdot m_{vc} - 7,5. \quad (4.136)$$

Trong đó: m_{vt} - Chiều dày của vách trực tiếp; f_{vc} - Hệ số kiên cố của đá vách trực tiếp theo thang bậc của Protodiaconov M. M.; m_{vc} - Chiều dày của vách cơ bản.

Các công thức đưa ra trên đây có thể sử dụng để tính toán gần đúng các bước sập đổ cho lớp đất đá thứ nhất trong một địa tầng và bước sập đổ của vách cơ bản.

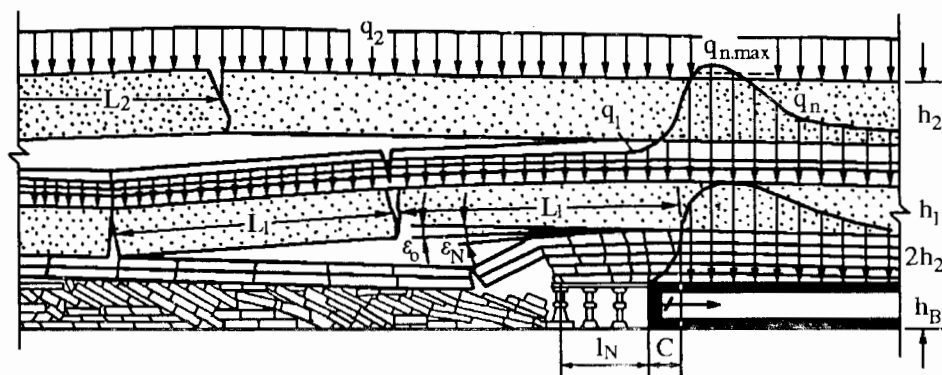
Trong trường hợp không xét tới hiện tượng đẩy trôi của các lớp đất đá nóc trực tiếp, Borixov A. A. đã đề xuất công thức tính bước sập đổ " L_1 " trên cơ sở sơ đồ tính toán thể hiện trên hình H.4.36 [5]:

$$L_i = \sqrt{\frac{q_n}{q_1} \left[\frac{h_1^2}{6} \cdot \frac{R_u}{q_n} - \left(\psi + \frac{1}{2\beta^2} \right) \right]} \quad (4.137)$$

Trong đó: q_n - Mức độ nén ép do thành phần thẳng đứng của tenxơ ứng suất; q_1 - Tải trọng tác dụng lên “cầu-đá” thứ nhất; h_1 - Chiều dày vách cơ bản; R_u - Giới hạn bền uốn của đá; ψ - Thông số xác định bằng phương pháp thực nghiệm (khi tính toán có thể lấy bằng những giá trị nằm trong khoảng $0,5 \div 0,7$ m²);

$$\beta^2 = \sqrt{\left(\frac{E_{qd}}{4 \cdot h_B \cdot E_1 \cdot I_1} \right)} \quad (4.138)$$

Tại đây: E_{qd} - Môđun đàn hồi quy đổi xác định theo công thức $E_{qd} = E_m / (1 - \mu^2)$; E_m - Môđun đàn hồi dọc của vỉa; E_1 và I_1 - Tương ứng là các giá trị môđun đàn hồi và mômen quán tính của vách cơ bản; h_B - Chiều dày của vỉa than.



H.4.36. Sơ đồ xác định bước sập đổ của vách cơ bản trong chế độ lò chợ chuyển dịch đều (theo Borixov A. A. [5]).

Trong những tính toán bước đầu có thể lấy:

$$q_n \geq (\gamma_{tb} \cdot H). \quad (4.139)$$

Tất cả côngxôn sẽ mất hoàn toàn khả năng mang tải của mình khi:

$$q_n > (0,8 \cdot R_n). \quad (4.140)$$

Trong đó: R_n - Giới hạn bền nén của đá.

Thành phần và cấu trúc của đá vách có ý nghĩa rất lớn trong quá trình hình thành và xuất hiện áp lực mỏ. Điều này thể hiện trong sự khác biệt của các bước sập đổ của các lớp đá vách khác nhau, đặc tính phá huỷ của chúng và mức độ hạ trần vào trong khoảng không gian khai thác. Vì lý do trên thực tế luôn xảy ra sự khác biệt về đặc tính phá huỷ trong khối đá, cho nên các nhà địa cơ học phải tiến hành thay đổi các thông số cho kết cấu chống giữ, còn trong một số trường hợp cần phải tiến hành thay đổi cả các phương pháp điều khiển đá vách trong lò chợ.

Ví dụ, trong trường hợp tại vách trực tiếp có một lớp đá sét kết dày 7 m, phía trên lớp này có một lớp dày đá cát kết bền vững và chiều dày của vỉa than bằng 1,7÷1,8 m, nghĩa là hệ số tỷ lệ $(m_n/m)=4$. Bằng sự giúp đỡ của các thiết bị đo chuyển dịch theo độ sâu, các nhà địa cơ học đã xác định, lớp đá sét kết được chia ra thành ba lớp với chiều dày tương ứng 2 m, 3 m và 2 m.

Với sự giúp đỡ của quá trình phân tích hàm sóng hài hoà, Trenhiak I. L và Iarunhin C. A. đã xác định được rằng, trong trường hợp này lớp thứ nhất có bước sập đổ bằng 2,1÷3,0 m; lớp thứ hai có bước sập đổ bằng 6,6 m; còn lớp thứ ba có bước sập đổ bằng 8,3÷11,5 m. Đá vách cơ bản được phân chia ra thành hai lớp với bước sập đổ tương ứng bằng 16÷19 m và 33 m.

Trong trường hợp hệ số tỷ lệ $(m_n/m)=4,1$ và sức kháng của kết cấu chống giữ bằng 270 kN và 390 kN thì thành phần chuyển dịch có nguồn gốc từ tải trọng tĩnh đã đạt tới giá trị bằng 66% giá trị lớn nhất của chúng.

Thành phần chuyển dịch có nguồn gốc từ tải trọng động xuất hiện do vách trực tiếp không vượt quá 10%. Vách cơ bản mang lại một giá trị chuyển dịch bằng khoảng 25% giá trị chuyển dịch lớn nhất.

Do trong vách vỉa không có “cầu-đá” (đá cát kết), cho nên có thể cho rằng, vách cơ bản không tồn tại. Tuy nhiên, nếu cho rằng, vách cơ bản chứa các lớp đá với các côngxôn có chiều dài lớn hơn 8 m thì lớp này sẽ thuộc về lớp đá sét kết. Nghĩa là, các loại đá dạng sét kết có thể đóng vai trò như là vách cơ bản. Thành phần chuyển dịch tĩnh học đạt tới 61% giá trị chuyển dịch lớn nhất. Trong khi, thành phần chuyển dịch động học (do các lớp đá với chiều dài côngxôn nhỏ hơn 8 m) chỉ đạt được 15% giá trị chuyển dịch lớn nhất, 25% chuyển dịch sẽ do lớp sét kết với côngxôn có chiều dài bằng 18,8 m đảm nhiệm.

Như vậy, khi hệ số tỷ lệ giữa chiều dày đá vách trực tiếp và chiều dày vỉa $(m_n/m)>8$ thì phần chủ yếu của chuyển dịch đá vách (khoảng 75%) sẽ xuất hiện dưới sự tác dụng của vách trực tiếp. Trong trường hợp

tại vách vĩa tồn tại các lớp đá đồng nhất, bền vững dạng sét kết, cát kết thì vách có thể bị hạ xuống dưới dạng hệ thống các khối (sơ đồ dạng này lần đầu tiên được Kuznhezov C. T. xác định). Trong trường hợp này không thể áp dụng điều kiện: khi $(m_m/m) > 6 \div 8$ thì đất đá vách cơ bản sẽ bị đẩy trôi.

Những sơ đồ trên đây cho thấy, thành phần và cấu trúc đá vách sẽ gây nên những ảnh hưởng lớn đến đặc tính phá huỷ của đá vách.

4.4.4. Đặc tính của áp lực mỏ khi khai thác khoáng sản bằng lò chợ dài

Để khai thác một cách hiệu quả các vỉa than bằng lò chợ dài, vấn đề điều khiển áp lực mỏ có ý nghĩa đặc biệt quan trọng. Tại đây, không chỉ cần điều khiển đúng đắn quá trình chuyển dịch nóc các lò chợ trong panen, mà còn phải kiểm tra và xem xét trạng thái thực của chúng. Do đó, cần phải có một những thông tin chuẩn xác về các quá trình xảy ra trong vùng khối đất đá mỏ.

Những nghiên cứu khảo sát liên quan đến việc điều khiển áp lực mỏ trong sơ đồ khai thác than bằng lò chợ dài tập trung chủ yếu vào các vấn đề sau:

- * Đo đạc thực tế và phân tích lý thuyết các đại lượng áp lực tựa để tính toán các thông số cho trụ bảo vệ panen;
- * Đánh giá độ ổn định cho các đường lò;
- * Dự đoán, dự báo hiện tượng sụt lở của các lớp đá phía trên;
- * Đo đạc và phân tích trạng thái ứng suất để thiết kế các loại dàn chống cơ giới trong lò chợ.

4.4.4.1. Các cơ chế biến đổi của khối đá

Việc đo đạc trạng thái ứng suất trong khối đá gần các gương lò chợ dài đã chỉ ra rằng, bắt đầu từ một độ sâu xác định ($300 \div 400$ m) thì việc điều khiển nóc lò chợ có thể thực hiện bằng kết cấu chống có khả năng mang tải không vượt quá $20 \div 50$ tấn tính cho 1 m^2 mặt lộ. Kết luận này vẫn đúng cho các lò chợ khai thác tại những độ sâu đến 1400 m (ví dụ, tại các mỏ than châu Âu). Khả năng mang tải như vậy của kết cấu chống rất nhỏ so với giá trị áp lực của trọng lượng lớp đá phía trên: nó không vượt quá $1 \div 2\%$ giá trị này [60].

Hiện tượng mô tả trên đây thỉnh thoảng còn được các nhà địa cơ học thế giới gọi là “nghịch lý của mỏ”. Để giải thích điều này cần phải xét tới việc tải trọng của lớp đất đá phía trên sẽ được chuyển tải cho cả

các phần khối đá phía trước, phía sau cũng như cho các phần khối đá hai bên hông gương lò chợ.

Cho tới nay, các nhà địa cơ học đã đưa ra nhiều giả thuyết để giải thích vấn đề đó. Hiện nay, hiện tượng này chủ yếu được giải thích bằng phương pháp như sau: phần lớn tải trọng sẽ được tập trung vào vùng khối đá phía trước gương lò chợ và hình thành tại đây vùng áp lực cao. Vùng này sẽ chuyển dịch cùng với gương lò chợ.

Kết quả, phía trên khu vực khai thác sẽ hình thành một kết cấu “cầu đá” (dầm đá). Một đầu “cầu đá” này tựa lên khối than nguyên sinh, còn đầu kia sẽ tựa lên khối đá rỗng, bị phá huỷ trong khu vực khai thác.

Cả hai “trụ đỡ” của cầu đá đều làm việc trong trạng thái chịu nén. Do đó, kết cấu chống giữ lò chợ chỉ phải chịu một phần của trọng lượng lớp đất đá có chiều dày không lớn (khoảng $10 \div 15$ m).

Để giải thích hiện tượng trên một cách tốt hơn, các nhà địa cơ học đã xây dựng sơ đồ phân bố ứng suất xung quanh panen khai thác bằng lò chợ dài mô tả trên hình H.4.37.

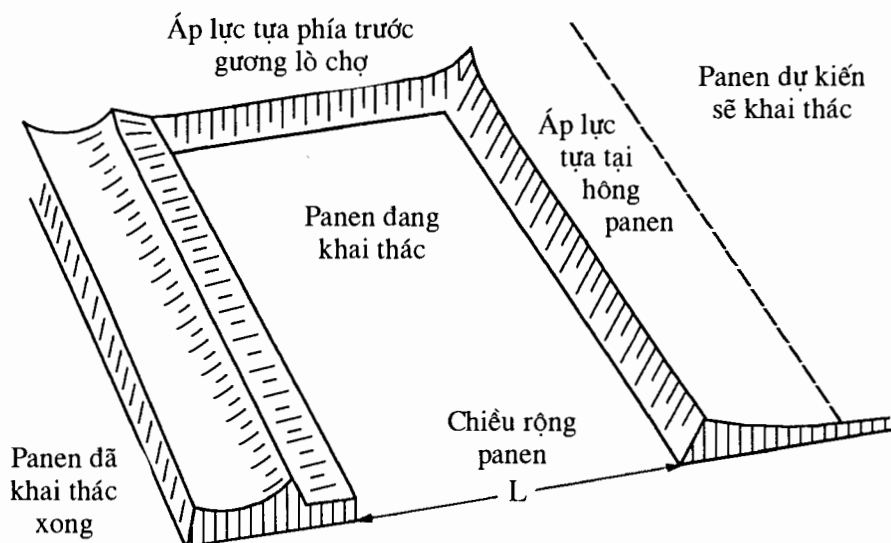
Quá trình phân bố lại ứng suất khi khấu than bằng lò chợ dài sẽ dẫn đến hiện tượng tập trung ứng suất lớn tại các điểm khác nhau trong khối đá vùng gần gương lò chợ. Trên thực tế tại đây có thể phân chia thành ba dạng áp lực tựa xuất hiện như sau [76]:

- * Vùng áp lực tựa phía trước gương lò chợ;
- * Vùng áp lực tựa tại hông panen;
- * Vùng áp lực tựa phía sau gương lò chợ.

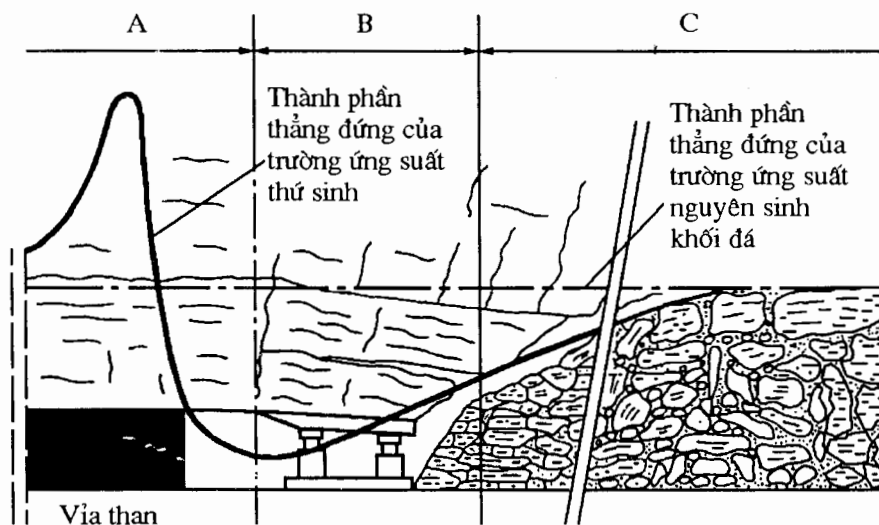
Giá trị áp lực tựa ở vùng phía trước gương lò chợ sẽ đạt giá trị lớn nhất tại vị trí bằng $1 \div 3$ m phía trước (tại phần giữa) gương. Giá trị áp lực này lớn hơn khoảng 5,0 lần giá trị trọng lượng lớp đá nằm phía trên. Sự tập trung ứng suất tại đây sẽ dẫn đến việc phức tạp hoá quá trình điều khiển áp lực mỏ tại các đường lò vận tải, các đường lò phụ trợ cho các đường lò cái panen.

Hiện tượng này xảy ra ngay cả trong trường hợp khi các panen đã khai thác trước đó không gây nên những ảnh hưởng đến chúng. Nếu giữa chúng vẫn xảy ra sự tác dụng tương hỗ như vậy thì các điều kiện làm việc tại các đường lò phụ trợ sẽ trở nên xấu hơn so với điều kiện làm việc trong các đường lò vận tải.

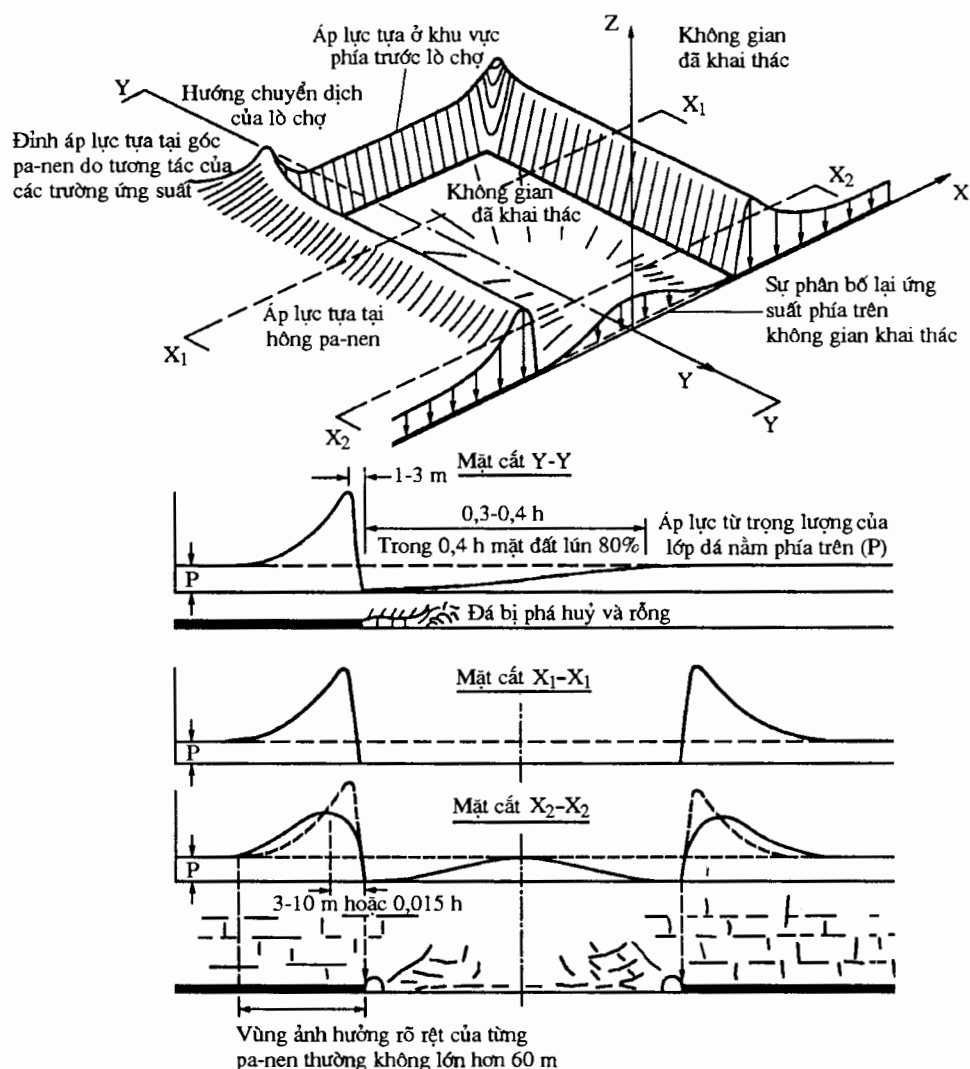
Điều này được giải thích bằng sự xếp chồng (hiện tượng cộng hưởng) giá trị áp lực tựa tại hông của panen đã khai thác trước đây, giá trị áp lực tựa vùng phía trước gương lò chợ và áp lực tựa tại hông panen đang khai thác.



H.4.37. Quy luật phân bố ứng suất xung quanh panen khai thác bằng lò chợ dài (theo Wittaker B. N. [86]).



H.4.38. Quy luật thay đổi giá trị của áp lực tựa tại khu vực gần gương lò chợ dài (theo Wittaker B. N. [86]).



H.4.39. Quy luật phân bố áp lực tựa xung quanh các panen lò chợ (theo Wittaker B. N. [86]) (h - chiều sâu khai thác).

Trước đây, một số nhà nghiên cứu địa cơ học đã cho rằng, mức độ giá trị lớn nhất của áp lực tựa phải lớn hơn giá trị áp lực nguyên sinh của trọng lượng lớp đá phía trên. Nhưng, hiện nay các nhà địa cơ học đã hoàn toàn chứng minh được rằng, giả thuyết này hoàn toàn sai lầm [62].

Hình H.4.38 mô tả sơ đồ phân bố lại ứng suất trong quá trình khai thác than bằng lò chợ dài. Tại vùng A, trên khoảng cách bằng 30 m phía

trước gương lò chợ, thành phần ứng suất thẳng đứng sẽ bắt đầu gia tăng tùy theo mức độ tiến lại gần lò chợ của điểm xem xét. Tại đây, thành phần ứng suất thẳng đứng sẽ bắt đầu gia tăng từ giá trị ban đầu của nó (bằng giá trị áp lực của lớp đá phía trên) đến giá trị lớn nhất. Tốc độ gia tăng áp lực này xảy ra như sau: đầu tiên áp lực tăng chậm, sau đó áp lực tăng nhanh hơn. Vùng B là vùng giảm tải. Tại đây, áp lực tại nóc vĩa nhỏ hơn rất nhiều so với ứng suất trong khối đá nguyên sinh. Sau khi đạt được giá trị lớn nhất của mình, tải trọng sẽ bắt đầu tăng chậm. Trên khoảng cách một vài trăm mét tại vùng phía sau lò chợ (trong vùng C), tải trọng sẽ lại đạt tới giá trị áp lực nguyên sinh có nguồn gốc từ phía trọng lượng lớp đá nằm phía trên.

Ngoài ra, các nhà địa cơ học nhận thấy rằng, vị trí của điểm áp lực tựa lớn nhất phía trước gương lò chợ có thể thay đổi tùy thuộc bởi các đặc tính khối đá. Ví dụ, trong những điều kiện đặc trưng cho các vĩa than tại nước Anh, đỉnh điểm của áp lực tựa sẽ nằm gần với vùng phía trước gương lò chợ (tại vị trí bằng khoảng $1 \div 3$ m phía trước nó) [86]. Trong một số mỏ thuộc vùng than Rur (CHLB Đức) khoảng cách này có thể đạt tới giá trị 10 m [65].

Các thí nghiệm thực hiện tại các lò chợ dài trong mỏ “Olga 1” tại vùng Tây Virginia (Hoa Kỳ) đã chỉ ra rằng, đỉnh điểm của áp lực tựa phía trước gương lò chợ sẽ nằm trên khoảng cách bằng $5 \div 9$ m tính từ gương lò chợ [76]. Cũng cần phải chỉ ra rằng, biểu đồ tổng hợp áp lực tựa phía trước gương lò chợ được xây dựng để cho các điều kiện vĩa than của nước Anh và CHLB Đức sẽ khác với các biểu đồ tương ứng để cho các điều kiện của Hoa Kỳ (hình H.4.39). Điều này được giải thích bằng những khác biệt trong các sơ đồ khai thác các vĩa than được sử dụng tại Hoa Kỳ và các nước châu Âu. Ví dụ, điều kiện khai thác tại Hoa Kỳ bắt buộc phải sử dụng hệ thống khai thác panen bằng các đường lò cái vận tải, thông gió và phụ trợ với một số các nhánh song song với nhau. Điều này sẽ làm thay đổi đặc tính phân bố (phân phối) ứng suất.

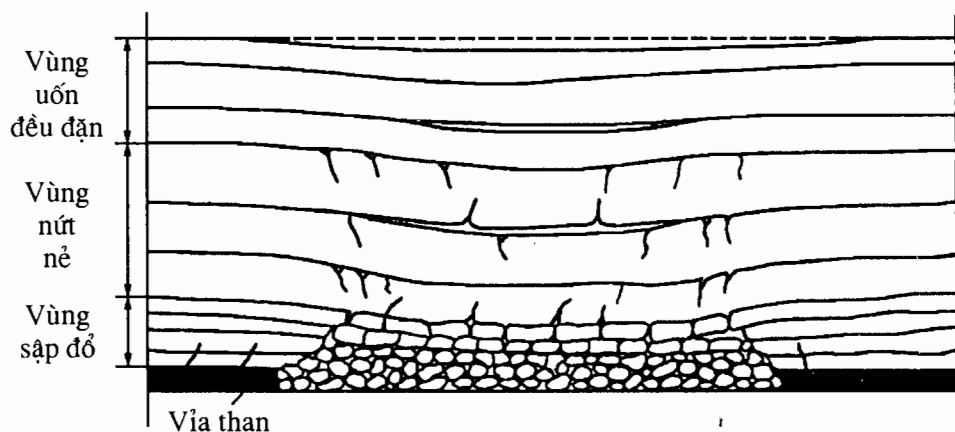
4.4.4.2. Các vùng khối đá dịch chuyển phía dưới khu vực khai thác

Hình H.4.40 mô tả ba vùng chuyển dịch (biến dạng) của khối đá được hình thành trong quá trình khai thác than bằng lò chợ dài. Chúng được xác định bằng phương pháp sau đây [76]. Chiều cao vùng đầu tiên sẽ lớn hơn chiều dày vĩa khai thác khoảng $2 \div 8$ lần. Tại vùng này sẽ xảy ra sự sụt lở của vách trực tiếp. Trong đó, đất đá vách sẽ phủ đầy nền panen. Do đất đá tại đây bị phá hủy, cho nên hệ số nở rời của chúng hay hệ số tăng thể tích (tỷ số giữa thể tích đá phá hủy và thể tích đất đá nguyên khối trong trạng thái nguyên sinh) sẽ lớn hơn 1,0 nhiều lần. Giá trị hệ số nở rời sẽ xác định chiều cao vùng phá hủy.

Phía trên vùng phá huỷ sẽ là vùng nứt nẻ. Tại đây trong khối đá sẽ phát triển chủ yếu các loại khe nứt theo phương cát tuyến và các khe nứt theo phương cấu tạo lớp.

Kết quả tại đây sẽ hình thành các khối nguyên đá. Nhờ sự tồn tại của các tiếp xúc bờ khe nứt thẳng đứng, các lực nằm ngang sẽ được truyền qua chúng. Do đó, sự chuyển dịch tự do tương đối của các khối nguyên riêng lẻ sẽ không thể xảy ra.

Chiều cao vùng nứt nẻ lớn hơn chiều dày vỉa khoáng sản khai thác khoảng $28 \div 42$ lần. Như vậy, tổng chiều cao của vùng phá huỷ và nứt nẻ sẽ lớn hơn chiều dày của vỉa khai thác khoảng $30 \div 50$ lần [76].



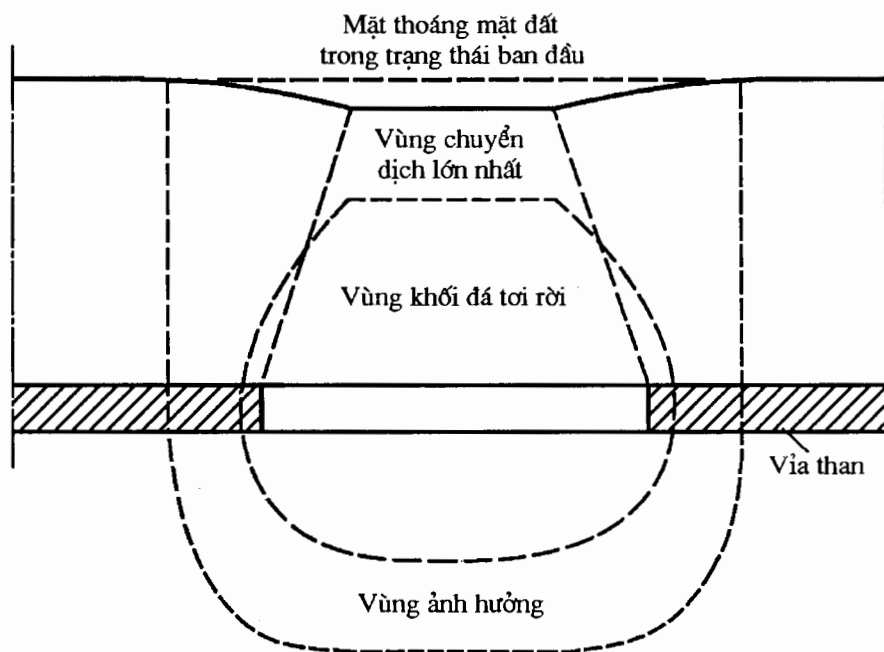
H.4.40. Các vùng chuyển dịch (biến dạng) trong khối đá phía trên khu vực khai thác than bằng các lò chợ dài (theo Peng S. S., Chiang H. S. [76]).

Vùng thứ ba được gọi là vùng uốn nhẹ nhàng. Vùng này nằm giữa vùng nứt nẻ và mặt thoáng mặt đất bề mặt. Trong vùng thứ ba khối đá, quá trình biến dạng không dẫn đến sự hình thành các khe nứt cát tuyến lớn như đã xảy ra tại vùng thứ hai. Do đó, tại đây khối đá sẽ vận động như một môi trường liên tục.

Kết quả nghiên cứu những biểu hiện khác của quá trình dịch chuyển đất đá bao quanh công trình cho phép phân chia khối đá xung quanh lò chợ panen thành ba vùng cơ học đặc trưng (hình H.4.41) [63].

Trong vùng nở rời, do kết quả hiện tượng sụt lở chung của đất đá, thể tích đá tại đây sẽ tăng lên thêm khoảng 1%. Tại đây luôn luôn xảy ra quá trình biến dạng không đàn hồi (biến dạng không thuận nghịch).

Chiều cao vùng này (nằm phía trên khu lò chợ khai thác) lớn hơn chiều dày vỉa khai thác khoảng 50 lần.



H.4.41. Các vùng chuyển dịch trong khu vực khối đá tiến hành khai thác than bằng các lò chợ dài (theo Choi D. S., McCain D. L. [63]).

Kết quả mô hình hoá bằng phương pháp số cho thấy, biên phía dưới của vùng nở rời (ở phía dưới góc vỉa) sẽ nằm tại vị trí có khoảng cách bằng khoảng $3 \div 9$ m tính từ nền vỉa. Tại vùng chuyển dịch lớn nhất, các dịch chuyển mới của đất đá sẽ không thể xảy ra thêm nữa ngay cả trong trường hợp nếu tiến hành khấu than tại panen bên cạnh. Trong vùng ảnh hưởng của công tác khai thác lò chợ, khối đá sẽ hoạt động như một môi trường đàn hồi. Theo ý kiến của các nhà địa cơ học thế giới, để thiết kế mỏ cần lưu ý kết luận: nếu chiều rộng của panen đủ lớn thì phải áp dụng các biện pháp cần thiết để chống giữ khoảng trống khai thác trong vùng chuyển dịch lớn nhất.

4.4.4.3. Đặc tính tổng quát về quá trình xuất hiện áp lực tựa

Nhiều nhà địa cơ học đã cho rằng, tùy theo mức độ vị trí xem xét tiến gần đến gương, bắt đầu từ khoảng cách bằng 30 m giá trị áp lực tựa

phía trước gương lò chợ sẽ tăng dần và đạt tới giá trị lớn nhất tại khoảng cách bằng $1 \div 6$ m tính từ gương khai thác [80].

Giá trị áp lực tựa lớn nhất bằng khoảng 1,2 đến 6 lần lớn hơn giá trị áp lực của trọng lượng lớp đá nằm phía trên. Do sự tác dụng tương hỗ của áp lực tựa phía trước gương lò chợ và áp lực tựa hai bên hông panen, cho nên các giá trị áp lực thẳng đứng phân bố dọc theo gương lò chợ sẽ trở nên không đều.

Những giá trị áp lực tựa lớn nhất thường đạt được tại các phần biên lò chợ. Tùy theo mức độ tiến gần đến phần trung tâm lò chợ, giá trị áp lực tựa sẽ giảm dần xuống tại các vùng có chiều dài từ 10 đến 23 m và sẽ trở nên ít thay đổi hơn. Những kết luận định lượng trên đây chỉ trở thành các kết luận mang tính đánh giá tùy thuộc vào những điều kiện cụ thể tại hiện trường.

Trong khu vực lò chợ panen, các áp lực thẳng đứng có giá trị nhỏ hơn nhiều so với giá trị áp lực của các lớp đá nằm phía trên, vì lớp đá tại nóc trực tiếp sẽ nằm trong trạng thái đỡ tải.

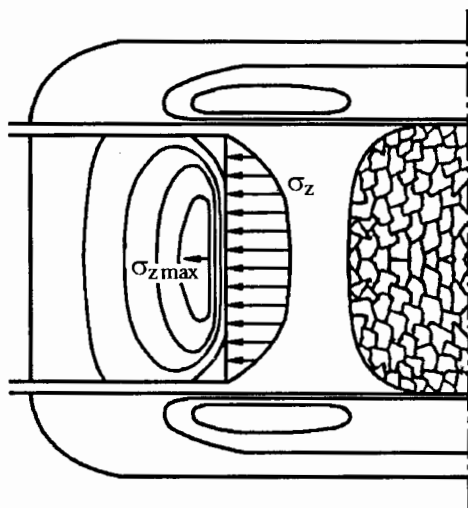
Sau khi đạt tới giá trị lớn nhất của mình tại vị trí gần biên giới các trụ bảo vệ trên một khoảng cách bằng $3 \div 10$ m tính từ biên panen, giá trị áp lực tựa sẽ phát triển theo cả hai hướng từ phía vùng khai thác của panen lò chợ.

Giá trị của áp lực tựa tại hông panen sẽ giảm xuống theo cấp số mũ tùy theo mức độ rời xa khỏi biên các trụ bảo vệ vào sâu phía trong khối đá trên một khoảng cách bằng $1/4$ hoặc $1/3$ chiều dày của lớp đá nằm phía trên (ví dụ, khoảng cách này bằng khoảng 60 m cho các mỏ của Hoa Kỳ). Khi chiều dày trung bình của lớp đá phía trên bằng 244 m, các nhà địa cơ học nhận thấy ứng suất thẳng đứng tại hông panen sẽ đạt tới giá trị 18 MPa (2600 funt-lực/inch-vuông) [75].

Trong hàng đầu tiên của các trụ bảo vệ panen, áp lực tựa thông thường thay đổi từ 0,4 đến 3,5 lần giá trị áp lực của trọng lượng lớp đá nằm phía trên và phụ thuộc vào vị trí trung tâm của trụ bảo vệ. Ngoài ra, khi lò chợ của panen thứ hai đi qua trụ bảo vệ này thì sự thay đổi áp lực thẳng đứng trong đó (tùy thuộc vào chiều rộng của nó và các kích thước vùng ảnh hưởng từ phía các công tác khai thác trong lò chợ) sẽ lớn hơn bảy lần so với trong quá trình khấu than theo hàng panen thứ nhất.

Giá trị áp lực tựa hình thành do quá trình khai thác panen thứ hai sẽ lớn hơn từ 1,6 đến 10 lần so với giá trị áp lực của các lớp đá nằm phía trên. Tuy nhiên, tùy theo mức độ chuyển dịch tiếp theo của lò chợ, các trụ bảo vệ cho đường lò cái trong không gian khai thác sẽ bị lún xuống. Kết quả sẽ làm cho vị trí lớn nhất của áp lực tựa sẽ chuyển dịch từ phía panen đến khoảng cách bằng khoảng 0,015 chiều dày khối đá khai thác.

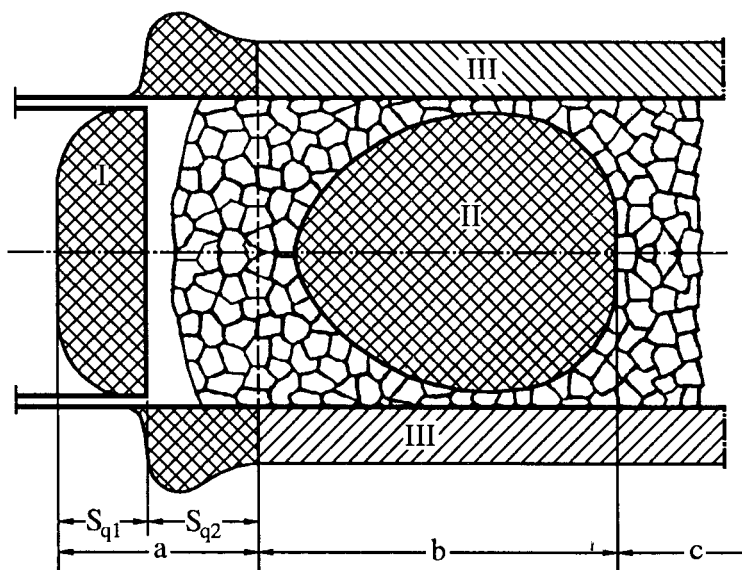
Bản chất vật lý của áp lực tựa và quy luật xuất hiện của chúng được thể hiện trong kết quả nghiên cứu của nhiều tác giả, đặc biệt trong những nghiên cứu của Borixov A. A. [5]. Các quá trình xuất hiện áp lực tựa rất quan trọng cho hệ thống khai thác. Chúng có giá trị lớn nhất cho tất cả các hệ thống khai thác bằng lò chợ dài. Tại đây, cường độ của áp lực tựa có thể đạt tới những giá trị rất lớn. Điều này sẽ dẫn đến sự phát triển của một loạt các quá trình vật lý-cơ học khác, gây nên nhiều khó khăn cho công tác khai thác khoáng sản, nhiều khi còn làm gián đoạn chúng và đôi khi còn gây nên tai nạn. Ngoài ra, vấn đề nghiên cứu áp lực tựa còn là nhiệm vụ nghiên cứu cơ bản, nhiệm vụ nghiên cứu ban đầu cho phép rút ra những kết luận quan trọng về sự hiểu biết và phương pháp giải quyết chúng cho những điều kiện khai thác khác.



H.4.42. Quy luật thay đổi của các đường đồng mức ứng suất pháp tại các vùng áp lực tựa trong mặt phẳng vỉa khoáng sản xây dựng theo kết quả số liệu thí nghiệm trên mô hình khối (theo Borixov A. A. [5]).

Sự xuất hiện áp lực tựa, sự thay đổi của chúng theo thời gian và trong không gian là một quá trình rất phức tạp. Việc xem xét chúng sẽ trở nên đơn giản hơn nếu xuất phát từ điều kiện khai thác một vỉa đơn, bằng phẳng. Ngoài ra, đầu tiên nên xem xét quy luật phân bố áp lực tựa trong thời điểm hiện tại, còn sau đó sẽ là quá trình phát triển động lực học của chúng. Theo Borixov A. A. vấn đề này nên xem xét cho trường hợp tổng quát: trong chế độ chuyển dịch ổn định của lò chợ.

Từ quy luật phân bố áp lực tựa, theo nhiều nhà địa cơ học, có thể chỉ ra một loạt vùng không gian đặc trưng. Những vùng này nên xem xét riêng lẻ trong mặt phẳng vỉa khoáng sản và tại các mặt cắt theo đường phương và đường dốc. Hình H.4.42 mô tả ví dụ quy luật thay đổi của các đường đồng mức ứng suất pháp trong mặt phẳng vỉa khoáng sản tại một thời điểm nào đó. Đặc tính phân bố các ứng suất đó trên mặt phẳng thẳng đứng chỉ mô tả một cách tương đối trong mặt cắt dọc theo lò chợ.



H.4.43. Đặc tính tổng quát quy luật phân bố áp lực tựa trong mặt phẳng vỉa khoáng sản (theo Borixov A. A. [5]).

Đặc tính tổng quát của quy luật phân bố áp lực tựa trong mặt phẳng vỉa khoáng sản thể hiện trên hình H.4.43. Theo hướng phát triển so với vỉa khoáng sản, trong mặt phẳng này sẽ thể hiện rõ ba vùng áp lực tựa [5]:

- * Vùng I - Vùng áp lực tựa phía trước lò chợ;
- * Vùng II - Vùng áp lực tựa phía sau lò chợ;
- * Vùng III - Các vùng áp lực tựa phía hông lò chợ (theo đường phương và hướng dốc của vỉa).

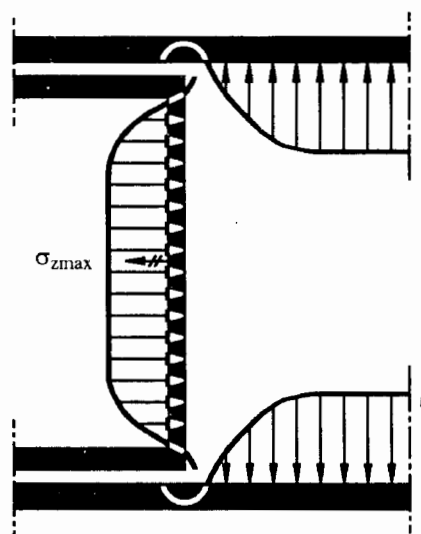
Ngoài ra, theo đặc tính biến đổi áp lực tựa, cần phân biệt ba vùng đặc trưng như sau (hình H.4.43):

* Vùng a - Vùng có những biểu hiện mạnh về động lực học của áp lực tựa;

* Vùng b - Vùng suy giảm những biểu hiện động lực học của áp lực tựa;

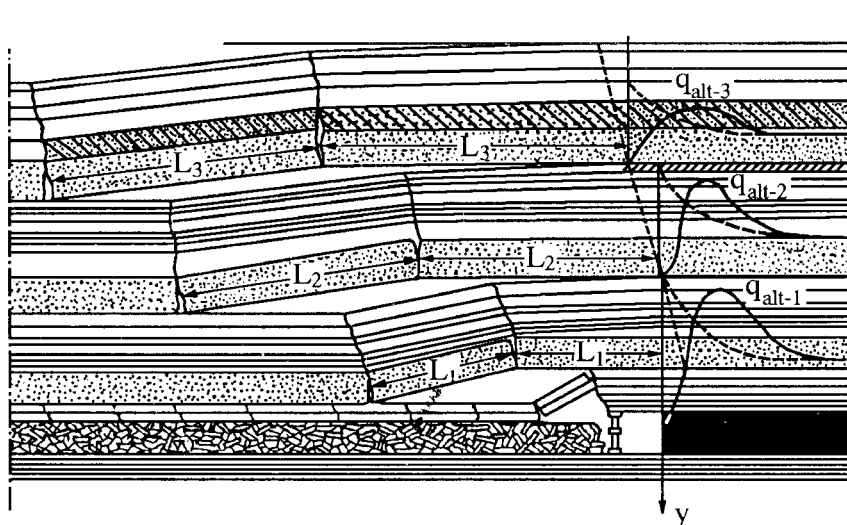
* Vùng c - Vùng áp lực tựa nằm trong trạng thái tĩnh học hoặc tựa tĩnh học.

Trong các vùng động lực học S_{q1} và S_{q2} , áp lực tựa sẽ thay đổi các thông số sau đây: cường độ của giá trị áp lực, đặc tính phân bố và chiều rộng vùng phân bố áp lực tựa. Tốc độ thay đổi các đặc tính trên không ổn định. Chúng luôn thay đổi. Giá trị áp lực tựa có thể thay đổi chậm, đơn điệu, nhưng cũng có thể mang đặc tính đột biến.



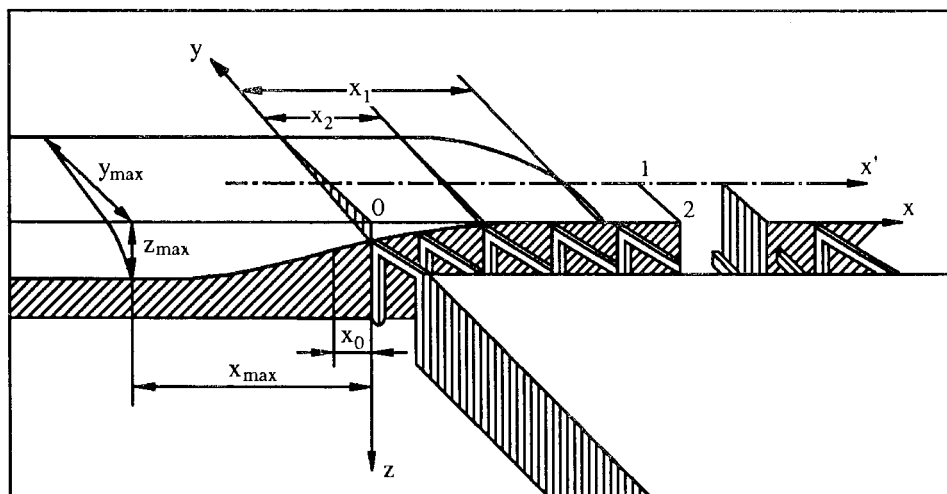
H.4.44. Quy luật phân bố áp lực tựa trên cơ sở lý thuyết tấm-bản mỏng (theo Borixov A. A. [5]).

Để so sánh, hình H.4.44 giới thiệu đặc tính của quy luật phân bố áp lực tựa dọc theo các cạnh đường biên trụ trên cơ sở lý thuyết tấm-bản mỏng. Từ cơ sở lý thuyết trên các nhà địa cơ học nhận thấy, sau khi đạt tới giá trị lớn nhất tại khoảng cách đủ lớn tính từ góc đường biên, áp lực tựa được phân bố dọc theo các cạnh biên trụ sẽ phát triển với đặc tính không đều. Từ kết quả so sánh trên hình H.4.44 và những lập luận trên các nhà địa cơ học nhận thấy, lý thuyết tấm-bản mỏng dưới dạng đơn thuần không đủ khả năng thể hiện rõ quy luật phân bố áp lực tựa và trạng thái động lực học của chúng.



H.4.45. Đặc tính quy luật phân bố áp lực tựa trong mặt cắt trung tâm phía trước lò chợ (theo đường phương của vỉa) (theo Borixov A. A. [5]).

Đặc tính tổng quát của quy luật phân bố áp lực tựa trong các mặt cắt ngang theo đường phương và hướng dọc của vỉa khoáng sản thể hiện trên hình H.4.45. Vùng gia tăng ứng suất được thể hiện rất rõ tại các mặt cắt đó. Tại các mặt cắt này giá trị tỷ số $(\sigma/\sigma_z) \neq \text{const}$, nhưng tại đây cũng đặc trưng bởi đặc tính áp lực gia tăng $\sigma > \sigma_z$.



H.4.46. Đặc tính biến dạng của vỉa khoáng sản trong giới hạn vùng hông tại khu vực áp lực tựa (theo Borixov A. A. [5]).

Đặc tính biến dạng vùng hông áp lực tựa thể hiện trên hình H.4.46. Cơ chế hình thành áp lực tựa tại vùng phía trước gương lò chợ khác biệt so với đại lượng đó tại các vùng hông.

Khi đó, giống như sự tác động của áp lực tựa tại vùng phía trước được hình thành bằng hiện tượng động lực học quá trình treo đất đá của lớp địa tầng bao phủ trên một diện tích lớn gần lò chợ. Hiện tượng động lực học này sẽ không tồn tại ở các khu vực hông khi điểm xem xét rời xa khỏi lò chợ.

Trong giới hạn các vùng áp lực tựa đó có thể quan sát thấy mức độ rõ nét của quá trình tích hợp. Ví dụ, tại khu vực phía trước gương lò chợ trong hình H.4.47 có thể phân biệt các vùng đặc trưng sau đây [5]:

- * Vùng a - Vùng thứ nhất đặc trưng bởi sự suy giảm ứng suất so với đại lượng “ $\gamma.H$ ”;

- * Vùng b - Vùng thứ hai đặc trưng bởi sự gia tăng ứng suất so với đại lượng “ $\gamma.H$ ”;

- * Vùng c - Vùng thứ ba đặc trưng bởi sự suy giảm ứng suất so với đại lượng “ $\gamma.H$ ”;

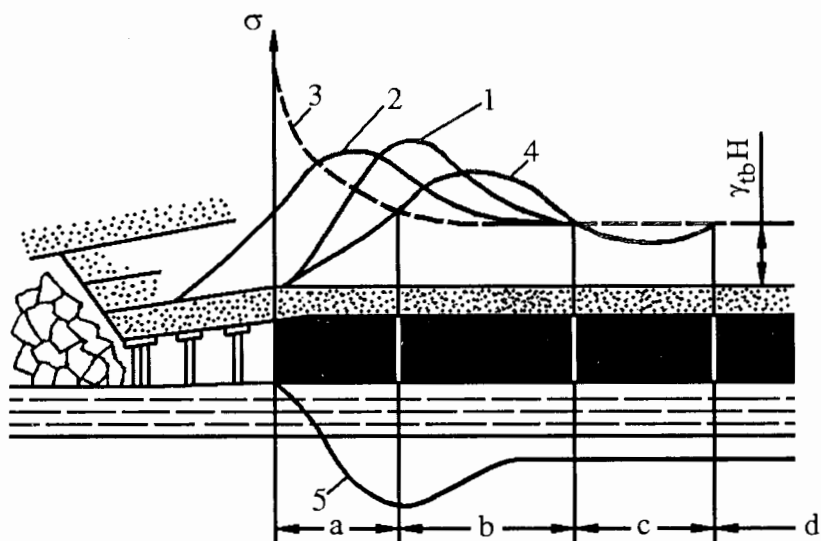
- * Vùng d - Vùng thứ tư đặc trưng bởi việc ứng suất tiến lại gần tới đại lượng “ $\gamma.H$ ”.

Kết quả nghiên cứu cho thấy, áp lực tựa có đặc tính sóng tương ứng với lý thuyết dầm trên nền đàn hồi (đường cong 4 trên hình H.4.47) khi tồn tại các cấu-lớp đá bền vững trong địa tầng đất đá bao phủ phía trên [5].

Đại lượng áp lực tựa tại vùng tiếp xúc với biên khu vực khai thác gọi là áp lực tựa biên. Các đại lượng biến dạng và phá huỷ của các vùng biên được xác định bằng các yếu tố: giá trị tỷ số cường độ áp lực tựa; sự ảnh hưởng của các đặc tính cơ học vỉa khoáng sản tới các điều kiện trên mặt tiếp giáp; thời gian tác dụng dài lâu của tải trọng.

Tải trọng tác dụng được xác định bằng tốc độ chuyển dịch của công tác khai thác. Tiếp theo, cường độ, đặc tính phân bố áp lực tựa phụ thuộc vào tính chất phá huỷ và mức độ biến dạng vùng biên.

Các vùng biên thể hiện như những khuôn nén đặc biệt. Thông qua chúng, áp lực tựa sẽ được chuyển vào vùng đất đá đệm trong địa tầng và làm gia tăng thành phần thẳng đứng của tenxơ ứng suất. Do đó, phía dưới các khu vực biên sẽ hình thành các vùng ứng suất gia tăng. Trong các vùng đó ứng suất sẽ được phân tán và triệt tiêu dần tại các vị trí rời xa khỏi vỉa khoáng sản khai thác.



H.4.47. Một số quy luật phân bố áp lực tựa: 1 - Theo số liệu của Xlexarev V. Đ.; 2 - Theo số liệu quan sát thực tế trong mỏ; 3 - Theo lý thuyết tập trung ứng suất; 4 - Theo lý thuyết dầm trên nền đàn hồi; 5 - Quy luật phân bố áp lực tựa tại nền vỉa khoáng sản (theo Borixov A. A. [5]).

Ngoài những vấn đề đã nêu trên, dọc theo các cạnh của vùng biên trụ vỉa sẽ tồn tại những vùng giảm tải. Tại những vùng này $\sigma \ll \sigma_r$. Các vùng đó sẽ tiếp giáp trực tiếp với các vùng biên dọc theo toàn bộ chu tuyến khu vực khai thác và được giới hạn bởi vùng đất đá đệm của địa tầng trong vùng giảm tải. Các vùng này có thể đạt tới độ sâu lớn. Việc hình thành vùng giảm tải được giải thích bằng đặc tính tựa của lớp đất đá đệm địa tầng bao phủ phía trên trong không gian khai thác và hiện tượng phân tán ứng suất tùy theo mức độ rời xa khỏi vỉa khoáng sản khai thác. Còn tại độ sâu đủ lớn, các vùng áp lực tựa phía trước, phía sau, phía hông sẽ chồng lẫn lên nhau. Kết quả làm cho các kích thước vùng giảm tải sẽ giảm xuống.

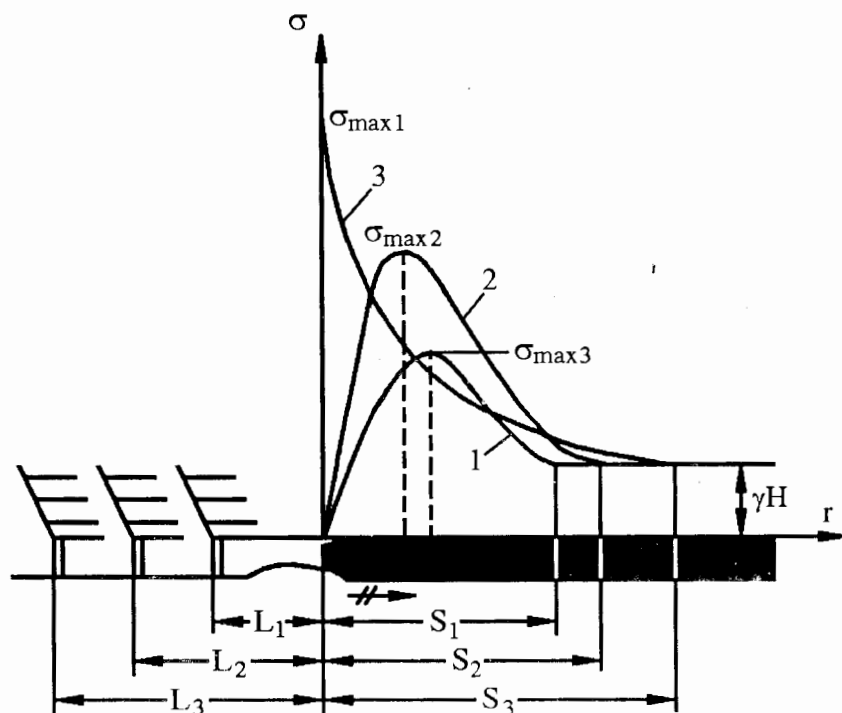
Sự dịch chuyển của lò chợ sẽ gây nên những chuyển dịch và sự thay đổi tất cả các vùng cơ học đặc trưng gần lò chợ đó. Tuy nhiên, tại những khoảng cách rời xa đủ lớn khỏi lò chợ, một số vùng này vẫn giữ được các đặc tính cơ học của mình một cách ổn định trong một khoảng thời gian khá lớn. Sự phân bố cụ thể của các vùng áp lực tựa không mang đặc tính ổn định và phụ thuộc vào một loạt các yếu tố: độ sâu khai thác; các quá trình biến dạng và phá hủy không chỉ phụ thuộc trực tiếp vào đá

vách trực tiếp và đá vách cơ bản mà còn phụ thuộc vào toàn bộ địa tầng bao phủ, tính chất của vỉa khoáng sản, đất đá nền v.v...

4.4.4.4. Quá trình động lực học của áp lực tựa

Hiện tượng động lực học áp lực tựa thể hiện rõ nét nhất tại vùng phía trước gương lò chợ – vùng S_{q1} . Để đơn giản hoá và thuận tiện cho việc mô tả quá trình động lực học của áp lực tựa, thông thường các nhà địa cơ học xem xét quá trình xảy ra tại mặt cắt ngang khu vực trung tâm thuộc vùng phía trước gương lò chợ. Tuy nhiên, trong quá trình đó cũng cần phải xem xét cả quá trình động lực học của áp lực tựa trong toàn bộ khu vực phía trước gương lò chợ [5].

Sự chuyển dịch gương lò chợ sẽ gây ra hiện tượng động lực học của áp lực tựa và làm gia tăng khẩu độ nóc trực tiếp, nóc cố định và địa tầng bao phủ. Nghĩa là, tại đây sẽ làm gia tăng tổng mômen uốn tác dụng trên mặt phẳng vuông góc với gương lò chợ.



H.4.48. Sự phụ thuộc giữa biểu đồ áp lực tựa phía trước gương lò chợ và khẩu độ khai thác lò chợ khi không tồn tại hiện tượng nén ép trôi tại vùng biên của vỉa khoáng sản khai thác (theo Borixov A. A. [5]).

Sự gia tăng mômen đó phụ thuộc vào sự gia tăng khẩu độ tương đương. Để cho giá trị khẩu độ tương đương Borixov A. A. đã chọn các ký hiệu sau: l_1, l_2, l_3 (hình H.4.48). Trong những điều kiện tương đương khác, quá trình động lực học của áp lực tựa còn phụ thuộc vào độ bền của khối đá tại các vùng biên.

Đầu tiên, các nhà địa cơ học xem xét quá trình động lực học của áp lực tựa trong trường hợp giữ nguyên độ ổn định của khối đá vùng biên, khi hiện tượng nén ép chúng không xảy ra và khi chúng có mức độ lưu biến nhỏ. Mức độ tác động của áp lực tựa sẽ dẫn đến hiện tượng nén ép khối đá vùng biên và hiện tượng đẩy trôi, bùng nền.

Đặc tính tổng quát của sự thay đổi biểu đồ áp lực tựa phụ thuộc vào khẩu độ thể hiện trên hình H.4.48. Các đường cong 1, 2, 3 tương ứng với sự thay đổi khẩu độ $l_1 < l_2 < l_3$.

Từ hình H.4.48 dễ dàng nhận thấy, tùy theo mức độ gia tăng khẩu độ của lò chợ khai thác thì cường độ áp lực tựa và, theo nguyên tắc, chiều rộng vùng áp lực tựa sẽ tăng lên, còn vị trí tương ứng với giá trị lớn nhất của chúng sẽ tiến gần tới lò chợ (biên của khối, trụ bảo vệ).

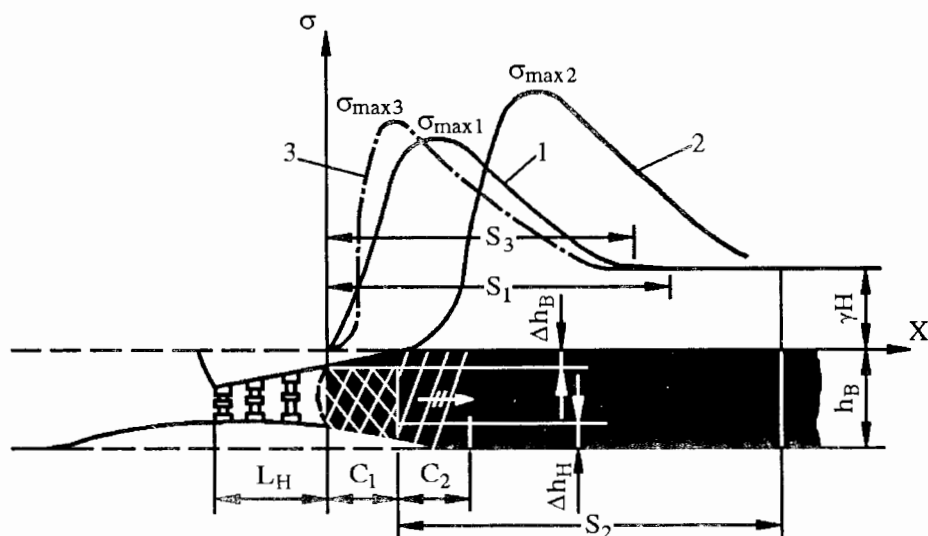
Trên thực tế quá trình động lực học của áp lực tựa có đặc tính phức tạp hơn nhiều do đất đá của lớp địa tầng bao phủ bị biến dạng và phá huỷ theo từng cụm (chồng, tập) với khẩu độ của riêng mình: áp lực tựa tác dụng lên vỉa khoáng sản là kết quả của một quá trình tác động tương hỗ rất phức tạp đó.

Ngoài ra, tùy theo mức độ gia tăng khẩu độ lò chợ khai thác do công tác khấu, tại đây sẽ xảy ra một cách nhanh chóng quá trình chất tải của khối (hoặc của trụ bảo vệ) nằm gần biên giới trụ. Tại thời điểm sập đổ của cụm (chồng, tập) đất đá vách sẽ xảy ra hiện tượng đỡ tải và đập của chúng; còn trong thời điểm khoan nổ mìn khai thác khoáng sản sẽ xảy ra hiện tượng chất tải và đập của chúng.

Tùy theo mức độ chuyển dịch của lò chợ, những thay đổi giá trị lớn nhất của áp lực tựa và khoảng cách từ vị trí tương ứng xác định chúng đến gương lò chợ sẽ xảy ra trong một giới hạn nhất định. Điều này xảy ra tương tự như trong các giai đoạn giữa các đợt hạ trần của vách cơ bản cũng như trong các giai đoạn giữa các đợt hạ trần toàn phần của đất đá thuộc toàn bộ địa tầng che phủ phía trên tới mặt thoáng bề mặt quả đất như mô tả trên hình H.4.48.

Luận điểm này được giải thích bằng đặc tính không ổn định của các tính chất cơ học trong tầng đất đá bao phủ phía trên và các vỉa khoáng sản được khai thác, cũng như mức độ nứt nẻ, sự thay đổi chiều dày... của chúng.

Vấn đề động lực học của áp lực tựa xảy ra sẽ khác xa trong trường hợp khi xảy ra hiện tượng đè-nén vỡ vùng biên - hiện tượng ép trồi, giảm áp. Cường độ và đặc tính phân bố của áp lực tựa sẽ thay đổi mạnh tùy theo mức độ biến dạng của các vùng biên theo thời gian do hiệu ứng lưu biến cũng như do hiện tượng ép trồi, giảm áp. Đặc tính tổng quát biến dạng của vùng biên, nóc và nền vỉa khoáng sản và đặc tính phá hủy vùng biên vỉa khoáng sản thể hiện một cách hệ thống trên hình H.4.49 [5].



H.4.49. Quá trình động lực học áp lực tựa phía trước lò chợ khi tồn tại hiện tượng nén ép trồi tại vùng biên vỉa khoáng sản (theo Borixov A. A. [5]).

Trên mỗi giai đoạn áp lực tựa nén ép, trong vùng biên vỉa khoáng sản sẽ xảy ra những biến dạng tức thì, còn các biến dạng lưu biến sẽ phát triển theo thời gian. Tùy thuộc vào tỷ số giữa giá trị áp lực tựa và giá trị các đặc tính cơ học của vỉa khoáng sản tại đây có thể xảy ra quá trình nén ép chặt và phá hủy của khối đá vùng biên. Trong trường hợp tổng quát, trên thực tế có thể hình thành hai vùng cơ học đặc trưng như sau (hình H.4.49):

- * Vùng C_1 - Vùng đất đá bị phá hủy;
- * Vùng C_2 - Vùng đất đá bị nén ép chặt.

Hiện tượng nén ép trồi của vùng biên sẽ dẫn đến sự gia tăng tương ứng đại lượng khẩu độ của lò chợ khai thác và, từ đây, sẽ dẫn đến sự gia tăng cường độ và chiều rộng của vùng áp lực tựa. Khi đó, vị trí tương ứng

với giá trị áp lực tựa lớn nhất sẽ chuyển dịch dần theo hướng rời khỏi khu vực lò chợ.

Nếu biểu đồ áp lực tựa trước thời điểm xảy ra hiện tượng nén ép trôi vùng biên có dạng như đường cong 1 (hình H.4.49) thì sau khi xảy ra hiện tượng nén ép trôi vùng biên nó sẽ trở thành dạng đường cong 2. Khi hiện tượng nén ép trôi của vùng khối đá biên không xảy ra mà chỉ xảy ra hiện tượng nén ép chặt chúng thì biểu đồ áp lực tựa có thể có dạng như đường cong 3.

Chiều sâu khai thác có ảnh hưởng lớn tới cường độ và đặc tính phân bố của áp lực tựa. Sự ảnh hưởng của chiều sâu khai thác có những đặc tính gần giống ở mức độ nhất định so với sự ảnh hưởng của khẩu độ của lò chợ khai thác. Điều này thể hiện ở chỗ: cùng với sự gia tăng chiều sâu khai thác, vị trí tương ứng với giá trị lớn nhất của đại lượng áp lực tựa sẽ chuyển dịch dần tới lò chợ (tới các vị trí biên của khối đất đá và trụ bảo vệ).

Trong quá trình áp lực tựa nén ép vùng biên, chiều dày của vỉa khoáng sản sẽ giảm xuống một giá trị bằng $\Delta h = (\Delta h_B + \Delta h_H)$, trong đó: Δh_B và Δh_H - Các giá trị chuyển dịch lớn nhất của khối đá tương ứng tại nóc và nền lò chợ.

Lò chợ bị biến dạng vào hướng không gian khai thác như thể hiện trên hình H.4.49 bằng đường không liên nét (đường chấm-chấm). Đặc tính của các quá trình nén ép trôi và nén ép chặt vùng biên vỉa khoáng sản thể hiện trên hình H.4.49 chỉ mang tính hết sức giản lược [5].

Cần phải chú ý rằng, cường độ biến dạng và nén ép trôi vùng biên tương ứng với sự phát triển của biểu đồ phân bố áp lực tựa dọc theo lò chợ (xem hình H.4.42). Nghĩa là, cường độ áp lực tựa sẽ không cố định (sẽ thay đổi) dọc theo toàn bộ chiều dài lò chợ. Trong nhiều trường hợp, hiện tượng nén ép trôi vùng biên vỉa khoáng sản chỉ xảy ra tại vùng giữa của chúng.

Trong cùng một điều kiện, vùng áp lực tựa phía sau có thể thể hiện một cách rõ ràng, còn trong những điều kiện khác - chúng thể hiện mờ nhạt hơn. Các quá trình động lực học của áp lực tựa trong giới hạn vùng áp lực tựa phía sau gương lò chợ có đặc tính riêng của chúng và dần dần sẽ bị triệt tiêu (mang đặc tính tắt dần).

Tại mức nền vỉa khoáng sản khai thác, giá trị áp lực trong vùng áp lực tựa phía sau có thể mang đặc tính hoàn toàn không đều, đặc tính chịu uốn, lượn với các đỉnh điểm (cao điểm) nhấp nhô. Đặc tính này sẽ được làm trơn dần tùy theo mức độ vị trí xem xét rời xa vào phía trong lớp đất đá nóc và nền vỉa khoáng sản khai thác.

Quá trình động lực học của áp lực tựa tại các vùng hông được thể hiện trong giới hạn của vùng S_{q_2} chủ yếu tương tự như quá trình động lực học của chúng thể hiện trong vùng S_{q_1} (xem hình H.4.43).

Vị trí tương ứng với các giá trị lớn nhất của chúng sẽ hướng về phía gần với lò chợ (theo đường phương của vỉa). Trong giới hạn chiều dài vùng áp lực tựa phía sau, các vùng hông sẽ chịu sự tác động của quá trình động lực học tất dần.

Cùng với sự phát triển của thời gian, tại các vùng hông, phía ngoài giới hạn của vùng phía sau lò chợ, do kết quả tích lũy biến dạng lưu biến có thể xảy ra các thay đổi đơn điệu của đặc tính phân bố và các thông số áp lực tựa. Các vùng này đặc trưng bởi đặc tính trạng thái giả tĩnh học của áp lực tựa.

Các thông số của áp lực tựa mang đặc tính không ổn định. Tùy theo mức độ chuyển dịch lò chợ chúng sẽ thay đổi trong một giới hạn rất lớn. Nghĩa là tại đây tồn tại quá trình động lực học áp lực tựa.

Quá trình này xuất hiện nhờ các yếu tố: quá trình động lực học của các thay đổi khẩu độ dầm đá treo tại lớp đất đá phía trên; quá trình biến dạng và phá huỷ của vùng đất đá biên lò chợ và khối đá bao quanh (đá nóc và đá nền); cũng như các đặc điểm của các thông số công nghệ (phương pháp chuẩn bị khai thác, hệ thống khai thác, tốc độ chuyển dịch lò chợ, chiều sâu bước khẩu, chiều dài lò chợ...).

Hiện tượng treo lớp đất đá phía trên sẽ tạo nên tổng mômen uốn $\sum_1^n M_i$. Đại lượng này trong những chu kỳ nhất định sẽ đạt tới giá trị lớn nhất. Về nguyên tắc, phần ảnh hưởng của $\sum_1^n M_i$ đến cường độ áp lực tựa và đặc tính phân bố của chúng chiếm ưu thế và có thể có giá trị vượt quá một vài lần sự ảnh hưởng của áp lực địa tầng.

Theo Borixov A. A., những giới hạn thay đổi giá trị của cường độ áp lực tựa lớn nhất phải nằm trong khoảng:

$$q_{\max} \geq (1,5 \div 5) \gamma \cdot H. \quad (4.141)$$

Chiều rộng vùng áp lực tựa phía trước gương lò chợ thay đổi trong giới hạn từ 20 đến 250 m, còn khoảng cách từ lò chợ đến vị trí tương ứng với giá trị áp lực tựa lớn nhất thay đổi từ 0,0 đến 15 m và có thể còn lớn hơn. Theo một số số liệu nghiên cứu, chiều rộng vùng áp lực tựa phía hông (theo đường phương và hướng dốc) sẽ thay đổi trong khoảng từ 15 m đến 20 m [5].

4.4.4.5. Vách trực tiếp

Trong khoảng trống khai thác đất đá bị phân nhỏ và phá huỷ không có khả năng truyền tải trọng ngang theo hướng chuyển dịch của lò chợ. Do đó, dần chống cơ giới cần phải chịu tải toàn bộ khối lượng của đất đá vách trực tiếp.

Một trong những bảng phân loại đá vách trực tiếp giới thiệu trên bảng 4.3 đã phân chia vách trực tiếp thành ba nhóm [76]:

- * Nhóm vách không ổn định;
- * Nhóm vách ổn định trung bình;
- * Nhóm vách ổn định.

Bảng 4.4 giới thiệu một bảng phân loại đá vách trực tiếp khác tùy theo mức độ sụt lở. Bảng phân loại đá vách trực tiếp này đã được sử dụng tại các mỏ thuộc Ba Lan [70, 83].

Mức độ sụt lở cũng có thể đánh giá bằng các bảng phân loại khối đá xác định theo thời gian tác động của trạng thái ứng suất, ví dụ bằng các bảng phân loại địa cơ học đánh giá chất lượng khối đá [61, 69, 71].

Sự phụ thuộc thời gian tác động của trạng thái ứng suất vào chiều rộng (khẩu độ) nóc lộ không chống có xét tới chỉ tiêu chất lượng khối đá được chỉ ra trên hình H.5.17 (chương 5).

Trong phương pháp khai thác bằng lò chợ dài, chiều cao vùng phá huỷ, hay chiều dày của vách trực tiếp h_{im} , có thể xác định theo công thức của Peng S. S., Chiang H. S. [76]:

$$h_{im} = \left(\frac{H-d}{K-1} \right). \quad (4.142)$$

Tại đây: H - Chiều dày của lớp khấu; d - Độ uốn (độ võng) của lớp đá không bị sụt lở phía dưới; K - Hệ số nở rời của lớp đá vách trực tiếp.

Có thể nhận thấy, chiều dày vách trực tiếp xác định theo biểu thức (4.142) được tìm ra gần tương tự như theo phương pháp xác định chiều cao vùng bờ rời mạnh của đá vách theo Borixôv A. A. [5].

Sự phụ thuộc của chiều cao vùng phá huỷ " h_{im} " vào chiều dày vỉa "H" và chiều dày của lớp đá nằm phía trên "h" có thể được thể hiện một cách gần đúng dưới dạng [76]:

$$h_{im} = h^{0,439} \cdot H^{1,544}. \quad (4.143)$$

Chiều dày của lớp đá vách chủ yếu có thể xác định theo cột địa tầng xây dựng cho khối đất đá nằm phía trên vỉa than. Vách chủ yếu thông thường gọi là vùng phá huỷ yếu nhưng đất đá không bị sụt lở vào trong vùng nứt nẻ phía dưới.

Bảng 4.3. Phân loại vách trực tiếp khi khấu than bằng lò chợ dài [76].

Nº	Dạng và mức độ ổn định của lớp đá nóc
Vách trực tiếp không ổn định	
1	Vách cấu tạo từ đá phiến than yếu, đá phiến đen, đá phiến sét-cát nứt nẻ mạnh.
2	Nếu dàn chống không chuyển dịch ngay sau khi khấu than bằng máy cắt-bào than thì sự sụt lỏ của khu vực nóc không chống giữa mặt gương và điểm nhô ra xa nhất của dàn chống cơ khí sẽ xảy ra một cách nhanh chóng (không lớn hơn 10 phút).
3	Sự sụt lỏ đá nóc lò chợ tại khoảng trống khai thác sau dàn chống sẽ xảy ra ngay sau khi chúng chuyển dịch đến gần gương, nghĩa là, không thể xảy ra hiện tượng treo nóc lò. Các cục đất đá sụt lỏ có kích thước nhỏ.
4	Chiều dài che chắn của dàn chống cơ giới thường 3÷5 lần lớn hơn kích thước bước chuyển dịch của chúng. Do đó, khi nóc lò rơi vào vùng lò chợ không chống, nó sẽ chịu sự chất tải-dỡ tải theo chu kỳ từ 3÷5 lần dưới sự tác động của dàn chống. Điều này tạo nên khả năng sụt lún nóc lò.
Vách trực tiếp có độ ổn định trung bình	
1	Vách được cấu tạo từ các lớp đá phiến sét, phiến sét-cát và cát kết yếu. Các khe nứt thể hiện yếu.
2	Trong những điều kiện thông thường, mặt lộ nóc lò không ổn định trong thời gian đủ để khấu than bằng lò chợ dài theo một hướng.
3	Sụt lỏ nóc sau dàn chống thường xảy ra ngay sau khi dàn chống chuyển dịch. Các cục, tảng đá sụt lỏ lớn hơn so với khi nóc lò không ổn định.
4	Tải trọng tác dụng lên lớp che chắn dàn chống được phân bố đều đặn hơn theo diện tích giữa phía đầu và phía cuối dàn chống.
Vách trực tiếp ổn định	
1	Vách là những lớp đá dày cấu tạo từ đá phiến sét-cát bền vững hay cát kết bền vững. Không có những biểu hiện phá huỷ trong thời gian 5÷8 giờ khi nóc lò chợ không được chống giữ.
2	Vách là những lớp đá dày cấu tạo từ đá cát kết bền vững hay đá cuội kết bền vững. Có thể treo nóc lò chợ trên những diện tích lớn. Bên cạnh đó, sụt lỏ không xảy ra trong một khoảng thời gian dài.
3	Vách cấu tạo từ các lớp đá vôi hoặc đá cát kết bền vững. Chiều dày các lớp đá lớn hơn chiều dày lớp khai thác. Các nứt nẻ phát triển mạnh tạo nên các mặt yếu. Dọc theo các mặt yếu sẽ xảy ra sự phá huỷ khối đá. Tùy theo chuyển dịch của lò chợ, nóc lò sẽ hạ xuống dần và bị phá vỡ thành các khối nguyên riêng lẻ.

Bảng 4.4. Phân loại đất đá nóc lò theo mức độ sụt lở xây dựng trên cơ sở các kết quả nghiên cứu tại Ba Lan [73, 86].

N ^o	Chủng loại đất đá nóc lò chợ	Chỉ tiêu chất lượng nóc lò chợ ⁽¹⁾	Diện tích lưu không nóc lò cho phép, m ²
1	I. Rất yếu	$L=0\div 18$. Sụt lở ngay sau khi lộ mặt. Để ngăn ngừa sụt lở cần phải để lại phần phía trên của vỉa tại nóc lò chợ.	1,0
2	II. Ổn định yếu	$L=18\div 35$. Nóc lò chợ khó điều khiển. Nứt nẻ mạnh.	$1,0\div 2,0$
3	III. Ổn định trung bình	$L=35\div 60$. Sụt lở dễ dàng.	$2,0\div 5,0$
4	IV. Ổn định	$L=60\div 130$. Các điều kiện thuận lợi cho nóc lò chợ. Mức độ sụt lở thay đổi từ mức độ dễ dàng (khi giá trị L nhỏ) tới mức độ khó khăn (khi giá trị L lớn).	$5,0\div 8,0$
5	V. Rất ổn định	$L>130$. Rất ổn định. Cần phải tiến hành phá huỷ cưỡng bức.	$>8,0$
		$L>250$. Không thể sử dụng hệ thống khai thác với quy trình sập đổ (sụt lở).	

4.4.4.6. Yêu cầu chống giữ không gian lò chợ

Kết cấu chống giữ hiệu quả không gian lò chợ cần phải tác dụng tương hỗ với nóc lò, nền lò và trụ bảo vệ trên cơ sở đảm bảo quá trình điều khiển chuyển dịch nóc trực tiếp nhờ cơ cấu linh hoạt của mình. Bằng phương pháp đó, kết cấu chống giữ sẽ chống lại một cách liên tục sự chuyển dịch của khối đá. Kết quả của hiệu ứng trên sẽ làm cản trở sự phát triển của các chuyển dịch theo phương thẳng đứng và bảo vệ cho khoảng trống làm việc trong lò chợ.

Để xác định yêu cầu chống giữ cho không gian lò chợ, người thiết kế có thể sử dụng phương pháp do Bieniawski Z. T. đề xuất trên hình H.5.17 (chương 5). Tại đây mô tả mối quan hệ hữu cơ giữa các đại lượng:

“Khẩu độ lưu không an toàn cho công trình ngầm”, “Thời gian mất lộ lưu không an toàn cho công trình ngầm” và chỉ tiêu chất lượng khối đá RMR đánh giá theo phương pháp của Bieniawski Z. T.

Khả năng mang tải của dàn chống cơ khí thuỷ lực được xác định bởi sức kháng hoạt động của chúng. Sức kháng này sẽ bằng tải trọng tác dụng lên một đơn vị diện tích trần dàn chống trong quá trình chống lại một cách linh hoạt sự hạ dần của lớp đá nóc lò chợ [60]:

$$q = \left[\frac{P_y}{B \cdot (l + a)} \right] \quad (4.144)$$

Tại đây: q - Sức kháng làm việc cần thiết của dàn chống; P_y - Tải trọng tác dụng lên dàn chống trong quá trình kháng (chống lại) linh hoạt sự hạ dần của lớp đá nóc lò chợ; l - Chiều dài của trần dàn chống; a - Chiều rộng phần nóc không chống giữa biên trần dàn chống và gương lò chợ; B - Chiều dài của một khâu dàn chống.

4.5. Đặc điểm biến dạng và phá huỷ của khối đá gần gương công trình ngầm nằm ngang có chiều dài lớn

Các điều kiện bài toán biến dạng phẳng của khối đá xung quanh các công trình ngầm dài đã xem xét trên đây (tại mục 4.1) sẽ bị phá vỡ tại khu vực gần gương công trình ngầm.

Trong trường hợp này, những đặc điểm của quá trình biến dạng và phá huỷ khối đá có thể được xác định từ lời giải của các bài toán biến dạng thể tích tương ứng trong lĩnh vực cơ học vật rắn biến dạng.

Việc xem xét các vấn đề cơ học cho công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn tồn tại trong trường ứng suất nguyên sinh thuỷ tĩnh có thể giới hạn chỉ bằng các bài toán đối xứng (ví dụ, khối đá gần gương công trình ngầm dài hoặc giếng đứng và khối đá gần gương giếng đứng).

Để nghiên cứu trạng thái biến dạng trước giới hạn và quá trình phá huỷ khối đá gần gương công trình ngầm dài nằm ngang, Dobrokhoto V. A. đã đề xuất xem xét bài toán đối xứng dưới dạng như sau: sơ đồ tính toán khối đá gần gương cho bài toán với mặt cắt dọc công trình ngầm trong mặt phẳng “rz” mô tả trên hình H.4.50 [1].

Trong hệ trục toạ độ trụ “r θ z”, khi mặt phẳng “r θ ” nằm trong trạng thái biến dạng phẳng thì lời giải bài toán này sẽ thu được từ quá trình tích phân hệ các phương trình cơ học tương ứng cho mô hình địa cơ học khối đá đồng nhất, đẳng hướng có đặc tính biến dạng tuyến tính sau đây [1]:

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \frac{1}{E} [\sigma_r - \mu(\sigma_\theta + \sigma_z)]; & \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E} [\sigma_\theta - \mu(\sigma_r + \sigma_z)]; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_\theta + \sigma_r)]; & \gamma_{zr} &= \frac{1}{G} \tau_{zr}.\end{aligned}\quad (4.148)$$

Trong đó: $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$ - Các đại lượng ứng suất pháp trong hệ trục tọa độ trụ “ $r\theta z$ ”; τ_{zr} - Đại lượng ứng suất tiếp trong hệ trục tọa độ trụ “ $r\theta z$ ”; $\varepsilon_r, \varepsilon_\theta, \varepsilon_z$ - Các đại lượng biến dạng trong hệ trục tọa độ trụ “ $r\theta z$ ”; γ_{zr} - Đại lượng biến dạng góc trong hệ trục tọa độ trụ “ $r\theta z$ ”; E - Mô đun đàn hồi của vật liệu tạo đá; μ - Hệ số Poatxông của vật liệu tạo đá; G - Mô đun trượt của vật liệu tạo đá.

Các điều kiện biên, theo sơ đồ tính mô tả trên hình H.4.50, được viết dưới dạng như sau [1]:

* Tại biên phía trong của công trình ngầm:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= 0 \text{ khi } r = R_0 \text{ và } 0 \leq z \leq n.R_0, \\ \sigma_z &= 0 \text{ khi } 0 \leq r \leq R_0 \text{ và } z = 2.n.R_0;\end{aligned}\quad (4.149)$$

* Tại các vị trí nằm sâu trong khối đá:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= q \text{ khi } r = n.R_0 \text{ và } 0 \leq z \leq 2n.R_0, \\ \sigma_z &= q \text{ khi } 0 \leq r \leq n.R_0 \text{ và } z = 2.n.R_0.\end{aligned}\quad (4.150)$$

Trong đó: n - Số nguyên dương được chọn tương ứng với các kích thước vùng ảnh hưởng của gương công trình ngầm tác dụng lên trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá bao quanh.

Ngoài ra, theo đặc tính đối xứng, tại đây cần phải thoả mãn các điều kiện động hình học sau đây [1]:

$$\begin{aligned}u &= 0 \text{ khi } r = 0 \text{ và } n.R_0 \leq z \leq 2n.R_0, \\ w &= 0 \text{ khi } z = 0 \text{ và } R_0 \leq r \leq n.R_0.\end{aligned}\quad (4.151)$$

Bài toán lý thuyết đàn hồi đối xứng hình thành trên đây sẽ được giải bằng phương pháp chuyển vị. Để thực hiện hướng giải quyết đó, Dobrokhotov V. A. đã viết các phương trình cân bằng (4.145) theo các thành phần chuyển vị “ u ” và “ w ”.

Sau khi lắp lần lượt các phương trình hình học biến dạng (4.146) vào các phương trình vật lý (4.148), và sau đó các phương trình vật lý vào các phương trình cân bằng, kết quả sẽ nhận được các phương trình Lamé.

Tiếp theo, sau khi sử dụng những lời giải tổng quát của các phương trình đó dưới dạng các phương trình Businesski và thể hiện chúng thông qua các hàm số điều hoà $\varphi(r, z)$ và $\psi(r, z)$, các thành phần chuyển vị tương ứng sẽ có dạng:

$$\begin{aligned} u &= \frac{\partial \varphi}{\partial r} + z \cdot \frac{\partial \psi}{\partial r}, \\ w &= \frac{\partial \varphi}{\partial z} + z \frac{\partial \psi}{\partial z} - (3 - 4\mu) \cdot \psi. \end{aligned} \quad (4.152)$$

Các thành phần biến dạng tương ứng sẽ nhận được sau khi lắp ráp (4.152) vào các phương trình hình học biến dạng (4.146):

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + z \cdot \frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{r} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial r} + z \cdot \frac{\partial \psi}{\partial r} \right), \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} + z \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} - 2(1 - 2\mu) \frac{\partial \psi}{\partial z}, \\ \gamma_{rz} &= 2 \left[\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r \partial z} + z \cdot \frac{\partial^2 \psi}{\partial r \partial z} - (1 - 2\mu) \frac{\partial \psi}{\partial r} \right]. \end{aligned} \quad (4.153)$$

Sau khi lắp các phương trình (4.153) vào các phương trình vật lý (4.148) và sau một số biến đổi nhất định, Dobrokhotov V. A. đã thu được các thành phần ứng suất như sau:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \lambda \cdot \left[\nabla^2 \varphi + z \cdot \nabla^2 \psi - 2(1 - 2\mu) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right] + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + z \cdot \frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2}, \\ \sigma_\theta &= \lambda \cdot \left[\nabla^2 \varphi + z \cdot \nabla^2 \psi - 2(1 - 2\mu) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right] + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial r} + z \cdot \frac{\partial \psi}{\partial r} \right), \\ \sigma_z &= \lambda \cdot \left[\nabla^2 \varphi + z \cdot \nabla^2 \psi - 2(1 - 2\mu) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right] + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + z \cdot \frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} - 2(1 - 2\mu) \frac{\partial \psi}{\partial z}, \\ \tau_{rz} &= 2G \cdot \left[\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r \partial z} + z \cdot \frac{\partial^2 \psi}{\partial r \partial z} - (1 - 2\mu) \frac{\partial \psi}{\partial r} \right]. \end{aligned} \quad (4.154)$$

Tại đây:

$$\lambda = \frac{2G \cdot \mu}{1 - 2\mu} - \text{Hằng số Lamé};$$

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} - \text{Toán tử Laplas.}$$

Dobrokhotov V. A. đã đề xuất hệ trục tọa độ cong (α, θ, β) . Hệ trục tọa độ cong này liên hệ với hệ trục tọa độ trụ bằng các mối quan hệ sau [1]:

$$r = (C_1 - \alpha) \cdot \sin \beta + \frac{C_1}{\alpha^3} \cdot \sin 3\beta,$$

$$z = (C_1 + \alpha) \cdot \cos \beta + \frac{C_1}{\alpha^3} \cdot \cos 3\beta, \quad \theta = \theta. \quad (4.155)$$

Trong đó: C_1 – Hằng số phụ thuộc vào các kích thước hình học của công trình ngầm.

Sau khi sử dụng các công thức chuyển đổi sang hệ trục tọa độ cong bất kỳ, Dobrokhoto V. A. đã thể hiện các phương trình ứng suất (4.154), các phương trình biến dạng (4.152) trong hệ trục tọa độ cong (α, θ, β) như sau:

$$\begin{aligned} \sigma_\alpha &= \sigma_\alpha(\varphi, \psi), & \sigma_\theta &= \sigma_\theta(\varphi, \psi), \\ \sigma_\beta &= \sigma_\beta(\varphi, \psi), & \tau_{\alpha\beta} &= \tau_{\alpha\beta}(\varphi, \psi), \\ u_\alpha &= u_\alpha(\varphi, \psi), & u_\beta &= u_\beta(\varphi, \psi). \end{aligned} \quad (4.156)$$

Do các hàm số φ và ψ là các hàm số điều hoà, cho nên chúng cần phải thoả mãn phương trình Laplas. Phương trình này trong hệ trục tọa độ cầu (R, θ, γ) có dạng như sau:

$$\frac{\partial}{\partial R} \left(R^2 \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial R} \right) + \frac{1}{\sin \gamma} \cdot \frac{\partial}{\partial \gamma} \left(\sin \gamma \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial \gamma} \right) = 0. \quad (4.157)$$

Tại đây đã xét tới yếu tố: hàm số Φ không phụ thuộc vào góc θ . Phương trình (4.157) có hai lời giải:

$$\Phi = R^n \cdot P_n(\cos \gamma), \quad \Phi = R^{(-n-1)} \cdot P_n(\cos \gamma). \quad (4.158)$$

Trong đó: $P_n(\cos \gamma)$ – Các đa thức Lojan phụ thuộc vào biến số $(\cos \gamma)$ hay còn gọi là các hàm số cầu.

Để sử dụng các lời giải (4.158) trong các công thức (4.156), chúng cần phải được viết trong hệ trục tọa độ cong (α, θ, β) . Điều này có thể thực hiện được thông qua các công thức chuyển đổi từ hệ trục tọa độ cong (α, θ, β) sang hệ trục tọa độ cầu (R, θ, γ) :

$$R = \sqrt{\left[C_1^2 + \alpha^2 + \frac{C_1^2}{\alpha^6} + 2C_1 \left(\alpha - \frac{1}{\alpha^2} \right) \cdot \cos 2\beta - 2 \frac{C_1^2}{\alpha^3} \cdot \cos 4\beta \right]},$$

$$\gamma = \arccos \left[\frac{(C_1 + \alpha) \cos \beta - \frac{C_1}{\alpha^3} \cdot \cos 3\beta}{R} \right]. \quad (4.159)$$

Khi đó, các hàm số điều hoà φ và ψ có thể được thể hiện dưới dạng các chuỗi:

$$\varphi = \sum_1^N (a_n \Phi_n), \quad \psi = \sum_1^N (b_n \Phi_n). \quad (4.160)$$

Trong đó: a_n, b_n – Các hệ số được xác định từ các điều kiện biên trên biên công trình ngầm (4.149), các điều kiện biên tại các vị trí nằm sâu trong khối đá bao quanh công trình ngầm (4.150) và từ các điều kiện động hình học (4.151); Φ_n – Lời giải thứ hai trong (4.158) sau khi xét tới sự thay thế hệ trục toạ độ trên cơ sở (4.159).

Bảng 4.5.

n	b_n	n	b_n	n	a_n	n	a_n
0	0,71600	14	0,031000	1	-0,6155	15	-0,023000
2	0,60100	16	0,013000	3	-0,6050	17	-0,012500
4	0,40500	18	0,007000	5	-0,4050	19	-0,007500
6	0,25700	20	0,004800	7	-0,0750	21	-0,003650
8	0,13100	22	0,002300	9	-0,1275	23	-0,001750
10	0,08800	24	0,000800	11	-0,0920	25	-0,000630
12	0,06200	26	0,000015	13	-0,0520	27	-0,000034

Ghi chú: $a_n=0$ khi $n=0, 2, 4, 6, 8, \dots$; $b_n=0$ khi $n=1, 3, 5, 7, 9, \dots$

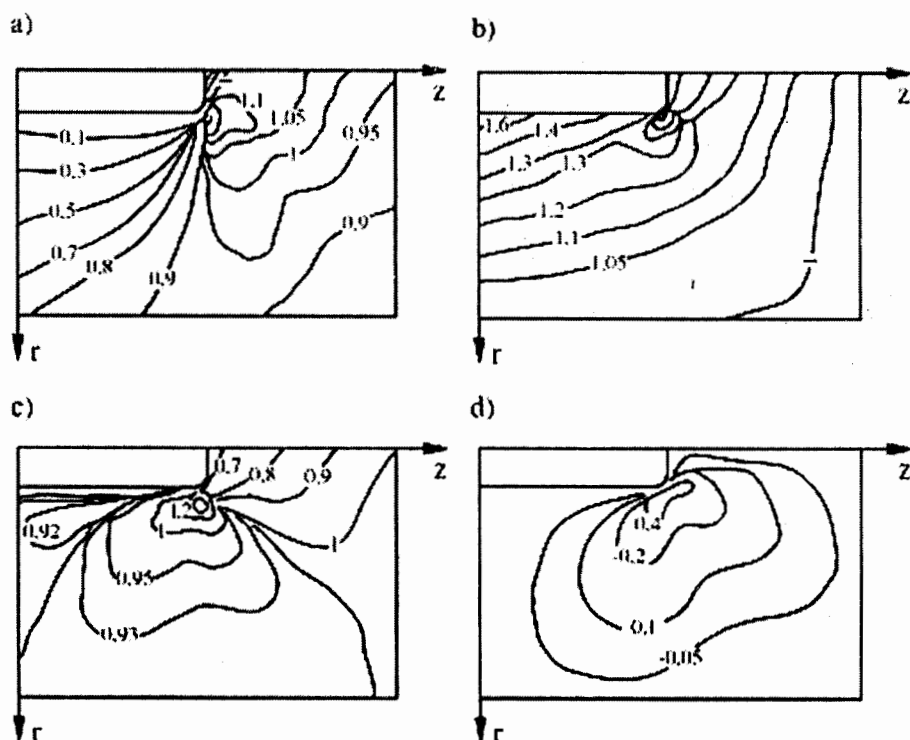
Bảng 4.5 giới thiệu các giá trị bằng số cụ thể của các hệ số a_n, b_n [1]. Từ bảng 4.5 dễ dàng nhận thấy, khi $n>11$ các hệ số a_n, b_n không gây nên những ảnh hưởng đáng kể tới các hàm số điều hoà φ và ψ đang tìm kiếm. Do đó, để đơn giản hoá quá trình tính toán tiếp theo, Đobrokhotov V. A. đã giới hạn trong các khai triển (4.160) chỉ bằng hai số hạng. Khi đó, các hàm số điều hoà φ và ψ trong hệ trục toạ độ trụ (r, θ, z) sẽ có dạng như sau [1]:

$$\begin{aligned} \varphi = & -0,6155 \cdot \frac{1}{R^2} P_1(\cos \gamma) - 0,605 \cdot \frac{1}{R^4} P_3(\cos \gamma) - \\ & - 0,405 \cdot \frac{1}{R^6} P_5(\cos \gamma) - 0,2075 \cdot \frac{1}{R^8} P_7(\cos \gamma) - \\ & - 0,1275 \cdot \frac{1}{R^{10}} P_9(\cos \gamma) - 0,092 \cdot \frac{1}{R^{12}} P_{11}(\cos \gamma); \end{aligned} \quad (4.161.1)$$

$$\begin{aligned} \psi = & 0,716 \cdot \frac{1}{R} + 0,601 \cdot \frac{1}{R^3} P_2(\cos \gamma) + \\ & + 0,405 \cdot \frac{1}{R^5} P_4(\cos \gamma) + 0,257 \cdot \frac{1}{R^7} P_6(\cos \gamma) + \\ & + 0,131 \cdot \frac{1}{R^9} P_8(\cos \gamma) + 0,088 \cdot \frac{1}{R^{11}} P_{10}(\cos \gamma) \end{aligned} \quad (4.161.2)$$

Trong đó, theo các công thức chuyển đổi tới hệ trục tọa độ trụ: $R^2 = r^2 + z^2$; $\cos \gamma = z/R$; $P_n(z/\sqrt{r^2 + z^2})$ - Các đa thức Legendre có thể được tính toán nhờ hệ thống các bảng cho các điểm của khối đá với các tọa độ r và z .

Sau khi lắp ráp các hàm số điều hoà φ và ψ vào các công thức (4.154) và (4.152), Dobrokhotov V. A. nhận được các giá trị ứng suất và biến dạng của khối đá như là các hàm số của các tọa độ r và z .



H.4.51. Các sơ đồ mô tả sự thay đổi của các đường đồng mức phân bố ứng suất tại khu vực gần gương công trình ngầm trong những điều kiện biến dạng trước giới hạn (theo Dobrokhotov V. A. [1]).

Để cho bài toán một nửa mặt cắt ngang đối xứng tính toán (hình H.4.50), Dobrokhotov V. A. đã xây dựng các đường đồng mức cho các ứng suất σ_r (hình H.4.51.a), σ_θ (hình H.4.51.b), σ_z (hình H.4.51.c), τ_{rz} (hình H.4.51.d).

Các giá trị ứng suất này được định mức trên đại lượng ứng suất nguyên sinh “q” (giá trị tính theo tỷ lệ đối với đại lượng ứng suất nguyên sinh q). Nghĩa là, các giá trị ứng suất này được thể hiện thông qua các đường đồng mức của các hệ số tập trung ứng suất.

Mức độ tập trung ứng suất (σ_r/q) và (σ_θ/q) trên đường biên gương công trình ngầm bằng khoảng 0,5÷0,6 giá trị tại phần trung tâm của chúng, nghĩa là nhỏ hơn mức độ tập trung ứng suất (σ_θ/q)=2 trên biên của các công trình ngầm dài và sẽ gia tăng tại các vị trí góc của gương công trình ngầm, sau khi vượt quá mức độ tập trung ứng suất này (xem hình H.4.51.a, b).

Tại các vị trí góc di chuyển dọc theo chiều dài công trình ngầm so với mặt phẳng gương công trình ngầm có thể nhận thấy mức độ tập trung ứng suất (σ_r/q)>2 (xem hình H.4.51.c).

Tại các mặt cắt công trình ngầm cách xa khỏi gương công trình ngầm và nằm trong những điều kiện biến dạng phẳng, mức độ tập trung ứng suất trên biên công trình ngầm sẽ bằng (σ_θ/q)=2 và (σ_r/q)=1.

Điều này trùng hợp với quy luật phân bố ứng suất trên biên công trình ngầm dài (xem hình H.4.1). Tại các vị trí vào sâu phía trong khối đá rời xa khỏi gương và tường thành công trình ngầm (σ_r/q)→1, (σ_θ/q)→1, (σ_z/q)→1, nghĩa là, các giá trị ứng suất sẽ tiến dần tới các giá trị ban đầu “q” của mình trong khối đá nguyên sinh.

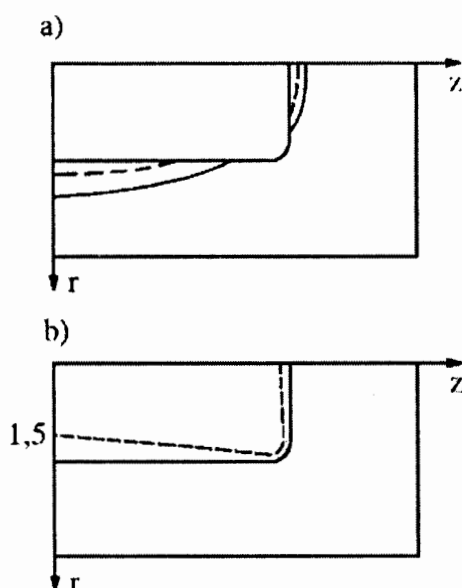
Tại mức độ tập trung ứng suất nhất định, trong khu vực khối đá gần gương và tường thành công trình ngầm sẽ bắt đầu quá trình phá huỷ đất đá. Quá trình phá huỷ đất đá này sẽ lan truyền trên biên công trình ngầm và từ biên công trình ngầm vào sâu phía trong khối đá.

Để đánh giá kích thước các vùng phá huỷ tại khu vực khối đá gần biên công trình ngầm, Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã sử dụng phương pháp xếp chồng đàn hồi: lắp ráp các thành phần ứng suất chính σ_1 và σ_3 (tương ứng với các giá trị ứng suất chính lớn nhất và ứng suất chính nhỏ nhất) nhận được từ lời giải đưa ra trên đây cho bài toán đối xứng trong lý thuyết đàn hồi vào điều kiện bền (4.43). Điều kiện bền này thể hiện phương trình đường bao các đường tròn Mohr giới hạn với các đặc tính cơ học nhất định $\rho=30^\circ$ và $(R_n/q)=1,0; 0,5$.

Hình H.4.52.a mô tả vùng phá huỷ đất đá bằng đường liền nét khi $(R_n/q)=0,5$, còn bằng đường không liền nét khi $(R_n/q)=1,0$. Từ đây, dễ

dễ dàng nhận thấy rằng, sự phá huỷ sẽ bắt đầu từ biên gương công trình ngầm và trên biên tường thành công trình ngầm rồi xa khỏi gương thi công.

Trong đó, sự phá huỷ tại khu vực lân cận tường thành công trình ngầm sẽ lan truyền mạnh hơn vào sâu phía trong khối đá so với tại khu vực lân cận gương thi công công trình ngầm và có thể được xác định từ lời giải bài toán trong điều kiện biến dạng phẳng (xem mục 4.2).



H.4.52. Sơ đồ quy luật phân bố các giá trị chuyển dịch và kích thước vùng phá huỷ của khối đá tại khu vực gần gương công trình ngầm (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. [1]).

Sự phá huỷ của khối đá chủ yếu xuất hiện tại khu vực lân cận tường thành công trình ngầm tại các vị trí rời xa khỏi gương thi công cũng được giải thích bằng những chuyển dịch lớn vào không gian phía trong công trình.

Hình H.4.52.b thể hiện những chuyển dịch đó trong các đơn vị tương đối (ER_0/q). Tại đây: E – Môđun biến dạng của đất đá. Dễ dàng nhận thấy, các giá trị chuyển dịch lớn nhất có thể được xác định từ lời giải của bài toán biến dạng phẳng (xem mục 4.2).

Bằng phương pháp như vậy, công tác phân tích lời giải quy đổi sẽ chỉ ra những đặc điểm biến dạng và phá huỷ của khối đá trong khu vực gần gương thi công công trình ngầm dài nằm ngang. Cần phải nhấn mạnh

rằng, những đặc điểm này có thể được nhận thấy chỉ trong khu vực gần gương thi công công trình. Kích thước của vùng này dọc theo trục dọc công trình ngầm sẽ không vượt quá giá trị $5R_0$. Tại các vị trí thuộc các mặt cắt ngang công trình ngầm trên những khoảng cách lớn rời xa khỏi gương thi công, người thiết kế có thể chỉ cần giới hạn nghiên cứu trong việc xem xét bài toán biến dạng phẳng cho khối đá.

CHƯƠNG 5

CHẤT LƯỢNG KHỐI ĐÁ VÀ ĐỘ ỔN ĐỊNH CỦA CÔNG TRÌNH NGẦM

5.1. Tổng quan

Các quá trình cơ học xuất hiện trong khối đá do công tác xây dựng và khai thác mỏ có thể gây nên những biểu hiện có hại của khối đá bao quanh công trình ngầm dưới các dạng: sụt lở đất đá vào phía trong công trình ngầm; biến công trình ngầm bị biến dạng lớn; các hiện tượng phá huỷ động học khác của khối đá.

Để tiến hành lựa chọn một cách khoa học các phương pháp và phương tiện ngăn ngừa, chống lại các hiện tượng địa cơ học có hại và bảo vệ công trình ngầm, các nhà địa cơ học phải dự đoán và đánh giá mức độ phát triển của các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm trong những điều kiện địa cơ học cụ thể.

Nói cách khác, để tiến hành lựa chọn chủng loại, cấu tạo, khả năng mang tải của kết cấu chống giữ, các nhà địa cơ học phải biết rõ các vấn đề sau:

* Khối đá gần biên công trình ngầm tiếp xúc với kết cấu chống giữ nằm trong trạng thái cơ học nào?

* Khối đá nằm trong trạng thái phá huỷ hay không phá huỷ?

* Nếu khối đá nằm trong trạng thái phá huỷ thì kích thước vùng phá huỷ bằng bao nhiêu?

* Đại lượng chuyển dịch của biên công trình ngầm có thể đạt tới giá trị nào? v.v...

Việc dự đoán, đánh giá trạng thái cơ học của khối đá bao quanh công trình ngầm trên đây gọi là quá trình dự đoán và đánh giá độ ổn định (mức độ ổn định) cho công trình ngầm không chống giữ hoặc có sử dụng kết cấu chống giữ nào đó.

Khái niệm “độ ổn định của công trình ngầm không chống” (“độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm không chống”, “độ ổn định của mặt lộ biên khối đá bao quanh công trình ngầm”) về bản chất khác với khái niệm “độ ổn định của công trình ngầm”. Khái niệm “độ ổn định của công trình ngầm” mang đặc tính tổng quát hơn. Khái niệm này thông thường được các nhà địa cơ học sử dụng để đánh giá trạng thái ổn định cho toàn bộ hệ thống “khối đá-kết cấu chống giữ”, nghĩa là, sử dụng

để đánh giá mức độ ổn định của công trình ngầm có sử dụng kết cấu chống giữ. Tại đây không chỉ đánh giá độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm không sử dụng kết cấu chống giữ (công trình ngầm không chống) mà còn cho toàn bộ hệ thống “khối đá-công trình ngầm”.

Như vậy, trước khi đánh giá mức độ ổn định cho toàn bộ công trình ngầm, thông thường các nhà địa cơ học phải tiến hành nghiên cứu, dự báo, đánh giá trạng thái cơ học của khối đá có chứa công trình ngầm tại giai đoạn không sử dụng kết cấu chống giữ.

Độ ổn định của công trình ngầm không chống chính là khả năng của các mặt lộ khối đá biên bao quanh công trình ngầm có thể bảo toàn hình dạng, kích thước của mình theo các yêu cầu địa cơ học và sử dụng cần thiết. Theo Bulutriov N. X., độ ổn định của công trình ngầm không chống phụ thuộc vào các yếu tố chính như sau [8]:

- * Giá trị, hướng tác dụng 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 của công trình ngầm và các quá trình vận động của vỏ quả 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...);

- * Đặc tính liên khối (đặc tính liên tục) của khối đá;

- * Đặc tính phá huỷ trong khối đá (số lượng và tính chất nứt nẻ, sự tồn tại các mặt yếu cấu trúc khác nhau trong khối đá...);

- * Mức độ ngấm nước của khối đá;

- * Các đặc tính nước ngầm và địa chất thủy văn khác;

- * Hình dạng, các kích thước cấu tạo của mặt cắt ngang ngang công trình ngầm;

- * Phương pháp tiến hành các công tác xây dựng (đào-chống) công trình ngầm.

Sự ảnh hưởng của mỗi yếu tố trên đây có thể được tiến hành xem xét một cách riêng lẻ thông qua một (hoặc một tập hợp) hệ số ảnh hưởng nào đó xác định trên cơ sở kinh nghiệm hay kết quả quan sát tại hiện trường. Tuy nhiên, thực tế cho thấy, các yếu tố trên đây phụ thuộc lẫn nhau và đồng thời gây ra ảnh hưởng tới độ ổn định của công trình ngầm không chống. Ví dụ, mức độ ổn định của khối đá mềm yếu khi ngấm nước sẽ bị giảm nhanh hơn so với khối đá rắn cứng.

Nhìn chung, sau thời điểm xây dựng công trình ngầm, trong khối đá bao quanh công trình sẽ xảy ra quá trình phân bố lại ứng suất. Quá trình này phụ thuộc vào một tập hợp của các đặc tính môi trường, cấu tạo

công trình và tuân thủ theo các định luật địa cơ học. Tùy theo mức độ, đặc tính ứng suất xuất hiện và các tính chất cơ lý của đá, khối đá sẽ bị biến dạng theo các dạng sau đây:

* Biến dạng trong khối đá sẽ xảy ra trong giới hạn biến dạng đàn hồi. Trong khối đá xuất hiện các biến dạng không dẫn đến hiện tượng phá huỷ của đá (giá trị ứng suất không lớn hơn độ bền dài lâu của đá);

* Biến dạng trong khối đá sẽ xảy ra kèm theo quá trình phá huỷ đá. Xung quanh công trình ngầm sẽ tạo nên vùng biến dạng không đàn hồi (giá trị ứng suất lớn hơn độ bền dài lâu của đá).

Về lý thuyết, sau khi lý tưởng hoá môi trường, các nhà địa cơ học đã tiến hành nghiên cứu nhiều vấn đề liên quan tới trạng thái ứng suất-biến dạng-giảm bền phức tạp trong khối đá có chứa công trình ngầm [1, 2, 3, 8, 44, 49, ...]. Tuy nhiên, cho đến nay chỉ có bài toán đàn hồi cho lời giải duy nhất.

Trong trường hợp khi vùng biến dạng không đàn hồi được tạo thành trong khối đá bao quanh công trình ngầm thì lời giải của bài toán sẽ phụ thuộc rất lớn vào phương pháp lý tưởng hoá môi trường khối đá xem xét và quá trình xấp xỉ giải tích các tính chất cơ lý đá trong vùng biến dạng không đàn hồi.

Hiện nay các nhà địa cơ học đã tìm ra lời giải cho các bài toán đàn hồi-dẻo, trong đó vùng biến dạng không đàn hồi được xem như là một trong các môi trường địa cơ học sau đây:

* Môi trường dẻo;

* Môi trường rời lý tưởng;

* Môi trường được mô tả bằng đường cong giới hạn các vòng tròn Mohr với hệ số dính kết không đổi (hoặc hệ số dính kết thay đổi);

* Môi trường được mô tả bằng lý thuyết biến dạng sau giới hạn đàn hồi của đá.

Trong trường hợp hình thành vùng biến dạng không đàn hồi, trạng thái cân bằng của hệ “kết cấu chống giữ-khối đá” chỉ có thể đạt được khi đại lượng chuyển dịch của khối đá biên công trình và phản lực của kết cấu chống giữ đạt tới những giá trị xác định nào đó. Nếu độ linh hoạt của kết cấu chống giữ càng lớn thì giá trị phản lực theo yêu cầu (độ cứng, độ bền...) đối với chúng càng nhỏ.

Kết quả phân tích các lời giải lý thuyết cho thấy, biến dạng đàn hồi chỉ có thể gây ra những giá trị không đáng kể của chuyển dịch biên công trình ngầm. Với những giá trị biến dạng như vậy thì công trình ngầm có thể được xây dựng mà không cần phải sử dụng các loại kết cấu chống giữ mang tải.

Việc so sánh kết quả của lời giải lý thuyết với các số liệu đo đạc thực tế cho thấy, các lời giải lý thuyết chỉ có thể đưa ra những bức tranh định tính đúng đắn về sự tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ và khối đá bao quanh.

Trong khi đó, các số liệu tính toán lý thuyết và các số liệu tương ứng đo đạc được trên thực tế của quá trình tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ và khối đá (giá trị dịch chuyển của biên công trình ngầm, phân lực của kết cấu chống giữ) khác nhau tới 10÷100 lần [2, 3].

Sự khác biệt trên đây xuất hiện do các nguyên nhân sau:

* Sơ đồ tính toán lý thuyết đã lý tưởng hoá cơ chế làm việc của hệ “kết cấu chống giữ-khối đá”;

* Quá trình tính toán hệ “kết cấu chống giữ-khối đá” không thể xem xét tất cả các yếu tố ảnh hưởng tới trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá (đặc tính không đồng nhất, liên tục, đẳng hướng của khối đá; sự tồn tại các mặt yếu cấu trúc trong khối đá; biên công trình ngầm có hình dạng lồi lõm bất kỳ; sự xuất hiện các nứt nẻ công nghệ sẽ làm biến đổi tính chất đá và trạng thái ứng suất-biến dạng trong khối đá tại biên công trình ngầm; sự thay đổi tính chất cơ lý đá phụ thuộc vào thời gian và trạng thái địa cơ học khối đá...).

Cho tới nay, trên thực tế đã có nhiều công trình nghiên cứu lý thuyết giải quyết riêng lẻ các yếu tố ảnh hưởng trên đây. Tuy nhiên, vấn đề đồng thời xem xét tất cả các yếu tố ảnh hưởng trong quá trình giải bài toán ứng suất-biến dạng cho hệ “kết cấu chống giữ-khối đá” một cách chuẩn xác thường gặp rất nhiều khó khăn. Do đó, phương pháp nghiên cứu thực nghiệm hoặc phương pháp nghiên cứu giải tích-thực nghiệm các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá chứa công trình ngầm thường được sử dụng rộng rãi trên thực tế.

Nghiên cứu độ ổn định của công trình ngầm không chống và các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá gần biên công trình cho thấy, chúng có mối liên quan chặt chẽ với nhau.

Mức độ ổn định của công trình ngầm không chống chính là hệ quả của mức độ thể hiện các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá gần biên công trình. Tuy nhiên, kết quả các lời giải lý thuyết về trạng thái phân bố ứng suất-biến dạng và dự báo các trạng thái địa cơ học trước, trong và sau giới hạn (chương 4) làm cơ sở cho lý thuyết dự báo các dạng mất ổn định cho công trình ngầm thường chỉ có ý nghĩa lý thuyết, ý nghĩa định tính.

Các quá trình địa cơ học xảy ra, phát triển trong khối đá thực tế do nhiều nguyên nhân (các đặc điểm cấu trúc, cấu tạo khoáng vật; đặc tính không đồng nhất, dị hướng cơ học; sự ảnh hưởng của các yếu tố tự

nhiên, nhân tạo khác...) thường khác xa so với những kết quả nghiên cứu lý thuyết trên các mô hình địa cơ học lý tưởng. Tất cả những khó khăn trên đây bắt buộc các nhà địa cơ học phải sử dụng các chỉ tiêu đánh giá tổng hợp khác nhau. Các chỉ tiêu đánh giá này được xây dựng trên cơ sở những kết quả nghiên cứu thực nghiệm, nghiên cứu trên mô hình và những kết quả khảo sát, đo đạc thực tế trên khối đá trong quá trình đánh giá độ ổn định cho công trình ngầm không chống.

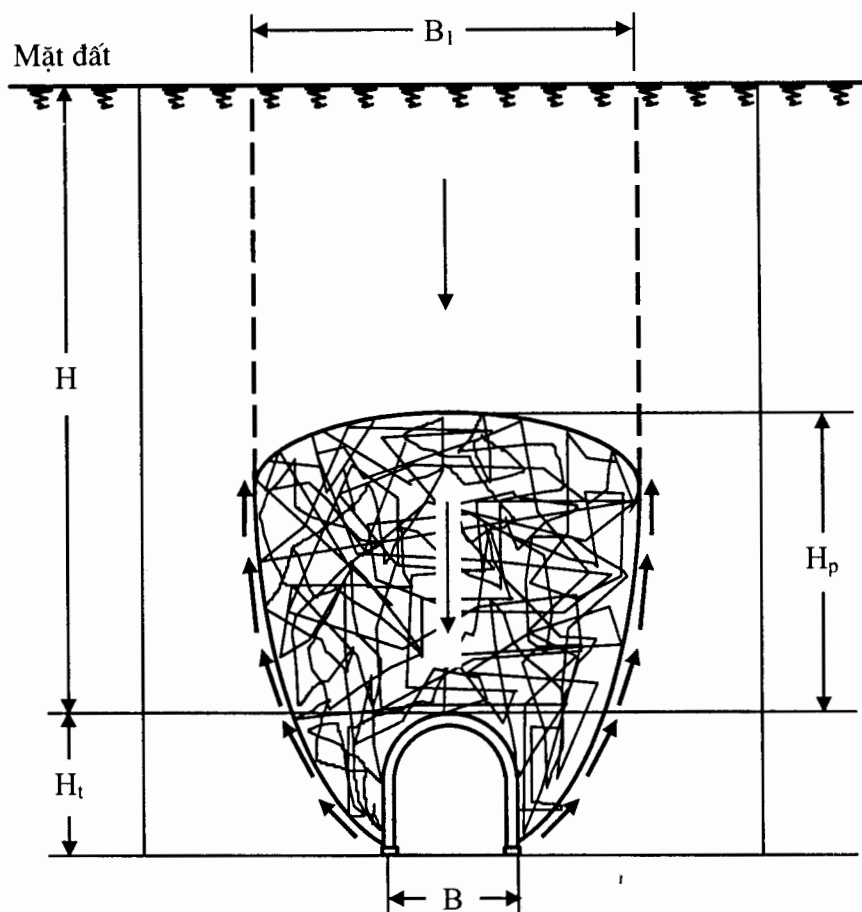
Trước thời điểm xuất hiện các phương pháp khoa học rõ ràng, có cấu trúc chặt chẽ để dự báo mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống, trong những năm đầu và giữa thế kỷ 20 một số nhà địa cơ học trên thế giới (Protodíaconov M. M., Terzaghi K., Stini I., Lauffer H. ...) đã bắt đầu đưa ra một số bảng phân loại đầu tiên cho khối đá, một số khái niệm ban đầu đánh giá về mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống.

Vào năm 1930, Protodíaconov M. M. đã đề xuất chỉ tiêu “hệ số kiên cố của đá” “f”. Hệ số “f” được xây dựng trên cơ sở giá trị độ bền nén đơn trục của mẫu đá. Từ đây, Protodíaconov M. M. đã đề xuất bảng phân loại khối đá dựa vào giá trị “hệ số kiên cố của đá” “f”. Bảng phân loại này đã được sử dụng hết sức rộng rãi tại các nước thuộc Hệ thống Xã hội chủ nghĩa cũ trong quá trình giải quyết các bài toán địa cơ học khác nhau thuộc lĩnh vực xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ.

Vào năm 1946, Terzaghi K. [81] đã đề xuất một hệ thống phân loại đá đơn giản để sử dụng trong quá trình tính toán giá trị áp lực tác dụng lên các khung chống kim loại trong các đường hầm. Trong bảng phân loại này, sau khi giới thiệu các loại đất đá khác nhau và dựa trên những kinh nghiệm chống giữ bằng các khung chống kim loại cho các đường hầm giao thông đường sắt tại vùng núi Alps, Terzaghi K. đã phân loại các cấp giá trị áp lực mỏ cho các điều kiện đất đá khác nhau (bảng 5.1). Hình H.5.1 giới thiệu sơ đồ dịch chuyển vùng đá phá huỷ phía trên công trình ngầm gây ra áp lực tác dụng lên kết cấu chống giữ.

Vào năm 1950, Stini I. trong tài liệu [79] về địa chất đường hầm đã giới thiệu một bảng phân loại khối đá và đã tiến hành mô tả nhiều điều kiện bất lợi có thể gặp trong quá trình thi công các loại đường hầm. Stini I. đã nhấn mạnh tầm quan trọng của các khuyết tật cấu trúc của khối đá, trường ứng suất khối đá, sự cần thiết của việc phải tránh đào các đường hầm song song hoặc giao cắt với các phá huỷ địa chất.

Trong khi cả Terzaghi K. và Stini I. đều bàn về đại lượng “thời gian không ổn định” cho các đường hầm thì Lauffer H. lại nhấn mạnh tới các khái niệm về “thời gian ổn định” và “khoảng cách lưu không” (kích thước, khẩu độ lưu không) cho công trình ngầm.



H.5.1. Sơ đồ dịch chuyển của vùng đá phá huỷ phía trên công trình ngầm gây ra áp lực tác dụng lên kết cấu chống giữ (theo Terzaghi K. [81]).

Năm 1958, trong quá trình nghiên cứu đánh giá độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm lần đầu tiên Lauffer H. đã đưa ra hai khái niệm “thời gian ổn định không chống cho công trình ngầm” và “khoảng cách (khẩu độ) lưu không hữu hiệu cho công trình ngầm” [72].

Theo Lauffer H., “thời gian ổn định không chống cho công trình ngầm” là độ dài của khoảng thời gian mà không gian ngầm có thể chịu đựng được trong trạng thái không chống giữ sau thời điểm khai đào mà không bị sụt lở; còn “khoảng cách (khẩu độ) lưu không hữu hiệu cho công trình ngầm” chính bằng kích thước chiều rộng và chiều dài lớn nhất không chống của công trình ngầm tính từ gương đào đến kết cấu chống giữ công trình.

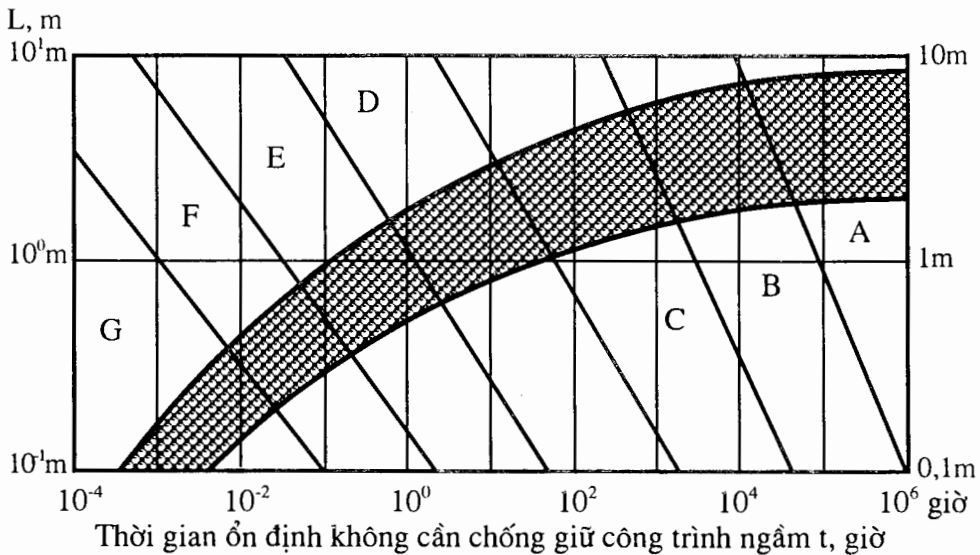
Bảng 5.1.

Nº	Đặc điểm địa cơ học của đá	Giá trị cột áp lực đá H_p , foot (Anh)	Loại hình kết cấu chống giữ nền áp dụng
1	Đá cứng hoặc liền khối	0,0	Kết cấu chống giữ nhẹ nhàng nếu có sụt lở cục bộ.
2	Đá cứng phân lớp, phân phiến	$0 \div (0,5.B)$	Kết cấu chống giữ nhẹ nhàng chống lại sụt lở cục bộ.
3	Đá khối; mức độ nứt nẻ trung bình	$0 \div (0,25.B)$	Giá trị áp lực mỏ có thể thay đổi và không ổn định từ điểm này đến điểm khác trên biên.
4	Các khối đá, các lớp đá trung bình	$(0,25.B) \div [0,35.(B+H_t)]$	Không có áp lực hông.
5	Các khối đá và các lớp đá rất nhỏ	$(0,35 \div 1,1).(B+H_t)$	Giá trị áp lực nhỏ hoặc không có áp lực hông.
6	Đá bị vò nhàu	$1,1.(B+H_t)$	Giá trị áp lực hông lớn. Xuất hiện hiện tượng hoá mềm nền công trình ngầm; phải chống giữ tiếp theo khu vực nền bằng các thanh thép hoặc các vòng chống.
7	Đá bị nén ép tại độ sâu nhỏ	$(1,1 \div 2,1).(B+H_t)$	Giá trị áp lực hông rất lớn. Nên sử dụng khung chống kim loại và phải chống giữ khu vực nền bằng các vòng chống.
8	Đá bị nén ép tại độ sâu lớn	$(2,1 \div 4,5).(B+H_t)$	
9	Đá bị nén ép và có đặc tính bùng, trồi	Cột áp lực đá đạt giá trị bằng 250 foot và không phụ thuộc vào giá trị " $B+H_t$ "	Đòi hỏi khung chống kết cấu kín, hình tròn. Trong trường hợp đặc biệt phải sử dụng các loại kết cấu chống giữ vững chắc hơn.

Ghi chú: Giá trị cột áp lực đá H_p (đo bằng đơn vị foot của nước Anh) của khối đá tác dụng lên phía trên nóc kết cấu chống giữ công trình ngầm có chiều rộng " B " (foot), chiều cao " H_t " (foot) xây dựng tại độ sâu lớn hơn $1,5.(B+H_t)$.

Trên cơ sở phân tích mối quan hệ giữa hai chỉ tiêu định lượng đánh giá mức độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm trên đây, Lauffer H. đã xây dựng sơ đồ quan hệ giữa "thời gian ổn định không chống cho công trình ngầm" "t" và "khoảng cách (khẩu độ) lưu không

hữu hiệu cho công trình ngầm” “L”. Từ đây, Lauffer H. đã tiến hành phân loại mức độ ổn định của các khối đá thành 7 cấp ổn định khác nhau “A, B, C, D, E, F và G”: từ cấp ổn định A (khối đá rất ổn định tương đương với loại đá cứng và liền khối theo bảng phân loại của Terzaghi K.) đến cấp ổn định G (khối đá rất yếu và không ổn định tương đương với loại đá bị nén ép mạnh và có khả năng trôi, búng lên theo bảng phân loại của Terzaghi K.) (hình H.5.2).



H.5.2. Sơ đồ quan hệ giữa “khoảng cách lưu không hữu hiệu” “L” và “thời gian ổn định không chống” “t” cho công trình ngầm (theo Lauffer H. [72]).

Do các công trình của Stini I. và Lauffer H. đã được công bố bằng tiếng Đức, cho nên trong thời gian đầu chúng đã không được các nước nói tiếng Anh và các ngôn ngữ khác chú ý. Tuy vậy, cũng như các công trình của các nhà địa cơ học Liên Xô, các công trình này đã có những ảnh hưởng rất quan trọng làm nền tảng bước đầu để cho các thế hệ các nhà địa cơ học tiếp theo phát triển và xây dựng các phương pháp mới đánh giá chất lượng khối đá và mức độ ổn định của chúng.

Hiện nay có rất nhiều phương pháp khác nhau đánh giá độ ổn định của công trình ngầm không chống. Các phương pháp này được xây dựng trên những phương pháp luận khác nhau. Chúng không chỉ đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống mà còn được phát triển theo hướng tạo nên cơ sở khoa học để lựa chọn giải pháp và loại hình chống giữ hợp lý

cho công trình ngầm. Trên cơ sở phân tích bản chất của các phương pháp đánh giá độ ổn định cho công trình ngầm không chống, tác giả [94, 98] đã phân chia chúng thành một số nhóm chính như sau:

* Các phương pháp dự báo độ ổn định cho công trình ngầm không chống trên cơ sở so sánh giá trị ứng suất thứ sinh lớn nhất xuất hiện trên biên công trình ngầm và độ bền tương ứng của khối đá;

* Các phương pháp dự báo độ ổn định cho công trình ngầm không chống trên cơ sở dự báo sự hình thành vùng biến dạng không đàn hồi, vùng phá huỷ trong khối đá biên công trình;

* Các phương pháp dự báo độ ổn định cho công trình ngầm không chống trên cơ sở dự báo giá trị chuyển dịch lớn nhất (giá trị biến dạng lớn nhất) của biên công trình ngầm;

* Các phương pháp dự báo độ ổn định cho công trình ngầm không chống trên cơ sở các chỉ tiêu tổng hợp đánh giá mức độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm;

* Các phương pháp dự báo độ ổn định cho các công trình ngầm thẳng đứng (giếng đứng) không chống.

5.2. Một số phương pháp so sánh giá trị ứng suất thứ sinh lớn nhất với độ bền của khối đá

Quá trình phân tích một số phương pháp đánh giá độ ổn định cho công trình ngầm không chống trên cơ sở so sánh giá trị ứng suất thứ sinh lớn nhất xuất hiện trên biên công trình ngầm và độ bền tương ứng của khối đá sẽ dẫn đến việc kiểm tra điều kiện sau đây:

$$\sigma_{\text{id}} \leq R_n \text{ hoặc } \sigma_{\text{id}} \leq R_k . \quad (5.1)$$

Tại đây: σ_{id} - Giá trị ứng suất chính lớn nhất tác dụng trên biên công trình ngầm không chống; R_n , R_k - Độ bền nén, độ bền kéo đơn trục của khối đá.

Khi điều kiện (5.1) thoả mãn, mặt lộ của biên công trình ngầm được xem như ổn định. Trong trường hợp ngược lại, khi điều kiện trên không thoả mãn, xung quanh công trình ngầm sẽ hình thành một vùng cân bằng giới hạn (tại giai đoạn đầu tiên), vùng phá huỷ (tại giai đoạn tiếp theo) và khối đá xung quanh biên công trình ngầm sẽ (được xem như) không ổn định.

Việc sử dụng các phương pháp đánh giá độ ổn định cho công trình ngầm không chống xây dựng trên cơ sở điều kiện (5.1) sẽ liên quan tới hai vấn đề sau đây:

* Vấn đề thứ nhất – Vấn đề xác định chính xác các đại lượng σ_{td} và R_n (hoặc R_k) trong những điều kiện thực tế. Thông thường, điều này được các nhà địa cơ học giải quyết thông qua một hệ thống các hệ số (từ các yếu tố địa cơ học-cấu trúc-kỹ thuật-công nghệ khác nhau) ảnh hưởng tới giá trị thực tế của các đại lượng cần xác định σ_{td} và R_n (hoặc R_k).

* Vấn đề thứ hai - Vấn đề lựa chọn và sử dụng các phương pháp khác nhau để so sánh giá trị ứng suất trên biên σ_{td} và đặc tính bền tương ứng R_n (hoặc R_k) của khối đá (quá trình so sánh tiến hành tại từng điểm riêng biệt trên biên hay trên toàn bộ biên công trình ngầm).

5.2.1. Phương pháp Đrjko-Zaxlavski-Trernhiak

Phương pháp này đã được Đrjko E. B., Zaxlavski IU. Z. và Trernhiak I. L. đề xuất [18]. Theo phương pháp này, độ ổn định cho công trình ngầm không chống sẽ được đánh giá thông qua chỉ tiêu “k”:

$$k = \left(\frac{\gamma \cdot H}{R_n} \right) \quad (5.2)$$

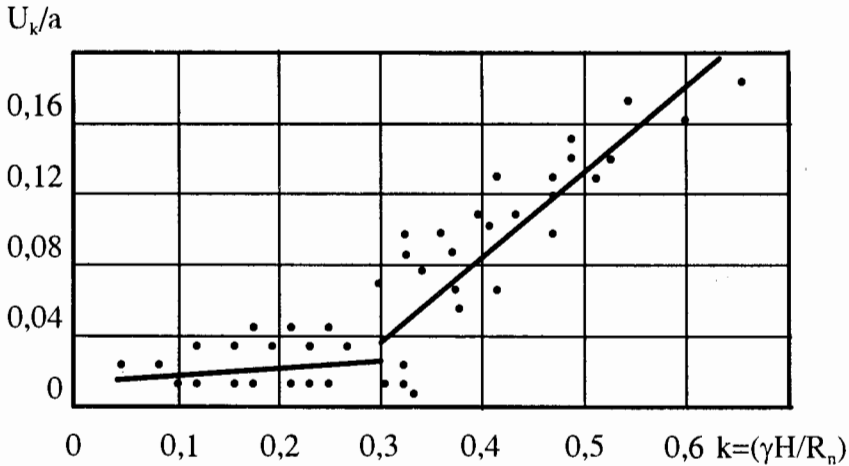
Tại đây: γ - Trọng lượng thể tích của đá; H - Chiều sâu của vị trí công trình ngầm so với mặt đất; R_n - Độ bền nén đơn trục của đá.

Chỉ tiêu không thứ nguyên $k=(\gamma H/R_n)$ là tiêu chuẩn tổng hợp đặc trưng cho khối đá để xác định chế độ làm việc của chúng sau khi xây dựng công trình ngầm.

Chỉ tiêu này về giá trị sẽ bằng tỷ số giữa giá trị ứng suất nguyên sinh thủy tĩnh tồn tại trong khối đá tại vị trí xây dựng công trình ngầm “ $\gamma \cdot H$ ” và độ bền của khối đá “ R_n ”.

Giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm chịu sự phụ thuộc vào chỉ tiêu “ $k=\gamma H/R_n$ ”. Để xác định quy luật phụ thuộc giữa giá trị dịch chuyển của biên công trình ngầm và chỉ tiêu “ $k=\gamma H/R_n$ ”, Đrjko E. B. và Zaxlavski IU. Z. đã tiến hành đo các đại lượng tương ứng và xử lý các số liệu thí nghiệm từ 56 trạm đo đặt trong các công trình ngầm xây dựng tại độ sâu 100÷1012 m trong khối đá có giá trị giới hạn bền nén đơn trục bằng 14,4÷150 MPa (hình H.5.3) [18].

Từ hình H.5.3 dễ dàng nhận thấy, trường quan hệ giữa tỷ số “ U_k/a ” (đặc trưng cho mức độ chuyển dịch biên công trình ngầm) và hệ số không thứ nguyên “k” có thể được chia thành hai vùng có đặc tính tương quan rất khác nhau. Tại đây: U_k - Giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm; a - Một nửa bán kính tương đương của mặt cắt ngang công trình ngầm.



H.5.3. Sự phụ thuộc giữa mức độ chuyển dịch tương đối của biên công trình ngầm " U_k/a " và chỉ tiêu " k " (theo Đrjko E. B., Zaxlavski IU. Z. và Trernhiak I. L. [18]).

Tại vùng giới hạn bởi điều kiện " $0 \leq k \leq 0,3$ " mối quan hệ giữa hai đại lượng được mô tả bằng hệ số tương quan rất yếu. Khi hệ số " k " lớn hơn 0,3 thì mối tương quan giữa chúng trở nên chặt chẽ hơn. Điều này cho thấy tính chất khác biệt giữa các quá trình biến dạng xảy ra trong khối đá tại những điều kiện địa cơ học tương ứng với các vùng địa cơ học đặc trưng.

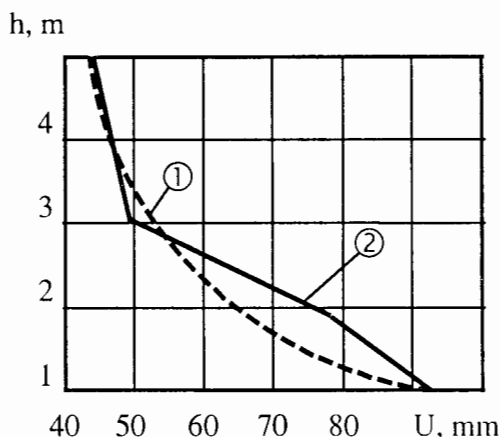
Từ đây, dễ dàng nhận thấy, độ ổn định của công trình ngầm không chống sẽ khác nhau tại vùng khối đá có những giá trị " k " khác nhau. Các kết quả đo đạc thực tế đã chứng minh điều đó.

Ngoài ra, mức độ biến dạng còn phụ thuộc vào khoảng cách giữa vị trí đo và biên công trình ngầm (độ sâu vị trí điểm đo trong khối đá). Nếu công trình ngầm với mặt cắt ngang hình tròn, đối xứng có bán kính bằng " a " và giá trị biến dạng tại biên công trình ngầm đo được bằng " U_k " thì giá trị biến dạng (chuyển dịch) tại điểm bất kỳ nằm cách biên một khoảng bằng " r " có thể xác định từ điều kiện không đổi thể tích [18]:

$$U = U_k \cdot \left(\frac{a}{r} \right). \quad (5.3)$$

Hình H.5.4 mô tả quy luật phụ thuộc giữa giá trị dịch chuyển của khối đá và độ sâu vị trí đo tính từ biên công trình ngầm khi hệ số $k \leq 0,3$. Đường cong 1 được xây dựng theo công thức (5.3), còn đường cong 2 thể

hiện đường đặc tính biến dạng thực tế của biên công trình ngầm. Sự đồng nhất tương đối giữa hai đường đặc tính biến dạng 1 và 2 cho thấy tính đúng đắn của giả thiết về thể tích không đổi của đá trong vùng chịu biến dạng ($k \leq 0,3$).



H.5.4. Quy luật phụ thuộc giữa giá trị dịch chuyển của khối đá và độ sâu vị trí đo tính từ biên công trình ngầm khi $k \leq 0,3$ (theo [18]).

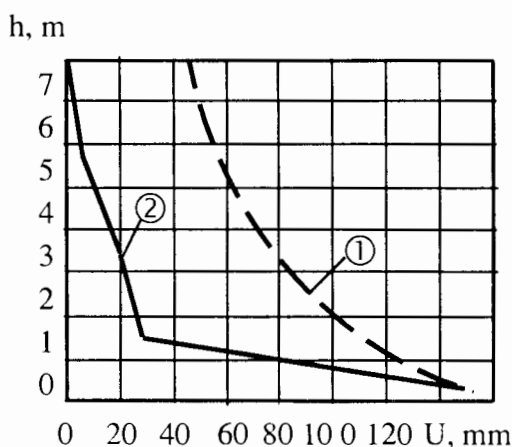
Đặc tính biến dạng của đá hoàn toàn khác khi hệ số $k > 0,3$. Hình H.5.5 mô tả quy luật phụ thuộc giữa giá trị dịch chuyển của khối đá và độ sâu vị trí đo tính từ biên công trình ngầm khi hệ số $k = 0,35$.

Đặc tính biến dạng của đá trong trường hợp này cho thấy, sự chuyển dịch biên của công trình ngầm là kết quả của quá trình biến dạng của đá có kèm theo hiện tượng thay đổi thể tích. Cùng với biến dạng chảy dẻo hay biến dạng lưu biến, ở đây phải xảy ra quá trình tách lớp hoặc vỡ rời của đá.

L luận điểm này dễ dàng chứng minh được sau khi so sánh đường cong lý thuyết 1 (xây dựng theo công thức (5.3) trong điều kiện thể tích không đổi) và đường cong 2 xây dựng từ kết quả đo đạc thực tế (xem hình H.5.5).

Khi hệ số $k > 0,3$, đặc tính thay đổi biến dạng (chuyển dịch) của các vị trí khối đá trong không gian nằm cách xa biên công trình ngầm cho thấy: tại vị trí gần biên công trình ngầm sẽ xảy ra hiện tượng gia tăng thể tích của khối đá. Hiện tượng này chỉ có thể xảy ra do kết quả phá hủy của đá. Góc nghiêng nhỏ giữa đường cong biến dạng và trục

hoành đặc trưng cho mức độ phá huỷ-bỏ rời của khối đá. Góc nghiêng càng nhỏ thì mức độ phá huỷ-bỏ rời của khối đá càng lớn.



H.5.5. Quy luật phụ thuộc giữa giá trị dịch chuyển của khối đá và độ sâu của vị trí đo tính từ biên công trình ngầm khi $k=0,35$ (theo [18]).

Như vậy, tại những điều kiện hệ số $k < 0,3$ thì quá trình biến dạng khối đá bao quanh công trình ngầm sẽ không dẫn tới hiện tượng phá huỷ. Khi đó sẽ không xuất hiện các nứt nẻ khối đá bao quanh công trình ngầm. Một số nứt nẻ thứ sinh xuất hiện trong vùng có chiều sâu bằng $0,5 \div 1,0$ m tính từ biên có nguồn gốc từ sự tác động của sóng xung kích do nổ mìn. Kết quả đo đạc tiếp theo đã chứng minh rằng, họ nứt nẻ công nghệ này sẽ không phát triển tiếp theo thời gian.

Ngược lại, trong trường hợp hệ số $k > 0,3$ thì quá trình nứt nẻ sẽ phát triển tiếp theo thời gian. Những quan sát ban đầu cho thấy, sau thời điểm thi công trong vùng khối đá tính từ biên công trình ngầm đến khoảng cách bằng $0,5 \div 1,0$ m vào sâu trong khối đá sẽ xuất hiện hệ nứt nẻ vì mô có nguồn gốc từ công tác khoan nổ mìn.

Các nứt nẻ này mang đặc tính hỗn loạn và có thể nằm bất kỳ. Phần lớn chúng có xu thế hướng tâm và song song với tường thành của công trình ngầm. Sau đó các nứt nẻ vì mô sẽ dần dần phát triển, tách mở ra và tạo nên những nứt nẻ mới. Cùng với thời gian, tại một thời điểm nào đó xung quanh công trình ngầm sẽ tạo nên một vùng nứt nẻ mạnh. Khoảng cách giữa các khe nứt trong vùng này thay đổi trong khoảng từ một đến hàng chục xăngtimét tùy thuộc vào độ bền, mức độ phân lớp của khối đá, độ sâu công trình ngầm, mức độ thực hiện công tác khoan nổ

mìn và các yếu tố địa cơ học-kỹ thuật-công nghệ khác. Phía sau vùng nứt nẻ mạnh sẽ dần dần xuất hiện một số vi khe nứt có độ mở đến $0,1 \div 0,2$ mm. Hệ vi khe nứt này tồn tại trong vùng khối đá biên có kích thước tới 6 m tính từ biên công trình ngầm. Từ kết quả xử lý thống kê các quan sát thực nghiệm trạng thái của công trình ngầm không chống tại vùng mỏ Đônbad (Ucraina), Đrjuk E. B., Zaxlavski IU. Z. và Tjernhiak I. L. đã đề xuất phương pháp đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống tùy thuộc vào hệ số không thứ nguyên “k” theo bảng 5.2.

Bảng 5.2.

Nº	Giá trị hệ số “k”	Mức độ ổn định của công trình ngầm không chống
1	$k < 0,1$	Hoàn toàn ổn định
2	$0,1 < k < 0,24$	Ổn định trung bình
3	$k > 0,24$	Không ổn định

Cần phải lưu ý, hệ số đánh giá mức độ ổn định “k” cho công trình ngầm không chống chỉ mới mang đặc tính định hướng. Về bản chất hệ số này còn chứa đựng rất nhiều khiếm khuyết bởi vì nó còn chưa xét tới nhiều yếu tố tự nhiên, công nghệ... gây ra sự ảnh hưởng lớn tới mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống.

5.2.2. Phương pháp Glusko-Xai-Vaganov

Năm 1975, Glusko V. T., Xai T. I. và Vaganov I. I. đã đề xuất chỉ tiêu ổn định “ P_u ” của đất đá để lựa chọn loại hình kết cấu chống giữ hợp lý cho công trình ngầm xây dựng tại các mỏ than ở độ sâu lớn thuộc vùng than Đônbad (Ucraina) [14]:

$$P_u = \left(\frac{10 \cdot \gamma \cdot H}{R_n} \right) \quad (5.4)$$

Trong đó: P_u - Chỉ tiêu ổn định do Glusko V. T., Xai T. I. và Vaganov I. I. đề xuất; γ - Trọng lượng thể tích của khối đá, kg/m^3 ; H - Độ sâu vị trí công trình ngầm cần xem xét và đánh giá, m; R_n - Giới hạn bền nén đơn trục của khối đá, Pa.

Trên cơ sở giá trị chỉ tiêu ổn định “ P_u ”, Glusko V. T., Xai T. I. và Vaganov I. I. đã đề xuất bảng kiến nghị sử dụng các loại kết cấu chống giữ cần thiết cho công trình ngầm cụ thể (bảng 5.3). Trong quá trình lựa chọn kết cấu chống giữ nên chọn các loại kết cấu có các đặc tính kinh tế tốt hơn (ví dụ: bê tông phun, vữa neo, ...). Công trình ngầm không cần phải chống giữ trong trường hợp khi $P_u < 0,05$.

Bảng 5.3.

Giá trị của P_u	Vị trí của công trình ngầm so với hướng phân lớp của đất đá	Kết cấu chống giữ nên sử dụng
$< 0,1$	Vuông góc với hướng phân lớp của khối đá (và trong khối đá không có sự phân lớp)	Không cần phải chống giữ hoặc chống giữ chỉ bằng một lớp bê tông phun dày 3 cm.
$0,1 \div 0,24$	Như trên	Bê tông phun dày 3÷5 cm.
$> 0,24$	Như trên	Kết cấu chống hỗn hợp gồm bê tông phun và vùi neo
$< 0,1$	Dọc theo hướng phân lớp của khối đá (và trong khối đá không phân lớp)	Không cần phải chống giữ hoặc chống giữ bằng lớp bê tông phun dày 3 cm.
$0,1 \div 0,24$	Dọc theo hướng phân lớp của khối đá (và trong khối đá không phân lớp)	Kết cấu chống hỗn hợp gồm bê tông phun và vùi neo. Khoảng cách giữa các neo bằng 0,7÷1,1 m. Bê tông phun dày 3÷5 cm.
$> 0,24$	Dọc theo hướng phân lớp của khối đá (và trong khối đá không phân lớp)	Khung chống kim loại hình vòm linh hoạt kích thước. Các thông số khung chống được xác định theo tính toán.

Đối với các công trình ngầm xây dựng trong các mỏ khai thác quặng kim loại màu, Glusko V. T., Xai T. I. và Vaganov I. I. đã đề xuất công thức sau đây để tính chỉ tiêu ổn định cho khối đá “ P_u ”:

$$P_u = \left(\frac{10 \cdot \gamma \cdot H}{R_n \cdot \xi} \right) = \left(\frac{10 \cdot \gamma \cdot H}{R_d} \right). \quad (5.5)$$

Trong đó: R_d - Độ bền nén dài lâu của khối đá; ξ - Hệ số giảm bền nén dài lâu của khối đá.

Giá trị hệ số bền nén dài lâu của đá “ ξ ” có thể chọn như sau:

* $\xi=0,7 \div 1,0$ - Để cho các loại đá có đặc tính phá huỷ giòn (đá granit, đá cát kết với chất dính kết thạch anh, đá quaczit...);

* $\xi=0,5 \div 0,7$ - Để cho các loại đá có đặc tính dẻo trước khi bị phá huỷ (đá cát kết, đá phiến than, đá vôi có độ cứng trung bình...);

* $\xi=0,8\div0,9$ - Để cho các loại đá cứng có hệ số kiên cố $f>6\div8$.

Từ đây, loại kết cấu chống giữ phù hợp sẽ được lựa chọn theo bảng 5.4. Trong trường hợp này, công trình ngầm cũng không cần phải chống giữ khi $P_u<0,05$.

Bảng 5.4.

Giá trị của chỉ tiêu P_u	Kết cấu chống giữ cho công trình ngầm nên sử dụng
$< 0,10$	Không cần phải chống giữ khi đất đá ổn định hoặc sử dụng bê tông phun dày 3÷5 cm khi đất đá có xu thế bị phong hoá.
$0,10\div0,30$	Kết cấu chống giữ bằng vôi neo hoặc kết cấu chống giữ hỗn hợp.
$0,30\div0,45$	Các kết cấu chống giữ không có vòm ngược từ vật liệu bằng: bê tông, gỗ, kim loại (cấu tạo linh hoạt). Có thể sử dụng kết cấu chống giữ hỗn hợp: vôi neo kết hợp với bê tông liên khối hay kết cấu chống giữ bằng kim loại.

5.2.3. Phương pháp Koseliov-Trumbatriov

Theo Koseliov K. V. và Trumbatriev V. F. [32], sự hình thành vùng biến dạng không đàn hồi trong khối đá bao quanh chính là nguyên nhân gây mất ổn định cho công trình ngầm không chống.

Khi điều kiện tương quan nào đó giữa độ bền khối đá và giá trị ứng suất lớn nhất xuất hiện trên biên công trình ngầm được thoả mãn thì vùng biến dạng không đàn hồi sẽ không xuất hiện trong khối đá bao quanh công trình ngầm. Theo Koseliov K. V. và Trumbatriev V. F., điều kiện này sẽ có dạng như sau:

$$(m.R_n) > (k. \gamma.H). \quad (5.6)$$

Tại đây: m - Hệ số không đồng nhất khối đá, $m=0,7\div0,8$; k - Hệ số tập trung ứng suất; γ - Trọng lượng thể tích của khối đá; H - Chiều sâu vị trí công trình ngầm so với mặt đất; R_n - Độ bền nén đơn trục của mẫu đá.

Khác với điều kiện (5.2), điều kiện (5.6) đã tính tới một số yếu tố khác thông qua hai hệ số “ m ” và “ k ”.

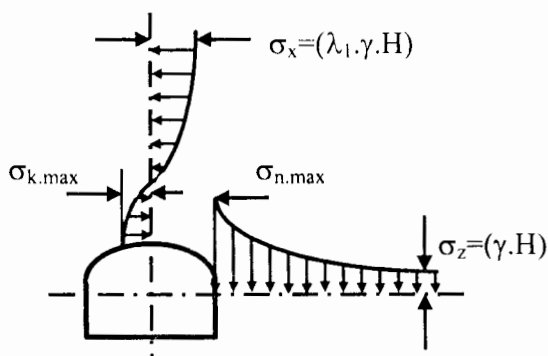
Hệ số “ m ” đóng vai trò như một hệ số giảm bền cho độ bền nén đơn trục của mẫu đá (hệ số này thể hiện đặc tính không đồng nhất của khối đá).

Hệ số “ k ” có ý nghĩa như hệ số làm gia tăng giá trị trường ứng suất nguyên sinh thuỷ tĩnh trên biên công trình ngầm (hệ số tập trung ứng suất).

5.2.4. Phương pháp Sekhudin

Trong quá trình nghiên cứu đánh giá trạng thái ứng suất của khối đá trên biên công trình ngầm và tính toán độ ổn định cho công trình ngầm không chống, vào năm 1985 Sekhudin V. K. đã đề xuất phương pháp sau đây [53].

Trên thực tế, do phần lớn các loại đá không có những kết quả thí nghiệm xác định các thông số đặc trưng cho trạng thái ứng suất phức tạp (ví dụ, trong trạng thái ứng suất thể tích), cho nên việc đánh giá mức độ ổn định của biên công trình ngầm thường được thực hiện cho trạng thái ứng suất đơn trục.



H.5.6. Đặc tính của trạng thái ứng suất khối đá trên biên (tại vị trí nóc và hông) công trình ngầm (theo Sekhudin V. K. [50]).

Bên cạnh các khoảng trống, nứt nẻ và các công trình ngầm, trong khối đá sẽ tồn tại và tác dụng một trường ứng suất thứ sinh (trường ứng suất nguyên sinh bị thay đổi do tồn tại các khoảng trống có kích thước, hình dạng khác nhau). Tại đây, các ứng suất chính sẽ bị thay đổi về hướng và trị số.

Tuy nhiên, đặc tính trục giao giữa chúng vẫn tồn tại. Trong khối đá sẽ xuất hiện các vùng giảm ứng suất hoặc các vùng tăng ứng suất. Trong trường hợp này có thể xuất hiện các giá trị ứng suất kéo. Giá trị ứng suất chịu sự phụ thuộc lớn vào hình dạng công trình ngầm và vị trí của chúng trong khối đá.

Trạng thái ứng suất trên biên của công trình ngầm nằm ngang, nằm nghiêng xây dựng trong khối đá đàn hồi nằm ngoài vùng ảnh hưởng của các công trình ngầm chuẩn bị, các lỗ rỗng ngầm lớn, các nứt nẻ, phá huỷ kiến tạo sẽ được đánh giá bằng giá trị ứng suất nén lớn nhất $\sigma_{n,max}$

cho vùng hông và bằng giá trị ứng suất kéo lớn nhất $\sigma_{k.max}$ cho vùng nóc (H.5.6) như sau:

* Để cho vùng hông công trình ngầm:

$$\sigma_{n.max} = (k_1 \cdot \gamma \cdot H); \quad (4.7)$$

* Để cho vùng nóc công trình ngầm:

$$\sigma_{k.max} = (k_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H). \quad (4.8)$$

Trong đó: k_1, k_2 - Các hệ số tập trung ứng suất nén và ứng suất kéo; λ_1 - Hệ số đẩy ngang; $\lambda_1 = [\mu / (1 - \mu)]$ trong đất đá rắn; $\lambda_1 = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ trong đất đá yếu; μ - Hệ số Poatxông của đất đá; φ - Góc ma sát trong của đất đá, độ; γ - Trọng lượng thể tích của đất đá, T/m³; H - Chiều sâu công trình ngầm tính từ mặt đất, m.

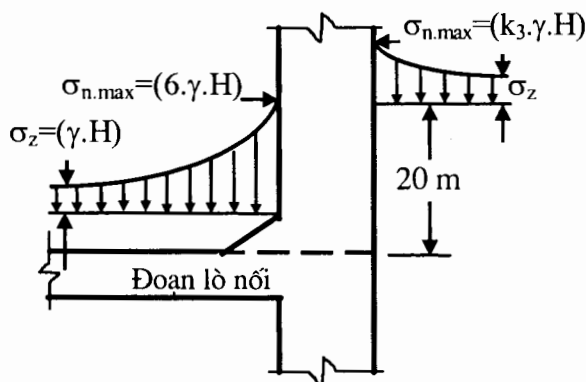
Bảng 5.5.

Hình dạng của mặt cắt ngang công trình ngầm	Các thông số vòm tính theo tỷ lệ so với chiều rộng công trình ngầm			Các hệ số tập trung ứng suất tại các vùng khối đá		Các kích thước vùng ứng suất kéo	
	R ⁽¹⁾	r ⁽²⁾	h ₀ ⁽³⁾	Hông, k ₁ ⁽⁴⁾	Nóc, k ₂ ⁽⁵⁾	A ⁽⁶⁾	B ⁽⁷⁾
Hình vòm-tường thẳng	0,0905	0,173	1/4 ⁽⁸⁾	2	0,40	0,35	0,30
	0,6920	0,262	1/3 ⁽⁹⁾	2	0,30	0,30	0,10
	0,5000	-	1/2	2	0,25	0,28	0,08
Vòm parabol-tường thẳng ⁽¹⁰⁾	-	-	-	2	0,23	0,25	0,07
Hình thang ⁽¹¹⁾	-	-	-	2	1,00	0,90	0,15

Ghi chú: 1 - Bán kính vòng cung giữa của phần vòm; 2 - Bán kính của hai vòng cung hông của phần vòm; 3 - Chiều cao vòm; 4 - Giá trị hệ số tính theo tỷ lệ với giá trị " $\gamma \cdot H$ "; 5 - Giá trị hệ số tính theo tỷ lệ với giá trị " $\lambda_1 \cdot \gamma \cdot H$ "; 6 - Giá trị kích thước tính theo tỷ lệ với giá trị chiều rộng công trình ngầm; 7 - Giá trị kích thước tính theo tỷ lệ với giá trị chiều cao vòm; 8 - Để cho các loại đất đá với $f > 12$; 9 - Để cho các loại đất đá với $f \leq 12$; 10 - Phương trình hình dạng của vòm $y = x^2 / (0,5 \cdot B \cdot \tan \varphi)$ cho các loại đất đá với $\varphi = 39^\circ$; 11 - Tính theo tỷ lệ với giá trị chiều rộng của nóc công trình ngầm, giá trị tỷ lệ giữa các đáy và chiều cao khi $\alpha = 80^\circ$ lấy bằng "1:1,45:1,6".

Giá trị hệ số tập trung ứng suất kéo k_2 được chọn theo một tỷ lệ nhất định từ giá trị của đại lượng ứng suất tác dụng theo phương nằm

ngang σ_x . Giá trị các hệ số tập trung ứng suất nén “ k_1 ” và ứng suất kéo “ k_2 ” có thể được chọn theo bảng 5.5.



H.5.7. Biểu đồ thể hiện giá trị ứng suất nén trên thành giếng đứng và trong công trình ngầm nối sàn giếng với giếng đứng (theo Sekhudin V. K. [50]).

Các giá trị hệ số tập trung ứng suất tại bảng 5.5 được xây dựng trên cơ sở các kết quả thí nghiệm mô hình tại Bộ môn “Các công tác về khai thác mỏ” của Trường đại học Tìm kiếm-Thăm dò Khoáng sản Moxkva MGRI [53].

Hệ số tập trung ứng suất kéo k_2 phụ thuộc vào hình dạng vòm công trình ngầm, còn hệ số tập trung ứng suất nén k_1 phụ thuộc vào nhiều yếu tố, song đã được làm tròn đến giá trị $k_1=2$.

Đối với các công trình ngầm thẳng đứng, các giá trị ứng suất nén lớn nhất sẽ xuất hiện trên thành giếng (hình H.5.7):

$$\sigma_{n.max} = (k_3 \cdot \gamma \cdot H). \quad (5.9)$$

Tại đây: k_3 - Hệ số tập trung ứng suất nén được lấy bằng 3 tại các đoạn dài của giếng và bằng 6 tại vị trí giếng nối với hệ thống các công trình ngầm nằm ngang sàn giếng.

Giá trị ứng suất nén nhỏ nhất tại mặt phẳng nằm ngang cho các công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn sẽ được tính theo công thức:

$$\sigma_{n.min} = (k_1 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H). \quad (5.10)$$

Trong đó: k_1 - Hệ số tập trung ứng suất bằng 2.

Còn giá trị ứng suất kéo nhỏ nhất sẽ được tính theo công thức:

$$\sigma_{k.min} = (k_5 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H). \quad (5.11)$$

Trong đó: k_s - Hệ số tập trung ứng suất kéo (tính bằng tỷ lệ nhất định so với giá trị của đại lượng " $\lambda_1 \cdot \gamma \cdot H$ "); hệ số k_s có thể lấy bằng 1.

Biên của công trình ngầm có thể xem như ổn định, nếu giá trị ứng suất tác dụng tại biên không vượt quá giá trị độ bền nén " R_n " hoặc độ bền kéo " R_k " của khối đá. Nghĩa là, trong trường hợp này cần phải thỏa mãn các điều kiện sau đây:

$$n_H = \left(\frac{R_n}{\sigma_{n,\max}} \right) > 1; \quad n_N = \left(\frac{R_k}{\sigma_{k,\min}} \right) > 1. \quad (5.12)$$

Tại đây: n_H, n_N - Các hệ số dự trữ bền (các hệ số đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm) do Sekhudin V. K. đề xuất.

Để chuyển từ các tính chất giới hạn hoặc các tính chất quy chuẩn đến các giá trị tính chất có khả năng tính toán, có thể sử dụng khái niệm "hệ số an toàn". Đối với các tính chất của đất đá, hệ số này tương đương với khái niệm "hệ số dự trữ bền". Hệ số an toàn chỉ ra rằng, độ bền tính toán theo một trạng thái giới hạn nào đó nhỏ hơn độ bền quy chuẩn một giá trị bằng bao nhiêu? Trong khi đó, độ bền quy chuẩn sẽ được xác định bằng một tỷ lệ nhất định từ giá trị của độ bền giới hạn trên cơ sở thí nghiệm mẫu tiêu chuẩn có xét tới hệ số biến thiên của độ bền.

Theo Tiêu chuẩn xây dựng XNHIP II-21-75 (của Liên Xô), độ bền tiêu chuẩn của mẫu bê tông hình lập phương " R_{tc} " được tính như sau: $R_{tc} = R_n(1 - 1,64 \cdot v)$. Trong đó: R_n - Độ bền nén đơn trục; v - Hệ số biến thiên của độ bền. Để cho loại bê tông liên khối nặng $R_{tc} \approx 0,7 \cdot R_n$. Giá trị độ bền tính toán của loại bê tông trên đây $R_H = (R_{tc}/k)$. Tại đây: k - Hệ số an toàn của bê tông lấy bằng 1,5.

Như vậy, tổng hệ số dự trữ bền của bê tông $n_1 = (R_n/R_H) = (1,5/0,7) = 2$. Nghĩa là, độ bền tính toán nhỏ hơn độ bền mẫu hình lập phương 2.0 lần. Do các số liệu về dự trữ bền của khối đá không tồn tại, cho nên Sekhudin V. K. đề xuất chọn khối đá như một kết cấu bê tông có các khuyết tật cấu tạo làm việc trong chế độ chịu nén và tạo nên trường ứng suất tác dụng lên biên công trình ngầm.

Sekhudin V. K. đã chọn hệ số dự trữ bền cho khối đá bằng 2 tương tự như bê tông ($n_1 = 2$); hệ số điều kiện làm việc của khối đá (bê tông làm việc trong điều kiện ngầm) $m = 0,7$; hệ số quá tải từ phía tác động của áp lực mỏ $n_2 = 1,2 \div 1,5$.

Từ đây, điều kiện ổn định cho kết cấu công trình ngầm nằm ngang sẽ là: $(R_n \cdot m) > (\sigma_{\max} \cdot n_1 \cdot n_2)$; nghĩa là $(R_n \cdot 0,7) > (\sigma_{\max} \cdot 2 \cdot 1,5)$; $(R_n/\sigma_{\max}) \geq 4$. Như vậy, để cho các công trình ngầm sẽ không cần sử dụng kết cấu chống giữ mang tải thì hệ số dự trữ bền của khối đá làm việc trong chế độ chịu ứng suất nén sẽ là $n \geq 4$.

Bảng 5.6. Bảng xác định chế độ tải trọng tác dụng và nhu cầu chống giữ cho công trình ngầm.

N ^o	Giá trị các hệ số	Chế độ tải trọng tác dụng lên kết cấu chống giữ, sơ đồ tính toán áp lực và phương pháp xử lý
0	$n_N \geq 4$ $n_H \geq 4$	Không có áp lực tác dụng lên kết cấu chống giữ. Công trình ngầm có thể đào mà không cần phải chống. Tại những điểm phay phá nứt nẻ mạnh, phong hoá có thể không cần phải chống mà chỉ cần phun một lớp bê tông dày 3 cm.
1	$n_N \leq 1$ $n_H \geq 4$	Kết cấu chống đỡ toàn bộ giá trị áp lực tác dụng của trọng lượng đá trong vòm cân bằng tự nhiên từ phía nóc công trình ngầm. Hồng vững chắc. Giá trị áp lực tác dụng lên công trình ngầm có thể tính theo lý thuyết của Protodíaconov M. M.
2	$n_N \leq 1$ $n_H \leq 1$	Kết cấu chống giữ chịu áp lực đất đá từ phía nóc và hông công trình ngầm; hình thành biên công trình ngầm mới: vòm cân bằng tự nhiên tại nóc công trình ngầm; các lạng trụ trượt tại hông. Giá trị áp lực tác dụng có thể tính theo lý thuyết của Ximbarevitr P. M.
3	$1 < n_N < 4$ $1 < n_H < 4$	Kết cấu chống giữ không chịu sự tác dụng của áp lực cố định, do nóc và hông tương đối ổn định, nhưng tại đây có thể xảy ra sụt lỏ cục bộ. Tải trọng xác định theo các công thức tính toán tải trọng từ các sụt lỏ cục bộ.
4	$n_N \geq 4$ $n_H \leq 1$	Kết cấu chống giữ chỉ chịu áp lực từ hông (nóc ổn định). Giá trị áp lực hông xác định theo nguyên lý tường chắn trong lý thuyết cơ học môi trường rời.

Bằng phương pháp tương tự, Sekhudin V. K. cũng đi đến kết luận: đối với các khối đá làm việc trong chế độ chịu ứng suất kéo thì công trình ngầm sẽ không cần sử dụng kết cấu chống giữ mang tải khi hệ số dự trữ bền kéo thoả mãn điều kiện $(R_k/\sigma_{\min})=n \geq 4$.

Cuối cùng, để cho công trình ngầm không cần phải chống giữ thì hệ số dự trữ bền của khối đá tại nóc và hông công trình ngầm phải thoả mãn các điều kiện sau đây [53]:

$$n_H = \frac{R_N}{\sigma_{\max}} = \frac{\sigma_N \cdot k_{ct} \cdot \xi}{k_1 \cdot \gamma \cdot H} \geq 4; \quad n_N = \frac{R_K}{\sigma_{\min}} = \frac{\sigma_K \cdot k_{ct} \cdot \xi}{k_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H} \geq 4. \quad (5.13)$$

Trong đó: k_{ct} - Hệ số giảm bền cấu trúc khối đá có thể lấy theo kết quả nghiên cứu của Viện VNIMI trên bảng 3.1 (chương 3); ξ - Hệ số giảm bền nén dài lâu của khối đá có thể lấy theo phương pháp của Glusko V. T., Xai T. I. và Vaganov I. I. (xem mục 5.2.2 trên đây).

Nếu đất đá có xu thế bị phong hoá hoặc bị nứt nẻ mạnh thì cần phải áp dụng phương pháp phun một lớp bê tông mỏng 2,5÷3 cm để ngăn ngừa hiện tượng sụt lở cục bộ dọc theo các khe nứt.

Trên cơ sở các hệ số dự trữ bền của khối đá hông " n_H " và đá nóc " n_N ", Sekhudin V. K. đã đề xuất phương pháp xác định các sơ đồ tính toán áp lực ngầm tác dụng lên công trình ngầm, nhu cầu sử dụng các kết cấu chống giữ cố định cho công trình ngầm... trong những trường hợp địa cơ học cụ thể (xem bảng 5.6).

5.2.5. Phương pháp Bulutriov

5.2.5.1. Mức độ ổn định của công trình ngầm xây dựng trong khối đá liền khối

Sau khi nghiên cứu các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá liền khối và khối đá có đặc tính dẻo, vào năm 1982 Bulutriov N. X. đã đề xuất các điều kiện ổn định cho công trình ngầm không chống như sau: nếu công trình xây dựng trong khối đá liền khối $m=1$ thì điều kiện ổn định cho công trình ngầm không chống cũng có dạng tương tự như điều kiện (5.1). Trong trường hợp tổng quát, điều kiện ổn định cho khối đá có dạng như sau [8]:

$$R_n \geq (k_t \cdot \gamma \cdot H). \quad (5.14)$$

Tại đây: R_n - Độ bền nén của khối đá có xét tới mức độ giảm yếu cấu trúc, độ bền dài lâu của đá; k_t - Hệ số tập trung ứng suất tại điểm xem xét. Tuy nhiên, theo Bulutriov N. X., điều kiện (5.14) không mang lại một cách nhìn tổng quan về mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống.

Trên thực tế, sự phá huỷ của đá tại một vài vị trí trên biên công trình không dẫn tới khả năng mất ổn định hoàn toàn cho toàn bộ công trình ngầm. Ngoài ra, điều kiện (5.14) không bao hàm sự ảnh hưởng của kích thước mặt cắt ngang công trình ngầm đến mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống. Bởi vì, hệ số tập trung ứng suất trong mô hình đàn hồi không phụ thuộc vào kích thước công trình mà chỉ phụ thuộc vào trường ứng suất nguyên sinh và hình dạng của không gian ngầm. Điều này hoàn toàn không phù hợp với các kinh nghiệm quan sát thực tế trạng thái khối đá tại biên công trình ngầm.

Để khắc phục nhược điểm trên, Bulutriov N. X. đã đề xuất thay thế chỉ tiêu ổn định của khối đá bằng điều kiện phá huỷ của khối đá

không chỉ tại một điểm mà trên một mặt phẳng giới hạn có chiều dài bằng “s” vuông góc với đường biên của công trình ngầm.

Đại lượng chiều dài “s” đặc trưng cho chiều sâu vùng phá huỷ của khối đá tính từ biên công trình ngầm. Giá trị đại lượng này được xác định trên cơ sở phân tích các điều kiện địa cơ học thực tế khối đá và mức độ quan trọng của công trình ngầm.

Theo Bulutriov N. X., trong trường hợp tổng quát điều kiện phá huỷ của khối đá có dạng [8]:

$$R_n \geq (k_{tb} \cdot \gamma \cdot H). \quad (5.15)$$

Tại đây: R_n - Độ bền nén của khối đá có xét tới mức độ giảm yếu cấu trúc, độ bền dài lâu của đá; k_{tb} - Hệ số tập trung ứng suất trung bình trên mặt “s”.

Hệ số “ k_{tb} ” được xác định bằng công thức:

$$k_{tb} = \frac{1}{s} \cdot \int_{r_B}^{r_B+s} [k(r) \cdot dr]. \quad (5.16)$$

Tại đây: r_B - Bán kính mặt cắt ngang ngang của công trình ngầm; $k(r)$ - Hàm số hệ số tập trung ứng suất phụ thuộc bởi toạ độ “r” của vị trí xem xét.

Do kích thước của mặt “s” nhỏ, cho nên hệ số k_{tb} có thể lấy bằng [8]:

$$k_{tb} = \frac{1}{2} \cdot [k(r)|_{r=r_B} + k(r)|_{r=r_B+s}]. \quad (5.17)$$

Để cho công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn, chịu tác dụng của trường ứng suất nguyên sinh không đều đặc trưng bởi hệ số áp lực hông “ λ ”, hàm số hệ số tập trung ứng suất tại hông công trình ngầm sẽ bằng:

$$k(r) = \left(\frac{1+\lambda}{2} \right) \cdot \left(1 + \frac{r_B^2}{r^2} \right) + \left(\frac{1-\lambda}{2} \right) \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot r_B^4}{r^4} \right). \quad (5.18)$$

Từ công thức (5.16) hệ số tập trung ứng suất trung bình “ k_{tb} ” trên mặt “ $s=\delta \cdot r_B$ ” sẽ bằng:

$$k_{tb} = 1 + \frac{1+\lambda}{2 \cdot (1+\delta)} + \frac{1-\lambda}{2 \cdot \delta} \cdot \left[1 - \frac{1}{(1+\delta)^3} \right]. \quad (5.19)$$

Như vậy, hệ số tập trung ứng suất sẽ phụ thuộc vào kích thước mặt cắt ngang ngang của công trình ngầm. Bảng 5.7 mô tả các giá trị “ k_{tb} ” trong trường hợp riêng khi $s=0,2$ m.

Tuy nhiên, điều kiện (5.15) chỉ đúng khi hệ số tập trung ứng suất trên biên công trình ngầm $k_{ib} > 1$ (như trong ví dụ trên bảng 5.7). Trong khi đó, khi công trình ngầm có mặt cắt ngang không tròn, tại một phần đường biên của nó (đặc biệt tại các đoạn tường thẳng) giá trị của hệ số k_{ib} có thể nhỏ hơn 1,0. Trong trường hợp đó, chỉ tiêu đánh giá ổn định công trình ngầm không chống trên đây sẽ không còn ý nghĩa dù cho khả năng mất ổn định của một số vị trí biên công trình ngầm vẫn có thể tồn tại.

Trong giai đoạn tiếp theo, trên cơ sở phát triển điều kiện mất ổn định (5.15), Bulutriov N. X. đã kết hợp với Fochieva N. N. đề xuất chỉ tiêu đánh giá toàn phần cho mức độ ổn định của khối đá theo hình dạng và kích thước vùng biến dạng không đàn hồi của khối đá xung quanh công trình ngầm.

Bảng 5.7.

Giá trị r_B, m	Giá trị hệ số δ	Giá trị hệ số k_{ib} khi hệ số λ bằng		
		0,00	0,40	1,00
0,50	0,40	2,15	1,97	1,71
1,00	0,20	2,47	2,21	1,83
2,00	0,10	2,70	2,38	1,91
4,00	0,05	2,84	2,48	1,95
10,0	0,02	2,94	2,56	1,98
-	0,00	3,00	2,60'	2,00

Theo Bulutriov N. X. và Fochieva N. N., trong mô hình môi trường đàn hồi khối đá “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” được quan niệm như là một vùng nằm bên cạnh biên công trình ngầm không thoả mãn điều kiện bền Mohr-Coulomb (trong hệ toạ độ cực) [8]:

$$(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + 4 \cdot \tau_{r\theta}^2 \leq [(\sigma_r + \sigma_\theta) + 2 \cdot C \cdot \cotg \varphi]^2 \cdot \sin^2 \varphi. \quad (5.20)$$

Tại đây: C - Lực dính kết của đá; φ - Góc ma sát trong của đá; σ_θ , σ_r , $\tau_{r\theta}$ - Các giá trị ứng suất pháp và ứng suất tiếp trong hệ toạ độ cực.

Như vậy, phương pháp đánh giá độ ổn định cho công trình ngầm không chống theo “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” sẽ dựa trên kết quả so sánh giá trị ứng suất khối đá bị giảm yếu do tồn tại công trình ngầm trong mô hình khối đá đàn hồi với độ bền của chính khối đá. Tại đây không chỉ tiến hành xem xét một số điểm riêng lẻ trên biên mà phải xét toàn bộ khối đá bao quanh công trình ngầm. Ngoài ra, độ bền của đá

đặc trưng không chỉ bằng giá trị kháng nén đơn trục mà bằng điều kiện bền tương ứng với trạng thái ứng suất thể tích.

Bulutriov N. X. đã tiến hành giải các bài toán đàn hồi tương ứng để tìm kiếm các giá trị (chiều sâu) biên giới vùng biến dạng không đàn hồi cho các công trình ngầm có hình dạng mặt cắt ngang khác nhau và chịu sự tác dụng của các trường ứng suất nguyên sinh khác nhau (có hệ số đẩy ngang “ λ ” khác nhau).

Trong trường hợp riêng, khi công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn chịu tác dụng của trường ứng suất nguyên sinh thủy tĩnh ($\lambda=1$), giá trị bán kính “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” có thể xác định từ biểu thức:

$$r_{kdh} = \frac{r_B}{\sqrt{\left[1 + \frac{C}{\gamma \cdot H} \cdot \cotg \varphi\right] \cdot \sin \varphi}} \quad (5.21)$$

Mặc dù các “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” lý thuyết không thể đồng nhất với các vùng biến dạng không đàn hồi thực tế, tuy nhiên, hình dạng và kích thước của chúng cho phép đánh giá mức độ ổn định của mặt lộ của khối đá tại biên công trình ngầm không chống.

So với tiêu chuẩn ổn định (5.15), tiêu chuẩn đánh giá này mang tính đầy đủ hơn vì nó bao hàm tất cả các thành phần ứng suất và chiều sâu “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” trên toàn bộ chu vi của mặt cắt ngang công trình ngầm.

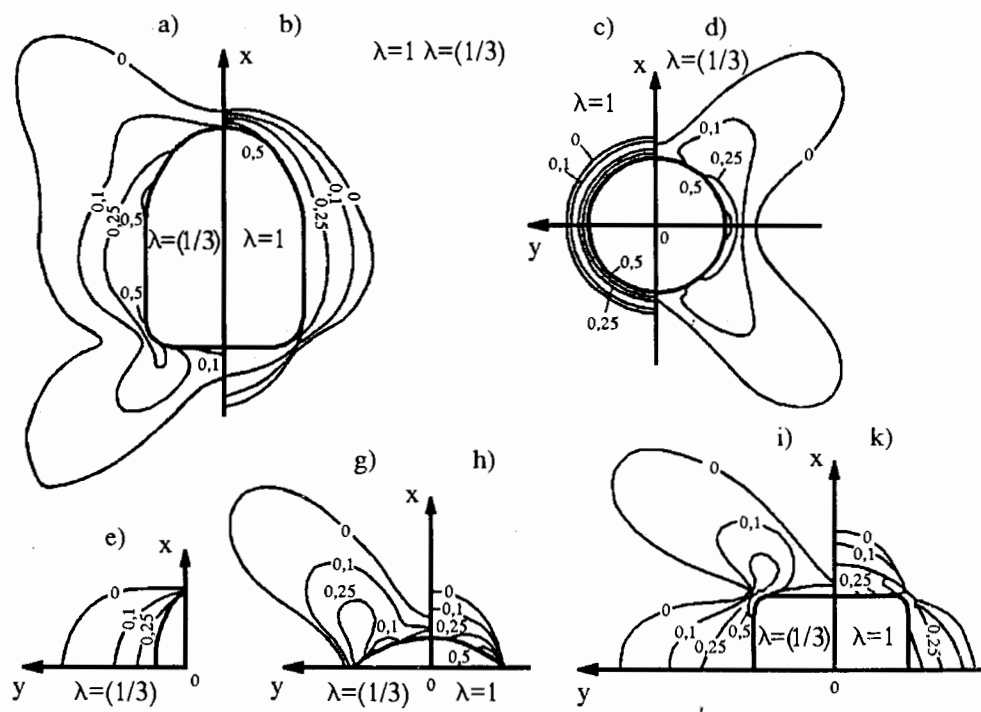
Bảng 5.8.

N ^o	L, m	Cấp ổn định của khối đá	Mức độ ổn định của khối đá
1	-	I	Hoàn toàn ổn định
2	0,2	II	Khá ổn định
3	0,4	III	Mức độ ổn định trung bình
4	1,0	IV	Không ổn định

Các chỉ tiêu ổn định của công trình ngầm không chống được xác định trên cơ sở kết quả quan sát hiện trường thông qua việc so sánh hình dạng, kích thước các “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” với trạng thái của khối đá thực tế bao quanh công trình ngầm.

Trong trường hợp này, Bulutriov N. X. cho rằng: chiều rộng tối đa “L” của “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” (theo hướng vuông góc

với biên mặt cắt ngang công trình ngầm) là tiêu chuẩn ổn định. Từ đây, Bulutriov N. X. đã tiến hành phân loại mức độ ổn định của khối đá trên cơ sở tiêu chuẩn kích thước tuyệt đối "L" (bảng 5.8).



H.5.8. Sơ đồ mô tả biên giới các vùng quy ước biến dạng không đàn hồi cho các công trình ngầm có mặt cắt ngang khác nhau (theo Bulutriov N. X. [8]).

Hình H.5.8 mô tả các “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” cho các công trình ngầm có mặt cắt ngang khác nhau trong khối đá chịu sự tác dụng của trường ứng suất nguyên sinh thủy tĩnh khác nhau (hệ số đẩy ngang λ khác nhau) [8]:

* Các sơ đồ hình H.5.8.a và hình H.5.8.b mô tả biên giới các “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” xung quanh công trình ngầm có mặt cắt ngang hình vòm khi $\varphi=35^\circ$; $\lambda=1/3$ (H.5.8.a) và $\lambda=1$ (hình H.5.8.b);

* Các sơ đồ hình H.5.8.c và hình H.5.8.d mô tả biên giới các “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” xung quanh công trình ngầm

có mặt cắt ngang hình tròn khi $\varphi=35^0$; $\lambda=1$ (H.5.8.c) và $\lambda=1/3$ (hình H.5.8.d);

* Sơ đồ hình H.5.8.e mô tả biên giới các “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” xung quanh công trình ngầm có mặt cắt ngang hình elip đứng khi $\varphi=35^0$; $\lambda=1$;

* Các sơ đồ hình H.5.8.g và hình H.5.8.h mô tả biên giới các “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” xung quanh công trình ngầm có mặt cắt ngang hình elip ngang khi $\varphi=35^0$; $\lambda=1/3$ (hình H.5.8.g) và $\lambda=1$ (hình H.5.8.h);

* Các sơ đồ hình H.5.8.i và hình H.5.8.k mô tả biên giới các “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” xung quanh công trình ngầm có mặt cắt ngang hình chữ nhật khi $\varphi=35^0$; $\lambda=1/3$ (H.5.8.i) và $\lambda=1$ (hình H.5.8.k).

Trong các hình trên đây, các chỉ số không thứ nguyên chỉ giá trị tỷ số “ $k=R_n/(\gamma.H)$ ”. Đặc tính các “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” xung quanh công trình ngầm ở những điều kiện địa cơ học khác nhau cho thấy:

* “Vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” hoàn toàn không tồn tại trong khối đá rất bền vững (hình H.5.8). Điều này hoàn toàn phù hợp với các tiêu chuẩn ổn định (5.14) và (5.15);

* “Vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” sẽ xuất hiện tại một số vị trí cục bộ nguy hiểm nhất trên biên khối đá bền vững và bền vững trung bình;

* “Vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” sẽ xuất hiện trên toàn bộ biên công trình ngầm xây dựng trong khối đá không bền vững.

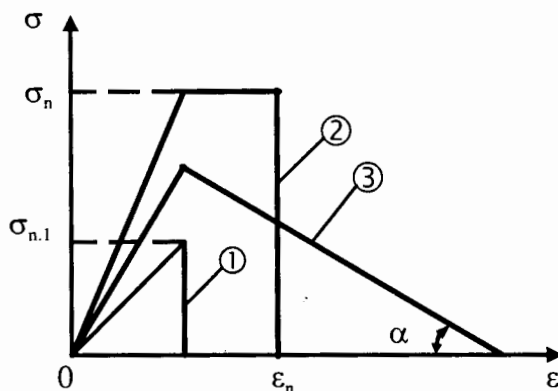
5.2.5.2. Mức độ ổn định của công trình ngầm xây dựng trong khối đá dẻo

Để đánh giá mức độ ổn định của khối đá có đặc tính phá hủy biến dạng dẻo, Bulutriov N. X. đã sử dụng tiêu chuẩn bền biến dạng và mô hình khối đá đàn-dẻo. Tiêu chuẩn bền biến dạng do Bulutriov N. X. đề xuất có dạng như sau:

$$\varepsilon_n = \varepsilon_{gh} = (\varepsilon_e + \varepsilon_p) = (\Pi_e \cdot \varepsilon_e). \quad (5.22)$$

Trong đó: ε_n - Giá trị biến dạng toàn phần tại giới hạn bền của đá; ε_{gh} - Giá trị biến dạng giới hạn; ε_e - Giá trị biến dạng đàn hồi; ε_p - Giá trị biến dạng dẻo; Π_e - Chỉ số dẻo đặc trưng cho tính chất dẻo của đá tương ứng với mô hình đàn-dẻo:

$$\Pi_{\varepsilon} = \left(\frac{\varepsilon_{gh}}{\varepsilon_e} \right). \quad (5.23)$$



H.5.9. Một số sơ đồ mô hình của khối đá có xét tới quá trình phá huỷ: 1 - Mô hình đàn hồi; 2 - Mô hình đàn-dẻo với giá trị giới hạn của biến dạng dẻo; 3 - Mô hình giảm bền sau giới hạn biến dạng (theo Bulutriov N. X. [8]).

Đường đặc tính 2 của mô hình khối đá đàn-dẻo thể hiện trên hình H.5.9. Xét trường hợp công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn xây dựng trong khối đá đàn-dẻo với trường ứng suất nguyên sinh thuỷ tĩnh ($\lambda=1$). Khối đá nằm trong trạng thái đàn hồi cho tới độ sâu “ H_c ” giới hạn nào đó. Trong trường hợp đó, xung quanh công trình ngầm chỉ xảy ra các chuyển dịch hướng tâm:

$$U = \left(\frac{\gamma \cdot H}{2 \cdot G} \right) \cdot \left[\frac{(r_B)^2}{r} \right]. \quad (5.24)$$

Tại đây: G - Giá trị môđun trượt của đá.

Trên biên công trình ngầm ($r=r_B$) giá trị của các đại lượng ứng suất và biến dạng sẽ bằng:

$$\sigma_r = 0; \quad \sigma_\theta = 2 \cdot \gamma \cdot H; \quad U = \left(\frac{\gamma \cdot H \cdot r_B}{2 \cdot G} \right). \quad (5.25)$$

Độ sâu giới hạn “ H_c ” được chọn từ điều kiện ứng suất (5.25) và điều kiện cân bằng giới hạn trong mô hình đàn-dẻo [8]:

$$H_c = \left(\frac{R_n}{2 \cdot \gamma} \right) = \left[\frac{C \cdot \cos \varphi}{\gamma \cdot (1 - \sin \varphi)} \right]. \quad (5.26)$$

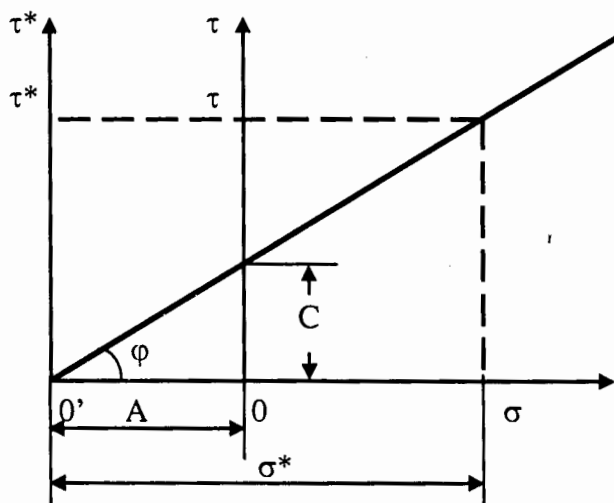
Tại đây: C – Lực dính kết của đất đá.

Sau khi thay giá trị (5.26) vào công thức tính chuyển dịch (5.25), giá trị giới hạn của đại lượng biến dạng đàn hồi tại biên công trình ngầm xác định như sau:

$$U_e = \left[\frac{r_B \cdot C \cdot \cos \varphi}{2 \cdot G \cdot (1 - \sin \varphi)} \right]. \quad (5.27)$$

Giá trị giới hạn của biến dạng tiếp tuyến đàn hồi tại biên công trình ngầm sẽ bằng:

$$\varepsilon_{\theta(r)} = \left(\frac{U_e}{r_B} \right) = \left[\frac{C \cdot \cos \varphi}{2 \cdot G \cdot (1 - \sin \varphi)} \right]. \quad (5.28)$$



H.5.10. Sơ đồ chuyển đổi điều kiện trạng thái giới hạn (theo Bulutriov N. X. [8]).

Trong trường hợp $H > H_c$ xung quanh công trình ngầm sẽ tạo thành vùng biến dạng dẻo. Tại đây: H_c - Độ sâu giới hạn của công trình ngầm khi biến dạng dẻo của đá xảy ra mà không có sự phá hủy (hiện tượng biến dạng dẻo sẽ xảy ra mà không có sự phá hủy). Trong trường hợp này, theo mô hình đàn-dẻo đã chọn (đường cong số 2 trên hình H.5.9), các giá

trị ứng suất pháp theo hướng tiếp tuyến trên biên công trình ngầm sẽ không đổi $\sigma_\theta = \sigma_n = \text{const}$. Để xác định các thành phần ứng suất và biến dạng trong vùng biến dạng dẻo, Bulutriov N. X. đã sử dụng phương pháp chuyển đổi điều kiện trạng thái giới hạn sau khi đưa vào các đại lượng:

$$\sigma_r^* = (\sigma_r + A); \quad \sigma_\theta^* = (\sigma_\theta + A). \quad (5.29)$$

Điều này tương đương với việc dịch chuyển tâm của hệ trục tọa độ đường bao các đường tròn ứng suất lớn nhất lên một giá trị " $A = C \cdot \cot \varphi$ " (xem hình H.5.10). Như vậy, môi trường với đặc tính liên kết (dính kết) đã được thay thế bằng một môi trường rời lý tưởng tương đương. Trong môi trường này, tất cả các giá trị ứng suất pháp sẽ được tăng lên một giá trị bằng A. Trong trường hợp công trình ngầm không chống (phản lực kết cấu chống giữ bằng không $p=0$), giá trị ứng suất pháp theo phương tiếp tuyến tại biên công trình ($r=r_B$) sẽ bằng:

$$\sigma_\theta = (\sigma_\theta^* - A) = [A \cdot (\beta - 1)] = \left[\frac{2 \cdot C \cdot \cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)} \right] = R_n. \quad (5.30)$$

Biểu thức tính biến dạng theo phương tiếp tuyến trên biên công trình ngầm không chống theo hướng ứng suất nén lớn nhất (5.30) sẽ có dạng như sau:

$$\varepsilon_\theta = \left(\frac{U_{r_B}}{r_B} \right) = \left\{ \left(\frac{\gamma \cdot H + A}{2 \cdot G} \right) \left(\frac{r_e}{r_B} \right)^2 \cdot \sin \varphi \right\}. \quad (5.31)$$

Tại đây: r_e - Bán kính vùng biến dạng dẻo trong khối đá tại biên công trình ngầm. Tỷ số (r_e/r_B) tìm thấy từ điều kiện công trình ngầm không chống khi $p=0$:

$$\left(\frac{r_e}{r_B} \right) = \left[(1 - \sin \varphi) \cdot \left(1 + \frac{\gamma \cdot H}{A} \right) \right]^{\left(\frac{1 - \sin \varphi}{2 \cdot \sin \varphi} \right)}. \quad (5.32)$$

Tương ứng với điều kiện bên biến dạng (5.22), điều kiện triệt tiêu độ bền đá (phá huỷ đá) có dạng:

$$\varepsilon_\theta = \left\{ \left(\frac{\gamma \cdot H + A}{2 \cdot G} \right) \left(\frac{r_e}{r_B} \right)^2 \cdot \sin \varphi \right\} = \varepsilon_{gh}. \quad (5.33)$$

hay dạng:

$$\left\{ \left(\frac{\gamma \cdot H + A}{2 \cdot G} \right) \cdot \sin \varphi \cdot \left[(1 - \sin \varphi) \cdot \left(1 + \frac{\gamma \cdot H}{A} \right) \right]^{\left(\frac{1 - \sin \varphi}{\sin \varphi} \right)} \right\} = \varepsilon_{gh}. \quad (5.34)$$

Từ đây, chỉ số dẻo của đá sẽ bằng:

$$\Pi_{\epsilon} = \left\{ \left[(1 - \sin\varphi) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot \gamma \cdot H_c}{A} \right) \right]^{\left(\frac{1}{\sin\varphi} \right)} \right\}. \quad (5.35)$$

Trong đó: H_c - Độ sâu giới hạn của công trình ngầm khi biến dạng dẻo của đá xảy ra mà không có sự phá huỷ.

Từ đây ta có:

$$(2 \cdot \gamma \cdot H_c) = \left\{ R_n \cdot \left[\frac{(\Pi_{\epsilon}^{\sin\varphi} - 1)}{\sin\varphi} + 1 \right] \right\}. \quad (5.36)$$

Sau khi so sánh phương trình (5.36) với điều kiện (5.14), Bulutriov N. X. đã rút ra kết luận, phần thừa số trong ngoặc vuông tại vế phải của phương trình (5.36) đặc trưng cho khả năng nâng cao độ ổn định của loại đá có khả năng biến dạng dẻo so với các loại đá giòn. Vì vậy, Bulutriov N. X. đã gọi “thừa số” này là “hệ số gia tăng ổn định đá” “ k_{gb} ”:

$$k_{gb} = \left[\frac{(\Pi_{\epsilon}^{\sin\varphi} - 1)}{\sin\varphi} + 1 \right]. \quad (5.37)$$

Hệ số này có ý nghĩa vật lý như sau: các vật liệu dẻo “sợ” hiện tượng tập trung ứng suất ở mức độ nhỏ hơn so với các loại vật liệu giòn. Trên cơ sở phân tích trên đây, Bulutriov N. X. đã đề xuất tiêu chuẩn ổn định cho đá có đặc tính biến dạng dẻo dưới dạng:

$$(k_{gb} \cdot R_n) \geq (k_{tb} \cdot \gamma \cdot H). \quad (5.38)$$

Trong đá dẻo cũng có thể sử dụng phương pháp đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống theo kích thước “vùng biến dạng không đàn hồi quy ước” như trong khối đá liền khối.

5.2.6. Phương pháp Kuznhisakhtoxtroi

Để đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống tại các mỏ than vùng “Kuznhexki” và “Karaganda” (CHLB Nga), các nhà địa cơ học thuộc Viện “Kuznhisakhtoxtroi” đã nghiên cứu, xây dựng và đề xuất một phương pháp đánh giá ổn định riêng.

Bản chất của phương pháp như sau. Mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống sẽ được đánh giá thông qua hệ số ổn định “ n ” [29]:

$$n = \left(\frac{R_n}{k_1 \cdot k_{B1} \cdot k_{B2} \cdot \gamma \cdot H} \right). \quad (5.39)$$

Tại đây: R_n - Giới hạn bền nén trung bình của khối đá, MPa; γ - Trọng lượng thể tích của khối đá, MN/m³; H - Chiều sâu của vị trí công trình ngầm, m; k_1 - Hệ số tập trung ứng suất phụ thuộc vào hình dạng mặt cắt ngang của công trình ngầm (xem bảng 5.9); k_{B1} - Hệ số tập trung ứng suất phụ thuộc vào sự ảnh hưởng của các công trình ngầm bên cạnh (xác định theo sơ đồ hình H.5.11); k_{B2} - Hệ số tập trung ứng suất phụ thuộc vào mức độ ảnh hưởng của công tác khai thác trong lò chợ.

Bảng 5.9.

N ^o	Hình dạng mặt cắt ngang của công trình ngầm	Tỷ số giữa chiều rộng và chiều cao của công trình ngầm	Giá trị hệ số k_1 khi $\lambda=1$
1	Hình tròn	-	2,0
2	Hình vòm	1:1	2,5
3	Hình chữ nhật	1:1	2,8
4	Hình thang	2:1	3,2

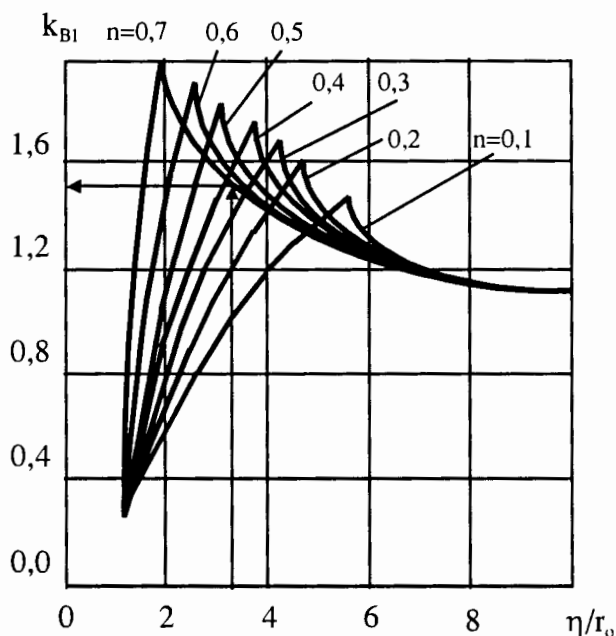
Giới hạn bền nén trung bình của khối đá “ R_n ” có thể xác định theo công thức:

$$R_n = (R_{n.m} \cdot k_{ct} \cdot k_t \cdot k_w). \quad (5.40)$$

Trong đó: $R_{n.m}$ - Giá trị độ bền nén đơn trục trung bình của mẫu đá; k_{ct} - Hệ số giảm bền cấu trúc của đá; k_t - Hệ số giảm bền có xét tới độ bền dài lâu của đá (tương đương với hệ số ξ ở phần 5.2.2); k_w - Hệ số giảm bền có xét tới mức độ sũng nước của đá.

Hệ số giảm bền cấu trúc của đá “ k_{ct} ” được xác định tùy thuộc bởi mức độ nứt nẻ của khối đá (xem chương 3). Hệ số giảm bền có xét tới độ bền dài lâu của đá “ k_t ” phụ thuộc vào chủng loại đá và có thể lấy bằng: $k_t=(1\div0,8)$ cho các loại đá cát kết; $k_t=(0,9\div0,8)$ cho các loại đá bột kết; $k_t=(0,8\div0,7)$ cho các loại đá sét kết. Hệ số giảm bền xét tới độ sũng nước của đá “ k_w ” phụ thuộc vào mức độ trạng thái nước ngầm: $k_w=1$ để cho đá khô ráo; $k_w=0,8$ để cho đá ẩm ướt; $k_w=0,5$ để cho đá có nước chảy thành giọt; $k_w=0,3$ để cho đá có nước chảy thành dòng.

Sau khi xác định xong hệ số “ n ”, mức độ ổn định của khối đá bao quanh công trình ngầm sẽ được xác định từ các số liệu trên bảng 5.10. Bảng 5.10 mô tả trạng thái của khối đá bao quanh công trình ngầm, dự báo chế độ làm việc của các kết cấu chống giữ và mô hình địa cơ học tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ và khối đá.



H.5.11. Sơ đồ phụ thuộc giữa hệ số “ k_{BI} ” và tỷ số (η/r_0) cho những giá trị “ n ” khác nhau: η - Khoảng cách giữa tâm các công trình ngầm liền kề nhau; r_0 - Bán kính ảnh hưởng của công trình ngầm; n - Hệ số ổn định xác định theo biểu thức (5.39) khi không có hệ số k_{BI} (theo [28]).

Trên cơ sở giá trị của hệ số ổn định “ n ”, từ các kết quả đo đạc thực tế, Erofeev L. M. và Mirosnikova L. A. đã đề xuất phương trình thực nghiệm xác định giá trị chuyển dịch của khối đá biên công trình ngầm như sau [22]:

$$U = 0,018 - \left(\frac{0,043}{n} \right) + \left(\frac{0,051}{n^2} \right). \quad (5.41)$$

Từ đây, Garkusin P. K. đã xây dựng công thức thực nghiệm xác định giá trị áp lực mỏ tác dụng lên khối đá biên công trình ngầm tùy thuộc bởi giá trị hệ số ổn định “ n ” [12]:

$$P = 0,05 - \left(\frac{0,104}{n+1} \right) + \left(\frac{0,028}{n^2} \right). \quad (5.42)$$

Trên cơ sở giá trị áp lực “ P ” nhận được theo công thức (5.42), Garkusin P. K. đề xuất phương pháp kiểm tra giá trị biến dạng cuối cùng của hệ “kết cấu chống giữ-khối đá” bằng cách chia giá trị “ P ” cho hệ số độ cứng “ k_0 ” của hệ.

Bảng 5.10.

Nº	Cấp ổn định của khối đá	Hệ số “n”	Trạng thái cơ học khối đá bao quanh công trình ngầm	Chế độ làm việc của kết cấu chống giữ ⁽¹⁾
1	I - II	1	Cố ổn định	- (Mô hình đàn hồi)
2	III	1÷0,7	Hình thành vòm cân bằng tự nhiên	Tải trọng cho trước (Mô hình môi trường cứng-dẻo)
3	IV	0,7÷0,2	Hình thành vùng biến dạng dẻo và phá huỷ ⁽²⁾	Chế độ biến dạng ảnh hưởng tương hỗ (Mô hình đàn-dẻo)
4	V	≤ 0,2	Chảy nhớt	Chế độ biến dạng ảnh hưởng tương hỗ (Mô hình đàn-nhớt-dẻo)

Ghi chú: 1 - Trong ngoặc là mô hình tương tác giữa kết cấu chống giữ và khối đá; 2 - Trạng thái cân bằng chỉ được thiết lập khi tồn tại kết cấu chống giữ.

Giá trị hệ số độ cứng “ k_0 ” của hệ “kết cấu chống giữ-khối đá” có thể xác định cho từng loại kết cấu chống giữ cụ thể như sau: $k_0=3,8$ kPa/cm cho hệ với kết cấu chống giữ linh hoạt trong công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn, hình vòm; $k_0=10$ kPa/cm cho hệ với kết cấu chống giữ bê tông cốt thép trong công trình ngầm có mặt cắt ngang hình vòm; $k_0=24,3$ kPa/cm cho hệ với kết cấu chống giữ, bê tông cốt thép trong công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn [12].

5.2.7. Phương pháp Timofeev

Tiêu chuẩn ổn định của công trình ngầm không chống “ Π_B ” (do Timofeev O. V. đề xuất) đặc trưng bằng mối quan hệ giữa đại lượng ứng suất tác dụng trong khối đá bao quanh công trình ngầm (phần tử số của công thức 5.43) và độ bền của đá trong trạng thái khối đá (phần mẫu số của công thức 5.43) [46, 47]:

$$\Pi_B = \left(\frac{\sigma_H \cdot k_1 \cdot k_2}{R_{n.m} \cdot k_{ct} \cdot \xi} \right). \quad (5.43)$$

Tại đây: σ_H - Giá trị ứng suất trong khối đá nguyên sinh theo hướng cho trước (trong các bài toán địa cơ học có thể lấy $\sigma_H = \gamma \cdot H$); γ - Trọng lượng thể tích trung bình của khối đá phía trên công trình ngầm; H - Độ sâu

của vị trí công trình ngầm; k_1 - Hệ số tập trung ứng suất xuất hiện do thi công công trình ngầm; k_2 - Hệ số biến đổi ứng suất do ảnh hưởng của các công trình ngầm lân cận; $R_{n.m}$ - Độ bền nén đơn trục của mẫu đá; k_{ct} - Hệ số giảm bền cấu trúc của đá trong khối đá; ξ - Hệ số giảm bền có xét tới độ bền dài lâu của đá.

Trên cơ sở tiêu chuẩn ổn định của công trình ngầm không chống “ Π_B ”, Timofeev O. V. đã phân chia các khối đá theo mức độ ổn định thành bốn nhóm đặc trưng (xem bảng 5.11).

Bảng 5.11.

Nº	Cấp ổn định của khối đá	Giá trị tiêu chuẩn ổn định “ Π_B ”	Trạng thái cơ học của khối đá bao quanh công trình ngầm không chống
1	I	$<1,0$	Trạng thái ổn định
2	II	$1,0 \div 1,29$	Trạng thái giới hạn
3	III	$1,30 \div 3,0$	Trạng thái không ổn định
4	IV	$>3,0$	Trạng thái rất không ổn định

Để dự đoán mức độ ổn định cho các đoạn công trình ngầm giao cắt nhau có thể áp dụng ngay chính tiêu chuẩn “ Π_B ” của Timofeev O. V. theo công thức (5.43) cho các công trình ngầm dài đơn độc. Tuy nhiên, trong trường hợp này, hệ số ảnh hưởng của các công trình ngầm lân cận được chọn như sau: $k_2=1,4$ cho ngã ba và $k_2=1,6$ cho ngã tư.

Tiêu chuẩn “ Π_B ” của Timofeev O. V. theo công thức (5.43) chỉ có thể sử dụng để dự đoán mức độ ổn định cho công trình ngầm chịu tác dụng của tải trọng tĩnh. Trên thực tế, công trình ngầm có thể chịu sự tác dụng của áp lực mỏ thể hiện dưới các dạng tải trọng động khác nhau.

Do đó, Timofeev O. V. và một số các nhà địa cơ học CHLB Nga đã đề xuất tiêu chuẩn dự đoán mức độ ổn định cho công trình ngầm chịu ảnh hưởng của tải trọng động có dạng như sau [47]:

$$\Pi_{B,D} = \left(\frac{\sigma_H \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_D}{R_{n.m} \cdot k_{ct} \cdot \xi \cdot k_y \cdot \psi} \right). \quad (5.44)$$

Tại đây: σ_H , k_1 , k_2 , $R_{n.m}$, k_{ct} , và ξ - Các thông số tương tự như trong công thức (5.43); k_D - Hệ số động học tác dụng được xác định theo công thức:

$$k_D = \left(\frac{\sigma_{ct} + \sigma_D \cdot \eta_D}{\sigma_{ct}} \right); \quad (5.45)$$

σ_{ct} - Giá trị ứng suất tĩnh tính toán $\sigma_{ct}=(\sigma_H \cdot k_1 \cdot k_2)$; σ_D - Đại lượng ứng suất động bổ sung do hiện tượng địa động học mỏ-địa chất; η_D - Hệ số tập trung ứng suất động trên biên công trình ngầm, trên thực tế người thiết kế có thể lấy $\eta_D=3$.

Theo Truskô V. L., giá trị ứng suất động bổ sung do hiện tượng địa động học mỏ-địa chất, chịu sự phụ thuộc vào giá trị năng lượng địa động học và có thể chọn theo số liệu bảng 5.12.

Giá trị của hệ số “độ bền mỗi” “ ψ ” ($\psi=\sigma_{p,max} \cdot R_{n,m}$) thể hiện bằng tỷ số giữa giá trị ứng suất xung (ứng suất động) lớn nhất “ $\sigma_{p,max}$ ” (gây ra hiện tượng phá huỷ của mẫu sau một số lượng nhất định của chu kỳ chất tải) và giới hạn bền nén đơn trục của mẫu “ $R_{n,m}$ ” (trong quá trình chất tải tĩnh định).

Bảng 5.12.

Mức độ địa động học	Năng lượng, J	Giá trị ứng suất, MPa	
		σ_D	$\sigma_D \cdot \eta_D$
I	$(1,80 \div 5,60) \cdot 10^2$	0,012	0,036
II	$(0,56 \div 1,80) \cdot 10^3$	0,020	0,060
III	$(1,80 \div 5,60) \cdot 10^3$	0,037	0,111
IV	$(0,56 \div 1,80) \cdot 10^4$	0,054	0,162
V	$(1,80 \div 5,60) \cdot 10^4$	0,100	0,300
VI	$(0,56 \div 1,80) \cdot 10^5$	0,180	0,540
VII	$(1,80 \div 5,60) \cdot 10^5$	0,210	0,630
VIII	$(0,56 \div 1,80) \cdot 10^6$	0,237	0,710

Theo số liệu của Viện Mỏ “IGD Xkôtrinxki”, đá giòn với $R_{n,m}=(50 \div 140)$ MPa có khả năng chịu được khoảng 3000 chu kỳ chất tải khi hệ số “độ bền mỗi” bằng $\psi=0,85 \div 0,9$. Do đó, để cho các tính toán thực tế có thể chọn $\psi=0,85$. Hệ số “ k_y ” thể hiện mức độ tăng bền cho khối đá biên công trình ngầm nhờ các kết cấu chống giữ bằng vôi neo (hoặc các giải pháp tăng bền khác). Trong trường hợp không sử dụng phương pháp tăng bền thì $k_y=1$.

5.3. Một số phương pháp dự báo vùng biến dạng không đàn hồi trong khối đá tại biên công trình ngầm

Bên cạnh phương pháp dự báo độ ổn định trên cơ sở xác định vùng quy ước biến dạng không đàn hồi (H.5.8) cho các công trình ngầm với mặt cắt ngang khác nhau (theo Bulutriov N. X.) đã mô tả trong mục 5.2.5 trên đây, hiện nay các nhà địa cơ học trên thế giới cũng đã nghiên cứu và đề xuất một số phương pháp khác. Các phương pháp đánh giá mức độ ổn định cho khối đá này được xây dựng trên cơ sở dự báo sự hình thành các vùng biến dạng không đàn hồi, vùng phá huỷ tại biên công trình ngầm.

5.3.1. Phương pháp Izakxon

Đối với các khối đá thể hiện rõ các mặt yếu cấu trúc (nứt nẻ, phân lớp, phân phiến...), theo Izakxon V. IU., quá trình dự báo mức độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm có thể được tiến hành thông qua các “vùng giả định phá huỷ liên khối” [28, 29].

Sau khi xác định xong hệ số “n” (hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào chiều sâu của vị trí công trình ngầm và số lượng phá huỷ mặt tiếp xúc giữa các lớp), theo Izakxon V. IU., quá trình xem xét sự ảnh hưởng của các mặt yếu nên tiến hành trong khối đá trầm tích, phân lớp, nằm ngoài vùng phá huỷ kiến tạo lớn, khi thoả mãn điều kiện:

$$t \leq (n.L_0). \quad (5.46)$$

Tại đây: t - Khoảng cách giữa các mặt yếu (cho các lớp tiếp xúc - t là chiều dày của lớp; cho các mặt tiếp xúc giữa các khối nguyên riêng lẻ - t là kích thước của các khối nguyên riêng lẻ); L_0 - Kích thước chủ yếu của công trình ngầm được đo theo hướng vuông góc với đường phương của các mặt yếu; n - Hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào chiều sâu của vị trí công trình ngầm và số lượng phá huỷ mặt tiếp xúc giữa các lớp (lấy theo bảng 5.13).

Quá trình xác định “vùng giả định phá huỷ liên khối” theo phương pháp Izakxon V. IU. có thể tiến hành một cách gần đúng thông qua các hình H.5.12 và H.5.13.

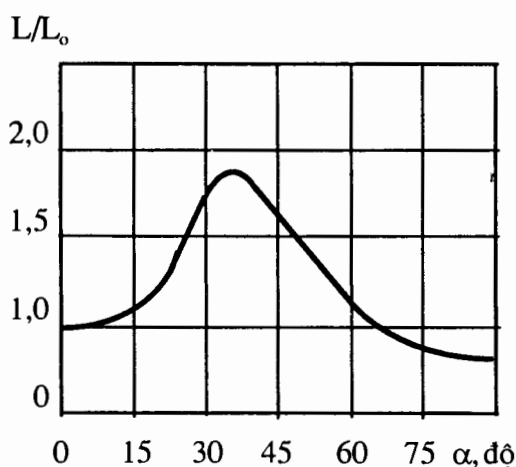
Đầu tiên, tiến hành tìm kiếm kích thước tương đối của “vùng giả định phá huỷ liên khối” “ L/L_0 ” cho các mặt tiếp xúc giữa các lớp tùy thuộc vào góc nghiêng của lớp đá “ α ” theo sơ đồ hình H.5.12.

Tiếp theo, tiến hành xác định kích thước tuyệt đối của “vùng giả định phá huỷ liên khối” cho các mặt tiếp xúc giữa các lớp đá “L” bằng đơn vị mét dài.

Bảng 5.13.

Độ sâu công trình ngầm, m	Giá trị hệ số không thứ nguyên “n” (tương ứng với) Số lượng phá huỷ mặt tiếp xúc giữa các lớp “m”					
	1	2	3	4	5	6
200	0,4/0,22	0,28/0,15	0,19/0,08	0,12/0,03	0,05/0,01	0,02/0,01
400	0,54/0,38	0,48/0,30	0,40/0,22	0,28/0,15	0,19/0,08	0,12/0,03
600	0,65/0,53	0,60/0,46	0,54/0,38	0,48/0,30	0,40/0,22	0,28/0,15
800	0,74/0,66	0,70/0,60	0,65/0,53	0,60/0,46	0,54/0,38	0,48/0,30
1000	0,82/0,74	0,78/0,70	0,74/0,66	0,70/0,60	0,65/0,53	0,60/0,46
1200	0,90/0,84	0,86/0,79	0,82/0,74	0,78/0,70	0,74/0,66	0,70/0,60

Ghi chú: Tử số là các giá trị của hệ số không thứ nguyên “n” cho các mặt tiếp giáp của các lớp đá; mẫu số là các giá trị của hệ số không thứ nguyên “n” cho các mặt tiếp giáp của các khối nguyên riêng rẽ.



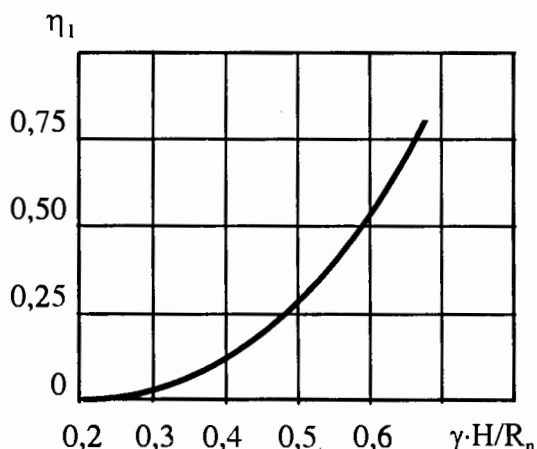
H.5.12. Mối quan hệ giữa kích thước “vùng giả định phá huỷ liên khối” tại mặt tiếp xúc các lớp đá vuông góc với đường phương và góc nghiêng vĩa (theo Izakxon V. IU. [29]).

Sau đó, trên cơ sở giá trị tỷ số “ $\gamma H/R_n$ ” các nhà địa cơ học tính được hệ số “ η_1 ” thông qua sơ đồ hình H.5.13. Từ đây, kích thước “ L_1 ”

của “vùng giả định phá huỷ liên khối” cho từng khối nguyên riêng lẻ sẽ được xác định theo công thức:

$$L_1 = (\eta_1 \cdot L). \quad (5.47)$$

Tại đây: L - Kích thước “vùng giả định phá huỷ liên khối” cho các mặt tiếp xúc giữa các lớp đá.



H.5.13. Sơ đồ phụ thuộc giữa hệ số “ η_1 ” và giá trị tỷ số “ $\gamma \cdot H/R_n$ ” (theo Izakxon V. IU. [29]).

Bảng 5.14.

Nº	Cấp ổn định của công trình ngầm	Số lượng phá huỷ các mặt tiếp xúc	Kích thước “vùng giả định phá huỷ liên khối” cho các khối nguyên, m
1	I	0	< 0,2
2	II	1	0,2÷0,4
3	III	2÷3	0,4÷1,0
4	IV	3÷6	1,0÷1,6
5	V	> 6	> 1,6

Sau khi vẽ theo tỷ lệ các “vùng giả định phá huỷ liên khối” cho các mặt tiếp xúc của các lớp đá, xác định kích thước “vùng giả định phá huỷ liên khối” cho các khối nguyên và tiến hành tính toán số lượng “ m ” các mặt tiếp xúc thuộc về “các vùng giả định phá huỷ liên khối” (số

lượng phá huỷ mặt tiếp xúc), các nhà địa cơ học có thể xác định được cấp ổn định cho khối đá theo bảng 5.14.

5.3.2. Phương pháp Baklasov-Kartozia

Theo Baklasov I. V. và Kartozia B. A., các phương pháp dự báo mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống chỉ dựa trên điều kiện (5.1) sẽ không hoàn toàn hợp lý. Các phương pháp này đều chưa xét tới các đặc điểm của các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá tại trạng thái sau giới hạn [4].

Điều kiện (5.1) được xây dựng trên mô hình khối đá giòn lý tưởng. Trong mô hình này, khả năng mang tải của khối đá sẽ bị triệt tiêu ngay sau khi giá trị ứng suất " σ_d " đạt tới giá trị giới hạn (hình H.4.19).

Tuy nhiên, thực tế cho thấy, khi điều kiện (5.1) thoả mãn sẽ không dẫn đến sự mất mát hoàn toàn khả năng sử dụng của toàn bộ công trình ngầm. Khi khối đá bị phá huỷ sẽ xảy ra quá trình phân bố lại ứng suất trong chúng.

Ngoài ra, phá huỷ xảy ra trong khối đá là một quá trình tương đối dài lâu trong không gian và thời gian. Vì vậy, khả năng mang tải của khối đá có xét tới quá trình phân bố lại ứng suất sau khi phá huỷ sẽ lớn hơn nhiều so với trường hợp không xét tới toàn bộ quá trình phá huỷ [1].

Trong trường hợp điều kiện (5.1) không thoả mãn, các nhà địa cơ học chỉ có thể nói rằng, phá huỷ nhất định sẽ xảy ra. Tuy nhiên, điều kiện này không thể cho phép xác định được kích thước vùng phá huỷ của khối đá.

Rõ ràng, chính kích thước vùng phá huỷ của khối đá xung quanh công trình ngầm là yếu tố quyết định cho quá trình chọn trước phương tiện, phương pháp chống giữ công trình ngầm. Do đó, để giải quyết vấn đề điều khiển các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá chứa công trình ngầm, các nhà địa cơ học cần phải xây dựng một chỉ tiêu định lượng cho mức độ thể hiện của chúng.

Trên thực tế, việc đánh giá trạng thái cơ học khối đá chứa công trình ngầm chính là việc xác định khả năng phá huỷ của đá trong vùng biên công trình ngầm và tiến hành đánh giá định lượng các quá trình, hiện tượng cơ học xuất hiện trong đó. Tại đây cần phải xác định kích thước các vùng có trạng thái sau giới hạn, vùng phá huỷ vỡ vụn và giá trị dịch chuyển của biên công trình ngầm.

Phương pháp đánh giá này cho phép xây dựng bảng phân loại khối đá chứa công trình ngầm tùy theo mức độ ổn định. Nghĩa là, công tác

phân loại khối đá được thực hiện tùy theo khả năng đảm bảo trạng thái sử dụng bình thường cho công trình ngầm không chống.

Nguyên lý chung xây dựng bảng phân loại của khối đá tùy theo mức độ ổn định có nội dung như sau [2, 3]:

* Khối đá được xem như ổn định, nếu giá trị ứng suất chính lớn nhất trên biên công trình ngầm không vượt quá giới hạn bền nén đơn trục của khối đá. Quá trình biến dạng trong khối đá loại này tương đương với giai đoạn đi lên của sơ đồ biến dạng tổng thể (hình H.4.19). Điều kiện xác định trạng thái ổn định khối đá có thể tiếp nhận dưới dạng (5.1).

* Khối đá xem như có mức độ ổn định trung bình, nếu trạng thái cơ học của nó đầu tiên chuyển đổi vào trạng thái cân bằng giới hạn, sau đó chuyển đổi sang trạng thái sau giới hạn. Quá trình biến dạng của khối đá tương ứng với giai đoạn đi xuống của sơ đồ tổng thể “ứng suất-biến dạng” (hình H.4.19). Đá trong vùng biến dạng sau giới hạn sẽ bị phá huỷ một phần và có khả năng tự sụt lở, vỡ vụn dưới sự ảnh hưởng của các yếu tố khách quan khác nhau (công tác khoan nổ mìn, hiện tượng phong hoá...).

* Khối đá chứa công trình ngầm đặc trưng bởi trạng thái không ổn định khi trạng thái cơ học đá chuyển đổi từ trạng thái sau giới hạn vào trạng thái phá huỷ vỡ vụn, nghĩa là, khi thoả mãn điều kiện [2, 3]:

$$(r_p - 1) > 0 \text{ hay } r_p > 1. \quad (5.48)$$

Tại đây: r_p - Giá trị bán kính không thứ nguyên của vùng phá huỷ vỡ vụn. Giá trị “ r_p ” có thể được xác định bằng phương pháp giải tích toán cơ cho các mô hình địa cơ học khác nhau (xem chương 4).

5.4. Một số phương pháp dự báo giá trị biến dạng lớn nhất của khối đá tại biên công trình ngầm

5.4.1. Phương pháp lý thuyết dự báo mức độ dịch chuyển của khối đá

Để dự đoán khả năng dịch chuyển biên công trình ngầm, ở những giai đoạn nghiên cứu đầu tiên có thể áp dụng kết quả của các bài toán giải tích toán cơ trên cơ sở những mô hình địa cơ học khác nhau (chương 4).

Mặc dù các kết quả giải tích chỉ mang tính lý thuyết, tuy nhiên, đây chính là cơ sở định tính quan trọng ban đầu để tiến hành dự báo mức độ ổn định cho biên công trình ngầm.

Trong giai đoạn ban đầu của thiết kế, các nhà địa cơ học có thể sử dụng các mô hình tác dụng tương hỗ của hệ “khối đá-kết cấu chống giữ” để dự đoán, dự báo, xác định đại lượng chuyển dịch của biên công trình ngầm không chống (hoặc có chống giữ).

Từ đây, người thiết kế có thể đề xuất các giải pháp chống giữ, lựa chọn sơ bộ loại hình, kết cấu chống giữ cần thiết cho công trình ngầm.

5.4.2. Phương pháp VNIMI

Để dự báo mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống xây dựng tại các mỏ than, các nhà địa cơ học có thể sử dụng phương pháp của Viện VNIMI (CHLB Nga).

Tiêu chuẩn ổn định cho công trình ngầm không chống là giá trị chuyển dịch (biến dạng) của biên công trình trong suốt thời gian tồn tại của nó. Tổng giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm không chống có thể xác định theo công thức [4]:

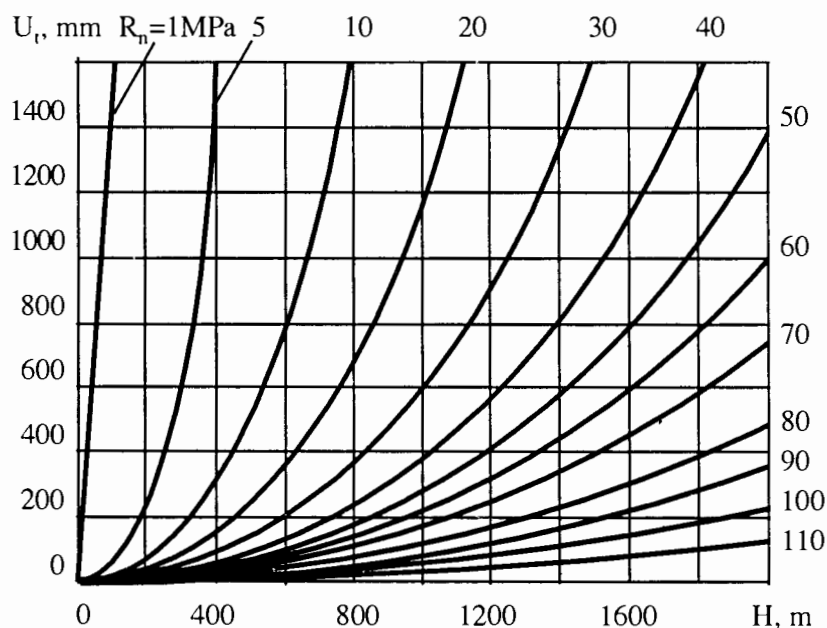
$$U = (k_{\alpha} \cdot k_{\theta} \cdot k_s \cdot k_B \cdot k_t \cdot U_1). \quad (5.49)$$

Tại đây: U_1 - Giá trị đại lượng chuyển dịch tiêu chuẩn của biên công trình tùy thuộc bởi độ bền đá “ R_n ” và độ sâu vị trí công trình ngầm “ H ” (đại lượng này xác định theo sơ đồ hình H.5.14); k_{α} - Hệ số ảnh hưởng của góc thể nằm lớp đá và hướng đào của công trình ngầm so với đường phương của lớp đá hay các mặt nứt nẻ chủ yếu (hệ số này xác định theo bảng 5.15); k_{θ} - Hệ số ảnh hưởng của hướng chuyển dịch đá; hệ số này bằng 1,0 khi tiến hành xác định chuyển dịch từ phía nóc và nền công trình ngầm (chuyển dịch theo phương thẳng đứng); trong trường hợp xác định chuyển dịch hông công trình ngầm, hệ số này có thể chọn theo các số liệu trên bảng 5.15; k_s - Hệ số ảnh hưởng của chiều rộng công trình ngầm; $k_s = 0,2 \cdot (b-1)$; b - Chiều rộng công trình ngầm; k_B - Hệ số ảnh hưởng sự tồn tại của các công trình ngầm khác; hệ số này bằng 1,0 cho các công trình ngầm riêng lẻ, đơn độc; hệ số này bằng 1,4 cho ngã ba (nối một phía); hệ số này bằng 1,6 cho các ngã tư và các đoạn công trình ngầm giao cắt nhau phức tạp; đối với hai công trình ngầm nằm song song với nhau, hệ số k_B được tính theo công thức:

$$k_B = \left[\frac{(b_1 + b_2) \cdot k_L}{L} \right]; \quad (5.50)$$

L - Khoảng cách giữa các công trình ngầm, m; b_1 và b_2 - Chiều rộng khi đào của hai công trình ngầm chịu sự ảnh hưởng lẫn nhau, m; k_L - Hệ số được chọn theo bảng 5.16; k_t - Hệ số ảnh hưởng từ thời gian tồn tại của công trình ngầm.

Hệ số k_t bằng 1,0 cho các công trình ngầm có thời gian tồn tại lớn hơn 15 năm. Khi công trình ngầm có thời gian tồn tại nhỏ hơn 15 năm thì hệ số k_t được chọn theo các biểu đồ mô tả trên hình H.5.15.



H.5.14. Sơ đồ phụ thuộc của các giá trị chuyển dịch đá “ U_i ” vào độ bền của khối đá “ R_n ” và độ sâu của vị trí công trình ngầm “ H ” (theo [4]).

Bảng 5.15.

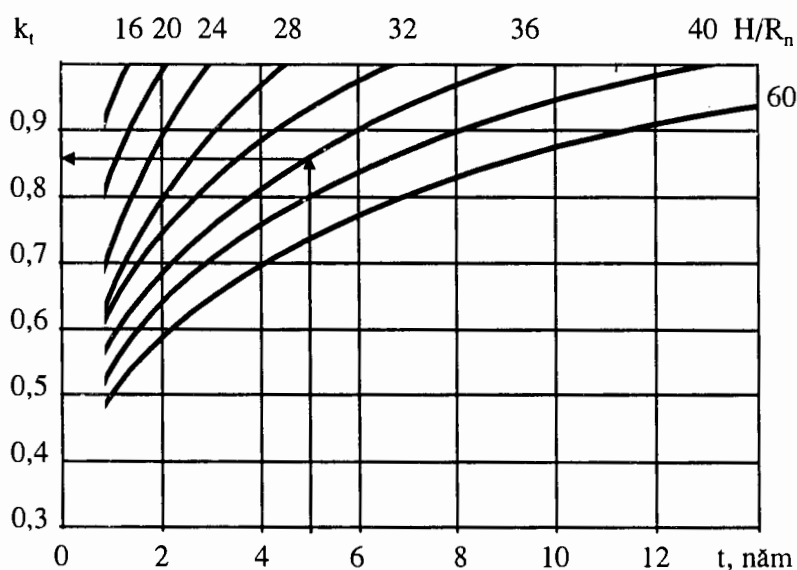
Hướng đào của công trình ngầm so với thể nằm của các lớp đá tự nhiên trong khối đá	Hệ số k_α và k_θ tương ứng với các góc của thể nằm đá α hoặc các góc của mặt nứt nẻ chủ yếu trong khối đá					
	$< 20^\circ$	30°	40°	50°	60°	$> 70^\circ$
Dọc theo đường phương của các lớp đất đá	$\frac{1,00}{0,35}$	$\frac{0,95}{0,55}$	$\frac{0,8}{0,8}$	$\frac{0,65}{1,2}$	$\frac{0,6}{1,7}$	$\frac{0,6}{2,25}$
Vuông góc với đường phương của các lớp đất đá	$\frac{0,7}{0,55}$	$\frac{0,6}{0,8}$	$\frac{0,45}{0,95}$	$\frac{0,25}{0,95}$	$\frac{0,2}{0,8}$	$\frac{0,15}{0,55}$
Tạo thành một góc với đường phương của các lớp đất đá	$\frac{0,85}{0,45}$	$\frac{0,8}{0,65}$	$\frac{0,65}{0,9}$	$\frac{0,45}{1,05}$	$\frac{0,35}{1,1}$	$\frac{0,35}{0,95}$

Ghi chú: Các số liệu trong bảng 5.15 thể hiện như sau: tử số là các giá trị của hệ số k_α và mẫu số là các giá trị của hệ số k_θ .

Bảng 5.16.

Độ sâu của công trình ngầm, m	Giá trị hệ số k_L							
	Giới hạn bền nén của khối đá R_n (MPa) khi công trình ngầm đào theo hướng so với các lớp đất đá							
	Theo đường phương				Vuông góc với đường phương			
	30	60	90	>120	30	60	90	>120
< 300	3,5/2	1,8/1,6	1,5/1,3	1,2/1	1,8	1,5	1,2	1,0
300÷600	4/2,5	2/1,8	1,7/1,5	1,4/1,2	2,2	1,8	1,5	1,2
600÷900	4,5/3	2,5/2,1	2/1,7	1,6/1,4	2,6	2,1	1,7	1,4
900÷1200	5/3,5	3,5/3	2,5/2	1,8/1,6	3,0	2,5	2,0	1,5
>1200	5,5/4	4/3,5	3/2,3	2/1,8	3,4	2,9	2,4	1,7

Ghi chú: Tỷ số là các giá trị của hệ số k_L khi $\alpha \leq 35^\circ$, còn mẫu số - khi $\alpha > 35^\circ$; giá trị của hệ số k_L cho các công trình ngầm nằm nghiêng cũng được chọn giống như cho các công trình ngầm nằm ngang đào dọc theo đường phương của các lớp đất đá.



H.5.15. Sơ đồ phụ thuộc giữa hệ số " k_L " và thời gian tồn tại của công trình ngầm " t " từ 1 năm đến 15 năm (theo [4]).

Bảng 5.17.

N ^o	Cấp ổn định của khối đá	Giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm U, mm	
		Các loại đá trầm tích	Các loại đá phun trào
1	I÷II	< 50	< 20
2	III	50÷200	20÷100
3	IV	200÷500	100÷200
4	V	> 500	> 200

Trên cơ sở giá trị chuyển dịch theo tính toán “U”, mức độ ổn định của công trình ngầm không chống sẽ được xác định tương ứng theo các số liệu trên bảng 5.17.

Khi các công trình ngầm được đào theo đường phương và khi góc dốc của các lớp đá thay đổi từ 20^0 đến 50^0 , bên cạnh những giá trị chuyển dịch theo hướng thẳng đứng và nằm ngang, người thiết kế còn phải xác định các giá trị chuyển dịch theo phương pháp tuyến so với mặt phẳng phân lớp theo công thức:

$$U_n = \left(\frac{U_k}{\cos \alpha} \right). \quad (5.51)$$

Tại đây: U_k - Giá trị chuyển dịch của nóc công trình ngầm; α - Góc dốc của lớp đá.

5.5. Một số phương pháp sử dụng chỉ tiêu ổn định tổng hợp cho khối đá bao quanh công trình ngầm

Trong những năm gần đây, các nhà địa cơ học trên thế giới đã tiến hành nghiên cứu xây dựng các bảng phân loại khối đá trên cơ sở xem xét và đánh giá tổng hợp một số lượng lớn các yếu tố ảnh hưởng. Nguyên lý xây dựng các bảng phân loại khối đá thuộc nhóm này như sau [94, 98]:

* Đầu tiên, các nhà địa cơ học tiến hành lựa chọn và phân nhóm các yếu tố ảnh hưởng đến trạng thái địa kỹ thuật của khối đá.

* Sau đó, mỗi yếu tố ảnh hưởng, tùy theo mức độ quan trọng của mình, sẽ được đánh giá theo một thang điểm nào đó thông qua các chỉ số định lượng nhất định.

* Cuối cùng, theo “điểm số tổng hợp” (“chỉ tiêu tổng hợp” các điểm...) thu được, các nhà địa cơ học sẽ tiến hành đánh giá “chất lượng” địa cơ học của khối đá cần nghiên cứu.

Khác với các bảng phân loại kinh điển chỉ sử dụng một loại tính chất bền hoặc biến dạng của đá, các bảng phân loại khối đá được tiến hành xây dựng dựa trên các chỉ tiêu tổng hợp từ nhiều yếu tố ảnh hưởng.

Vì vậy, chúng cho phép nâng cao một cách đáng kể độ tin cậy trong quá trình đánh giá, phân loại khối đá từ một tổ hợp nhiều tính chất địa cơ học, cấu trúc, cấu tạo, kỹ thuật, công nghệ... liên quan tới khối đá chứa công trình ngầm.

Ngoài ra, các phương pháp đánh giá, phân loại khối đá còn có thể cho phép dự báo một cách hữu hiệu trạng thái địa cơ học của khối đá, mức độ ổn định của công trình ngầm không chống và nghiên cứu đề xuất các giải pháp thiết kế kỹ thuật-thi công-chống giữ công trình ngầm ở những điều kiện địa cơ học phức tạp khác nhau.

5.5.1. Phương pháp Bulutriov

Theo Bulutriov N. X., mức độ ổn định công trình ngầm không chống có thể xác định bằng chỉ tiêu ổn định tổng hợp “S” [8]:

$$S = f \left(\frac{k_M}{k_N} \right) \left(\frac{k_R \cdot k_W}{k_I \cdot k_A \cdot k_\alpha} \right). \quad (5.52)$$

Tại đây: f - Hệ số kiên cố của đá xác định theo phương pháp Protodiakonov M. M.; k_M - Hệ số không thứ nguyên đặc trưng cho sự ảnh hưởng của mức độ nứt nẻ của khối đá; k_N - Hệ số không thứ nguyên đặc trưng cho sự ảnh hưởng của số lượng hệ nứt nẻ trong khối đá; k_R - Hệ số không thứ nguyên đặc trưng cho sự ảnh hưởng của mức độ gồ ghề của bề mặt (thành) khe nứt; k_W - Hệ số không thứ nguyên đặc trưng cho sự ảnh hưởng của mức độ ngấm nước của khối đá; k_I - Hệ số không thứ nguyên đặc trưng cho sự ảnh hưởng của độ mở các loại khe nứt không có chất lấp nhét; k_A - Hệ số không thứ nguyên đặc trưng cho sự ảnh hưởng của đặc tính lấp nhét khe nứt; k_α - Hệ số không thứ nguyên đặc trưng cho sự ảnh hưởng của hướng phát triển của công trình ngầm (hướng xây dựng công trình ngầm) so với hướng phát triển nhất của hệ thống khe nứt.

Tổ hợp các hệ số trong công thức (5.52) có những ý nghĩa vật lý-cơ học nhất định. Tỷ số “ k_M/k_N ” đặc trưng cho mức độ phân nhỏ khối đá do nứt nẻ. Tỷ số “ $(k_R \cdot k_W)/(k_I \cdot k_A)$ ” đặc trưng cho khả năng chống trượt của khối đá theo nứt nẻ.

Hệ số không thứ nguyên “ k_M ” đặc trưng cho sự ảnh hưởng của mức độ nứt nẻ, phá huỷ của khối đá đến mức độ ổn định của công trình ngầm không chống.

Giá trị hệ số này được xác định tùy thuộc bởi chiều rộng công trình ngầm và giá trị môđun nứt nẻ tương đối “ n ”:

$$n = \left(\frac{2.R}{L} \right). \quad (5.53)$$

Tại đây: R - Bán kính chuyển đổi tương đương của công trình ngầm; L - Khoảng cách trung bình giữa các khe nứt.

Từ đây, giá trị hệ số không thứ nguyên “ k_M ” sẽ được xác định từ giá trị hệ số “n” theo bảng 5.18.

Bảng 5.18.

Chỉ tiêu	Giá trị của hệ số “n”				
	≥ 60	$60 \div 25$	$25 \div 12$	$12 \div 6$	< 6
k_M	$0,5 \div 2,5$	$2,5 \div 5$	$5 \div 7,5$	$7,5 \div 9$	$9 \div 10$

Hệ số không thứ nguyên “ k_N ” phụ thuộc vào số lượng hệ nứt nẻ, đặc tính phân lớp trong khối đá. Giá trị của hệ số này có thể lấy theo bảng 5.19.

Bảng 5.19.

Chỉ tiêu	Số lượng hệ nứt nẻ (đặc tính phân lớp) trong khối đá							
	0 ⁽¹⁾	I	I ⁽²⁾	II	II ⁽²⁾	III	III ⁽²⁾	IV và > IV
k_N	$0,5 \div 1$	2	3	4	6	9	12	15
								Đá vỡ vụn
								20

Ghi chú: 1 - Khối đá không nứt nẻ, phân lớp; 2 - Khối đá phân lớp.

Bảng 5.20.

Chỉ tiêu	Đặc tính mức độ gồ ghề của bề mặt nứt nẻ					
	Gián đoạn	Lượn sóng không đều	Lượn sóng đều	Lượn sóng đối xứng	Mặt phẳng, có chất lấp nhét	Mặt nhẵn bóng, dễ trượt
k_R	4	3	2	1,5	1	0,5

Bảng 5.21.

Chỉ tiêu	Đặc tính lưu lượng và điều kiện nước ngầm			
	Điều kiện khô ráo	Điều kiện ẩm ướt	Nước chảy thành giọt	Nước chảy thành dòng
k_W	1	0,8	0,5	0,3

Hệ số không thứ nguyên “ k_R ” đặc trưng cho mức độ gồ ghề của bề mặt nứt nẻ. Tùy thuộc vào tính chất của bề mặt khe nứt, hệ số này có thể

được lấy theo bảng 5.20. Hệ số không thứ nguyên " k_w " phụ thuộc vào lưu lượng và điều kiện nước ngầm trong khối đá. Hệ số này được chọn theo bảng 5.21.

Hệ số không thứ nguyên " k_t " phụ thuộc vào độ mở của các loại khe nứt không có chất lấp nhét. Hệ số này được chọn theo bảng 5.22.

Bảng 5.22.

Chỉ tiêu	Độ mở khe nứt "t" không có chất lấp nhét, mm		
	< 3	3÷15	> 15
k_t	1	2	4

Hệ số không thứ nguyên " k_A " đặc trưng cho sự ảnh hưởng của vật liệu lấp nhét khe nứt. Hệ số này được chọn theo bảng 5.23.

Bảng 5.23.

Chỉ tiêu	Đặc tính của chất lấp nhét trong khe nứt; điều kiện tiếp xúc thành khe nứt			
	Bền vững (như thạch anh...)	Cát và đá vỡ vụn nhỏ (không có sét)	Sét	Cao lanh, mi-ca, tan-cơ, than chì
k_A	1	2	3	4

Hệ số không thứ nguyên " k_α " phụ thuộc vào góc nghiêng " α " giữa trục của công trình ngầm và bề mặt khe nứt. Hệ số này được chọn theo bảng 5.24.

Bảng 5.24.

Chỉ tiêu	Góc nghiêng " α " giữa trục của công trình ngầm và bề mặt của khe nứt		
	$70^\circ \div 90^\circ$	$20^\circ \div 70^\circ$	< 20°
k_α	1	1,5	2

Tất cả các hệ số k_M , k_R , k_t , k_A và k_α phải được lựa chọn tương ứng với các đặc tính cấu tạo của hệ nứt để phát triển nhất trong khối đá thuộc vùng địa tầng nghiên cứu.

Sau khi xác định chỉ tiêu tổng hợp ổn định "S" theo công thức (5.52) bằng phương pháp của Bulutriov N. X., mức độ ổn định của công trình ngầm không chống sẽ được xác định theo bảng 5.25.

Bảng 5.25.

Nº	Giá trị chỉ tiêu “S”	Cấp ổn định của khối đá	Mức độ ổn định của khối đá
1	> 70	I	Hoàn toàn ổn định
2	5÷70	II	Ổn định
3	1÷5	III	Ổn định trung bình
4	0,05÷1	IV	Không ổn định
5	< 0,05	V	Rất không ổn định

5.5.2. Phương pháp Deere-Merritt

Vào năm 1964, Deere D. U. [64] đã đề xuất chỉ tiêu định lượng “chất lượng khối đá” “RQD” trên cơ sở đánh giá chất lượng, số lượng và đặc tính của các đoạn lõi khoan sau khi thu hồi. Chỉ tiêu định lượng “chất lượng khối đá” “RQD” (Rock Quality Designation) hiện nay đã được các nhà địa cơ học trên thế giới (đặc biệt tại các nước phương Tây) sử dụng hết sức rộng rãi trong quá trình phân loại khối đá; đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống tại những điều kiện địa cơ học khác nhau.

Chỉ tiêu RQD còn được các nhà địa cơ học kết hợp sử dụng với các chỉ tiêu địa kỹ thuật khác của khối đá để dự báo mức độ ổn định cho mặt lộ công trình ngầm, lựa chọn các phương pháp, phương tiện chống giữ khác nhau cho công trình ngầm xây dựng ở những điều kiện cụ thể.

Quá trình phân loại khối đá theo chỉ tiêu RQD (theo mức độ phá huỷ) có xét tới công nghệ khoan lấy mẫu, số lượng nứt nẻ, mức độ giảm yếu và phong hoá của khối đá.

Trong phương pháp này, việc đo đếm số lượng khe nứt được thay thế bằng một quá trình đánh giá gián tiếp thông qua sự xác định tổng chiều dài “ L_1 ” của tất cả các đoạn lõi khoan và tổng chiều dài “ L_p ” của các đoạn lõi khoan có chiều dài lớn hơn 10 cm sau khi thu hồi. Giá trị chỉ tiêu RQD xác định theo công thức [64]:

$$RQD = \left(\frac{100 \cdot L_p}{L_1} \right), \% \quad (5.54)$$

Sự ảnh hưởng của mức độ phá huỷ độ liên khối của khối đá có thể đánh giá bằng phương pháp so sánh giá trị tốc độ lan truyền sóng dọc

đàn hồi (sóng địa chấn) trong khối đá (“in situ”) và giá trị tốc độ lan truyền sóng siêu âm trong mẫu đá (làm từ lõi khoan) được lấy ra từ chính khối đá đó.

Hiệu số của hai loại vận tốc trên sẽ tỷ lệ với mức độ phá huỷ đặc tính liên khối của khối đá. Onodera T. F. đã đề xuất phương pháp sử dụng tỷ số các vận tốc “ V/V_L ” như là chỉ tiêu “chất lượng khối đá”. Tại đây: V - Tốc độ lan truyền sóng địa chấn trong khối đá; V_L - Tốc độ lan truyền sóng siêu âm trong mẫu đá tương ứng [74].

Theo phương pháp này, tốc độ lan truyền sóng âm trong mẫu đá được xác định trong phòng thí nghiệm tại điều kiện dưới sự tác dụng của áp lực nén đơn trục (tương tự như áp lực trong khối đá do tác dụng của các lớp đá nằm phía trên vị trí lấy mẫu).

Theo Charles Jaeger, giữa các đại lượng “chất lượng khối đá” “ V/V_L ” của Onodera T. F. và chỉ tiêu chất lượng khối đá RQD luôn luôn tồn tại một mối quan hệ tương quan chặt chẽ. Kết quả nghiên cứu các loại đá khác nhau cho thấy mối quan hệ này thể hiện như sau [61]:

* Khi $(V/V_L)^2=0,8$ sẽ tương ứng với giá trị chỉ tiêu $RQD=0,7\div0,9$;

* Khi $(V/V_L)^2=0,6$ sẽ tương ứng với giá trị chỉ tiêu $RQD=0,5\div0,8$.

Giữa chỉ tiêu RQD và cường độ nứt nẻ (số lượng nứt nẻ trên chiều dài bằng 0,3 m) cũng tồn tại mối quan hệ phụ thuộc:

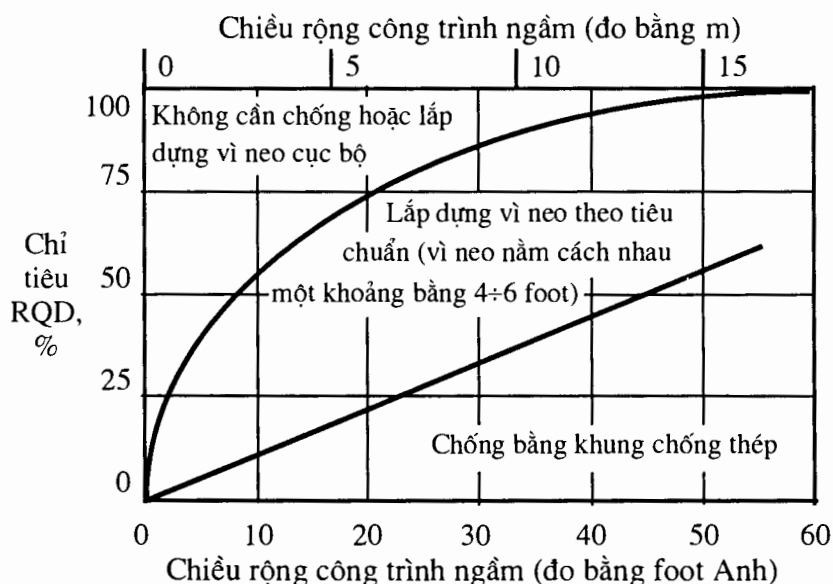
* Khi $RQD=0,75$ tương ứng với 1 đến 3 nứt nẻ trên khoảng cách bằng 0,3 m;

* Khi $RQD=0,50$ tương ứng với 2 đến 4 nứt nẻ trên khoảng cách bằng 0,3 m.

Trên cơ sở mối quan hệ giữa chỉ tiêu RQD và chất lượng khối đá thực tế, Deere D. U. đã đề xuất bảng phân loại khối đá như sau (bảng 5.26).

Bảng 5.26.

Nº	Giá trị chỉ tiêu RQD, %	Chất lượng của khối đá
1	0÷25	Rất yếu
2	25÷50	Yếu
3	50÷75	Trung bình
4	75÷90	Tốt
5	90÷100	Rất tốt



H.5.16. Sơ đồ lựa chọn kết cấu chống giữ trên cơ sở chỉ tiêu RQD và chiều rộng của công trình ngầm (theo Merritt A. H. [73]).

Không dừng lại ở mức độ phân loại khối đá, Merritt A. H. lần đầu tiên đã thử nghiệm sử dụng chỉ tiêu RQD để dự báo độ ổn định cho khối đá và lựa chọn kết cấu chống giữ hợp lý cho công trình ngầm [73]. Trong trường hợp này, Merritt A. H. đã đề xuất ý tưởng: kết cấu chống hợp lý cho công trình ngầm sẽ phụ thuộc vào giá trị chỉ tiêu RQD và chiều rộng công trình ngầm (hình H.5.16).

Mặc dù chỉ tiêu RQD có ý nghĩa rất lớn trong quá trình đánh giá chất lượng khối đá, nhưng nó cũng chứa đựng rất nhiều khiếm khuyết. Chỉ tiêu RQD không xét tới các đặc tính sau: độ bền của đá, hướng phát triển của nứt nẻ, chất lấp nhét trong khe nứt v.v... Chính Merritt A. H. đã nhận xét: “Hệ thống chỉ tiêu RQD có những hạn chế tại những vùng, nơi mà các khe nứt có chứa một lớp mỏng đất sét hoặc một chất lấp nhét khác” [73].

5.5.3. Phương pháp Wickham

Vào năm 1972, tại Hoa Kỳ, Wickham G. E. và một số tác giả khác đã đề xuất “chỉ tiêu cấu trúc đá” (Rock Structure Rating) “RSR” và phương pháp định lượng mô tả chất lượng khối đá để lựa chọn kết cấu chống giữ hợp lý cho công trình ngầm. Đây là hệ thống phân loại khối đá hoàn thiện đầu tiên được đề xuất kể từ thời điểm phương pháp phân loại

của Terzaghi được công bố vào năm 1946. Sự đóng góp chủ yếu của phương pháp “RSR” như sau: lần đầu tiên phương pháp “RSR” đã đề xuất một hệ thống chỉ tiêu cho khối đá, một hệ thống phân loại khối đá có các thông số đầu vào và các thông số đầu ra [85].

Phương pháp “RSR” xem xét tổng quát hai nhóm các yếu tố ảnh hưởng đến trạng thái khối đá trong quá trình thi công đường hầm: các thông số địa chất và các thông số xây dựng công trình. Các thông số này được tập hợp vào các nhóm A, B và C và mô tả như sau:

Nhóm thông số A - Nhóm các thông số địa kỹ thuật đánh giá cấu trúc khối đá bao gồm:

* Dạng hình thành chủng loại đá (phún trào, trầm tích hoặc biến chất);

* Đặc tính độ cứng của đá (đá cứng, đá cứng trung bình, đá mềm và đá phân chia ra thành các phần riêng biệt);

* Đặc tính cấu trúc địa chất (liền khối; ít khuyết tật, nếp gấp, nếp uốn nhẹ; có khuyết tật, nếp gấp-nếp uốn trung bình; nhiều khuyết tật, nếp gấp, nếp uốn mạnh).

Giá trị lớn nhất của thông số A bằng 30. Để đánh giá thông số A, đầu tiên cần phải đánh giá nhóm chủng loại khối đá khảo sát theo bảng 5.27. Sau đó, tùy theo chủng loại nhóm khối đá khảo sát, các đặc tính độ cứng và cấu trúc địa chất khối đá nghiên cứu, các nhà địa cơ học sẽ xác định giá trị thông số A theo bảng 5.28.

Bảng 5.27. Đánh giá nhóm chủng loại khối đá khảo sát.

Dạng hình thành chủng loại đá	Nhóm chủng loại khối đá cơ bản			
	Đá cứng	Đá cứng trung bình	Đá mềm	Đá chia ra các phần riêng lẻ
Đá phún trào	Nhóm 1	Nhóm 2	Nhóm 3	Nhóm 4
Đá trầm tích	Nhóm 1	Nhóm 2	Nhóm 3	Nhóm 4
Đá biến chất	Nhóm 2	Nhóm 3	Nhóm 4	Nhóm 4

Nhóm thông số B - Các thông số xét tới hiệu ứng của đặc tính các mặt yếu so với hướng thi công công trình ngầm bao gồm:

* Khoảng cách giữa các khe nứt;

* Hướng phát triển của các khe nứt;

* Hướng thi công công trình ngầm.

Giá trị lớn nhất của thông số B bằng 45 và được chọn theo bảng 5.29 tùy theo đặc tính các mặt yếu của khối đá so với hướng thi công công trình ngầm.

Bảng 5.28. Bảng đánh giá thông số A.

Nhóm chủng loại khối đá	Đặc tính cấu trúc khối đá			
	Liên khối	Có khuyết tật, nếp gấp, nếp uốn nhẹ	Có khuyết tật, nếp gấp, nếp uốn trung bình	Có khuyết tật, nếp gấp, nếp uốn mạnh
Nhóm 1	30	22	15	9
Nhóm 2	27	20	13	8
Nhóm 3	24	18	12	7
Nhóm 4	19	15	10	6

Nhóm thông số C - Các thông số xét tới hiệu ứng về sự xâm nhập nước ngầm và điều kiện nứt nẻ của khối đá bao gồm:

- * Chất lượng của khối đá do các thông số A và B liên kết lại;
- * Điều kiện nứt nẻ (tốt, trung bình, yếu);

* Lưu lượng nước xâm nhập vào đường hầm (tính bằng m³ trong một phút thời gian trên 300 m chiều dài đường hầm).

Giá trị lớn nhất của thông số C bằng 25 và được chọn theo bảng 5.30 tùy theo mức độ xâm nhập của nước ngầm vào công trình ngầm và đặc tính nứt nẻ của khối đá.

Giá trị “chỉ tiêu cấu trúc đá” RSR của mặt cắt ngang bất kỳ trong công trình ngầm đều bằng tổng giá trị các thông số riêng lẻ sau khi đã đánh giá. Nghĩa là: $RSR = (A + B + C)$ với giá trị lớn nhất bằng 100. Chỉ tiêu này phản ánh chất lượng của khối đá để lựa chọn loại hình kết cấu chống giữ cho công trình ngầm.

Trên cơ sở sử dụng chỉ tiêu RSR, vào năm 1983 Einstein H. H., Thomson D. E. và một nhóm tác giả đã đề xuất công thức thực nghiệm tính tải trọng của đất đá tác dụng lên công trình ngầm như sau:

$$P_d = 0,26 \cdot (B + H) \cdot \left\{ \left[\frac{8880}{(RSR + 30)} \right] - 80 \right\}. \quad (5.55)$$

Tại đây: P_d - Tải trọng của đất đá tác dụng lên công trình ngầm, KPa; B - Chiều rộng công trình ngầm, m; H - Chiều cao công trình ngầm, m.

Bảng 5.29. Bảng đánh giá thông số B.

Mức độ nứt nẻ, phân thành khối nguyên của khối đá	Hướng đào phá so với trục dọc của công trình ngầm (CTN)							
	Vuông góc với trục CTN					Song song với trục CTN		
	Hướng đào CTN so với mặt nghiêng của khe nứt khối đá							
	Cả hai loại I+II	Bám theo mặt nghiêng (I)		Chống lại mặt nghiêng (II)		Cả hai loại hướng đào I+II		
Rất mạnh	9	11	13	10	12	9	9	7
Mạnh	13	16	19	15	17	14	14	11
Trung bình	23	24	28	19	22	23	23	19
Khối trung bình	33	32	36	25	28	30	28	24
Khối lớn	36	38	40	33	35	36	34	28
Liên khối	40	43	45	37	40	40	38	34

Bảng 5.30. Bảng đánh giá thông số C.

Tổng lưu lượng nước ngầm xâm nhập theo dự đoán tính cho 300 m chiều dài đường hầm, m ³ /phút	Tổng điểm của hai thông số A+B					
	13÷44			45÷75		
	Điều kiện nứt nẻ					
	Tốt	Trung bình	Xấu	Tốt	Trung bình	Xấu
Không có	22	18	12	25	22	18
Nhẹ (<0,75 m ³ /phút)	19	15	9	23	19	14
Trung bình (0,75÷3,8 m ³ /phút)	15	11	7	21	16	12
Mạnh (>3,8 m ³ /phút)	10	8	6	18	14	10

Chỉ tiêu “RSR” đã được sử dụng rất hiệu quả để lựa chọn khung chống thép cho các đường hầm. Tuy nhiên, giống như những phương pháp thực nghiệm khác, phương pháp này không thể sử dụng cho các điều kiện khi không đủ độ tin cậy. Vì vậy, phương pháp này thường không được sử dụng để lựa chọn vì neo và vỏ chống bê tông phun.

5.5.4. Phương pháp Bieniawski

Nhằm khắc phục những nhược điểm trong phương pháp đánh giá chất lượng khối đá của Deere D. U. và Merritt A. H., trong quá trình

phân loại khối đá, dự báo mức độ ổn định, lựa chọn chủng loại kết cấu chống giữ hợp lý cho công trình ngầm, Bieniawski Z. T. thuộc “Hội đồng nghiên cứu khoa học và công nghiệp” (CSIR) Cộng hoà Nam Phi đã đề xuất một chỉ tiêu đánh giá ổn định tổng hợp cho khối đá - Chỉ tiêu RMR (Rock Mass Rating).

Chỉ tiêu RMR là chỉ tiêu tổ hợp từ hệ thống các chỉ tiêu địa cơ học có ảnh hưởng tới mức độ ổn định của khối đá. Chỉ tiêu RMR được xác định từ biểu thức [58]:

$$RMR = (R_{nk} + R_{RQD} + R_j + R_r + R_w + R_{oj}). \quad (5.56)$$

Tại đây: R_{nk} - Chỉ tiêu đánh giá sự ảnh hưởng từ yếu tố độ bền của đá nguyên khối khi nén đơn trục; R_{RQD} - Chỉ tiêu đánh giá sự ảnh hưởng từ yếu tố chỉ tiêu chất lượng đá RQD; R_j - Chỉ tiêu đánh giá sự ảnh hưởng từ yếu tố khoảng cách giữa các khe nứt; R_r - Chỉ tiêu đánh giá sự ảnh hưởng từ yếu tố trạng thái khe nứt, mức độ gồ ghề của thành khe nứt; R_w - Chỉ tiêu đánh giá sự ảnh hưởng từ yếu tố trạng thái nước ngầm, lưu lượng nước ngầm chảy qua công trình ngầm; R_{oj} - Chỉ tiêu đánh giá sự ảnh hưởng từ yếu tố hướng và góc phát triển của nứt nẻ so với trục thi công của công trình ngầm. Các chỉ tiêu đánh giá ảnh hưởng R_{nk} , R_{RQD} , R_j , R_r và R_w được xác định tương ứng bằng các bảng 5.31, bảng 5.32, bảng 5.33, bảng 5.34 và bảng 5.35.

Chỉ tiêu đánh giá sự ảnh hưởng “ R_{oj} ” từ yếu tố hướng, góc phát triển của nứt nẻ so với trục thi công công trình ngầm được xác định như sau. Đầu tiên các nhà địa cơ học tiến hành xác định mức độ đánh giá ảnh hưởng của hướng và góc nghiêng nứt nẻ so với hướng-trục thi công công trình ngầm theo bảng 5.36.

Sau đó, dựa trên đặc tính “mức độ ảnh hưởng” đã tìm được, các nhà địa cơ học sẽ xác định giá trị chỉ tiêu đánh giá ảnh hưởng “ R_{oj} ” thông qua bảng 5.37. Nhìn chung, chỉ tiêu này có xu thế làm suy giảm tổng số điểm của chỉ tiêu ổn định tổng hợp RMR.

Bảng 5.31.

Chỉ tiêu	Độ bền của đá nguyên khối (độ bền nén đơn trục), MPa						
	> 200	100÷200	50÷100	25÷50	10÷25	3÷10	1÷3
R_{nk}	15	12	7	4	2	1	0

Bảng 5.32.

Chỉ tiêu	Giá trị chỉ tiêu chất lượng đá RQD theo Deer D. U., %				
	90÷100	75÷90	50÷75	25÷50	< 25
R_{RQD}	20	17	13	8	3

Bảng 5.33.

Chỉ tiêu	Giá trị khoảng cách giữa các khe nứt, m				
	> 3	1÷3	0,3÷1	0,05÷0,3	< 0,05
R _j	30	25	20	10	5

Bảng 5.34.

Nº	Trạng thái khe nứt, mức độ gồ ghề của thành khe nứt	R _r
1	Mặt thành khe nứt gồ ghề, rất nhám; nứt nẻ không tiếp tục phát triển; nứt nẻ không giao cắt nhau; đá vách thành khe nứt cứng.	25
2	Mặt thành khe nứt tương đối nhám (độ nhám nhẹ); các nứt nẻ giao cắt nhau trên khoảng cách không lớn hơn 1 mm; đá vách thành khe nứt cứng.	20
3	Mặt thành khe nứt tương đối nhám (độ nhám nhẹ); các nứt nẻ giao cắt nhau trên khoảng cách không lớn hơn 1 mm; đá vách thành khe nứt mềm.	12
4	Mặt thành khe nứt nhẵn; độ mở của nứt nẻ thay đổi từ 1 mm đến 5 mm; nứt nẻ tiếp tục phát triển.	6
5	Mặt thành khe nứt nhẵn; độ mở của nứt nẻ lớn hơn 5 mm; nứt nẻ có xu thế phát triển.	0

Bảng 5.35.

Lưu lượng nước ngầm chảy qua 10 m dài công trình ngầm, lít/phút ⁽¹⁾			
0	25	25÷125	> 125
Điều kiện tổng quát về sự ảnh hưởng của nước ngầm ⁽²⁾			
Hoàn toàn khô ráo	Chỉ hơi ẩm; ẩm ướt	Nước ngầm có áp trung bình	Tồn tại rất nhiều vấn đề phức tạp về nước ngầm
Chỉ tiêu về sự ảnh hưởng của nước ngầm R _w			
10	7	4	0

Ghi chú: 1, 2 - Hai nhóm điều kiện xét tương đương nhau (hoặc điều kiện này hoặc điều kiện khác).

Trên cơ sở giá trị chỉ tiêu chất lượng ổn định tổng hợp RMR xác định theo biểu thức (5.56), Bieniawski Z. T. đã đề xuất bảng phân loại khối đá theo đặc điểm và cấp độ ổn định (bảng 5.38).

Bảng 5.36.

Hướng nứt nẻ vuông góc với trục công trình ngầm (CTN)				Hướng nứt nẻ song song với trục của công trình ngầm		Hướng góc nghiêng của nứt nẻ ⁽¹⁾
Góc giữa hướng thi công CTN và mặt nứt nẻ		Góc giữa hướng thi công CTN và mặt ngược với nứt nẻ ⁽²⁾				
45 ⁰ ÷90 ⁰	20 ⁰ ÷45 ⁰	45 ⁰ ÷90 ⁰	20 ⁰ ÷45 ⁰	45 ⁰ ÷90 ⁰	20 ⁰ ÷45 ⁰	0 ⁰ ÷20 ⁰
Rất thuận lợi	Tương đối thuận lợi	Thuận lợi trung bình	Không thuận lợi	Rất không thuận lợi	Thuận lợi trung bình	Không thuận lợi

Ghi chú: 1 - Không phụ thuộc vào hướng nứt nẻ so với trục công trình ngầm; 2 - Công trình ngầm được đào với một góc nghiêng ngược với mặt nứt nẻ.

Bảng 5.37.

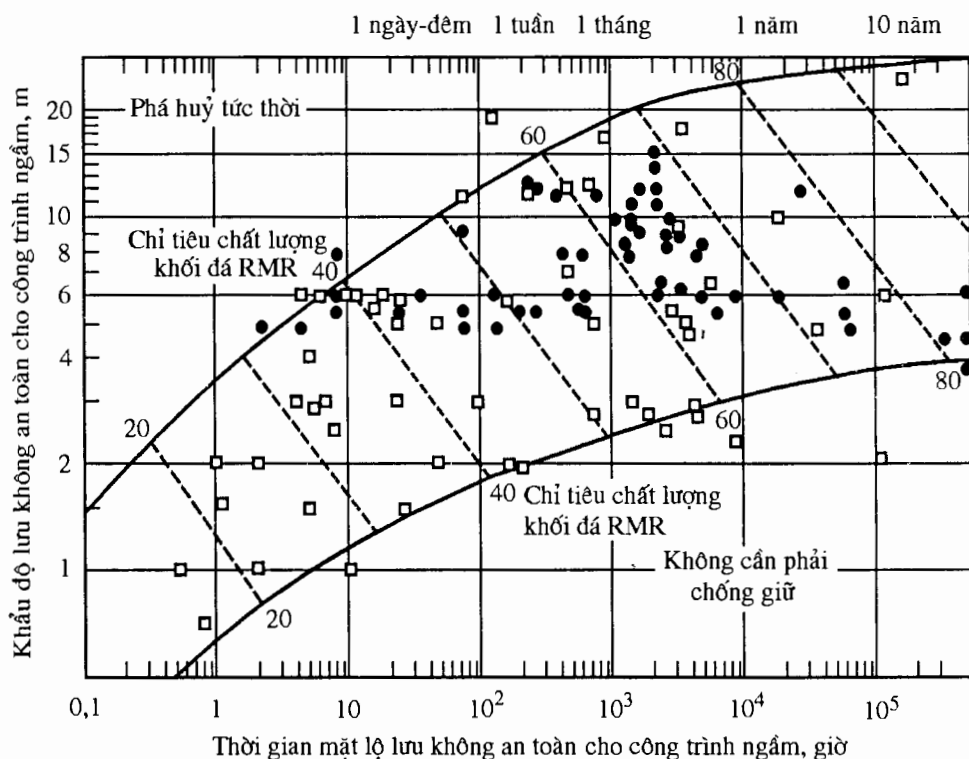
Chỉ tiêu R _{oj} cho các loại công trình ngầm và các công trình xây dựng khác	Đặc điểm đánh giá ảnh hưởng của góc nghiêng giữa trục công trình ngầm và mặt cấu tạo nứt nẻ				
	Rất thuận lợi	Tương đối thuận lợi	Thuận lợi trung bình	Không thuận lợi	Rất không thuận lợi
R _{oj} cho công trình ngầm	0	-2	-5	-10	-12
R _{oj} cho nền móng công trình	0	-2	-7	-15	-25
R _{oj} cho bờ mỏ, bờ dốc	0	-5	-25	-50	-60

Bảng 5.38.

Chỉ tiêu tổng hợp RMR	Cấp ổn định của khối đá	Đặc điểm ổn định của khối đá
100÷81	I	Rất ổn định
80÷61	II	Khá ổn định
60÷41	III	Ổn định trung bình
40÷21	IV	Yếu
< 20	V	Rất yếu

Bảng 5.39.

Cấp ổn định của khối đá	Thời gian lưu không cho kích thước lưu không tương ứng của công trình ngầm	Lực dính kết, MPa	Góc ma sát trong, độ
I	10 năm cho 5 m	300	45^0
II	6 tháng cho 4 m	200÷300	$40^0 \div 45^0$
III	1 tuần cho 3 m	150÷200	$35^0 \div 40^0$
IV	5 giờ cho 1,5 m	100÷150	$30^0 \div 35^0$
V	10 phút cho 0,5 m	100	30^0



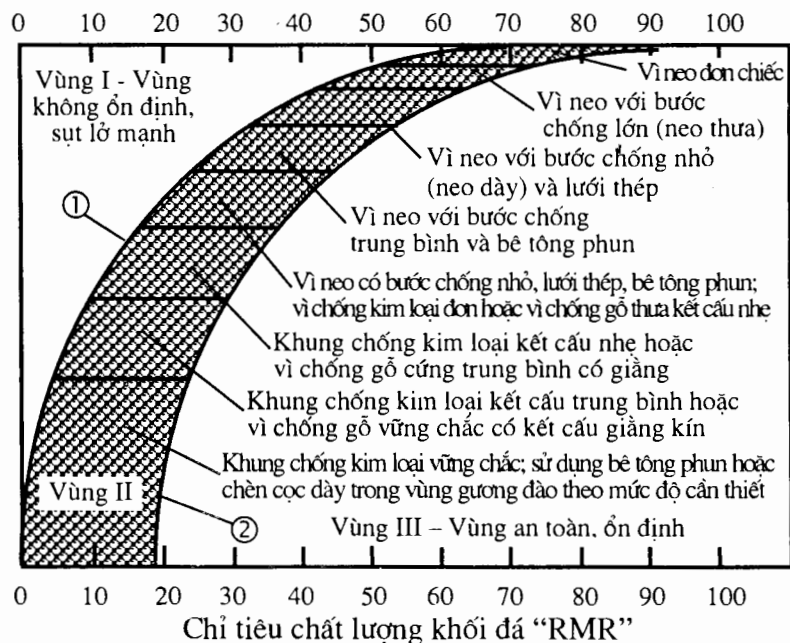
H.5.17. Sơ đồ quan hệ giữa các đại lượng “Khẩu độ lưu không an toàn cho công trình ngầm”, “Thời gian mật lộ lưu không an toàn cho công trình ngầm” và chỉ tiêu chất lượng khối đá RMR (theo Bieniawski Z. T. [58, 59, 60]).

Từ đây, Bieniawski Z. T. đã xây dựng bảng dự báo một số tính chất địa cơ học của khối đá (lực dính kết, góc ma sát trong), thời gian ổn định trung bình cho công trình ngầm không chống tương ứng với kích thước chiều rộng gương đào lưu không (không chống) trong mối quan hệ với giá trị cấp độ ổn định của khối đá (bảng 5.39).

Trên thực tế, chỉ tiêu tổng hợp đánh giá chất lượng ổn định cho khối đá “RMR” của Bieniawski Z. T. vẫn chưa xét tới tất cả các yếu tố gây ra ảnh hưởng đến độ ổn định cho công trình ngầm không chống.

Tuy nhiên, chỉ tiêu này đã đề cập đến những yếu tố địa cơ học-cấu trúc-công nghệ-kỹ thuật quan trọng nhất trong quá trình xây dựng công trình ngầm trong những khối đá cụ thể.

Từ chỉ tiêu RMR, Bieniawski Z. T. đã nghiên cứu đề xuất một số bảng phân loại mức độ ổn định cho khối đá nhằm mục đích lựa chọn phương pháp-đặc tính công nghệ thi công hợp lý (chiều rộng lưu không công trình ngầm, phương pháp công nghệ thi công, công nghệ chống giữ...) và các loại kết cấu chống giữ hợp lý cho các dạng công trình ngầm trong những lĩnh vực xây dựng-công nghiệp khác nhau [59, 60].



H.5.18. Sơ đồ lựa chọn loại hình kết cấu chống giữ hợp lý cho công trình ngầm thi công trong khối đá rắn cứng (theo Bieniawski Z. T. [55, 56, 57]).

Sau khi kết hợp chỉ tiêu đánh giá ổn định cho công trình ngầm không chống của Lauffer H. với chỉ tiêu chất lượng khối đá RMR, Bieniawski Z. T. đã thực hiện phân loại khối đá theo các thang bậc ổn định khác nhau. Trong bảng phân loại của mình, Bieniawski Z. T. đã thay thế chỉ tiêu “khoảng cách lưu không hữu hiệu” của Lauffer H. bằng chỉ tiêu “Khẩu độ lưu không an toàn cho công trình ngầm” (chiều rộng không chống an toàn cho công trình ngầm). Hình H.5.17 giới thiệu sơ đồ quan hệ giữa “Khẩu độ lưu không an toàn cho công trình ngầm”, “Thời gian mất lộ lưu không an toàn cho công trình ngầm” và chỉ tiêu chất lượng khối đá RMR theo Bieniawski Z. T.

Từ đây, Bieniawski Z. T. đã nghiên cứu đề xuất sơ đồ lựa chọn loại hình chống giữ hợp lý cho công trình ngầm thi công trong khối đá rắn cứng với các đặc tính chỉ tiêu chất lượng khối đá RMR khác nhau (hình H.5.18): 1 - Đường cong giới hạn mức độ an toàn thấp cho kết cấu chống giữ (mức độ ổn định thấp cho khối đá); 2 - Đường cong giới hạn mức độ an toàn cao cho kết cấu chống giữ (mức độ ổn định cao cho khối đá). Tổ hợp các điều kiện địa cơ học đặc trưng cho trạng thái ổn định của công trình ngầm không chống sẽ được phân chia ra thành ba vùng cơ bản như sau:

* Vùng I - Vùng đặc trưng cho đặc tính không ổn định, sụt lở mạnh của khối đá (vùng phía trên bên trái đường cong số 1);

* Vùng II - Vùng giới hạn bởi đặc tính sụt lở cục bộ của khối đá;

* Vùng III - Vùng an toàn cao cho kết cấu chống giữ - mức độ ổn định cao cho khối đá (vùng phía dưới bên phải đường cong số 2).

Ngoài ra, Bieniawski Z. T. (1979) đã sử dụng chỉ tiêu chất lượng khối đá “RMR” để xác định một cách gần đúng giá trị của môđun biến dạng của khối đá “ E_m ” thông qua công thức:

$$E_m \cong (2.RMR - 100), \text{ GPa.} \quad (5.57)$$

Giá trị hệ số RMR trong công thức (5.57) phải lớn hơn 50 ($RMR > 50$). Trong trường hợp ngược lại công thức (5.57) sẽ trở nên không có nghĩa.

Sau đó, vào năm 1983, các tác giả Serafim và Pereira đã mở rộng công thức (5.57) với các giá trị $RMR < 50$ và đề xuất mối quan hệ mới sau đây giữa môđun biến dạng khối đá “ E_m ” và chỉ tiêu chất lượng của khối đá “RMR”:

$$E_m = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)}. \quad (5.58)$$

Bên cạnh công tác dự báo giá trị môđun biến dạng, một số nhà địa cơ học còn nghiên cứu đề xuất một số công thức thực nghiệm xác định

giá trị áp lực mỏ theo phương thẳng đứng P tác dụng lên kết cấu chống giữ từ phía nóc công trình ngầm trên cơ sở chỉ tiêu chất lượng RMR của khối đá.

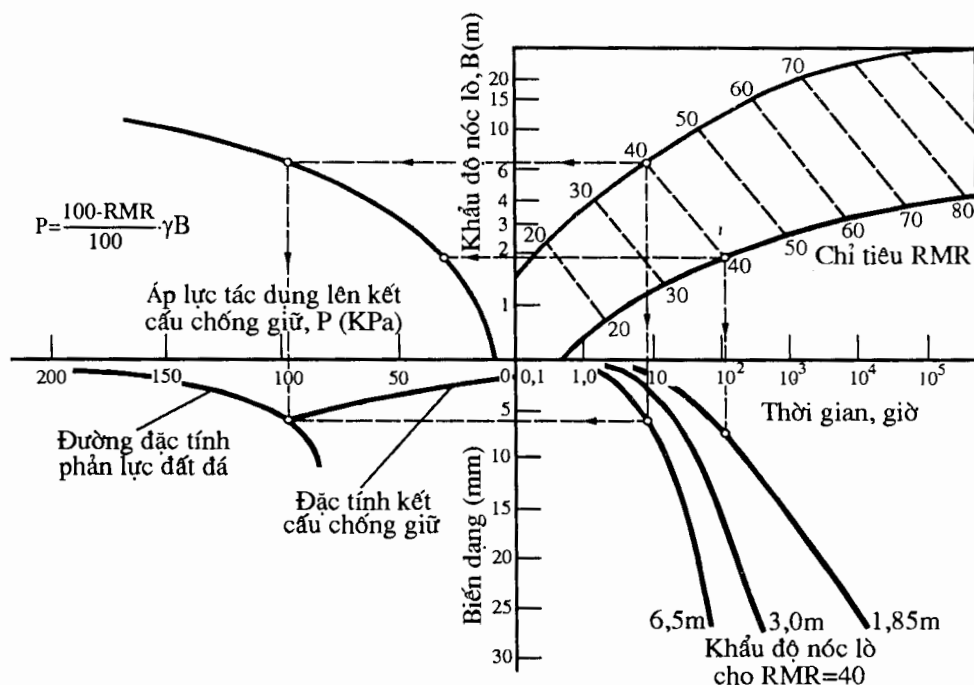
Ví dụ, để cho các mỏ khai thác than tại Hoa Kỳ, vào năm 1983 Unal E. đã đề xuất công thức [82]:

$$P = \left[\frac{(100 - \text{RMR})}{100} \cdot \gamma \cdot B \right] \quad (5.59.1)$$

Để cho các mỏ khai thác than tại Ấn Độ, vào năm 1986 Venkateswaelu V. đã đề xuất công thức :

$$P = \gamma \cdot B \cdot (1,7 - 0,037 \cdot \text{RMR} + 0,0002 \cdot \text{RMR}^2) \quad (5.59.2)$$

Tại đây: P - Giá trị áp lực mỏ dự báo, MPa; γ - Trọng lượng thể tích của đá phía trên công trình ngầm, MN/m³; B - Chiều rộng của công trình ngầm, m; RMR - Chỉ tiêu chất lượng của khối đá.



H.5.19. Giản đồ tích hợp chỉ tiêu chất lượng khối đá RMR với các thông số địa cơ học-kỹ thuật trong hệ thống “khối đá-kết cấu chống giữ” (theo Unal E. [82]).

Vào năm 1983, trong quá trình nghiên cứu đánh giá mức độ ổn định của nóc công trình ngầm tại các mỏ khai thác than, Unal E. đã đề xuất một phương pháp tiếp cận mang tính tổ hợp. Phương pháp tiếp cận này đã liên kết chỉ tiêu chất lượng khối đá RMR với khẩu độ nóc lò, giá trị áp lực tác dụng lên kết cấu chống giữ, thời gian lưu không an toàn và đại lượng biến dạng vào cùng một tổ hợp. Hình H.5.19 giới thiệu giản đồ tích hợp chỉ tiêu chất lượng khối đá RMR với các thông số địa cơ học-kỹ thuật của hệ thống “khối đá-kết cấu chống giữ” [82].

5.5.5. Phương pháp Barton-Lien-Lunde

Để đánh giá mức độ ổn định cho khối đá trong quá trình thi công công trình ngầm, các nhà địa cơ học Barton N., Lien và Lunde thuộc Viện Địa kỹ thuật Na Uy NGI (The Norwegian Geotechnical Institute) đã đề xuất một chỉ số (“index”) để xác định chất lượng đào (chất lượng thi công) đường hầm cho khối đá.

Chỉ số này được gọi là “chỉ số chất lượng đào đường hầm” Q (“The Tunnelling Quality”). Giá trị chỉ số “Q” (chỉ tiêu chất lượng của khối đá) được tính theo công thức [55, 56, 57]:

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_n} \right] \cdot \left[\frac{J_r}{J_a} \right] \cdot \left[\frac{J_w}{SRF} \right] \quad (5.60)$$

Tại đây: RQD - Chỉ tiêu chất lượng khối đá theo Deere D. U. có thể chọn theo phương pháp mô tả tại mục 5.5.2 theo công thức (5.54), % (giá trị thay đổi từ 0% đến 100%); J_n - Chỉ tiêu đặc trưng cho số lượng nứt nẻ (giá trị thay đổi từ 0,5 đến 20); J_r - Chỉ tiêu đặc trưng cho độ gồ ghề của bề mặt thành nứt nẻ (giá trị thay đổi từ 0,5 đến 4); J_a - Chỉ tiêu đặc trưng cho sự biến đổi của đặc tính tiếp xúc, chất lấp nhét... khe nứt (giá trị thay đổi từ 0,75 đến 20); J_w - Chỉ tiêu đặc trưng cho sự biến đổi đặc tính thể hiện nước ngầm trong khe nứt của khối đá (giá trị thay đổi từ 0,05 đến 1,0); SRF - Chỉ tiêu đặc trưng cho đặc tính biến đổi các điều kiện thể hiện trạng thái ứng suất khối đá bao quanh công trình ngầm (công trình đào qua các vùng giảm yếu có tính chất địa cơ học khác nhau; mối quan hệ giữa độ bền nén, độ bền kéo của khối đá so với các giá trị ứng suất chính lớn nhất, ứng suất chính nhỏ nhất thuộc trạng thái ứng suất thứ sinh xuất hiện trong khối đá chứa công trình ngầm; giá trị áp lực mỏ nén ép cụ thể trong khối đá; yếu tố biến đổi áp lực mỏ thể hiện qua hiện tượng bùng nổ, đẩy trôi, trương nở nền, tường, thành và nóc công trình ngầm do sự tác động của nước ngầm .v.v...) có giá trị thay đổi từ 0,5 đến 400). Các chỉ tiêu “RQD”, “ J_n ”, “ J_r ”, “ J_a ”, “ J_w ” và “SRF” có thể được xác định theo các bảng từ bảng 5.40 đến bảng 5.45.

Nhìn chung, chỉ tiêu chất lượng của khối đá “Q” được xây dựng trên cơ sở ba chỉ tiêu địa cơ học tổng hợp sau đây:

* Chỉ tiêu tổng hợp thứ nhất “RQD/J_n” - Chỉ tiêu đặc trưng cho cấu trúc của khối đá (kích thước, cỡ của các khối nguyên đá tạo thành do khối đá bị nứt nẻ phân chia ra);

* Chỉ tiêu tổng hợp thứ hai “J_r/J_a” - Chỉ tiêu đặc trưng cho mức độ gồ ghề, các đặc tính của thành khe nứt và chất liệu lấp nhét trong khe nứt;

* Chỉ tiêu tổng hợp thứ ba “J_w/SRF” - Chỉ tiêu đặc trưng cho những ảnh hưởng xấu do áp lực nước ngầm gây ra tới khả năng chống trượt của thành khe nứt dưới tác dụng của ứng suất pháp tuyến; sự thay đổi của các yếu tố đặc trưng cho trạng thái ứng suất khối đá tại những điều kiện địa cơ học khác nhau.

Trên cơ sở giá trị của chỉ tiêu chất lượng của khối đá “Q”, Barton N., Lien và Lunde đã đề xuất bảng phân loại khối đá tùy thuộc vào mức độ ổn định của chúng (bảng 5.46).

Khác với chỉ tiêu “RMR” của Bieniawski Z. T., chỉ tiêu “Q” chưa xét tới sự ảnh hưởng của mối quan hệ giữa trục (hướng đào) công trình ngầm và hướng phát triển của khe nứt trong khối đá.

Đây chính là một trong những khiếm khuyết chủ yếu của chỉ tiêu “Q” so với chỉ tiêu chất lượng khối đá “RMR”. Tuy nhiên, trên thực tế, vai trò của các chỉ tiêu J_n, J_r, J_a quan trọng hơn nhiều so với sự ảnh hưởng của mối quan hệ giữa trục (hướng đào) công trình ngầm và hướng phát triển, thể nằm của khe nứt trong khối đá. Cho nên giữa hai chỉ tiêu “Q” và “RMR” chỉ có sự khác biệt không lớn về định tính.

Ngoài ra, khác với chỉ tiêu “RMR” của Bieniawski Z. T., chỉ tiêu “Q” còn bao hàm thêm các yếu tố ảnh hưởng của trạng thái ứng suất của khối đá trong những điều kiện địa cơ học khác nhau tới độ ổn định của công trình ngầm không chống.

Giữa hai chỉ tiêu chất lượng khối đá “RMR” và “Q” luôn luôn tồn tại mối quan hệ hữu cơ. Vào năm 1976, Bieniawski Z. T. đã đưa ra mối quan hệ toán học giữa hai chỉ tiêu đánh giá chất lượng tổng hợp khối đá “RMR” và “Q”:

$$RMR = [9 \cdot \ln(Q) + 44] \quad (5.61)$$

hoặc:

$$Q = \text{EXP} \left(\frac{RMR - 44}{9} \right). \quad (5.62)$$

Bảng 5.40. Bảng mô tả và đánh giá chất lượng vật liệu đá theo giá trị của chỉ tiêu RQD.

1. Chất lượng đá theo Deere D. U.		Giá trị của chỉ tiêu RQD, %
A	Rất yếu	0÷25
B	Yếu	25÷50
C	Trung bình	50÷75
D	Tốt	75÷90
E	Rất tốt	90÷100

Chú ý: 1 - Chỉ tiêu RQD đã được đo đạc và xác định với các lỗ khoan có chiều dài lớn hơn 10 cm trong quá trình đánh giá chỉ tiêu Q; 2 - Chỉ tiêu RQD chỉ cần xác định đến mức độ chính xác gần cách nhau trên dưới 5% là có thể xem như đủ độ chính xác cần thiết.

Bảng 5.41. Bảng mô tả và đánh giá giá trị của chỉ tiêu “J_n”.

2. Chỉ tiêu mô tả số lượng hệ thống nứt nẻ “J _n ”		Giá trị của chỉ tiêu J _n
A	Khối đá liền khối hoặc rất ít nứt nẻ	0,5÷1,0
B	Một hệ thống nứt nẻ (khe nứt)	2
C	Một hệ thống khe nứt và các nứt nẻ rời rạc	3
D	Hai hệ thống khe nứt	4
E	Hai hệ thống khe nứt và các nứt nẻ rời rạc	6
F	Ba hệ thống khe nứt	9
G	Ba hệ thống khe nứt và các nứt nẻ rời rạc	12
H	Bốn (và lớn hơn 4,0) hệ thống khe nứt và các nứt nẻ rời rạc; khối đá nứt nẻ mạnh	15
J	Khối đá nứt nẻ rất mạnh tương tự như môi trường đất	20

Chú ý: 1 - Giá trị của chỉ tiêu “J_n” phải tăng thêm 3,0 lần (3.J_n) cho các đoạn công trình ngầm giao cắt nhau; 2 - Giá trị của chỉ tiêu “J_n” phải tăng thêm 2,0 lần (2.J_n) cho các đoạn cửa vào của các công trình ngầm giao cắt nhau.

Bảng 5.42. Bảng mô tả và đánh giá giá trị của chỉ tiêu “J_r”.

3. Chỉ tiêu mô tả trạng thái nứt nẻ “J _r ”		Giá trị của chỉ tiêu J _r
a. Tồn tại sự liên kết (tiếp xúc) bề mặt khe nứt		
b. Tồn tại sự tiếp xúc bề mặt khe nứt trước khi 10 cm đất đá bị trượt, cắt		
A	Nứt nẻ không liên tục	4
B	Đặc tính gồ ghề, xù xì (nhám, ráp) cao không theo quy luật; nứt nẻ dạng lượn sóng	3
C	Đặc tính gồ ghề, xù xì (nhám, ráp) trung bình; nứt nẻ dạng lượn sóng	2
D	Đặc tính gồ ghề, xù xì (nhám, ráp) nhỏ; nứt nẻ dạng lượn sóng	1,5
E	Đặc tính gồ ghề, xù xì (nhám, ráp) cao không theo quy luật; nứt nẻ dạng phẳng	1,5
F	Đặc tính gồ ghề, xù xì (nhám, ráp) trung bình; nứt nẻ dạng phẳng	1,0
G	Đặc tính gồ ghề, xù xì (nhám, ráp) nhỏ; nứt nẻ dạng phẳng	0,5
<i>Chú ý: 1 - Các mô tả bề mặt nứt nẻ được quy vào theo thang bậc nhỏ các đặc tính và theo thang bậc trung bình các đặc tính theo một trình tự chặt chẽ.</i>		
c. Không tồn tại sự liên kết (tiếp xúc) bề mặt khe nứt khi đất đá bị trượt, cắt		
H	Vùng đá có chứa khoáng vật sét có chiều dày đủ lớn ngăn ngừa sự liên kết giữa thành (bề mặt) các khe nứt	1,0
J	Cát, sỏi hoặc vùng đất đá vò nhàu có chiều dày đủ lớn ngăn ngừa sự liên kết giữa bề mặt các khe nứt	1,0
<i>Chú ý: 2 - Cần bổ sung thêm vào giá trị chỉ tiêu “J_r” một giá trị bằng 1,0 nếu khoảng cách giữa các hệ khe nứt lớn hơn 3 m; 3 - Giá trị chỉ tiêu J_r=0,5 nên được sử dụng cho các nứt nẻ dạng phẳng với mức độ gồ ghề nhỏ nếu chúng có hướng phát triển trùng với hướng tác dụng của ứng suất chính nhỏ nhất.</i>		

Bảng 5.43. Bảng mô tả và đánh giá giá trị của chỉ tiêu “J_a”.

4. Chỉ tiêu mô tả đặc tính biến đổi của nứt nẻ “J _a ”		Góc ma sát trong khe nứt ϕ_r	Giá trị chỉ tiêu J _a
a. Tồn tại sự liên kết (tiếp xúc) của bề mặt khe nứt			
A	Mối liên kết chặt chẽ, chắc chắn, không bị mềm hoá; khe nứt được lấp nhét bằng các loại khoáng vật không thấm nước (như khoáng chất thạch anh) hoặc các loại đá cứng tại một vài vị trí.	-	0,75
B	Các thành khe nứt nguyên vẹn, chỉ riêng bề mặt khe nứt bị thay đổi.	$25^0 \div 35^0$	1,0
C	Các thành khe nứt có thay đổi nhẹ; các loại khoáng chất bao phủ không bị mềm hoá; có lẫn một ít cát, đá sét bị phân rã...	$25^0 \div 35^0$	2,0
D	Bùn hoặc lớp áo phủ có thành phần sét-cát lẫn các phần nhỏ sét (không bị hoá mềm).	$20^0 \div 25^0$	3,0
E	Lớp áo khoáng vật sét bị hoá mềm hoặc bị mài mòn chậm (ví dụ cao lanh hoặc mica, đá silicat-mica, talc, thạch cao, graphit... và một số nhỏ đá sét bị trương nở).	$8^0 \div 16^0$	4,0
b. Tồn tại sự tiếp xúc của bề mặt khe nứt trước 10 cm đất đá bị trượt, cắt			
F	Các hạt cát, đá sét tự do bị phân rã...	$25^0 \div 30^0$	4,0
G	Các lớp đá sét lấp đầy không bị hoá mềm liên kết rất chặt chẽ (các lớp liên tục nhưng có chiều dày nhỏ hơn 5 mm).	$16^0 \div 24^0$	6,0
H	Các lớp đá sét lấp đầy không bị hoá mềm liên kết trung bình hoặc liên kết yếu (các lớp liên tục có độ dày nhỏ hơn 5 mm).	$12^0 \div 16^0$	8,0
J	Các lớp đá sét lấp đầy bị trương nở (các lớp liên tục nhưng chiều dày nhỏ hơn 5 mm). Giá trị của chỉ tiêu J _a phụ thuộc vào giá trị tỷ lệ phần trăm kích thước của các phần sét trương nở và mức độ tăng cường của nước...	$6^0 \div 12^0$	$8 \div 12$

Bảng 5.43. Bảng mô tả và đánh giá giá trị của chỉ tiêu “J_a” (tiếp theo)

c. Không tồn tại sự liên kết (tiếp xúc) của bề mặt khe nứt khi đất đá bị trượt, cắt			
K L M	Các vùng (hoặc các giải) đá (hoặc sét) phá huỷ hoặc phân rã (xem các mục G, H, J để mô tả cho các điều kiện đá sét).	$6^0 \div 24^0$	6, 8 hoặc $8 \div 12$
N	Các vùng (hoặc các giải) bùn hoặc lớp áo phủ có thành phần sét-cát lẫn các phần nhỏ sét (không bị hoá mềm).	-	5,0
O P R	Các vùng (hoặc các dải) dày và liên tục cấu tạo từ đá sét (xem các mục G, H, J mô tả cho các điều kiện đá sét).	$6^0 \div 24^0$	10, 13 hoặc $13 \div 20$

Bảng 5.44. Bảng mô tả và đánh giá giá trị của chỉ tiêu “J_w”.

5. Chỉ tiêu mô tả đặc tính biến đổi nước trong khe nứt “J _w ”		Áp lực nước ngầm, kG/cm ²	Giá trị chỉ tiêu J _w
A	Trạng thái khô ráo hoặc lưu lượng nước ngầm hạn chế; lưu lượng nước ngầm nhỏ hơn 5 lít/phút tại một vài vị trí.	< 1	1,00
B	Lưu lượng nước ngầm hoặc áp lực nước ngầm trung bình; đôi khi xảy ra hiện tượng rửa trôi khoáng vật lấp nhét khe nứt.	$1 \div 2,5$	0,66
C	Lưu lượng nước ngầm hoặc áp lực nước ngầm lớn trong một khối đá đủ lớn với các khe nứt không có chất lấp nhét.	$2,5 \div 10$	0,50
D	Lưu lượng nước ngầm hoặc áp lực nước ngầm lớn; hay xảy ra hiện tượng rửa trôi khoáng vật lấp nhét khe nứt.	$2,5 \div 10$	0,33
E	Lưu lượng nước ngầm hoặc áp lực nước ngầm đặc biệt lớn xuất hiện tiếp theo sau công tác khoan nổ mìn và hiện tượng sụt lở của đất đá theo thời gian.	> 10	$0,2 \div 0,1$
F	Lưu lượng nước ngầm hoặc áp lực nước ngầm đặc biệt lớn tiếp tục xuất hiện mà không có hiện tượng sụt lở đất đá rõ rệt.	> 10	$0,1 \div 0,05$

Chú ý: 1 - Các yếu tố C và F được ước lượng một cách gần đúng; cần phải gia tăng giá trị của chỉ tiêu J_w nếu các giải pháp tháo khô đã được áp dụng; 2 - Các vấn đề liên quan tới sự hình thành nước đóng băng chưa được đề cập trong phương pháp xác định chỉ tiêu J_w trên đây.

Bảng 5.45. Bảng mô tả và đánh giá giá trị của chỉ tiêu “SRF”.

6. Chỉ tiêu mô tả trạng thái ứng suất “SRF”		Giá trị chỉ tiêu SRF		
a. Công trình ngầm phải đào qua vùng đá yếu; vùng này có thể là nguyên nhân gây ra sụt lở khối đá khi thi công công trình ngầm				
A	Các vùng đá yếu có thể xảy ra các hiện tượng phức tạp bao gồm đá sét hoặc đá bị phân rã hoá học tại độ sâu bất kỳ	10		
B	Các vùng đá yếu thường bao gồm đá sét hoặc đá bị phân rã hoá học tại độ sâu ≤ 50 m	5		
C	Các vùng đá yếu thông thường bao gồm đá sét hoặc đá bị phân rã hoá học tại độ sâu > 50 m	2,5		
D	Các vùng đá trượt, dịch chuyển phức tạp trong khối đá khá tốt (có sét tự do); sụt lở trong vùng đá bao quanh tại độ sâu bất kỳ	7,5		
E	Các vùng đá trượt, dịch chuyển trong khối đá khá tốt (sét tự do); sụt lở trong vùng đá bao quanh tại độ sâu ≤ 50 m	5,0		
F	Các vùng đá trượt, dịch chuyển trong khối đá khá tốt (sét tự do); sụt lở trong vùng đá bao quanh tại độ sâu > 50 m	2,5		
G	Các khe nứt mở rộng (liên kết kém); nứt nẻ rất mạnh hoặc đá có dạng “các cục đường” hình khối lập phương tại độ sâu bất kỳ	5,0		
Chú ý: Cần giảm giá trị chỉ tiêu SRF xuống 25%÷50% nếu các vùng trượt thích hợp chỉ gây ra các ảnh hưởng mà không cắt chéo hướng đào công trình ngầm.				
b. Khối đá khá tốt, các vấn đề liên quan đến trường ứng suất khối đá		R_n/σ_1	R_{nd}/R_n	SRF
H	Trường ứng suất thấp; gần mặt đất; các khe nứt mở	> 200	<0,01	2,5
J	Trường ứng suất trung bình; các điều kiện ứng suất khá tốt	200 ÷ 10	0,01 ÷ 0,3	1,0

Bảng 5.45. Bảng mô tả, đánh giá giá trị của chỉ tiêu “SRF” (tiếp theo).

b. Khối đá khá tốt, các vấn đề liên quan đến trường ứng suất khối đá		R_n/σ_1	$R_{n,d}/R_n$	SRF
K	Trường ứng suất lớn; cấu trúc khối đá rất chặt, khít (thông thường có các điều kiện ổn định tốt; có thể các điều kiện ổn định tại vị trí của thành-mặt khe nứt... không tốt lắm).	10	0,3	0,5
		÷	÷	÷
L	Khả năng phân tách lớp, phân phiến trung bình; mức độ vỡ vụn trung bình trong khối đá sau thời gian lớn hơn 1 giờ.	5	0,5	5
		÷	÷	÷
M	Khả năng phân tách lớp, phân phiến và hiện tượng nổ đá (phá huỷ động học) chỉ sau thời gian rất ngắn (một vài phút) trong khối đá.	3	0,65	50
		÷	÷	÷
N	Hiện tượng nổ đá (phá huỷ động học) mạnh và hiện tượng động học biến dạng với mức độ trung bình xảy ra trong khối đá.	2	1,0	200
		< 2	> 1,0	÷
				400
<i>Chú ý: 1 - Cho trường ứng suất nguyên sinh mạnh, không đẳng hướng (nếu có thể đo được): khi $5 \leq (\sigma_1/\sigma_3) \leq 10$ thì phải giảm giá trị R_n và $R_{n,d}$ tương ứng xuống bằng $(0,6.R_n)$ và $(0,6.R_{n,d})$; khi $(\sigma_1/\sigma_3) > 10$ thì phải giảm giá trị R_n và $R_{n,d}$ tương ứng xuống còn bằng $(0,3.R_n)$ và $(0,3.R_{n,d})$. Tại đây: R_n - Độ bền nén đơn trục của đá; $R_{n,d}$ - Độ bền nén lớn nhất theo phương tiếp tuyến của đá (được xác định theo lý thuyết dẻo); σ_1 và σ_3 - Các giá trị ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất của trường ứng suất khối đá.</i>				
c. Khối đá bị nén ép chặt; hiện tượng nén ép chảy dẻo của đá không tốt dưới ảnh hưởng của giá trị áp lực cao của đá			σ_0/σ_c	SRF
O	Giá trị áp lực nén ép trung bình của đá		1÷5	5÷10
P	Giá trị áp lực nén ép mạnh của đá		> 5	10÷20
<i>Chú ý: Các trường hợp nén ép chặt đá có thể xảy ra tại độ sâu $H > (350.Q^{1/3})$ (theo Sing và một số tác giả khác công bố vào năm 1992). Độ bền nén khối đá có thể được tính toán từ công thức $q = (0,7.\gamma.Q^{1/3})$ (MPa). Tại đây: γ - Mật độ trung bình của đá đo bằng kN/m^3 (theo tác giả Sing 1993).</i>				
d. Khối đá bị bùng, trôi lên; hiện tượng phát triển bùng, trôi hoá học phụ thuộc vào sự tồn tại của nước ngầm				SRF
R	Giá trị áp lực nén ép trung bình của đá bị trôi, bùng lên			5÷10
S	Giá trị áp lực nén ép mạnh của đá bị trôi, bùng lên			10÷20

Bảng 5.46.

Chỉ tiêu tổng hợp ổn định “Q”	Cấp ổn định cho khối đá	Đặc điểm ổn định của khối đá
> 400	I	Cực kỳ tốt
100÷400	II	Đặc biệt tốt
40÷100	III	Rất tốt
10÷40	IV	Tốt
4÷10	V	Trung bình
1÷4	VI	Yếu
0,1÷1	VII	Rất yếu
0,01÷0,1	VIII	Đặc biệt yếu
0,001÷0,01	IX	Cực kỳ yếu

Vào năm 1978, Rutledge J. C. và Preston R. L. đã đề xuất các mối quan hệ sau đây giữa ba chỉ tiêu chất lượng khối đá “RMR”, “RSR” và “Q” trong điều kiện tại New Zealand:

$$RMR = [13,5 \cdot \log(Q) + 43], \text{ (độ lệch chuẩn bằng } 9,4); \quad (5.63)$$

$$RSR = (0,77 \cdot RMR + 12,4), \text{ (độ lệch chuẩn bằng } 8,9); \quad (5.64)$$

$$RSR = [13,3 \cdot \log(Q) + 46,4], \text{ (độ lệch chuẩn bằng } 7,0). \quad (5.65)$$

Bảng 5.47 giới thiệu một số mối quan hệ toán học thực nghiệm giữa hai chỉ tiêu chất lượng khối đá “RMR” và “Q” do nhiều nhà địa cơ học khác nhau đề xuất cho nhiều loại công trình ngầm xây dựng tại những điều kiện địa cơ học khác nhau trong khoảng thời gian 1978÷1990.

Các biểu thức toán học thực nghiệm trong bảng 5.47 cho thấy, các loại công trình ngầm khác nhau xây dựng tại những điều kiện địa cơ học khác nhau (ở những nước khác nhau) sẽ cho người thiết kế những mối quan hệ giữa hai chỉ tiêu chất lượng khối đá “RMR” và “Q” hoàn toàn không giống nhau. Vì vậy, khi thiết kế công trình ngầm trong những điều kiện cụ thể, người thiết kế cần phải có những nghiên cứu bổ sung nhằm chính xác hoá phương pháp xác định các chỉ tiêu chất lượng khối đá “RMR” và “Q”.

Bảng 5.47.

Mối quan hệ toán học thực nghiệm	Nguồn nghiên cứu; người đề xuất; năm đề xuất	Điều kiện sử dụng
$RMR=13,5.\log Q+43$	New Zealand; Rutledge J. C. và Preston R. L.; 1978.	Đường hầm xây dựng
$RMR=9.\ln Q+44$	Nhiều nguồn khác nhau; Bieniawski Z. T.; 1979.	Đường hầm xây dựng
$RMR=5.\ln Q+60,8$	Cộng hoà Nam Phi; Cameron-Clarke I. S. và Budavari S.; 1981.	Đường hầm xây dựng
$RMR=12,5.\log Q+55,2$	Tây Ban Nha, Moreno Tallon E., 1982.	Đường hầm xây dựng
$RMR=43,89 - 9,19.\ln Q$	Tây Ban Nha; Tamames Celada B.; 1983.	Đường hầm mỏ, đá mềm
$RMR=10,5.\ln Q+41,8$	Tây Ban Nha; Abad J., Celada B., Chacon E., Gutierrez V. và Hidalgo E.; 1983.	Đường hầm mỏ, đá mềm
$RMR=12,11.\log Q+50,81$	Canada; Udd J. E. và Wang H.; 1985.	Đường hầm mỏ, đá cứng
$RMR=8,7.\ln Q+38$	Canada; Kaiser P. K., MacKay C. và Gale A. D.; 1986.	Đường hầm xây dựng, đá trầm tích
$RMR=10.\ln Q+39$	Canada; Choquet P. ' và Charette F.; 1988.	Đường hầm mỏ, đá cứng
$RMR=9,11.\ln Q+45\pm 6$	Truck và Homisch; 1990.	-

Giữa chỉ tiêu chất lượng của khối đá “Q” và tốc độ truyền sóng “ V_p ” trong khối đá tương ứng có mối quan hệ mật thiết. Bảng 5.48 giới thiệu mối quan hệ giữa các chỉ tiêu “Q” và “ V_p ”. Các chỉ tiêu này đã được Barton N. xây dựng trên cơ sở các số liệu của điều kiện địa cơ học tại Nauy, Hồng Kông và Trung Quốc [57].

Bảng 5.48.

Tốc độ truyền sóng	Giá trị chỉ tiêu chất lượng đào “Q”					
	0,01	0,1	1,0	10	100	1000
V_p , km/s	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5

Từ đây, Barton N. đã đề xuất mối quan hệ toán học thực nghiệm giữa các chỉ tiêu “Q” và “ V_p ” như sau [57]:

$$V_p \approx [\log(Q) + 3,5], \text{ km/s.} \quad (5.66)$$

Để kết hợp chỉ tiêu chất lượng của khối đá “Q” với việc lựa chọn nhu cầu chống giữ khi thi công công trình ngầm, Barton N., Lien và Lunde đã đề xuất thêm một chỉ tiêu chất lượng mới gọi là chỉ tiêu “Kích cỡ đào tương đương” “D_e” (“The Equivalent Dimension of the Excavation D_e”).

Giá trị chỉ tiêu “D_e” bằng tỷ số giữa chiều rộng lưu không nóc, đường kính hoặc chiều cao hang đào “HB” (tính bằng mét dài) với một chỉ số được gọi là “Chỉ tiêu đào-chống ESR” (“The Excavation Support Ratio ESR”):

$$D_e = \left(\frac{HB}{ESR} \right). \quad (5.67)$$

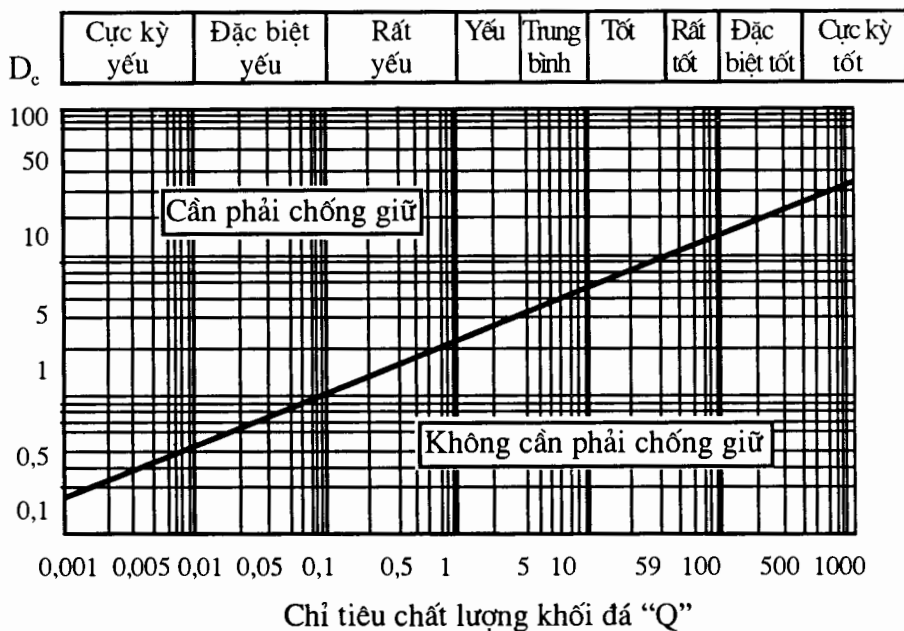
Chỉ số “Chỉ tiêu đào-chống ESR” (“The Excavation Support Ratio ESR”) đặc trưng cho mức độ không ổn định của các chủng loại công trình ngầm, công trình xây dựng dân dụng-công nghiệp khác nhau trong thời gian thi công.

Trên bảng 5.49 giới thiệu giá trị chỉ số “ESR” cho các hạng mục công trình xây dựng khác nhau theo Barton N. [55].

Trên cơ sở mối quan hệ giữa chỉ tiêu chất lượng của khối đá Q và chỉ tiêu “Kích cỡ đào tương đương” “D_e”, Barton N., Lien và Lunde đã tiến hành xây dựng sơ đồ lựa chọn nhu cầu chống giữ cho quá trình thi công công trình ngầm tại những điều kiện địa cơ học khác nhau (hình H.5.20).

Bảng 5.49.

Loại	Đặc tính chủng loại công trình ngầm	Chỉ số ESR
A	Các công trình tạm thời trong mỏ khai thác lộ thiên.	3÷5
B	Các công trình cố định trong mỏ lộ thiên; các đường hầm dẫn nước (đường hầm thủy công) không áp.	1,6
C	Các đường hầm giao thông đường bộ có mặt cắt ngang nhỏ; các đường hầm đường sắt; cửa vào của các đường hầm.	1,3
D	Các đường hầm giao thông đường bộ và đường sắt có mặt cắt ngang lớn; nhà máy thủy điện.	1,0
E	Các nhà máy điện hạt nhân xây dựng ngầm; hệ thống ga đường sắt ngầm; các công trình công cộng, văn hoá, thể thao; nhà máy ngầm.	0,8



H.5.20. Sơ đồ quan hệ giữa giá trị lớn nhất chỉ tiêu "Kích cỡ đào tương đương D_c " với chỉ tiêu chất lượng của khối đá Q cho công trình ngầm không cần chống giữ (theo Barton N., Lien và Lunde. [55, 57]).

Khi sử dụng sơ đồ mô tả trên hình H.5.20, người thiết kế có thể xác định những khả năng (điều kiện địa cơ học) có thể không cần phải sử dụng các loại kết cấu chống giữ cho công trình ngầm trong điều kiện xây dựng cụ thể.

Bên cạnh khả năng xác định nhu cầu sử dụng kết cấu chống giữ, vào năm 1993 Barton N. và Grimstad E. đã đề xuất sơ đồ lựa chọn loại hình chống giữ hợp lý trong những điều kiện địa cơ học cụ thể (hình H.5.21).

Tại đây, Barton N. và Grimstad E. đã mô tả các vùng địa kỹ thuật đặc trưng cho nhu cầu loại hình chống giữ công trình ngầm như sau:

- * Vùng 1 - Không cần phải chống giữ;
- * Vùng 2 - Phải chống giữ bằng vùi neo cục bộ, sb;
- * Vùng 3 - Phải chống giữ bằng hệ thống vùi neo, B;
- * Vùng 4 - Phải chống giữ bằng hệ thống vùi neo (và bê tông phun bình thường dày 4÷10 cm), B(+S);

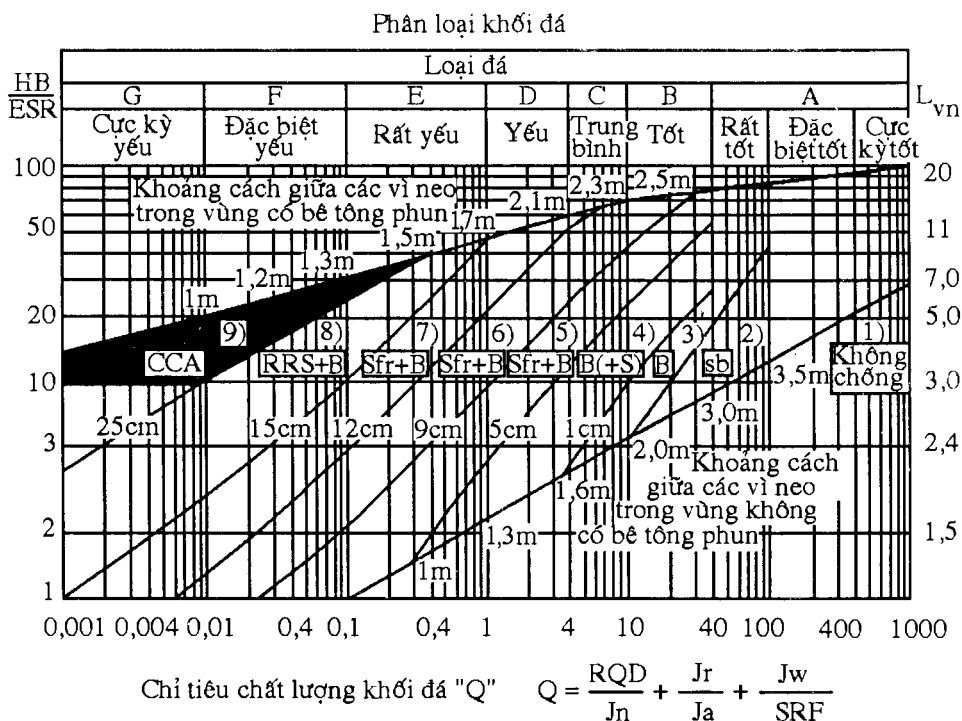
* Vùng 5 - Phải chống giữ bằng hệ thống “vì neo+bê tông phun+lưới thép” tăng cường, chiều dày bê tông phun bằng 5÷9 cm, Sfr+B;

* Vùng 6 - Phải chống giữ bằng hệ thống “vì neo+bê tông phun+lưới thép” tăng cường, chiều dày bê tông phun bằng 9÷12 cm, Sfr+B;

* Vùng 7 - Phải chống giữ bằng hệ thống “vì neo+bê tông phun+lưới thép” tăng cường, chiều dày bê tông phun bằng 12÷15 cm, Sfr+B;

* Vùng 8 - Phải chống giữ bằng tổ hợp bê tông phun+lưới thép tăng cường, chiều dày bê tông phun >15 cm; bê tông phun lưới thép có tạo thành gân, gờ và vì neo, Sfr, RRS+B;

* Vùng 9 - Phải chống giữ bằng vỏ chống bê tông liền khối thông thường, CCA.



H.5.21. Sơ đồ lựa chọn loại hình kết cấu chống giữ hợp lý trong những điều kiện địa cơ học cụ thể: L_{vn} - Chiều dài vì neo đo bằng mét khi "Chỉ tiêu đào-chống" $ESR=1,0$; (HB/ESR) - Tỷ số giữa chiều rộng (hoặc chiều cao) đường hầm HB và "Chỉ tiêu đào-chống" ESR (theo Barton N. và Grimstad E. [56]).

Tương tự như chỉ tiêu chất lượng khối đá RMR, các nhà địa cơ học cũng sử dụng chỉ tiêu chất lượng của khối đá Q để đánh giá môđun biến dạng khối đá E_m . Theo Hoek E. và Brown E. T. (1980), chỉ tiêu này có thể xác định theo các biểu thức với các dạng như sau:

$$E_{m,max} \cong [40.\log(Q)], \text{ GPa}; \quad (5.68)$$

$$E_{m,min} \cong [10.\log(Q)], \text{ GPa}; \quad (5.69)$$

$$E_{m.tb} \cong [25.\log(Q)], \text{ GPa}. \quad (5.70)$$

Tại đây: $E_{m,max}$, $E_{m,min}$, $E_{m.tb}$ - Các giá trị dự báo môđun biến dạng khối đá lớn nhất, nhỏ nhất và trung bình tương ứng; Q - Chỉ tiêu chất lượng của khối đá theo Barton N., Lien và Lunde.

Bên cạnh công tác dự báo giá trị môđun biến dạng, Barton N., Lien và Lunde đã đề xuất công thức thực nghiệm xác định áp lực nóc tác dụng lên kết cấu chống giữ công trình ngầm:

$$P_N = \left(\frac{2}{J_r} \right) \cdot Q^{\left(\frac{-1}{3} \right)}. \quad (5.71)$$

Nếu số lượng hệ thống khe nứt nhỏ hơn ba thì giá trị áp lực mỏ từ phía nóc công trình ngầm sẽ được tính theo công thức:

$$P_N = \left(\frac{2.\sqrt{J_n}}{3.J_r} \right) \cdot Q^{\left(\frac{-1}{3} \right)}. \quad (5.72)$$

Tại đây: P_N - Giá trị áp lực nóc lâu dài tác dụng lên kết cấu chống giữ công trình ngầm, kG/cm²; J_n - Chỉ tiêu mô tả số lượng hệ thống khe nứt trong khối đá (lấy theo bảng 5.41); J_r - Chỉ tiêu thể hiện trạng thái gồ ghề thô ráp của khe nứt (lấy theo bảng 5.42); Q - Chỉ tiêu chất lượng của khối đá.

Trên cơ sở chỉ tiêu chất lượng của khối đá Q, các nhà địa cơ học còn đề xuất các mối quan hệ thực nghiệm xác định giá trị khoảng lưu không an toàn gương đào (không chống) lớn nhất " LK_{max} ". Theo Barton N. (1974), giá trị " LK_{max} " có thể xác định theo công thức thực nghiệm:

$$LK_{max} = 2.(ERS).Q^{0.4}. \quad (5.73)$$

Tại đây: ERS - Chỉ số "chỉ tiêu đào-chống ESR" (có thể lấy theo bảng 5.49) [56].

5.5.6. Phương pháp Hoek-Brown

Trên thực tế, để giải quyết vấn đề đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống và vấn đề lựa chọn phương pháp, vật liệu,

kết cấu chống giữ thích hợp cho công trình ngầm các nhà địa cơ học không thể chỉ sử dụng riêng các chỉ tiêu tổng hợp đánh giá ổn định cho khối đá (khi đó vẫn còn thiếu cơ sở khoa học).

Chính sự thành tạo vùng biến dạng không đàn hồi, vùng phá huỷ trong khối đá bao quanh công trình ngầm là yếu tố cần thiết nhất để giải quyết hai vấn đề quan trọng nêu trên. Đây chính là thông tin cần thiết để chỉ ra những vùng nguy hiểm mà tại đó phải áp dụng các biện pháp hữu hiệu để bảo vệ công trình ngầm trong những thời điểm xây dựng, sử dụng khác nhau.

Để xác định các vùng phá huỷ bao quanh công trình ngầm, trên cơ sở kết quả nghiên cứu mô hình toán cơ (mô hình số) quy luật phân bố ứng suất trong khối đá bao quanh công trình ngầm, Hoek E. và Brown E. T. đã đề xuất một tiêu chuẩn bền thực nghiệm cho khối đá [66, 67, 68]. Tiêu chuẩn thực nghiệm phá huỷ của khối đá do Hoek E., Brown E. T. đề xuất có dạng như sau:

$$\left(\frac{\sigma_1}{R_{n.m}} \right) = \left(\frac{\sigma_3}{R_{n.m}} \right) + \left[\sqrt{m \cdot \left(\frac{\sigma_3}{R_{n.m}} \right) + s} \right] \quad (5.74)$$

Tại đây: σ_1 - Giá trị ứng suất chính lớn nhất khi phá huỷ; σ_3 - Giá trị ứng suất chính nhỏ nhất; $R_{n.m}$ - Giới hạn bền nén đơn trục của mẫu đá; m và s - Các hằng số phụ thuộc vào tính chất của đá và mức độ phá huỷ của chúng dưới tác dụng của các ứng suất σ_1 và σ_3 . Để cho đá không có khuyết tật, giá trị $m=m_i$ được xác định bằng phương pháp thay thế vào phương trình (5.74) những kết quả thí nghiệm mẫu đá trong phòng thí nghiệm ở điều kiện nén thể tích khi $s=1,0$. Từ đây, Hoek E. và Brown E. T. đã xây dựng bảng xác định các giá trị gần đúng cho hai hằng số “ m ” và “ s ”.

Vào năm 1985, Hoek E. đã đề xuất các công thức thực nghiệm sau đây để tính toán các hằng số “ m ” và “ s ” [66]:

$$m = m_i \cdot \exp\left(\frac{RMR - 95}{13,4}\right); \quad (5.75)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6,3}\right). \quad (5.76)$$

Tại đây: RMR - Chỉ tiêu chất lượng khối đá theo Bieniawski Z. T.

Đến năm 1988, Hoek E., Brown E. T. lại đưa ra những công thức thực nghiệm cụ thể hơn để tính toán các hằng số “ m ” và “ s ” [69]:

* Để cho các khối đá không bị phá huỷ (công trình ngầm hình thành bằng phương pháp khoan nổ mìn tạo mặt nhẵn hoặc quá trình thi công có sử dụng máy đào đường hầm liên hợp):

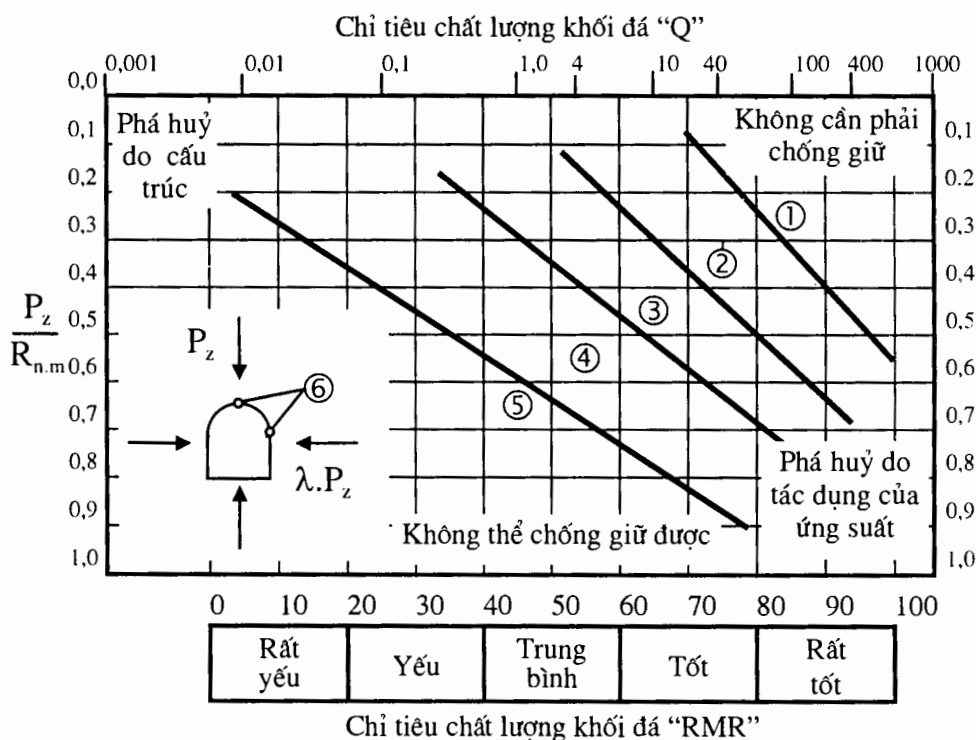
$$m = m_i \cdot \text{EXP}\left(\frac{\text{RMR} - 100}{28}\right); \quad (5.77)$$

$$s = \text{EXP}\left(\frac{\text{RMR} - 100}{9}\right). \quad (5.78)$$

* Để cho các khối đá bị phá huỷ (bờ dốc đá hoặc công trình ngầm hình thành bằng phương pháp khoan nổ mìn thông thường):

$$m = m_i \cdot \text{EXP}\left(\frac{\text{RMR} - 100}{14}\right); \quad (5.79)$$

$$s = \text{EXP}\left(\frac{\text{RMR} - 100}{6}\right). \quad (5.80)$$



H.5.22. Sơ đồ sơ bộ lựa chọn loại hình kết cấu chống giữ cho công trình ngầm (theo Hoek E. [66, 67]).

Tiêu chuẩn phá huỷ của khối đá cho phép xem xét chính xác cơ chế phá huỷ của khối đá bao quanh công trình ngầm. Trên cơ sở tiêu chuẩn phá huỷ (5.74) " $\sigma_1/R_{n,m}$ ", Hoek E. đã đề xuất phương pháp sơ bộ lựa chọn loại hình kết cấu chống giữ tại những điều kiện địa cơ học khác nhau trong mối quan hệ giữa tiêu chuẩn " $\sigma_1/R_{n,m}$ " với các chỉ tiêu chất lượng khối đá "Q" và "RMR".

Hình H.5.22 giới thiệu năm vùng chủ yếu đặc trưng cho các loại hình kết cấu chống giữ hợp lý phù hợp với những điều kiện địa cơ học khác nhau (6 - Các điểm tập trung ứng suất lớn nhất; " $P_z/R_{n,m}$ " - Tỷ số giữa giá trị ứng suất nén lớn nhất tại nóc (hoặc hông) công trình ngầm và giới hạn bền nén đơn trục của mẫu đá không có khuyết tật) [63, 64]:

- * Vùng 1 - Vùng không cần phải chống giữ;
- * Vùng 2 - Vùng chỉ cần sử dụng kết cấu chống giữ nhẹ;
- * Vùng 3 - Vùng sử dụng kết cấu chống giữ trung bình;
- * Vùng 4 - Vùng phải sử dụng kết cấu chống giữ khoẻ, bền vững;
- * Vùng 5 - Vùng không thể áp dụng giải pháp sử dụng kết cấu chống giữ thông thường để chống giữ.

Trong phương pháp này, Hoek E. đã thay thế giá trị ứng suất chính lớn nhất " σ_1 " trong tiêu chuẩn phá huỷ (5.74) bằng giá trị ứng suất nén lớn nhất tại nóc (P_z) hoặc hông ($\lambda.P_z$) của công trình ngầm.

Nhìn chung, tiêu chuẩn phá huỷ Hoek-Brown đặc trưng cho mối quan hệ giữa độ bền mẫu đá " $R_{n,m}$ ", giá trị ứng suất lớn nhất xuất hiện trong khối đá bao quanh công trình ngầm và chỉ tiêu chất lượng của khối đá "RMR". Về bản chất, phương pháp này rất gần với các phương pháp dự báo độ ổn định cho công trình ngầm không chống trên cơ sở so sánh giữa giá trị ứng suất thứ sinh lớn nhất xuất hiện trong khối đá chứa công trình ngầm và bản thân độ bền khối đá.

Tuy vậy, phương pháp sơ bộ lựa chọn loại hình kết cấu chống giữ hợp lý của Hoek E. ngoài tiêu chuẩn phá huỷ (5.74) còn xét tới các chỉ tiêu tổng hợp chất lượng của khối đá "Q" và "RMR". Vì vậy, phương pháp này tổng hợp được nhiều yếu tố ảnh hưởng nhất trong tất cả các phương pháp đánh giá khối đá trên đây để xác định sơ bộ chủng loại kết cấu chống giữ hợp lý cho công trình ngầm xây dựng tại những vùng khối đá có các điều kiện địa cơ học khác nhau.

5.5.7. Phương pháp Litvinxki

Trên thực tế, các chỉ tiêu đánh giá độ ổn định cho công trình ngầm nằm ngang không chống đều chưa xem xét tổ hợp tất cả các yếu tố ảnh hưởng. Mỗi chỉ tiêu đều có những ưu điểm và hạn chế riêng. Ngoài

ra, cho đến nay, các nhà địa cơ học thế giới vẫn chưa đề xuất ra một chỉ tiêu đánh giá độ ổn định mang tính toàn năng. Do đó, trong những năm gần đây một số nhà địa cơ học đã sử dụng giải pháp tiến hành tổ hợp một số chỉ tiêu đánh giá độ ổn định khác nhau để tạo nên một hệ thống thống nhất của các chỉ tiêu đánh giá (ví dụ phương pháp của Hoek E.).

Năm 1996, trong quá trình nghiên cứu cơ sở khoa học dự báo áp lực mỏ (và dự báo độ ổn định cho công trình ngầm không chống) tác dụng lên công trình ngầm, Litvinxki G. G. đã nhận thấy rằng, phương pháp dự báo cần phải bao hàm các cơ chế thể hiện áp lực mỏ và phải đề cập tới những yếu tố địa cơ học ảnh hưởng quan trọng nhất.

Từ đây, Litvinxki G. G. đã đề xuất phương pháp phân loại mức độ xuất hiện của áp lực mỏ dựa trên hai quy luật địa cơ học cơ bản có xét tới cơ chế thay đổi hình dạng công trình ngầm và quá trình động học hình thành vùng biến dạng không đàn hồi xung quanh công trình ngầm [36]:

* Quy luật địa cơ học cơ bản thứ nhất. Nếu quá trình phá huỷ đá (phá huỷ xảy ra theo nguyên tắc do sự tác động của quá trình kéo) và sự hình thành vùng biến dạng không đàn hồi bắt đầu phát triển từ các vị trí thuộc biên công trình ngầm theo hướng tác dụng của thành phần ứng suất chính lớn nhất σ_1 trong trường ứng suất nguyên sinh khối đá thì (tuỳ theo mức độ phát triển của quá trình phá huỷ) điều này sẽ dẫn đến sự suy giảm hiện tượng tập trung ứng suất dọc theo toàn bộ biên công trình ngầm. Sau đó, quá trình phá huỷ đá sẽ dừng lại, công trình ngầm sẽ “tiếp nhận” hình dạng ổn định và trong chúng có thể chỉ cần lắp dựng các loại kết cấu chống giữ nhẹ nhàng;

* Quy luật địa cơ học cơ bản thứ hai. Nếu quá trình phá huỷ đá và sự hình thành vùng biến dạng không đàn hồi phát triển tại khu vực biên công trình ngầm theo hướng tác dụng của thành phần ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 trong trường ứng suất nguyên sinh khối đá (phá huỷ xảy ra do quá trình nén ép đá) thì (tuỳ theo mức độ phát triển của quá trình phá huỷ) điều này sẽ dẫn đến sự gia tăng ứng suất dọc theo toàn bộ biên công trình ngầm. Sự phát triển vùng biến dạng không đàn hồi bao quanh công trình ngầm sẽ gia tăng mạnh. Tại đây, quá trình phá huỷ đá cũng phát triển và làm suy giảm mức độ ổn định cho công trình ngầm. Điều đó sẽ bắt buộc phải lắp dựng trong công trình ngầm các loại kết cấu chống giữ vững chắc và áp dụng các giải pháp bảo vệ, gia cường đặc biệt cho công trình ngầm.

Hai quy luật địa cơ học trên đây cho thấy sự khác biệt rõ ràng giữa các “độ sâu nhỏ” và “độ sâu lớn” của vị trí công trình ngầm, giữa các “điều kiện mỏ địa chất thông thường” và các “điều kiện mỏ-địa chất phức tạp”. Sự khác biệt này vẫn chưa được thống nhất trong quan điểm của các nhà địa cơ học trên thế giới.

Để đánh giá mức độ ổn định của khối đá, vào năm 1996 Litvinxki G. G. đã đề xuất tiêu chuẩn định lượng đánh giá khả năng phá huỷ tại điểm “i” bất kỳ xung quanh công trình ngầm dưới dạng “tiêu chuẩn định mức phá huỷ cục bộ W_i ” [36]:

$$W_i = \left\{ \frac{f_i(|\sigma|)}{F_i(R_n, |\sigma|)} \right\}. \quad (5.81)$$

Tại đây: $f_i(|\sigma|)$ - Hàm số tenxơ ứng suất tại điểm thứ “i” đang xét; $F_i(R_n, |\sigma|)$ - Hàm số các thông số bên của đá R_n (điều kiện bên) trong tenxơ ứng suất tại điểm thứ “i” đang xét (có tính đến cả mức độ phân lớp, nứt nẻ, sưng nước và các yếu tố ảnh hưởng khác).

Tại mỗi điểm trên biên công trình ngầm, ta có:

$$W_i = \frac{(\sigma_{ik})}{R_n}. \quad (5.82)$$

Tại đây: σ_{ik} - Giá trị ứng suất lớn nhất tại biên công trình ngầm; R_n - Độ bền nén (hoặc kéo) đơn trục của đá trong khối đá.

Nếu môđun tiêu chuẩn $|W| < 1$ thì quá trình phá huỷ trong đá sẽ không xảy ra. Trong trường hợp $W > 1$ sẽ xảy ra quá trình phá huỷ do tác động của quá trình nén ép.

Trong trường hợp $W < (-1)$ sẽ xảy ra quá trình phá huỷ do tác động của quá trình kéo. Do đó, giá trị môđun $|W|$ của tiêu chuẩn sẽ đánh giá mức độ phá huỷ đá; còn dấu của nó sẽ chỉ ra cơ chế phá huỷ: dấu (-) sẽ thể hiện quá trình phá huỷ bóc tách khi kéo hoặc trượt; dấu (+) sẽ thể hiện quá trình phá huỷ do nén ép.

Khái niệm “ổn định” của công trình ngầm sẽ bao hàm các nội dung cơ bản sau đây: nếu trong quá trình phá huỷ khối đá xảy ra hiện tượng suy giảm giá trị của môđun tiêu chuẩn $|W|$ tại tất cả các vị trí thì quá trình phá huỷ tự nó sẽ dừng lại và “đường biên mới” của công trình ngầm sẽ trở nên ổn định. Ngược lại, trong trường hợp khi giá trị của môđun tiêu chuẩn $|W|$ chỉ gia tăng tại một phần biên của công trình ngầm thì điều đó sẽ dẫn tới hiện tượng suy giảm mức độ ổn định cho toàn bộ công trình ngầm.

Theo Litvinxki G. G., công tác phân loại mức độ ổn định của khối đá bao quanh công trình ngầm và việc mô tả quá trình động học phát triển của áp lực mỏ tốt nhất nên thể hiện dưới dạng các quy luật thay đổi của vùng biến dạng không đàn hồi “W” theo đặc tính dấu và giá trị tùy theo mức độ hình thành đường biên của công trình ngầm trong quá trình phá huỷ của nó.

Bảng 5.50.

N ^o	Giá trị của các tiêu chuẩn đánh giá	Mức độ ổn định của đá	Mức độ thể hiện của áp lực mỏ
1	$k_z < 0,15$ $U_o < 2\%$ $ W \ll 1$	I Hoàn toàn ổn định	Trên biên công trình ngầm xuất hiện hiện tượng bóc tách lớp đá, các tróc lở cục bộ tại những vùng giảm bền.
2	$0,1 < k_z < 0,3$ $2\% < U_o < 5\%$ $W_3^+ < 1 < W_1^- $ $W_3^+ < 1 < W_1^+$	II Ổn định	Hình thành vòm cân bằng tự nhiên trong quá trình đá phá huỷ do ứng suất nén (hoặc kéo) theo hướng σ_1 tại những vị trí khác nhau trên biên công trình ngầm.
3	$0,2 < k_z < 0,4$ $5\% < U_o < 10\%$ $1 < W_3^+ < W_1^- $	III Không hoàn toàn ổn định	Tương tự như trên khi đá phá huỷ theo hướng σ_3 do ứng suất nén; khi đó quá trình phá huỷ đá do nén (hoặc kéo) theo hướng σ_1 sẽ vượt quá và lấn át quá trình phá huỷ đá do nén ép theo hướng σ_3 .
4	$0,3 < k_z < 0,6$ $10\% < U_o < 20\%$ $1 < W_1^- < W_2^+$	IV Một phần không ổn định	Phá huỷ đá xảy ra theo hướng σ_3 do ứng suất nén sẽ gây nên quá trình phá huỷ đá (thông thường tại vùng nóc) theo hướng σ_3 do tác động của ứng suất kéo. Tại đây sẽ hình thành vòm cân bằng phát triển.
5	$0,5 < k_z < 1$ $20\% < U_o < 40\%$ $1 < W_1 < W_3$	V Không ổn định	Quá trình phá huỷ phần lớn biên công trình ngầm sẽ xảy ra do tác động của ứng suất nén; hình thành vùng biến dạng không đàn hồi; chuyển sang dạng phá huỷ không cân đối trong khối đá.
6	$1 < k_z$ $40\% < U_o$ $1 < W_1 \ll W_3$ $1 \ll W_1 < W_3$	VI Rất không ổn định	Mức độ áp lực mỏ thể hiện đặc biệt dưới dạng chảy nhớt-dẻo đá vào phía trong công trình ngầm; các loại phá huỷ động học của đá (hiện tượng nổ đá, phụt bắn đá...).

Litvinxki G. G. đã chỉ ra bốn vùng đặc trưng trên biên công trình ngầm. Trong đó, hai vùng sẽ nằm trong khu vực chịu sự tác dụng của ứng suất lớn nhất σ_1 (thông thường nằm tại nóc và nền công trình ngầm); còn hai vùng (thông thường ở tại hông công trình ngầm) sẽ nằm trong khu vực chịu sự tác dụng của ứng suất nhỏ nhất σ_3 . Tại các vùng đặc trưng này, giá trị “tiêu chuẩn định mức phá huỷ cục bộ W_i ” đã được ký hiệu

như sau: W_{1d} , W_{1t} , W_{3d} , W_{3t} . Các ký hiệu bằng số “1” và “3” cho thấy tiêu chuẩn này tương ứng với thành phần ứng suất đặc trưng của trường ứng suất khối đá. Còn ký hiệu bằng chữ “d” và “t” cho thấy vị trí đặc trưng của vùng biên công trình ngầm (d - Phía dưới, t - Phía trên).

Ngoài ra, thông tin về dấu của chỉ tiêu “W” cũng rất quan trọng. Dấu của chỉ tiêu “W” cho thấy, quá trình phá hủy sẽ xảy ra do tác dụng của loại ứng suất nào – Do sự tác dụng của ứng suất kéo (-) hay do sự tác dụng của ứng suất nén (+).

Như vậy, bất phương trình $W_{1d} < -1$ sẽ có nghĩa: quá trình phá hủy sẽ xảy ra dưới sự tác động của ứng suất kéo theo hướng ứng suất σ_1 lớn nhất tại nền công trình ngầm. Từ đây, Litvinxki G. G. đã xây dựng bảng phân loại mức độ thể hiện áp lực mỏ cho công trình ngầm đơn độc bao hàm các chỉ tiêu phân loại:

- * Mô hình mô tả trạng thái khối đá (giòn, dẻo, đàn-dẻo...);
- * Các đặc điểm cấu trúc của khối đá (góc nghiêng, đặc tính phân lớp, mức độ nứt nẻ...);
- * Hướng phát triển của công trình ngầm (công trình ngầm nằm ngang, nằm nghiêng hoặc thẳng đứng) và các yếu tố khác.

Cuối cùng, Litvinxki G. G. đề xuất sử dụng các tiêu chuẩn phân loại đặc tính thể hiện áp lực mỏ cho công trình ngầm sau đây để đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm:

* Tiêu chuẩn cơ bản (tiêu chuẩn chính). Tiêu chuẩn này thể hiện dưới dạng bất phương trình giữa các giá trị “tiêu chuẩn định mức phá hủy cục bộ W” tại các vị trí khác nhau trên biên công trình ngầm. Nó mô tả cơ chế thể hiện áp lực mỏ đối với công trình ngầm;

* Tiêu chuẩn ứng suất phụ trợ (tiêu chuẩn phụ). Tiêu chuẩn này đánh giá mức độ phức tạp của các điều kiện mỏ-địa chất. Tại đây có thể sử dụng tiêu chuẩn của Zaxlavxki IU. Z:

$$k_z = \frac{(\gamma.H)}{R_n} \quad (5.83)$$

Tại đây: $(\gamma.H)$ - Thành phần ứng suất lớn nhất của trường ứng suất nguyên sinh trong khối đá; R_n - Độ bền nén đơn trục của mẫu đá;

* Tiêu chuẩn biến dạng phụ trợ (tiêu chuẩn phụ). Tiêu chuẩn này đánh giá một cách gần đúng hậu quả tác dụng của áp lực mỏ đối với công trình ngầm:

$$U_o = \ln \left[1 + \left(\frac{U}{a} \right) \right] \cdot H \cdot 100. \quad (5.84)$$

Tại đây: U - Giá trị chuyển dịch dự đoán của biên công trình ngầm dưới sự tác dụng của áp lực mỏ; H - Độ sâu của vị trí công trình ngầm; a - Giá trị kích thước dài đặc trưng cho mặt cắt ngang công trình ngầm, m; $a = \sqrt{A/\pi}$; A - Diện tích mặt cắt ngang khi đào của công trình ngầm, m^2 .

Hệ thống phân loại mức độ ổn định của công trình ngầm và mức độ thể hiện áp lực mỏ tác dụng lên công trình ngầm do Litvinxki G. G. đề xuất thể hiện trên bảng 5.50.

5.6. Một số phương pháp dự báo mức độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm thẳng đứng

Khác với các công trình ngầm nằm ngang và nằm nghiêng, các công trình ngầm thẳng đứng (giếng đứng) luôn luôn có sự thay đổi liên tục các vị trí cần xem xét dọc theo chiều sâu. Do đó, trong quá trình đánh giá mức độ ổn định cho chúng cần phải xây dựng những tiêu chuẩn đánh giá riêng biệt khác với các tiêu chuẩn đánh giá cho các công trình ngầm nằm ngang, nằm nghiêng.

5.6.1. Phương pháp XNHIP

Theo phương pháp XNHIP (CHLB Nga), quá trình lựa chọn chủng loại và tính toán các thông số kết cấu chống giữ cho các đoạn dài giếng đứng, các đoạn hầm nối giếng đứng với công trình ngầm nằm ngang cần phải được thực hiện trên cơ sở xác định mức độ (cấp độ) ổn định của khối đá thành giếng đứng. Giá trị tiêu chuẩn ổn định của đất đá thành giếng đứng "C" được xác định theo công thức [4]:

$$C = \left[\frac{k_p \cdot k_{cb} \cdot k_{tx} \cdot k_t \cdot H_p}{26,3 + k_a \cdot R_n \cdot (5,25 + 0,056 \cdot k_a \cdot R_n)} \right] \quad (5.85)$$

Tại đây: k_p - Hệ số xét đến sự ảnh hưởng của nước ngầm; để cho các đoạn giếng nằm ngoài các tầng chứa nước ngầm $k_p=1$; để cho các các đoạn giếng nằm trong các tầng chứa nước ngầm hệ số này được tính theo công thức [4]:

$$k_p = \frac{\left[(\gamma \cdot H_i - P_n) + (\gamma_d - \gamma_n) \left(\frac{1}{1 + \varepsilon} \right) \cdot h_2 \right]}{(\gamma \cdot H)} \quad (5.86)$$

H_i - Chiều cao (chiều dày lớp đá) tính từ nền lớp đá cách nước đến mặt đất, m; h_2 - Chiều cao (chiều dày lớp đá) tính từ mặt cắt ngang xem xét trong tầng chứa nước đến nền lớp đá cách nước (đến nóc của tầng chứa nước), m; γ_d, γ_n - Trọng lượng thể tích của các thành phần đá cứng trong

tầng chứa nước và trọng lượng thể tích của nước, kN/m^3 (T/m^3); ε - Hệ số độ rỗng của đá thuộc tầng chứa nước được chọn bằng tỷ số giữa thể tích độ rỗng và thể tích khung cứng khoáng vật (hệ số này được xác định theo các số liệu khảo sát địa chất thủy văn); H - Độ sâu từ mặt cắt ngang xem xét đến mặt đất, m ; P_n - Giá trị áp lực nước ngầm có xét đến công tác hạ mực nước ngầm, KPa (T/m^2); k_{cb} - Hệ số ảnh hưởng của các công trình ngầm khác tác dụng đến giếng đứng (để cho các đoạn dài giếng đứng $k_{cb}=1$, để cho đoạn giếng đứng nối với lò bằng $k_{cb}=1,5$); k_{ix} - Hệ số ảnh hưởng đến giếng đứng từ phía các công tác khai thác tại lò chợ (để cho giếng đứng không chịu ảnh hưởng của công tác khai thác tại lò chợ $k_{ix}=1$, còn để cho giếng đứng chịu ảnh hưởng của công tác khai thác thì hệ số k_{ix} sẽ được xác định theo các số liệu khảo sát đặc biệt); k_l - Hệ số ảnh hưởng từ yếu tố thời gian sử dụng giếng đứng đang thiết kế ($k_l=1$ cho các loại giếng mỏ, $k_l=0,9$ cho các công trình ngầm khác); k_α - Hệ số ảnh hưởng từ phía góc nghiêng thể nằm của các lớp đá α , độ; để cho các lớp đá nằm ngang $k_\alpha=1$, trong những trường hợp khác hệ số k_α xác định theo công thức:

$$k_\alpha = \left(\frac{1}{1 + 0,5 \cdot \sin \alpha} \right); \quad (5.87)$$

γ - Trọng lượng thể tích của đá, kN/m^3 (T/m^3); γ xác định theo công thức: $\gamma=(\rho_m \cdot g)$; ρ_m - Giá trị mật độ trung bình của đá, T/m^3 ; g - Gia tốc trọng trường, m/giây^2 ; R_n - Giá trị độ bền nén đơn trục của các lớp đá phía trên mặt cắt ngang giếng đứng xem xét (tính toán theo phương pháp đã trình bày tại chương 3); H_p - Chiều sâu tính toán của giếng đứng xác định theo công thức $H_p=(H \cdot k)$; k - Hệ số xét tới sự khác biệt của trạng thái ứng suất khối đá so với trạng thái ứng suất tạo nên do trọng lượng của lớp đá nằm phía trên vị trí xem xét, thông thường hệ số này xác định bằng phương pháp thực nghiệm; $k=1$ cho giếng đứng trong những điều kiện thông thường; để cho các vùng chịu ảnh hưởng của hiện tượng biến động vỏ quả đất và hiện tượng phá huỷ kiến tạo khi không có các số liệu khảo sát, nghiên cứu thực địa thì hệ số này có thể lấy bằng $k=1,5$.

Từ giá trị tiêu chuẩn ổn định “C”, các nhà địa cơ học CHLB Nga đã đề xuất bảng phân loại mức độ ổn định cho khối đá hông giếng đứng và các chủng loại kết cấu chống giữ giếng đứng nên áp dụng trong điều kiện địa cơ học tương ứng (bảng 5.51).

Trên thực tế, vỏ chống bê tông liên khối nên sử dụng trong các đoạn giếng dài, các đoạn nối giếng với lò bằng tại khối đá có mức độ ổn định bằng I, II, III và không chịu sự ảnh hưởng của công tác khai thác, sự ảnh hưởng của các công trình ngầm khác và công tác hạ mực nước ngầm. Trong trường hợp này:

* Trong khối đá có mức độ ổn định bằng I, chiều dày vỏ chống bê tông liền khối được chọn theo bảng 5.52 mà không cần phải tính toán;

* Trong khối đá có mức độ ổn định bằng II và III, chiều dày vỏ chống bê tông liền khối phải được tính toán (nhưng giá trị tính toán không được nhỏ hơn các giá trị chiều dày tương ứng trong bảng 5.52). Trong trường hợp giá trị chiều dày vỏ chống bê tông liền khối lớn hơn 500 mm thì phải sử dụng loại bê tông có mác cao hơn hoặc loại kết cấu chống giữ khác;

* Trong giếng đứng với kết cấu cốt giếng cứng, các giếng thông gió, giếng mù không lắp ráp thiết bị trực tải, khi lưu lượng nước ngầm không lớn hơn $8 \text{ m}^3/\text{h}$, giếng không chịu sự ảnh hưởng của công tác khai thác và khối đá có mức độ ổn định bằng I, II và III thì nên sử dụng loại kết cấu chống giữ bằng hỗn hợp bê tông phun+vì neo+lưới thép. Khi lưu lượng nước ngầm lớn hơn $8 \text{ m}^3/\text{h}$ và khối đá có mức độ ổn định bằng I, II và III thì nên sử dụng loại kết cấu chống giữ bê tông liền khối. Khi đó:

❖ Trong khối đá với mức độ ổn định bằng I, chiều dày vỏ chống bê tông phun được chọn theo bảng 5.53 mà không cần phải tính toán;

❖ Trong khối đá với mức độ ổn định bằng I cho các đoạn lò nối giếng đứng với lò bằng, cũng như trong khối đá với mức độ ổn định bằng II, chiều dày vỏ chống bê tông phun phải được tính toán. Tuy nhiên, chiều dày vỏ chống bê tông phun được chọn phải không nhỏ hơn 150 mm (khi độ sâu giếng nhỏ hơn 500 m) và không nhỏ hơn 200 mm (khi độ sâu giếng lớn hơn 500 m).

Bảng 5.51.

Cấp ổn định	Giá trị của tiêu chuẩn ổn định C	Đánh giá trạng thái ổn định của khối đá	Chủng loại kết cấu chống giữ có thể sử dụng
I	< 3	Ổn định	Bê tông liền khối; bê tông phun+vì neo+lưới thép.
II	3÷6	Ổn định trung bình	Bê tông liền khối; bê tông phun+vì neo+lưới thép.
III	6÷10	Không ổn định	Bê tông liền khối.
IV	> 10	Rất không ổn định	Bê tông cốt thép; tubin; vỏ chống nhiều lớp.

Ghi chú: Khi $R_n \leq 2 \text{ MPa}$ thì đất đá sẽ thuộc về nhóm ổn định thứ IV.

Bảng 5.52.

№	Độ sâu vị trí đoạn giếng xem xét, m	Chiều dày vỏ chống bê tông, mm, khi góc nghiêng của các lớp đá, độ	
		< 35°	> 35°
1	< 500	200	250
2	> 500	250	300

Bảng 5.53.

№	Độ sâu vị trí của đoạn giếng xem xét, m	Chiều dày vỏ chống bê tông phun, mm, khi góc nghiêng của các lớp đá, độ	
		< 35°	> 35°
1	< 500	80	120
2	> 500	100	150

5.6.2. Phương pháp Ximbarevitr-Kozel

Trong giai đoạn đầu tiên đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm thẳng đứng (giếng đứng) các nhà địa cơ học chỉ mới dừng lại trong giới hạn sử dụng hệ số kiên cố “F” của đá theo Protodiyakonov M. M. Tuy nhiên, vấn đề này phải được giải quyết trên cơ sở kết quả nghiên cứu trạng thái ứng suất-biến dạng và tổ hợp các yếu tố xác định độ bền của khối đá bao quanh giếng đứng.

Trên thực tế, thường vẫn đề xem xét, đánh giá mức độ ổn định cho giếng đứng (và các công trình ngầm khác) được giới hạn bằng điều kiện không phá hủy của đất đá tại thành-tường biên của công trình. Tuy nhiên, phương pháp giải quyết này chỉ đặc trưng cho mức độ ổn định của tường thành biên công trình ngầm không có kết cấu chống giữ đến một “độ sâu giới hạn” nhất định. Ngoài ra, trên thực tế chính các công trình ngầm cũng đòi hỏi phải ổn định tại độ sâu lớn hơn khi kết cấu chống giữ giếng đứng tạo nên một phản lực nhất định tại một thời điểm lắp dựng nào đó. Giá trị phản lực yêu cầu của kết cấu chống giữ sẽ được xác định bằng độ bền của đất đá, cũng như bằng trạng thái ứng suất-biến dạng và trạng thái cơ học của chúng.

Giải pháp mang tính tổng quát có thể xây dựng dựa trên cơ sở sự phân chia các điều kiện ổn định của đất đá bao quanh công trình ngầm tùy theo mức độ phát triển của các quá trình biến dạng và phá hủy của khối đá bao quanh công trình ngầm. Giải pháp này được thể hiện tương đối tổng quát bằng các phương pháp có sử dụng hệ số giảm yếu cấu trúc

“ k_{ct} ” của Viện VNIMI sau khi xét tới sự tồn tại của đặc tính phân lớp, đặc tính nứt nẻ trong khối đá.

Tuy nhiên, cho đến nay chủ yếu các tiêu chuẩn ổn định mới chỉ được xây dựng trên cơ sở sự tác dụng của áp lực mỏ tĩnh trong khối đá với điều kiện $\lambda \leq 1$. Trên thực tế (xem chương 2), tại nhiều vùng khối đá đại lượng tải trọng tác dụng theo phương nằm ngang có giá trị lớn hơn đại lượng tải trọng tác dụng theo phương thẳng đứng (nghĩa là $\lambda > 1$).

Quá trình đánh giá sự thay đổi của điều kiện ổn định cho công trình ngầm không chống khi giá trị hệ số λ gia tăng có thể được tiến hành thông qua đại lượng “vùng phá huỷ quy ước” của đá. Nghĩa là, việc đánh giá ổn định cho công trình ngầm sẽ được thực hiện theo các kích thước vùng khối đá bao quanh giếng đứng (hoặc một công trình ngầm nào đó) khi tại đây điều kiện bền của đá trong trạng thái phá huỷ giòn bị phá vỡ.

Trên cơ sở các quy luật phân bố ứng suất xung quanh giếng đứng có mặt cắt ngang hình tròn (của Dinnhik, Lekhnixki...) và điều kiện bền $[0,5 \cdot (\sigma_\theta - \sigma_r)] \leq \tau$ hay $(\sigma_\theta - \sigma_r) \leq R_n$, vào năm 1952, Ximbarevitr P. M. đã đề xuất biểu thức giải tích xác định bán kính “vùng phá huỷ quy ước” xung quanh giếng đứng như sau [31]:

$$r_z = \left(a \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot H}{R_n}} \right) \quad (5.88)$$

Tại đây: τ - Giá trị ứng suất tiếp lớn nhất tác dụng lên mặt nghiêng với hướng các ứng suất chính σ_θ và σ_r một góc bằng 45° ; R_n - Độ bền nén đơn trục của đá; γ - Trọng lượng thể tích của đá; H - Độ sâu của vị trí mặt cắt mặt cắt ngang giếng đứng đang xem xét. Công thức (5.88) được xây dựng trong điều kiện $\lambda = [\mu / (1 - \mu)]$; μ - Hệ số Poatxông của đá.

Tuy nhiên, phần lớn các loại đá trên thực tế có lực liên kết ma sát trong. Do đó, hiện nay thông thường các nhà địa cơ học áp dụng điều kiện bền Mohr. Từ đây, vào năm 1994, Kozel A. M. đã nghiên cứu và đề xuất công thức mới trên cơ sở phát triển công thức (5.88) như sau [31]:

$$\left(\frac{a^2}{r_z^2} \right) = \frac{\left(\frac{R_n}{\lambda \cdot \gamma \cdot H} + \beta - 1 \right)}{(1 + \beta)} \quad \text{hay} \quad r_z = a \cdot \sqrt{\frac{(1 + \beta)}{\left(\frac{R_n}{\lambda \cdot \gamma \cdot H} + \beta - 1 \right)}} \quad (5.89)$$

Tại đây: $\beta = [1 + \sin \varphi] / [1 - \sin \varphi]$; φ - Góc ma sát trong của đá.

Dễ dàng nhận thấy, khi $\varphi=0$ thì công thức (5.89) sẽ quay trở lại và trùng với công thức (5.88).

Quá trình tính toán có xét tới ứng suất thẳng đứng σ_z cho thấy, kết quả nhận được cuối cùng khác biệt nhiều so với lời giải bài toán phẳng cho mặt cắt ngang của giếng với các giá trị nhỏ hoặc lớn của hệ số áp lực hông cụ thể trong khối đá.

Trong nhiều trường hợp khi lời giải bài toán phẳng cho thấy trong đá hông vẫn tồn tại một hệ số dự trữ ổn định (dự trữ bền) hoặc hình thành một “vùng phá huỷ quy ước” nào đó thì trên thực tế đá lại nằm trong trạng thái không ổn định, còn kích thước “vùng phá huỷ quy ước” sẽ lớn hơn đến $1,5 \div 2$ lần.

Lời giải bài toán phẳng có thể sử dụng trong khoảng thay đổi giá trị hệ số λ từ 1 đến hơn 2 một giá trị không đáng kể; còn cho những giá trị hệ số λ lớn hơn thì lời giải chỉ có thể sử dụng trong trường hợp độ bền của đá tương đối lớn. Bảng 5.54 giới thiệu một số giá trị bán kính tương đối của “vùng phá huỷ quy ước” của khối đá bao quanh giếng đứng với $\varphi=35^\circ$ và khi $\sigma_z=(\gamma.H)$.

Từ công thức (5.89) và các số liệu trong bảng 5.54 có thể nhận thấy, tiêu chuẩn độ bền tương đối của đá “ $R_n/(\lambda\gamma H)$ ” thể hiện một cách không rõ ràng, bởi vì sự phát triển của vùng phá huỷ đá phụ thuộc vào góc ma sát trong và giá trị cụ thể của hệ số λ .

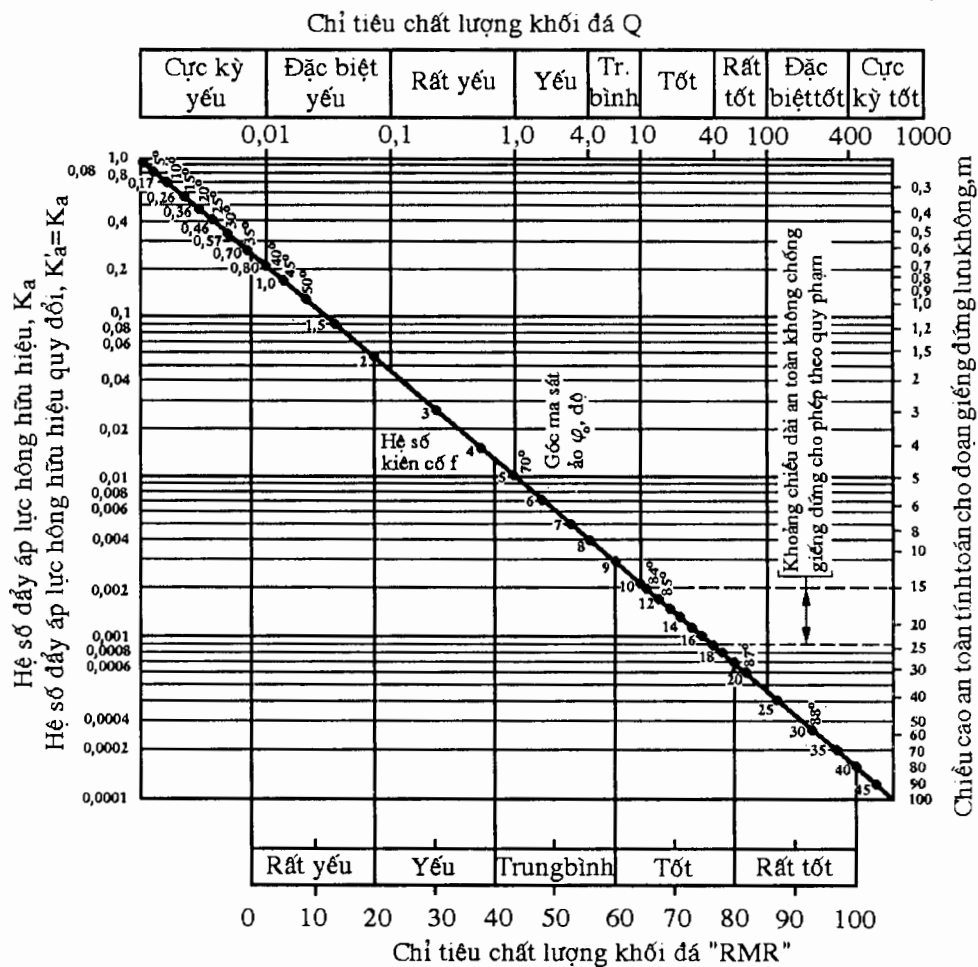
Bảng 5.54.

$\frac{R_n}{\lambda \cdot \gamma \cdot H}$	Giá trị bán kính tương đối của “vùng phá huỷ quy ước” trong khối đá bao quanh giếng đứng khi hệ số đẩy ngang λ bằng					
	0,25	0,5	1,0	1,5	3,0	4,0
3	1,17	Ổn định	Ổn định	Ổn định	Ổn định	Ổn định
1	2,31	1,17	1,12	1,12	1,12	1,12
0,6	3,57	1,27	1,19	1,19	1,19	1,38
0,2	-	1,40	1,27	1,27	1,52	2,86

5.6.3. Phương pháp Roesner-Poppen-Konopka

Trên cơ sở các chỉ tiêu đánh giá chất lượng, mức độ ổn định của khối đá “RMR” và “Q”, Roesner E. K., Poppen S. A. G. và Konopka J.

C. đã tiến hành xây dựng các quy luật thực nghiệm để xác định các thông số công nghệ chống giữ hợp lý cho công trình ngầm. Hình H.5.23 giới thiệu sơ đồ quy luật thực nghiệm xác định các thông số địa cơ học đảm bảo ổn định và chống giữ an toàn cho giếng đứng [59, 77].



H.5.23. Sơ đồ quy luật thực nghiệm xác định các thông số địa cơ học đảm bảo ổn định và chống giữ cho giếng đứng (theo Roesner E. K., Poppen S. A. G. và Konopka J. C. [59, 77]).

Từ đây, Roesner E. K., Poppen S. A. G. và Konopka J. C. đã xây dựng bảng lựa chọn chủng loại vật liệu, kết cấu chống giữ hữu hiệu cho giếng đứng có mặt cắt ngang hình tròn (bảng 5.55) [59, 77].

Bảng 5.55.

Chỉ tiêu chất lượng khối đá	Hệ số kiên cố f	Vỏ chống bê tông liên khối	Tu-bin kim loại	Kết cấu chống giữ tạm thời				
				Vòng thép+ Chèn	Bê tông phun	Vì neo liên kết hoá lý	Vì neo liên kết cơ học	Vì neo lưới thép
$Q < 0,1$ Đặc biệt yếu	$> 0,8$	*	*	*	-	-	-	-
$Q = 0,1 \div 1$ Rất yếu	> 2	-	*	*	*	*	*	*
$Q = 1 \div 4$ Yếu	> 5	-	-	-	*	*	*	*
$Q = 4 \div 10$ Trung bình	> 8	-	-	-	-	-	*	*
$Q = 10 \div 40$ Tốt	> 10	-	-	-	-	-	*	*
$Q = 40 \div 100$ Rất tốt	> 18	-	-	-	-	-	*	-
$Q > 100$ Đặc biệt tốt	> 25	-	Không cần phải chống giữ		-	-	-	-

5.7. Nhận xét về các phương pháp dự báo mức độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm

Các phương pháp dự báo độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm có ý nghĩa đặc biệt quan trọng trong quá trình lựa chọn biện pháp thi công hợp lý, thiết kế kết cấu chống giữ tạm thời, kết cấu chống giữ cố định hữu hiệu cho các dạng công trình ngầm xây dựng trong những điều kiện địa cơ học khác nhau [94, 98].

Chỉ tiêu ổn định Đrjko-Zaxlavski-Trenhiak mặc dù có cấu trúc toán-cơ đơn giản, song do chưa xét tới rất nhiều yếu tố ảnh hưởng cấu trúc của khối đá, các yếu tố đặc điểm cấu tạo của công trình ngầm, nên chỉ có thể sử dụng một cách hạn chế và mang tính tham khảo khi các phương pháp khác không thể áp dụng được.

Hai phương pháp Koseliov-Trumbatriov và Bulutriov đã phân nào khắc phục được các nhược điểm trên sau khi đưa vào yếu tố giảm bền của khối đá do đặc tính không đồng nhất và hệ số tập trung ứng suất trong khối đá quanh biên công trình ngầm.

Tiêu chuẩn bền Bulutriov-Fochieva đã phát triển theo hướng xem xét quá trình phá huỷ đá không chỉ tại một vị trí, tại một điểm mà dọc

theo toàn bộ chu vi (đường biên công trình ngầm) và vào sâu phía trong khối đá. Tuy nhiên, lời giải tại đây chỉ mới được tìm cho mô hình khối đá đàn hồi. Điều này đã gây ra những khó khăn nhất định trong quá trình sử dụng “Tiêu chuẩn bền Bulutriov-Fochieva” cho những công trình ngầm thi công trong những điều kiện khi khối đá chuyển từ trạng thái biến dạng đàn hồi sang trạng thái biến dạng sau giới hạn và phá hủy.

Phương pháp Kuznhisakhtoxtroi về bản chất cơ học tương tự như hai phương pháp đánh giá mức độ ổn định trên đây. Chỉ tiêu đánh giá ổn định (chỉ tiêu bền) cho khối đá “n” đã xét tới độ bền nén của khối đá, các hệ số tập trung ứng suất, các đặc tính về hình dạng của mặt cắt ngang công trình, sự ảnh hưởng của các công trình ngầm lân cận và sự ảnh hưởng của công tác khai thác trong lò chợ.

Tuy nhiên, trong phương pháp Kuznhisakhtoxtroi các yếu tố ảnh hưởng tới độ ổn định công trình ngầm chỉ mới được xây dựng cho những điều kiện cụ thể tại hai vùng mỏ than “Kuznhexki” và “Karaganda” thuộc CHLB Nga. Vì vậy, khi sử dụng phương pháp này trong những điều kiện địa cơ học khác phải hết sức cẩn thận.

Phương pháp Izakxon có bản chất dựa trên quá trình xác định kích thước vùng giả định phá hủy liên khối chỉ cho riêng những khối đá có các mặt cấu trúc yếu thể hiện rõ nét (các mặt phân lớp, nứt nẻ rõ ràng...). Vì vậy, phương pháp này cũng khó có thể áp dụng cho những khối đá có cấu tạo khác.

Trong tất cả các phương pháp dự báo độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm trên cơ sở so sánh giá trị ứng suất thứ sinh lớn nhất xuất hiện với giá trị độ bền của khối đá thì phương pháp Baklasov-Kartozia có tính khái quát cao hơn.

Khác với các phương pháp đã nêu, phương pháp Baklasov-Kartozia không chỉ dựa trên mô hình khối đá giòn lý tưởng. Phương pháp này còn dựa trên các mô hình khối đá thể hiện các trạng thái biến dạng sau giới hạn và giai đoạn phá hủy đá.

Trong phương pháp này, các nhà địa cơ học đã không sử dụng duy nhất một chỉ tiêu ổn định chung cho các quá trình biến dạng xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm. Những trạng thái cơ học nhất định khối đá bao quanh công trình ngầm sẽ được đặc trưng bằng những chỉ tiêu đánh giá mức độ ổn định phù hợp. Khối đá sẽ mất ổn định khi trong chúng xuất hiện vùng phá hủy theo điều kiện lý thuyết nào đó.

So với các phương pháp dự báo độ ổn định dựa trên mối quan hệ “ứng suất thứ sinh-độ bền khối đá”, phương pháp VNIMI có ý nghĩa sử dụng và kiểm chứng cao hơn trên thực tế. Bởi vì, giá trị chuyển dịch biên

công trình ngầm là biểu hiện rõ nét nhất, dễ đo đạc nhất từ quá trình vận động của khối đá tại những thời điểm khác nhau sau khi xây dựng công trình ngầm. Phương pháp này đã xét tới nhiều yếu tố ảnh hưởng của tính chất cơ-lý khối đá, các yếu tố cấu tạo của công trình ngầm.

Tuy nhiên, các hệ số ảnh hưởng, các quy luật quan hệ chỉ mới dựa trên những kết quả nghiên cứu thực nghiệm. Vì vậy, trong quá trình sử dụng phương pháp này cho những khu vực khác, người sử dụng phải tiến hành thí nghiệm, thử nghiệm và làm chuẩn xác hoá các hệ số ảnh hưởng cho phù hợp với những điều kiện địa cơ học cụ thể tại những khu vực tiến hành xây dựng công trình ngầm.

Các phương pháp đánh giá, dự báo độ ổn định của khối đá bao quanh công trình ngầm thông qua những chỉ tiêu tổng hợp ổn định không chỉ xây dựng trên cơ sở tính chất bền hay tính chất biến dạng của khối đá. Chúng đều xem xét một số lượng lớn các yếu tố ảnh hưởng khác nhau. Vì vậy, quá trình sử dụng các phương pháp này cho phép nâng cao chất lượng, tính chuẩn xác của việc dự báo mức độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm.

Trong những mức độ khác nhau, các chỉ tiêu đánh giá chất lượng khối đá “S” (của Bulutriov N. X.), “RMR” (của Bieniawski Z. T.) và “Q” (của Barton N., Lien và Lundberg) đều là những chỉ tiêu đánh giá tổng hợp mức độ ổn định của khối đá bao quanh công trình ngầm. Ba chỉ tiêu “S”, “RMR” và “Q” đã được xây dựng hết sức công phu. Về cơ bản, các chỉ tiêu này đã thể hiện tương đối đầy đủ, có cơ sở khoa học, những yếu tố quan trọng, tiêu biểu nhất ảnh hưởng đến mức độ ổn định của khối đá bao quanh công trình ngầm xây dựng trong những điều kiện địa cơ học khác nhau.

Rõ ràng, kết quả đánh giá chất lượng khối đá và dự báo độ ổn định của khối đá bao quanh công trình ngầm không chỉ dừng lại ở mức độ phân loại khối đá. Mục đích chủ yếu của quá trình này nhằm dự đoán mức độ thể hiện các quá trình vận động cơ học của khối đá (thông qua các biểu hiện biến dạng và phá huỷ) để có thể tiến hành lựa chọn phương pháp thi công, lựa chọn các kết cấu chống giữ hợp lý cho công trình ngầm tại những thời điểm khác nhau và trong những điều kiện địa cơ học cụ thể.

Tuy nhiên, do nhiều nguyên nhân khác nhau (đặc điểm cấu tạo khối đá, mối tương tác giữa khối đá và công trình ngầm rất phức tạp...), cho nên trên thực tế các nhà địa cơ học chưa thể xây dựng chỉ tiêu đánh giá ổn định phản ánh đầy đủ các mặt của quá trình và các yếu tố ảnh hưởng đến quá trình “ổn định → cân bằng giới hạn → mất ổn định” của khối đá bao quanh công trình ngầm. Mỗi phương pháp đánh giá đều có những ưu điểm và nhược điểm riêng của mình.

Vì vậy, không một chỉ tiêu đánh giá nào trên đây có thể đóng vai trò như một “chỉ tiêu toàn năng” trong quá trình giải quyết bài toán lựa chọn phương pháp thi công, các kết cấu chống giữ thích hợp cho công trình ngầm tại những thời điểm khác nhau và trong những điều kiện địa cơ học cụ thể.

Hiện nay, các nhà địa cơ học có xu thế kết hợp các chỉ tiêu đánh giá, dự báo độ ổn định của khối đá bao quanh công trình ngầm lại với nhau tạo nên những hệ thống các chỉ tiêu đánh giá thống nhất để giải quyết từng bài toán địa cơ học cụ thể.

Thông thường hệ thống của các chỉ tiêu liên hoàn này bao gồm hai hoặc ba chỉ tiêu: một (hoặc hai) chỉ tiêu đánh giá chất lượng khối đá, một tiêu chuẩn đánh giá sự phá huỷ của khối đá và một tiêu chuẩn đánh giá mức độ chuyển dịch của biên công trình ngầm.

Các chỉ tiêu đánh giá chất lượng khối đá trong hệ thống liên hoàn có thể là “Q”, “RMR”, “S”... hoặc kết hợp đồng thời nhiều chỉ tiêu.

Các tiêu chuẩn phá huỷ có thể là “tiêu chuẩn Hoek-Brown”, “tiêu chuẩn Baklasov-Kartozia”...

Phương pháp Roesne-Popen-Konopka (dùng cho giếng đứng), phương pháp Hoek E. và phương pháp Litvinxki G. G. (dùng để dự báo sơ bộ khả năng lựa chọn loại hình kết cấu chống giữ hợp lý cho công trình ngầm nằm ngang) là những thử nghiệm bước đầu rất hiệu quả của hướng nghiên cứu này.

Tại Việt Nam, các nhà địa cơ học cũng đã bắt đầu tiến hành nghiên cứu mức độ ảnh hưởng của nứt nẻ tới độ ổn định của công trình ngầm và quá trình hình thành vùng phá huỷ của khối đá bao quanh công trình ngầm.

Những quan sát thực tế cho thấy, hiện tượng sụt lở chủ yếu xảy ra trong vùng nứt nẻ mạnh (hoặc phân lớp mỏng) theo phương vuông góc với mặt phân lớp và không mang tính đối xứng.

Kết quả thống kê hơn 100 vụ sụt lở tại nóc các đường lò dọc vỉa thi công trong một số loại đá khác nhau tại Công ty than Mạo Khê, Công ty than Thống Nhất và Công ty than Khe Chàm thể hiện trên bảng 5.56 [102].

Từ đây, các tác giả [95] đã xây dựng mối quan hệ giữa chiều cao sụt lở “ B_{sr} ” và số lượng của hệ thống khe nứt “N” (hình H.5.24) và mối quan hệ giữa chiều cao vùng sụt lở “ B_{m} ” với giá trị khoảng cách giữa các khe nứt “A” (hình H.5.25).

Trên cơ sở xử lý các số liệu quan sát trong bảng 5.56 bằng phương pháp bình phương nhỏ nhất, các tác giả [95] đã xây dựng các quy luật toán học thực nghiệm có dạng như sau:

* Mối quan hệ giữa chiều cao vùng phá huỷ (sụt lỏ) “ B_{nh} ” với số lượng hệ khe nứt “ N ” (hình H.5.24):

$$B_{nh} = -0,0037.N^3 + 0,0346.N^2 + 0,110.N + 0,002. \quad (5.90)$$

* Mối quan hệ giữa chiều cao “ B_{nh} ” với giá trị khoảng cách giữa các khe nứt “ A ” (hình H.5.25, a) cho loại đá cát kết:

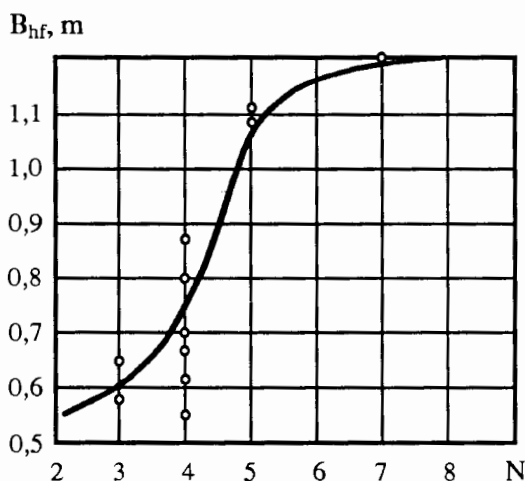
$$B_{nh} = 1,1138.EXP(0,2177.A^2 - 1,7691.A). \quad (5.91)$$

* Mối quan hệ giữa chiều cao “ B_{nh} ” với giá trị khoảng cách giữa các khe nứt “ A ” (hình H.5.25, b) cho loại đá bột kết:

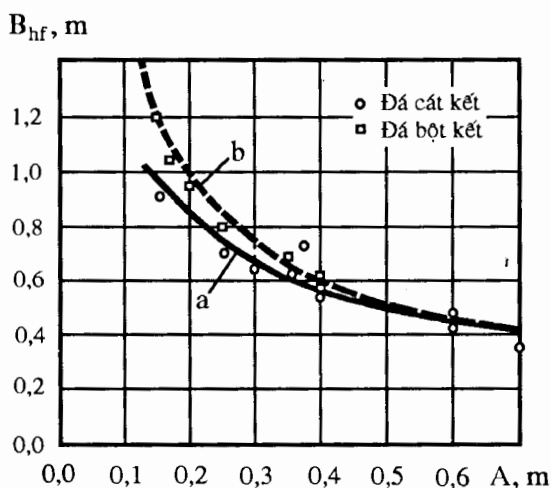
$$B_{nh} = 0,03196.A^{(-0,6813)}. \quad (5.92)$$

Bảng 5.56. Chiều cao của vùng sụt lỏ tại nóc các đường lò dọc vỉa ở các Công ty than Mạo Khê, Thống Nhất, Khe Chàm [95].

Nº	Chủng loại đá trong khu vực khảo sát	Số điểm quan sát	Các thông số của khe nứt			Chiều cao sụt lỏ, m
			Góc cắm vỉa, độ	Số hệ khe nứt N	Khoảng cách giữa các khe nứt A, m	
1	Cát kết phân lớp	5	43	3	0,30	0,65
2	Cát kết phân lớp	5	30	4	0,25	0,70
3	Cát kết+bột kết	5	15	4	0,40	0,55
4	Cát kết+bột kết	7	25	4	0,15	0,88
5	Cát kết+sét kết	9	30	3	0,35	0,65
6	Cát kết+sạn kết	7	35	3	0,60	0,45
7	Cát kết màu xám	10	37	3	0,70	0,35
8	Cát kết lẫn cuội	10	35	3	0,60	0,42
9	Bột kết kẹp sét	15	35	4	0,25	0,80
10	Bột kết phân lớp	10	25	5	0,17	1,05
11	Bột kết kẹp sét	5	29	5	0,20	0,95
12	Bột kết phân lớp	15	30	7	0,15	1,20
13	Bột kết xám trắng	3	15	4	0,35	0,67
14	Bột kết xám đen	3	32	4	0,40	0,61
15	Bột kết xám trắng	5	37	3	0,40	0,58



H.5.24. Mối quan hệ giữa chiều cao sụt lở “ B_{hf} ” và số lượng hệ thống khe nứt “ N ” (theo [95]).



H.5.25. Mối quan hệ giữa chiều cao sụt lở “ B_{hf} ” và khoảng cách giữa các khe nứt “ A ” (theo [95]).

Từ kết quả xử lý thống kê kích thước vùng phá huỷ bao quanh công trình ngầm, các tác giả [95] đã rút ra những kết luận sau đây:

* Đặc tính sụt lở hoàn toàn khác nhau khi đường hầm đào trong các loại đá khác nhau. Trong trường hợp đường hầm đào trong đá bột kết yếu thì sụt lở xảy ra nhiều hơn, khối lượng và chiều cao vùng sụt lở lớn hơn so với trường hợp đường hầm đào trong đá cát kết.

* Trong cùng một loại đá, mật độ khe nứt càng lớn thì khả năng đá bị sụt lỏ càng nhiều hơn.

* Kích thước và thể tích vùng sụt lỏ gia tăng khi số lượng hệ khe nứt trong khối đá tăng lên. Khi số lượng hệ khe nứt “N” nhỏ hơn 3, chiều cao sụt lỏ có giá trị nhỏ và công trình ngầm nằm trong trạng thái tương đối ổn định.

* Trong trường hợp, khi số lượng hệ khe nứt “N” thay đổi trong khoảng từ 3 đến 6, tốc độ gia tăng chiều cao vùng phá huỷ đạt giá trị lớn nhất.

* Khi số lượng hệ khe nứt “N” vượt quá giá trị 6 hệ khe nứt, kích thước vùng sụt lỏ sẽ ổn định dần và có xu thế đạt tới trạng thái tương tự như trong khối đá vỡ rời (hình H.5.24).

* Những quy luật phụ thuộc giữa kích thước vùng phá huỷ-sụt lỏ trong khối đá và các đặc tính của nứt nẻ (5.90), (5.91) và (5.92) cho phép bước đầu dự đoán và tính toán tải trọng tác dụng lên công trình ngầm ở những điều kiện địa cơ học nhất định.

CHƯƠNG 6

ĐỘ ỔN ĐỊNH CỦA TRỤ BẢO VỆ

6.1. Tổng quan

Các nghiên cứu liên quan tới quá trình xác định độ bền cho trụ bảo vệ trong các công trình ngầm đã được tiến hành trong nhiều năm. Công thức đầu tiên tính toán các chỉ tiêu bền cho trụ bảo vệ tại các mỏ than antraxit đã được tìm thấy tại Hoa Kỳ trên cơ sở các thí nghiệm trong phòng tiến hành theo đơn đặt hàng của Câu lạc bộ kỹ sư Skreton vào năm 1900. Trong những năm gần đây, trong lĩnh vực cơ học đá đã xảy ra những thay đổi cơ bản về sự hiểu biết đối với các cơ chế ổn định của trụ bảo vệ. Các nhà khoa học đã tìm ra một loạt các công thức thích ứng để tính toán trụ bảo vệ. Tất cả các thành công thuộc lĩnh vực này hiện nay thuộc về lời giải của ba bài toán chủ yếu sau đây:

- * Bài toán thứ nhất – Phân tích các lý thuyết đánh giá mức độ ổn định, độ cứng của các trụ bảo vệ có xét tới các đặc tính biến dạng sau giới hạn của chúng;

- * Bài toán thứ hai – Nghiên cứu thực nghiệm các vấn đề liên quan tới trụ bảo vệ trong điều kiện làm việc tại hiện trường;

- * Bài toán thứ ba – Nghiên cứu tìm kiếm các công thức tính toán độ bền cho trụ bảo vệ.

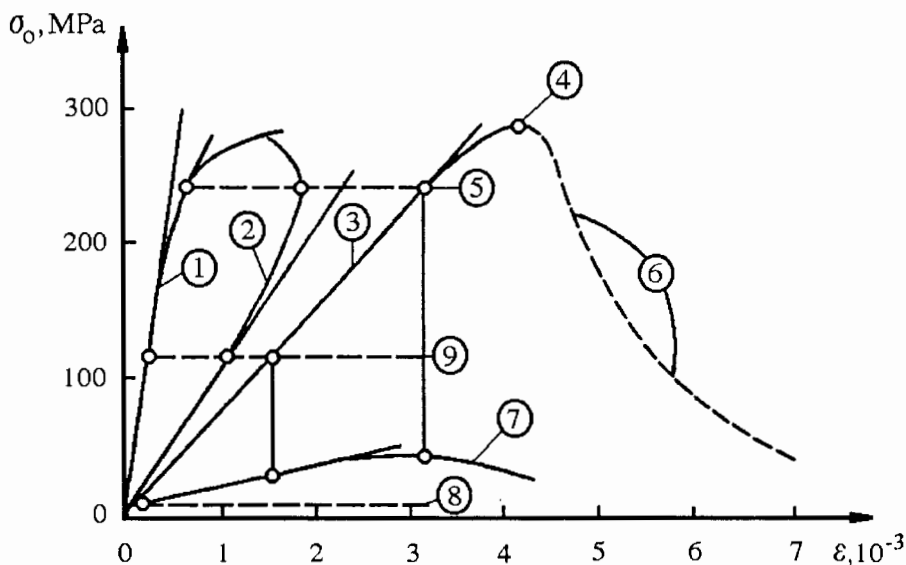
6.2. Độ bền và độ cứng của trụ bảo vệ

Phá huỷ là một quá trình trong đó những đặc tính thể hiện của vật liệu sẽ thay đổi. Trên thực tế, những cơ chế phá huỷ quan trọng nhất là quá trình chảy dẻo, quá trình phá huỷ giòn, quá trình mất mát khả năng mang tải và quá trình phá huỷ sau trạng thái giới hạn.

Tại quá trình phá huỷ giòn, trong vật liệu sẽ hình thành các mặt đứt gãy mới (mặt gián đoạn mới) dưới dạng các khe nứt hoặc sẽ xảy ra sự phát triển tiếp theo của các khe nứt có sẵn. Các nhà địa cơ học có thể quan sát trực tiếp các giai đoạn khác nhau của quá trình phá huỷ giòn, kể cả quá trình hình thành khe nứt và sự phát triển của chúng. Trong quá trình phá huỷ sau giới hạn, kết cấu (mẫu đá hoặc trụ bảo vệ) sẽ bị phân chia ra thành hai (hoặc nhiều hơn) các phần nhỏ.

Sự biến mất độ bền, hoặc thời điểm đạt tới giới hạn bền sẽ đặc trưng bởi trạng thái, trong đó xảy ra quá trình chuyển đổi từ sự gia tăng chậm chạp khả năng mang tải của mẫu đá (hoặc trụ bảo vệ) sang hiện tượng không thay đổi hoặc giảm dần của khả năng mang tải đó. Nói cách

khác, tại thời điểm mất bền vững (thời điểm phá hủy), hàm số liên kết các giá trị ứng suất và biến dạng hướng trục trong môi trường xem xét sẽ có giá trị lớn nhất. Mẫu đá và trụ bảo vệ được xem như ổn định nếu giá trị biến dạng của chúng không vượt quá giá trị biến dạng giới hạn xác định.



H.6.1. Quá trình phá hủy giòn của đá: 1 - Biến dạng ngang; 2 - Biến dạng thể tích; 3 - Biến dạng hướng trục; 4 - Giới hạn bền; 5 - Mức tối hạn giải phóng năng lượng (độ bền dài lâu); 6 - Giai đoạn phá hủy sau giới hạn; 7 - Áp lực cảm ứng; 8 - Quá trình khép lại của các khe nứt; 9 - Thời điểm bắt đầu hình thành nứt nẻ; σ_0 - Ứng suất hướng trục, MPa; ϵ - Biến dạng (theo [60]).

Trong các máy nén tiêu chuẩn (“máy nén mềm”), phần lớn các loại đá giòn sẽ phá hủy tức thời khi đạt tới giá trị giới hạn bền. Trong trường hợp này, độ ổn định của hệ “mẫu đá-máy nén” bị phá hoại và sự biến mất độ bền của mẫu đá sẽ trùng với quá trình phá hủy giòn của nó.

Nếu độ cứng của máy nén lớn thì (tương tự như quy luật mô tả trên hình H.6.1) thì sự phát triển tiếp theo của biến dạng sẽ kéo theo quá trình suy giảm ứng suất. Tùy thuộc bởi độ cứng của máy nén, sự phá hủy có thể xảy ra tại bất kỳ thời điểm nào của trạng thái biến dạng sau giới hạn. Trên các máy nén rất cứng, người ta có thể thu nhận được các đường cong toàn phần ứng suất-biến dạng [60].

6.3. Độ cứng của máy nén và giá trị ứng suất phá huỷ của mẫu

Tất cả các mẫu được chế tạo từ loại vật liệu bất kỳ đều có khả năng mang tải và độ bền (sức kháng) chống lại sự tác dụng của tải trọng. Các phản ứng của chúng đối với kết cấu chống giữ thể hiện dưới dạng biến dạng hoặc phá huỷ hoặc tổ hợp của cả hai loại hiện tượng cơ học đó. Biến dạng có thể là biến dạng đàn hồi hoặc biến dạng dẻo, biến dạng tức thời hoặc biến dạng phụ thuộc vào thời gian. Biến dạng có thể xảy ra dưới dạng thay đổi thể tích hoặc sự chuyển dịch dọc theo khe nứt. Trên thực tế có thể xảy ra sự kết hợp (tổ hợp, tích hợp) bất kỳ của các quá trình đó. Hiện tượng phá huỷ sẽ thể hiện dưới dạng quá trình chuyển đổi trạng thái của mẫu từ trạng thái cơ học này sang trạng thái cơ học khác. Ví dụ, sự chuyển đổi từ trạng thái chủ yếu đặc trưng bằng biến dạng đàn hồi sang trạng thái chủ yếu đặc trưng bằng biến dạng dẻo, hoặc từ trạng thái chủ yếu đặc trưng bằng biến dạng thể tích sang trạng thái chủ yếu đặc trưng bằng biến dạng trượt theo khe nứt.

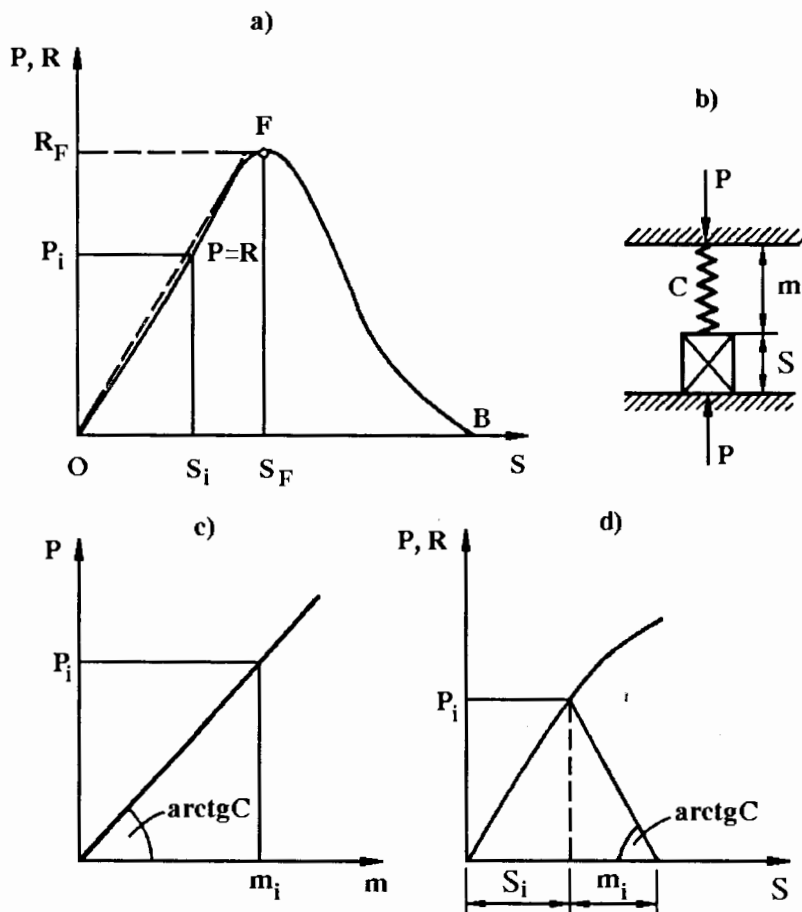
Hình H.6.2 cho thấy ví dụ về mối quan hệ phụ thuộc giữa khả năng chống lại tải trọng (khả năng mang tải) của mẫu và các giá trị biến dạng của chúng. Biểu đồ này có thể được phân chia ra thành hai vùng đặc trưng. Vùng bên trái (OF) tương ứng với đoạn gia tăng sức kháng của mẫu. Tại vùng bên phải (FB), sức kháng (khả năng mang tải) của mẫu sẽ giảm xuống cùng với sự gia tăng biến dạng của mẫu.

Sự phụ thuộc của sức kháng tải trọng của mẫu vào đại lượng biến dạng (trên đoạn "OF") sẽ được xác định từ thí nghiệm. Trong đó, các nhà địa cơ học cho tải trọng P_i tác dụng lên mẫu và tiến hành đo đại lượng biến dạng S_i của nó. Phản lực của mẫu tương ứng với tải trọng đó sẽ được thể hiện dưới dạng đại lượng biến dạng S_i . Đại lượng biến dạng này tại giai đoạn tiếp theo sẽ đòi hỏi sự gia tăng tương ứng sức kháng của mẫu R_i đủ lớn để nó có thể chịu được giá trị tải trọng P_i . Như vậy, $R_i = P_i$ và một sự gia tăng tải trọng ΔP bất kỳ nào cũng đều kéo theo sự gia tăng sức kháng bằng đại lượng $\Delta R = \Delta P$.

Tải trọng tác dụng P_i làm biến dạng không chỉ mẫu đá mà còn cả các thành phần cấu thành máy nén (các phiến nén của máy, cột nén, chất lỏng trong hệ thống thủy lực...). Trong giai đoạn gần đúng đầu tiên có thể xem các biến dạng trên đây là các biến dạng đàn hồi. Về thực chất, có thể xem máy nén như là một lò xo có độ cứng bằng C chịu tải đồng thời cùng với mẫu đá theo sơ đồ mô tả trên hình H.6.2.b.

Từ hình H.6.2 có thể dễ dàng nhận thấy, tải trọng P_i tác dụng lên mẫu đá và máy nén có cùng một giá trị, còn biến dạng của máy m_i có liên quan tới giá trị biến dạng S_i . Giá trị biến dạng m_i có thể được tính toán hoặc bằng công thức đã biết cho lò xo đàn hồi $m_i = (P_i/C)$ hoặc theo đặc tính đường cong biến dạng của máy nén thể hiện trên hình H.6.2.c.

Từ hình H.6.2.d có thể nhận thấy, giá trị biến dạng m_i cũng có thể xác định như là độ dài đoạn trục hoành đặt từ hình chiếu của điểm xem xét (P_i, S_i) trên biểu đồ hình H.6.2.a đến điểm cắt của trục hoành với đường thẳng chạy qua điểm (P_i, S_i) dưới một góc bằng $\arctg C$.



H.6.2. Sơ đồ biến dạng của mẫu đá và máy nén dưới tác dụng của tải trọng (theo [60]).

Trên đoạn (FB) (hình H.6.2.a), sức kháng (độ bền) của mẫu R sẽ giảm xuống cùng với sự gia tăng của biến dạng S . Tại điểm "F", khả năng mẫu chịu được tải trọng (khả năng mang tải) sẽ đạt giá trị lớn nhất. Trong quá trình chất tải tiếp theo, mẫu sẽ đánh mất dần độ bền của mình. Khi đó, khả năng chống lại tải trọng của nó sẽ bằng $R=R_{\max}=R_F$, còn biến dạng sẽ bằng $S=S_F$. Sau khi mất dần độ bền, đại lượng biến dạng của mẫu

S sẽ phát triển đặc biệt mạnh nhờ khả năng chuyển dịch của các thành phần vật chất dọc theo các khe nứt. Sự phát triển của các chuyển dịch đó sẽ được tự duy trì nhờ khả năng thay đổi của năng lượng tích lũy được ngay chính trong mẫu (do kết quả của sự tăng tiến tải trọng trước đó) chuyển đổi thành đại lượng công năng hướng tới sự hình thành các mặt phân cách mới (sự phát triển các khe nứt).

Sự gia tăng tải trọng từ $P=(R_F)$ đến $P=(R_F+\Delta P)$ sẽ không thể xảy ra do trong trường hợp này gia số (lượng tăng) của tải trọng ΔP không tạo ra giá trị phản lực tương ứng trong mẫu. Nghĩa là, sự gia tăng sức kháng để hình thành giá trị $(R_F+\Delta P)$ sẽ không thể xảy ra. Bất kỳ một giá trị năng lượng phụ trợ nào (cung cấp cho hệ thống nhằm mục đích nâng cao tải trọng lên một giá trị bằng ΔP) sẽ phải được sử dụng để làm gia tăng biến dạng và phát triển các khe nứt trong mẫu mà không mang lại bất kỳ một ý nghĩa nào trong sự gia tăng năng lượng đàn hồi cho máy nén.

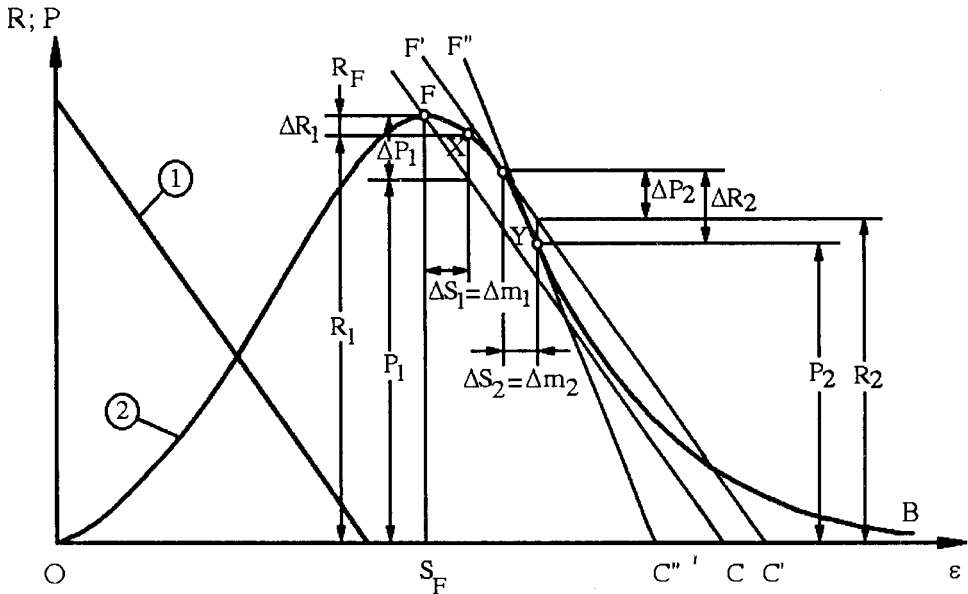
Ngoài ra, máy nén thí nghiệm tự mình không thể tích lũy thêm được năng lượng đàn hồi do không thể phát triển được thêm sức kháng cho mẫu. Ngược lại, năng lượng đã tích lũy được trong máy $U=[(R_F.m_F)/2]=[(R_F^2)/(2C)]=[(C.m_F^2)/2]$ trong bất kỳ trường hợp nào cũng sẽ được giải phóng một phần do kết quả giảm sức kháng (độ bền) của mẫu. Do đó, biến dạng của máy nén “m” sẽ bị giảm xuống tùy theo mức độ giảm tải trọng và cũng sẽ gia tăng khi tải trọng tác dụng tăng lên. Như vậy, $(R_F - \Delta P)=C.(m_F - \Delta m)$. Tại đây: $R_F=P$ – Giá trị tải trọng khi $S=S_F$, còn m_F – Giá trị biến dạng của máy nén tương ứng với giá trị S_F , nghĩa là khi $m_F=(R_F/C)$. Trong khi đó, trên đoạn “OF” (hình H.6.2.a) sự gia tăng biến dạng của máy nén “m” sẽ xảy ra theo hướng trùng với quá trình biến dạng của mẫu. Như vậy, sau khi gia tăng tải trọng tác dụng lên mẫu, tại đây quá trình thí nghiệm sẽ gây ra những ảnh hưởng đến quá trình phá hủy mẫu.

Việc giải phóng năng lượng được tích lũy trong máy nén có dẫn đến sự phá hủy mẫu (sau khi mất độ bền) hay không còn phải tùy thuộc vào các đặc tính biến dạng (độ cứng) của máy nén và các đặc tính biến dạng sau giới hạn của mẫu. Do đặc tính đàn hồi của máy nén, sự suy giảm biến dạng của máy nén Δm (sau khi mẫu không còn giữ được độ bền) sẽ luôn luôn bằng gia số (lượng tăng) biến dạng của mẫu ΔS trong vùng biến dạng sau giới hạn. Như vậy:

$$(\Delta m)=(\Delta S). \quad (6.1)$$

Hình H.6.3 mô tả các sơ đồ về mối quan hệ phụ thuộc giữa sức kháng (độ bền) của mẫu chống lại tải trọng và biến dạng của chúng, mối quan hệ phụ thuộc giữa đặc tính tải trọng và biến dạng của máy nén. Kết quả xem xét điểm “X” trên phần lồi của đoạn (FB) thuộc đường cong thể

hiện đặc tính biến dạng của mẫu cho thấy, tại điểm này, sức kháng (độ bền) của mẫu trùng với đại lượng ΔR_1 và bằng $R_1 = (R_F - \Delta R_1)$, trong đó biến dạng của mẫu phải tăng thêm một giá trị bằng ΔS_1 và đạt tới giá trị $(S_F + \Delta S_1)$. Sau khi kẻ đường (FC) song song với đường đặc tính biến dạng của máy nén, các nhà địa cơ học nhận thấy, tại giá trị biến dạng của máy nén $\Delta m_1 = \Delta S_1$, tải trọng tác dụng lên mẫu sẽ bị giảm xuống một giá trị bằng ΔP_1 và sẽ bằng $L_1 = (R_F - \Delta P_1)$.



H.6.3. Các đường cong thể hiện đặc tính biến dạng của mẫu và máy nén: 1 - Đường đặc tính biến dạng của máy nén; 2 - Đường cong đặc tính biến dạng của mẫu; R - Độ bền của mẫu; P - Tải trọng; ϵ - Biến dạng (theo [60]).

Từ hình H.6.3 dễ dàng nhận thấy, tải trọng tác dụng lên mẫu P_1 sẽ nhỏ hơn sức kháng (độ bền) của nó. Từ đây, nếu trong thử nghiệm các nhà địa cơ học cố gắng gia tăng tải trọng tác dụng lên mẫu (cần phải nói rằng, đây là giải pháp không có triển vọng) từ phía máy nén thì máy nén sẽ không thể cung cấp thêm năng lượng phụ trợ đảm bảo cho việc tiếp tục quá trình biến dạng của mẫu và mẫu sẽ trở nên “không bị phá hủy” trong một mức độ xác định (mặc dù có sự gia tăng khe nứt).

Nếu những phân tích tương tự sẽ được lặp lại đối với điểm “Y” tại phần lồi của đoạn (FB) thuộc đường cong đặc tính biến dạng, sau khi tiến

hành kẻ đường (F'C') song song với đường đặc tính biến dạng của máy nén, và xác định các giá trị tương ứng ΔP_2 , $\Delta m_2 = \Delta S_2$ và ΔR_2 (xem hình H.6.3) thì có thể nhận thấy, giá trị tải trọng P_2 sẽ lớn hơn sức kháng (độ bền) của mẫu R_2 . Trong trường hợp này mẫu thí nghiệm lập tức sẽ không thể bảo tồn được tính nguyên vẹn của chúng, nghĩa là tại đây sẽ xảy ra sự phá huỷ của mẫu.

Như vậy, máy nén cần phải có các đặc tính biến dạng hợp lý nhất định để giá trị tải trọng tác dụng lên mẫu nhỏ hơn sức kháng (độ bền) của mẫu tại điểm bất kỳ thuộc đoạn (FB) trên đường cong đặc tính biến dạng của chúng?

Dễ dàng nhận thấy, trong ví dụ mô tả trên hình H.6.3, máy nén có đường đặc tính biến dạng song song với đường (F'C') sẽ thoả mãn những điều kiện trên đây. Độ nghiêng của đường này nên có giá trị càng lớn càng tốt. Nghĩa là, độ cứng "C" cần phải có giá trị lớn tối đa.

Điều kiện toán học để tồn tại vùng biến dạng sau giới hạn của đường cong đặc tính biến dạng mẫu đá có dạng:

$$L = (R_F - \Delta P) \leq R = (R_F - \Delta R) \text{ hay} \quad (6.2)$$

$$(C \cdot \Delta m) \geq (\Delta R). \quad (6.3)$$

Do $\Delta m = \Delta S$, cho nên bất đẳng thức trên có thể được viết dưới dạng:

$$C = \frac{\Delta R}{\Delta S} \rightarrow \frac{dR}{dS}. \quad (6.4)$$

Điều kiện này có nghĩa, độ cứng toàn phần của máy nén "C" không bao giờ được nhỏ hơn giá trị góc nghiêng âm (dR/dS) của đường cong thể hiện đặc tính biến dạng của mẫu trong vùng biến dạng sau giới hạn (xem hình H.6.3). Cần phải chú ý, trong khi độ cứng của máy nén "C" là một đại lượng không đổi thì đặc tính tương ứng của mẫu (dR/dS) sẽ bị thay đổi từ điểm này đến điểm khác trên đường cong biến dạng. Do đó, cần phải làm sao cho điều kiện đưa ra phía trên phải được thoả mãn cho tất cả các điểm thuộc đường cong này.

Độ cứng theo phương thẳng đứng khác với độ cứng theo phương nằm ngang ở chỗ, do độ uốn của các cột máy nén, thông thường độ cứng nằm ngang nhỏ hơn độ cứng thẳng đứng khoảng 100 lần. Như vậy, tại đây có thể xem giá trị của nó rất nhỏ và có thể bỏ qua. Độ cứng theo phương thẳng đứng của các máy nén có kết cấu thông thường (máy nén "mềm") có giá trị bằng khoảng 200 MN/m. Độ cứng toàn phần của máy nén bằng tổng các độ cứng của các thành phần cấu thành, như khung dẫn hướng, cột trụ nén, xilanh nén, pittông và lượng dầu trong hệ thuỷ lực.

Máy nén "cứng" là một máy nén có độ cứng lớn hơn 200 MN/m. Để có thể có được thiết bị với các đặc tính như trên, cần phải cực tiểu

hoá hoặc làm cho bằng 0,0 độ nén ép của dầu trong hệ thủy lực và biến dạng của các thành phần cấu thành máy nén.

Các đường cong toàn phần thực nghiệm ứng suất-biến dạng lần đầu tiên được Bieniawski Z. T., Cook N. G. W và Hood M. nghiên cứu [60]. Kết quả nghiên cứu của các nhà địa cơ học này đã cho phép rút ra những kết luận như sau: đường cong đặc tính biến dạng của đất đá nứt nẻ càng thoải bao nhiêu thì xác suất phá huỷ đột ngột của kết cấu chống giữ trong mỏ sẽ càng nhỏ bấy nhiêu. Đất đá rắn cứng có khả năng chịu sự phá huỷ đột ngột cao hơn so với các loại đất đá mềm yếu trong cùng một độ cứng của thiết bị chèn tải. Trong khi, quá trình chèn tải ba trục và sự phụ thuộc của biến dạng vào thời gian sẽ tạo nên những điều kiện để cải thiện các đặc tính bền vững của đất đá trong vùng biến dạng sau giới hạn.

Vai trò của những lập luận trên đây sẽ trở nên dễ hiểu hơn, nếu các nhà địa cơ học thay thế hệ “máy nén-mẫu nén” bằng việc xem xét hệ cấu tạo từ khối đá và trụ bảo vệ đá trong các điều kiện thực tế trong mỏ.

6.4. Công tác nghiên cứu thực nghiệm cho trụ bảo vệ

Hiện nay, người ta đã biết nhiều phương pháp nghiên cứu thực nghiệm các mẫu lớn trong những điều kiện thực tế. Ví dụ, các thử nghiệm nén và trượt, nén ép tấm phẳng, kỹ thuật đo điện, chèn tải bằng các kích phẳng, các thử nghiệm trong các buồng áp lực. Các thí nghiệm nén ép là các nghiên cứu phù hợp nhất trong quá trình đánh giá độ bền, độ ổn định cho các trụ bảo vệ đá. Sự cần thiết phải thực hiện các thí nghiệm trong những điều kiện thực tế trên các mẫu lớn xuất phát từ đặc điểm: các thí nghiệm này có khả năng mang tính đại diện lớn hơn so với các thí nghiệm thực hiện trong điều kiện phòng thí nghiệm. Điều này được giải thích từ các nguyên nhân:

- * Các mẫu thí nghiệm trong những điều kiện thực tế có kích thước (thể tích) lớn hơn nhiều so với các mẫu thí nghiệm trong phòng;

- * Tại đây có khả năng tái tạo lại (sao chép lại) các điều kiện thực tế thường gặp nhất trong khối đá.

Từ năm 1937 các nhà địa cơ học đã thực hiện tương đối nhiều (mặc dù ít hơn so với các thí nghiệm về trượt) các thí nghiệm thực tế nén ép các mẫu kích thước lớn có liên quan chủ yếu đến việc tính toán các thông số cho trụ bảo vệ trong quá trình khai thác các vỉa khoáng sản than và quặng.

Mục tiêu của các thí nghiệm thực tế trên đây nhằm giải quyết một hoặc đồng thời một số các bài toán dưới đây:

- * Xác định các đặc tính bền của trụ bảo vệ đá;

* Xác định các đặc tính biến dạng cho khối đá;

* Nghiên cứu quá trình biến dạng của các trụ bảo vệ than tại giai đoạn sau giới hạn.

Phần lớn các nhà địa cơ học khi đề ra những nhiệm vụ nghiên cứu trạng thái khối đá đã chỉ giới hạn thử nghiệm trên một số mẫu nhất định (thông thường từ 1 đến 5 mẫu). Bảng 6.1 giới thiệu các kết quả thí nghiệm đã thực hiện và các công thức xây dựng trên cơ sở các thí nghiệm đó tại một số nước trên thế giới.

Tại Hoa Kỳ, các thử nghiệm nén các mẫu lớn tại hiện trường đã được thực hiện lần đầu tiên vào năm 1937. Các thí nghiệm đã thực hiện tại mỏ khai thác than "Pittsburg" nhằm mục đích xác định đặc tính bền và biến dạng cho các mẫu than lớn. Tất cả các mẫu than có hình dạng mặt cắt ngang hình vuông với các cạnh bằng từ 0,8 đến 1,6 m. Tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao của chúng thay đổi trong khoảng từ 0,5 đến 1,0. Các hình khối này được chuẩn bị bằng phương pháp thủ công mà không sử dụng thuốc nổ.

Tại mặt phía trên của mỗi mẫu, người ta lắp đặt các tấm bê tông dày, còn quá trình chất tải đã được tiến hành bằng một hoặc hai kích thủy lực nằm giữa các tấm bê tông và nóc công trình ngầm. Tại mỗi bước thử nghiệm, sự gia tăng tải trọng sẽ được duy trì cho đến thời điểm khi gia số tiếp tục của biến dạng mẫu trở nên không nhận thấy. Tại thời điểm đó, các nhà địa cơ học Hoa Kỳ đã tiến hành nghiên cứu 7 thí nghiệm. Tuy nhiên, tất cả các mẫu đều khác nhau về kích thước. Do đó, bất kỳ mọi sự so sánh giữa chúng với nhau đều không thể tiến hành được. Một số mẫu, tất nhiên không phải tất cả, trong quá trình phá huỷ đã hình thành hệ cấu tạo từ hai hình tháp.

Các tác giả Grinuold X. P., Hawst X. K. và Hartman I. đã tìm ra công thức liên kết độ bền của mẫu với giá trị tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao của chúng (công thức này được đưa ra tại dòng đầu tiên của bảng 6.1). Tuy nhiên, vào năm 1941, chính các nhà địa cơ học đó sau khi dựa trên các kết quả của 5 thí nghiệm khác đã đề xuất một phương trình khác mô tả tại dòng thứ hai của bảng 6.1 [60].

Vào năm 1964, 25 năm sau các thí nghiệm của Grinuold X. P., Hawst X. K. và Hartman I., tại Nhật Bản đã xuất hiện thông báo của Nose M. về 12 thí nghiệm nén mẫu thực hiện tại vùng đập Kurobegava số 4. Mặt cắt ngang của các mẫu đá granit thí nghiệm có dạng hình vuông với các kích thước bằng 1,4x1,8 m, chiều cao bằng 2,8 m. Thử nghiệm được tiến hành nhằm mục đích xác định giới hạn bền chống trượt và mô đun biến dạng của nền đá cứng. Ba mẫu đã thực hiện với thí nghiệm chất tải dọc trục, còn các mẫu khác (9 mẫu) thí nghiệm trong trạng thái chất tải ba trục.

Bảng 6.1. Các công thức tính độ bền của mẫu (trụ bảo vệ) xây dựng từ các thí nghiệm thực hiện trong điều kiện thực tế [60].

Năm, nước	Tác giả đề xuất công thức	S_m	w, m	h, m	w/h	Số mẫu	Công thức (đơn vị đo)
1933÷ 1939 Hoa Kỳ	Grinuold X. P. Hawst X. K. Hartman I.	HV	1,81 ÷ 1,61	0,78 ÷ 1,61	0,50 ÷ 1,03	5	$R_p = 700\sqrt{(w/h)}$ (funt lực/inch-vuông)
1939÷ 1941 Hoa Kỳ	Grinuold X. P. Hawst X. K. Hartman I.	HV	0,30 ÷ 1,07	0,74 ÷ 0,77	0,41 ÷ 1,68	7	$R_p = 700\sqrt{(w/h^2)}$ (funt lực/inch-vuông)
1965÷ 1966 Nam Phi	Bieniawski Z.T.	HV	0,61 ÷ 1,22	0,61 ÷ 1,22	0,50 ÷ 2,00	19	$R_p = (7,6.w^{0,16})/(h^{0,55})$ (MPa); (w và h đo bằng m). ⁽¹⁾
1967÷ 1968 Nam Phi	Bieniawski Z. T.	HV, CN	1,50 ÷ 2,00	0,60 ÷ 2,00	1,00 ÷ 3,10	16	$R_p.R_i = 0,64 +$ $+(0,36.w)/h$. ⁽²⁾
1973 Nam Phi	Cook N. G. U. Bagner X.	HV	0,60 ÷ 2,00	0,86 ÷ 2,00	0,60 ÷ 2,20	12	$R_p = \sqrt{(w/h)}$ (MPa) ⁽³⁾
1973 Nam Phi	Van Heerden V. L.	HV	1,40	0,41 ÷ 1,24	1,14 ÷ 3,39	10	$R_p = 10 +$ $+[(4,2.w)/h]$. (MPa)
1977 Hoa Kỳ	Yong F. Yogamot J. Skelly Y. A.	HV	7,90 ÷ 24,0	1,76	4,48 ÷ 13,6	1	$R_p/R_i = 0,78 +$ $+[(0,22.w)/h]$

Ghi chú: S_m - Mặt cắt ngang của mẫu; w - Chiều rộng của mẫu, m; h - Chiều cao của mẫu, m; w/h - Tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao; HV - Mặt cắt ngang mẫu hình vuông; CN - Mặt cắt ngang của mẫu hình chữ nhật; 1 - Để cho trường hợp $(w/h) < 1$ và $w < 1,5$ m; 2 - Để cho trường hợp $(w/h) > 1$ và $w > 1,5$ m; 3 - Trong trường hợp này có thể sử dụng công thức $R_p = 7 + 4.w/h$, MPa.

Vào năm 1966 đã xuất hiện thông báo của Jahns H. về 4 thí nghiệm nén mẫu kích thước lớn trong điều kiện thực tế tại CHLB Đức với mục đích xác định các đặc tính bền và biến dạng của quặng sắt. Gimm W. A. R., Richter E. và Rosetz G. P. A. (CHLB Đức) cũng đã tiến

hành 2 thí nghiệm để xác định các đặc tính bền, đặc tính biến dạng của mẫu quặng sắt, mẫu đá phiến với mặt cắt ngang bằng khoảng 2 m^2 và chiều cao bằng 1,5 m. Các thí nghiệm đã chỉ ra rằng, đặc tính phân lớp và nứt nẻ của đất đá sẽ có ảnh hưởng tới các đặc tính biến dạng của mẫu.

De Reeper F. đã chế tạo các kích thủy lực có cấu tạo bề mặt rất lớn. Các kích thủy lực này có thể sử dụng để thí nghiệm các mẫu quặng sắt trong điều kiện hiện trường. Diện tích mặt tải của các kích thủy lực này bằng $360 \times 360 \text{ mm}$, chiều dày bằng 30 mm. Dưới áp lực dầu bằng 140 MPa, mỗi kích thủy lực có thể phát triển tải trọng lên đến giá trị bằng 15 MN. Giá trị chuyển dịch (bước chuyển dịch) lớn nhất của kích thủy lực bằng 20 mm. Giới hạn bền nén đơn trục của các mẫu hình khối lập phương quặng sắt có cạnh 1 m sẽ bằng 50 MPa.

Vào năm 1966, tại Ba Lan đã thực hiện các thí nghiệm trên các mẫu lớn nhằm mục đích so sánh các đặc tính bền và đặc tính biến dạng của các loại than tại hai vỉa khác nhau. Các nhà địa cơ học đã tiến hành nghiên cứu 4 mẫu lớn, hai mẫu cho một vỉa. Các mẫu có dạng hình khối mặt cắt ngang hình vuông chiều rộng bằng khoảng 0,65 m, chiều cao bằng khoảng $1,64 \div 2,0 \text{ m}$ (tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao bằng khoảng 0,4).

Vào năm 1967, Bieniawski Z. T. đã tiến hành thực nghiệm nén các mẫu lớn để xác định các đặc tính bền và các đặc tính biến dạng của các trụ bảo vệ than. Bieniawski Z. T. đã giới thiệu kết quả 44 thí nghiệm thực hiện trong giai đoạn 1966-1968 tại các mỏ trên các mẫu than với mặt cắt ngang hình vuông có cạnh bằng $0,5 \div 2,0 \text{ m}$ và chiều cao thay đổi khác nhau. Quá trình thử nghiệm các mẫu với diện tích mặt cắt ngang như nhau đã cho phép khảo sát sự ảnh hưởng của tỷ lệ chiều rộng và chiều cao của mẫu thay đổi trong khoảng giới hạn lớn nhất đến 3,1.

Các mẫu với kích thước theo yêu cầu sẽ được khoan từ các vùng góc của trụ bảo vệ nhờ các máy khoan tổng hợp. Các biến dạng hướng trục và hướng dọc theo hông sẽ được đo bằng các cảm biến tenxomet (cảm biến biến dạng) cố định vào các bề mặt mẫu và các cảm biến hướng trục bố trí tại phần trung tâm mẫu. Quá trình thử nghiệm 44 mẫu với 16 loại kích thước khác nhau đã chỉ ra rằng: độ bền của các mẫu hình khối lập phương sẽ giảm xuống tùy theo mức độ gia tăng các kích thước của chúng. Tuy nhiên, bắt đầu từ “kích thước tới hạn” nào đó bằng khoảng 1,5 m thì độ bền của các mẫu sẽ trở nên không thay đổi.

Từ đây, các kết quả nhận được trong các thí nghiệm trên đây có thể sử dụng trực tiếp để nghiên cứu các trụ bảo vệ bằng đá trên thực tế. Trên cơ sở phân tích các số liệu thực nghiệm, các nhà địa cơ học đã đề xuất các công thức thực nghiệm mô tả sự ảnh hưởng của tỷ số giữa chiều cao và chiều rộng của mẫu đến độ bền của mẫu với chiều rộng nhỏ hơn và lớn hơn 1,5 m. Hai mối quan hệ này đã được thể hiện trên bảng 6.1.

Một phương pháp thực nghiệm độc đáo xác định các đặc tính bền đã được sử dụng tại Hoa Kỳ vào năm 1970 để nghiên cứu khối đá diorit thạch anh (theo Pratt H. R., Black A. D., Brown W. S. và Paker J.). Các mẫu đá được cắt ra bằng ba khe rãnh tạo nên nhờ các lỗ khoan từ mặt lộ nằm ngang. Hai trong số ba mặt khe rãnh trên tạo nên một góc bằng 60° so với mặt phẳng nằm ngang và hình thành các mặt cạnh bên nghiêng cho mẫu. Còn mặt thứ ba (khe rãnh thẳng đứng-vuông góc với các mặt trên đây) sẽ tạo nên mặt đầu của mẫu.

Như vậy, mẫu có dạng hình lăng trụ với mặt đầu có hình tam giác cân. Việc chất tải mặt đầu cho mẫu được thực hiện nhờ hệ thống kích phẳng với các tấm (phiến) chất tải có dạng tam giác cân được lắp đặt vào khe thẳng đứng (mặt đầu lăng trụ). Chiều dài của lăng trụ bằng 2,75 m. Các kích thuỷ lực phẳng cho phép tạo ra ứng suất tới giá trị 34 MPa. Chương trình thí nghiệm 10 mẫu như vậy trong điều kiện thực tế đã được bổ sung thêm 13 thí nghiệm trong phòng.

Từ thí nghiệm trên, các nhà địa cơ học đã rút ra kết luận: khi gia tăng kích thước mẫu đá diorit, giá trị độ bền (đo được) của nó sẽ giảm xuống 10 lần. Ngoài ra, bắt đầu từ giá trị kích thước bằng 0,9 m thì giá trị giới hạn bền của mẫu đá sẽ tiến tới giá trị tiệm cận không đổi. Điều này cũng đồng nhất với các số liệu thu được từ các thí nghiệm trên mẫu than trước đó.

Cook N. G. W., Hodgson K., Hojem J. P. M. đã xây dựng phương pháp thử nghiệm nhằm xác định các đường cong toàn phần ứng suất-biến dạng cho các trụ than bảo vệ. Mỗi kích thuỷ lực có khả năng gia tăng tải trọng lên đến giá trị 4,5 MN đã được liên kết với hệ thống bơm dầu riêng của mình (áp lực dầu lớn nhất bằng 100 MPa). Diện tích chất tải của mỗi kích thuỷ lực bằng kích thước 300x300 mm. Giá trị chuyển dịch của kích thuỷ lực bằng 200 mm. Sau khi đạt được trạng thái sao cho tất cả các máy bơm đã bơm được một thể tích dầu giống nhau, các nhà địa cơ học có thể đảm bảo được mức độ đồng đều cho chuyển dịch của các mặt chất tải trong suốt thời gian thực hiện thí nghiệm. Thiết bị chất tải được thiết kế bằng phương pháp sao cho thể tích chất lỏng trong hệ thuỷ lực là nhỏ nhất và như vậy sẽ làm gia tăng độ cứng cho hệ chất tải. Lần đầu tiên trong các thí nghiệm thực tế đã nhận được các đường cong toàn phần ứng suất-biến dạng để cho các mẫu than lớn. Tuy nhiên, do công suất của các thiết bị chất tải không đủ lớn, cho nên các thử nghiệm này đã không thể đạt được việc phá huỷ hoàn toàn các mẫu (mẫu có chiều rộng lớn hơn chiều dài và lớn hơn chiều cao 2,2 lần).

Van Heerden W. L. đã hoàn thiện phương pháp thí nghiệm với biến dạng không đổi trên đây. Điều này cho phép ông nhận được tải trọng lớn hơn. Tại mặt trên của mỗi mẫu các nhà địa cơ học tiến hành lắp

đặt những khối bê tông lớn. Tính chất của các khối bê tông đã được chọn sao cho chúng có thể mô hình hoá đại lượng phản lực hông tại nóc lò như trong trường hợp các trụ than bảo vệ làm việc trên thực tế. Quá trình lựa chọn phương pháp thực hiện phản lực đó đã được tiến hành trên cơ sở sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn để phân tích quy luật phân bố ứng suất trong các mẫu than có mặt cắt ngang bằng $1,4 \times 1,4$ m với độ cao thay đổi. Trong đó, tỷ lệ giữa chiều rộng mẫu và chiều cao của nó thay đổi trong giới hạn đến 3,4. Các mẫu sẽ được chắt tải trong khối đá đến trạng thái phá huỷ hoàn toàn. Từ đây, các nhà địa cơ học sẽ thu được các đường cong ứng suất-biến dạng toàn phần. Trên cơ sở các kết quả thử nghiệm 10 mẫu, Van Heerden W. L. đã đề xuất công thức để tính toán giới hạn bền cho mẫu.

Các nhà địa cơ học trên thế giới đã chỉ ra rằng, mô đun đàn hồi của các mẫu than không phụ thuộc vào tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao của chúng. Còn trong giai đoạn biến dạng sau giới hạn, giá trị tương ứng (được xác định theo góc nghiêng của đường cong ứng suất-biến dạng sau khi mẫu không còn bền vững) sẽ giảm xuống tùy theo mức độ gia tăng của tỷ lệ đó. Giá trị này sẽ trở nên không đổi và bằng 500 MPa (0,5 GPa) khi các giá trị của tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao của mẫu lớn hơn 3,5.

Các số liệu đã được công bố về những kết quả thí nghiệm hiện trường trong phần lớn các trường hợp đã chứng minh rằng, tùy thuộc vào khu vực khảo sát khác nhau có thể xảy ra sự thay đổi lớn các kết quả xác định chỉ tiêu bền cho các mẫu đất đá có kích thước lớn. Rất nhiều thí nghiệm thực tế thực hiện tại các vỉa than khác nhau tại CHLB Nga cho thấy, giới hạn bền của các vỉa than trong khối thay đổi trong khoảng từ 2,45 đến 17,65 MPa. Sau khi xác định độ bền nén cho trụ than bảo vệ, Jaeger J. C. và Cook N. G. W. đã rút ra kết luận, phản lực hông tác dụng lên phần phía trên và phần phía dưới của các mẫu thí nghiệm có vai trò vô cùng quan trọng. Tuy nhiên, các thí nghiệm tiến hành muộn hơn đã cho thấy, mặc dù phản lực hông là yếu tố quan trọng, nhưng sự ảnh hưởng của nó có thể không thể hiện rõ ràng do các nguyên nhân: sự phân tán của các số liệu thí nghiệm; sự khác nhau trong cấu trúc của các mẫu lớn ngay trong giới hạn của cùng một vỉa khoáng sản.

Vào năm 1977, Wang F. D., Skelly W. A., Wolgamott J. thuộc Trường đại học Mỏ Colorado Hoa Kỳ đã thực hiện một số thí nghiệm trong điều kiện thực tế với quy mô lớn nhất. Những thí nghiệm này đã được thực hiện tại vỉa than "Pohokontas số 3" thuộc vùng phía nam bang Virginia. Trong quá trình thí nghiệm trên, trụ bảo vệ mặt cắt ngang hình vuông (chiều rộng 24 m, chiều cao 2,3 m) sẽ được cắt dần cho tới thời điểm chiều rộng giảm xuống đến 7,9 m. Việc phân tích tất cả các thay đổi của trạng thái ứng suất và đánh giá trường ứng suất ban đầu đã cho

phép xác định giới hạn bền của trụ bảo vệ trong trạng thái ban đầu ($20 \div 21,4$ MPa) và tìm ra công thức tính toán tương ứng (bảng 6.1). Hệ số an toàn trong trường hợp này có thể thay đổi trong khoảng từ 1,5 đến 2,0.

Những nghiên cứu các mẫu than lớn trong khối đã chỉ ra rằng, theo nguyên tắc sự phá huỷ của trụ bảo vệ liên quan tới các nguyên nhân: quá trình mở từ từ của các khe nứt theo thớ chế thẳng đứng; sự tách rời của các phần mép (biên) của trụ bảo vệ. Sự phá huỷ của các trụ bảo vệ đã được điều khiển trong quá trình nghiên cứu. Tại đây không có đặc tính phá huỷ đột ngột. Quá trình phá huỷ đã xuất hiện dưới dạng phá hoại dần dần độ liên khối của trụ bảo vệ. Kết quả của quá trình đó sẽ hình thành một vật thể đối xứng cấu tạo từ hai hình chóp tại giai đoạn cuối của thí nghiệm. Kết quả này tương tự như hiện tượng phá huỷ mẫu đá khi nén đơn trục (xem mục 2.3). Tại giai đoạn này, mẫu bị phá huỷ hoàn toàn và khi quá trình chất tải đạt tới những giá trị nhất định thì các mẫu (cục) vật liệu bị bóc, tách, rời nhỏ có thể lấy ra ngay tại phần giữa của chúng. Đại lượng biến dạng hướng trục toàn phần đã đạt giá trị bằng khoảng 20 mm, còn độ bền dư của các mẫu bằng khoảng 1 MPa.

Các nhà địa cơ học nhận thấy, tại các giá trị tải trọng lớn nhất thường xuất hiện các hiệu ứng âm thanh tăng dần ("tiếng kêu" của mẫu), thỉnh thoảng tại đây có kèm theo những bắn phá đá lớn (hiện tượng nổ đá). Tuy nhiên, hiện tượng này xảy ra không thường xuyên. Đôi khi, ngay sau sự biến mất độ bền của mẫu tại đây có thể chỉ quan sát thấy sự hình thành hiện tượng tróc (bóc) lớp vỏ đá tổng thể bên ngoài. Dấu hiệu chủ yếu để đạt được trạng thái ứng suất tới hạn chính là hiện tượng giảm ứng suất trong hệ thống nén ép thủy lực. Hiện tượng này hoàn toàn không mang tính đột biến mà phải phụ thuộc vào tỷ lệ giữa độ cứng của mẫu và thiết bị chất tải.

Ưu điểm đặc biệt của phương pháp chất tải với chương trình biến dạng định trước chính là sự ổn định của các thí nghiệm tạo nên nhờ loại trừ được hiện tượng lắc của mẫu. Với sự giúp đỡ của các thí nghiệm trên đây, có thể dễ dàng xây dựng các đường cong ứng suất-biến dạng toàn phần cho các mẫu có tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao bằng 5,0 cũng như mô hình hoá được sự tác dụng của phản lực hông một cách tương đối dễ dàng.

Các nhà địa cơ học cũng nhận thấy, các phần biên của trụ bảo vệ chỉ có khả năng chịu được một giá trị tải trọng tương đối nhỏ. Tuy nhiên, chúng có thể đảm bảo tạo nên phản lực hông để nâng cao độ bền cho phần trung tâm của trụ bảo vệ. Các thí nghiệm cũng cho thấy, khi chiều rộng và chiều cao không đổi thì giá trị độ bền của trụ bảo vệ có mặt cắt ngang hình vuông có thể lớn hơn giá trị độ bền của trụ bảo vệ có mặt cắt ngang hình chữ nhật một đại lượng bằng khoảng 40%. Điều này được

giải thích bằng nguyên nhân: chu vi của các trụ bảo vệ hình chữ nhật có kích thước nhỏ hơn. Các kết quả nghiên cứu đã chứng minh rằng, sự phá huỷ của các trụ bảo vệ dài hình chữ nhật (có chiều rộng lớn hơn chiều cao 10 lần) khó có thể xảy ra, ngoại trừ các trường hợp khi các phần phía trên hoặc các phần phía dưới của chúng đã được cắt rời.

Sau khi nghiên cứu bảng 6.1, các nhà địa cơ học đã đề xuất hai loại phương trình mô tả các kết quả thí nghiệm cho các mẫu lớn như sau [60]:

* Phương trình loại thứ nhất có dạng:

$$S = A + B \cdot \left(\frac{w}{h} \right) \quad (6.5)$$

Tại đây: S - Giới hạn bền của mẫu lớn thí nghiệm; w và h - Chiều rộng và chiều cao tương ứng của mẫu có mặt cắt ngang hình vuông; A và B - Các hằng số có đơn vị đo (thứ nguyên) trùng với đơn vị đo (thứ nguyên) của giới hạn bền S (theo nguyên tắc chúng được đo bằng MPa). Đại lượng (A+B) đặc trưng cho độ bền của mẫu hình khối lập phương.

* Phương trình loại thứ hai được viết dưới dạng:

$$S = k \cdot \left(\frac{w^a}{h^b} \right) \quad (6.6)$$

(trường hợp riêng $S = k \cdot \sqrt{(w/h)}$ khi $a=b=0,5$). Tại đây: S, w và h - Tương tự như các giá trị trong phương trình (6.5); a và b - Các hằng số không thứ nguyên; k - Hằng số có thứ nguyên giống như "S" nhân với một đơn vị chiều dài và có số mũ bằng (b-a), điều này trong hệ đo lường quốc tế SI tương ứng sẽ là $\text{MPa} \cdot \text{m}^{(b-a)}$. Giá trị "k" có ý nghĩa vật lý như là giới hạn bền của mẫu hình khối lập phương với cạnh có chiều dài đơn vị chỉ trong trường hợp nếu $a=b$ (đại lượng k đặc trưng cho độ bền của mẫu hình khối lập phương có cạnh bằng đơn vị cho bất kỳ giá trị nào của a và b). Tuy nhiên, nếu chiều dài cạnh của mẫu không bằng đơn vị thì hằng số "k" có nghĩa như trên chỉ xảy ra khi $a=b$.

Phương trình (6.6) còn có thể biểu diễn dưới dạng:

$$S = k \cdot \left[\frac{(w/d)^a}{(h/d)^b} \right] \quad (6.7)$$

Tại đây: d - Chiều dài của cạnh hình khối lập phương ($w=h$). Nếu $w=h=d$ thì phương trình trên đây sẽ dẫn đến đẳng thức $S=k$, và như vậy, hằng số "k" sẽ đặc trưng cho độ bền của mẫu hình khối lập phương có cạnh bằng chiều dài đơn vị.

Các nhà địa cơ học nhận thấy, việc sử dụng công thức (6.5) có ưu thế hơn so với công thức (6.6). Từ đây, các nhà địa cơ học đã đề xuất sử

dụng phương trình (6.5) để tính toán giới hạn bền của các mẫu lớn trong khối với tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao mẫu đạt tới giá trị bằng 5. Hiệu ứng kích thước (hiệu ứng tỷ lệ) trong các mẫu này không còn xuất hiện trên thực tế.

Các nhà địa cơ học đã chỉ ra, để tăng thêm tính đại diện cho các kết quả nghiên cứu thực nghiệm (nghĩa là, chúng có thể sử dụng không chỉ cho khu vực tiến hành thí nghiệm) cần phải chuyển đổi phương trình (6.5) vào dạng không thứ nguyên. Dễ dàng nhận thấy, các số liệu đặc tính bền của than thu được từ các mỏ than khác nhau được sắp xếp trong biểu đồ dưới dạng gần với một đường thẳng xác định thông qua phương trình [60]:

$$\frac{R}{R_1} = 0,64 + 0,36 \cdot \left(\frac{w}{h} \right). \quad (6.8)$$

Tại đây: R - Giới hạn bền của mẫu thí nghiệm; R_1 - Giới hạn bền của mẫu lập phương có cùng một chiều rộng.

Ưu điểm của công thức trên đây là: thông qua giá trị của R_1 trong công thức các nhà địa cơ học đã có thể xét tới sự ảnh hưởng của các tính chất khác nhau của các vỉa than khác nhau. Do đó, nếu giá trị R_1 được xác định bằng các kết quả thí nghiệm trên các mẫu hình khối lập phương có kích thước bằng kích thước “tới hạn” hoặc lớn hơn chúng thì các nhà địa cơ học có thể sử dụng công thức này để tính toán cho các trụ than bảo vệ thực tế. Có thể dự đoán rằng, độ bền của các mẫu than lớn có mặt cắt ngang hình vuông sẽ có giá trị tương ứng như đối với các mẫu than lớn có mặt cắt ngang chữ nhật có cạnh bằng chiều rộng hình vuông $w_c = [(4A)/C]$. Tại đây: A - Diện tích mặt cắt ngang, C - Chu vi. Kết luận này có thể so sánh với các kết quả thí nghiệm trong phòng và đã chứng minh rằng, độ bền của mẫu than hình vuông được xác định không phải bằng căn bậc hai diện tích mặt cắt ngang của chúng mà phải bằng giá trị cạnh nhỏ nhất của mặt cắt ngang này.

6.5. Độ bền của trụ bảo vệ

Các nghiên cứu thực nghiệm trên đá và than đã chứng minh rằng, cùng với sự gia tăng các kích thước của mẫu, độ bền của chúng cũng sẽ giảm xuống. Trong các tính toán thực tế cho trụ bảo vệ, khái niệm “kích thước tới hạn” liên quan tới độ bền của khối đá có vai trò đặc biệt quan trọng. Kích thước tới hạn này sẽ được xác định như chiều rộng của mẫu, bắt đầu từ giá trị đó sự gia tăng tiếp theo của nó sẽ không dẫn đến việc suy giảm đáng kể độ bền của mẫu.

Một số tác giả khác trên thế giới đã xác nhận sự tồn tại của hiện tượng “kích thước tới hạn” cho các dạng đất đá mỏ khác nhau.

Bieniawski Z. T. đã chứng minh rằng, kích thước tới hạn của mẫu than hình khối lập phương khai thác tại Cộng hoà Nam Phi bằng 1,5 m. Đối với than khai thác tại vùng phía tây Hoa Kỳ, kích thước tới hạn của mẫu bằng 0,9 m. Trong trường hợp tổng quát để tính toán kỹ thuật thực tế, các nhà địa cơ học có thể lấy kích thước tới hạn của mẫu than bằng 0,9 m. Vai trò rõ rệt của hiệu ứng “kích thước tới hạn” thể hiện ở chỗ, giá trị giới hạn bền được xác định trên các mẫu kích thước tới hạn có thể trực tiếp xem như giá trị giới hạn bền của trụ than bảo vệ sử dụng trên thực tế.

Sự khác biệt giữa đặc tính bền của các mẫu thí nghiệm kích thước nhỏ thử nghiệm trong điều kiện trong phòng và đặc tính bền của các trụ bảo vệ thực tế được đặc trưng bằng “hiệu ứng tỷ lệ” (hiệu ứng kích thước). Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra rằng, các đặc tính của than nhận được từ các thí nghiệm trên các mẫu trong phòng thí nghiệm có thể áp dụng một cách tương đối tốt khi chuyển đổi sang điều kiện thực tế bằng cách sử dụng phương trình:

$$R_1 = \left(\frac{k}{\sqrt{36}} \right) \quad (6.9)$$

cho các trụ bảo vệ hình khối lập phương với chiều cao h lớn hơn 0,9 m, hoặc phương trình:

$$R_1 = \left(\frac{k}{\sqrt{h}} \right) \quad (6.10)$$

cho các trụ bảo vệ hình khối lập phương với chiều cao nhỏ hơn 0,9 m.

Trong hai phương trình (6.9), (6.10) trên đây, hằng số “ k ” cần phải được xác định cho vật liệu cấu tạo nên trụ bảo vệ thực tế theo công thức:

$$k = R_{n.m} \sqrt{D}. \quad (6.11)$$

Tại đây: $R_{n.m}$ - Giới hạn bền nén đơn trục của các mẫu đá mỏ trong những điều kiện thí nghiệm trong phòng; D - Chiều dài (đo bằng inch) của cạnh mẫu hình khối lập phương hoặc đường kính của mẫu hình khối trụ. Các nhà địa cơ học đã chỉ ra rằng, trong trường hợp khi giá trị D bị giới hạn trong khoảng 50÷100 mm, mặc dù kết quả thí nghiệm trong phòng đối với các mẫu hình khối lập phương hoặc hình trụ tròn có khác nhau, nhưng sự khác biệt này không có ý nghĩa lớn để cho các ứng dụng trên thực tế.

Hiện nay, các nhà địa cơ học trên thế giới đã đề xuất nhiều công thức khác nhau để tính toán độ bền cho trụ bảo vệ.

6.5.1. Phương pháp Obert-Duvall-Young

Trên cơ sở thí nghiệm các mẫu đá cứng trong phòng thí nghiệm và sử dụng lý thuyết của Obert L. và Duvall W. I., các nhà địa cơ học đã tìm ra mối tương quan sau đây [60]:

$$R_p = R_l \left[0,778 + 0,222 \left(\frac{w}{h} \right) \right] \quad (6.12)$$

Tại đây: R_p - Giới hạn bền của trụ bảo vệ; R_l - Giới hạn bền nén đơn trục của mẫu hình khối lập phương (khi $w/h=1$); w và h - Chiều rộng và chiều cao của trụ bảo vệ.

Từ các điều kiện trường ứng suất trọng trường, theo Obert L. và Duvall W. I., phương trình (6.12) có thể áp dụng được khi giá trị tỷ số (w/h) thay đổi trong khoảng từ 0,25 đến 4,0. Trên cơ sở quá trình phân tích ngược những biểu hiện cụ thể của áp lực mỏ và thông tin về tính chất của khối đá thu được từ các thí nghiệm trong phòng, các nhà địa cơ học đã xác định những hệ số an toàn tương ứng bằng 2 và 4 cho độ ổn định tạm thời và độ ổn định dài lâu của trụ bảo vệ. Về bản chất, hệ số an toàn này sẽ xác định việc tính toán lại các giá trị độ bền cho mẫu đá thí nghiệm trong phòng (vật liệu đá) để có thể áp dụng cho các điều kiện thực tế ngoài trời (cho các khối đá).

Vào năm 1975 một nhóm các nhà nghiên cứu thuộc Viện Mỏ Colorado đã tiến hành những thí nghiệm thực tế cho trụ than bảo vệ của một trong các mỏ vùng Đông Virginia. Trong quá trình thử nghiệm, các kích thước trụ bảo vệ đã được giảm xuống đến giá trị khi bắt đầu xảy ra hiện tượng phá huỷ trong chúng. Tại đây, các nhà địa cơ học đã xác định độ bền cho trụ bảo vệ.

Vào năm 1977, Wang F. D., Skelly W. A. và Wollgamott J. đã đề xuất công thức trùng với công thức (6.12), và đã xác định R_l như là giới hạn bền của mẫu hình khối lập phương có kích thước tới hạn hoặc kích thước lớn. Họ đã đề xuất ý tưởng sử dụng các giá trị của hệ số an toàn nằm trong khoảng từ 1,5 đến 2,0.

Những nghiên cứu trên đây đã có ý nghĩa quan trọng do một loạt nguyên nhân. Thứ nhất, phương trình (6.12) đã được sử dụng để cho các vỉa than. Thứ hai, tích số R_l được xác định có xét tới hiệu ứng tỷ lệ (hiệu ứng kích thước). Và cuối cùng, các nhà địa cơ học đã xác nhận được rằng, phương trình này hoàn toàn có thể áp dụng khi các tỷ số (w/h) đạt tới giá trị bằng 8,0.

6.5.2. Phương pháp Holland-Gaddy

Sau khi tiếp tục phát triển các công trình nghiên cứu của Gaddy F. L., Holland C. T. đã đề xuất công thức sau đây [60]:

$$R_p = k \left(\frac{\sqrt{w}}{h} \right) \quad (6.13)$$

Tại đây: k - Hệ số Gaddy xác định theo công thức (6.11); w và h - Các kích thước của trụ bảo vệ, inch; R_p - Giới hạn bền của trụ bảo vệ, (funt-lực)/(inch vuông).

Để tính toán các trụ bảo vệ than, Holland C. T. đề nghị đưa vào hệ số an toàn thay đổi trong khoảng từ 1,8 đến 2,2 (giá trị trung bình bằng 2,0). Công thức này có thể áp dụng được khi tỷ số (w/h) có các giá trị thay đổi từ 2 đến 8. Holland C. T. cũng chứng minh rằng, có thể thực hiện các tính toán trong các trường hợp, khi (w/h) bằng 9÷10. Tuy nhiên, tại đây kết quả đánh giá độ bền của trụ bảo vệ thực tế sẽ bị giảm xuống do trong công thức chưa xét tới sự ảnh hưởng quan trọng của phản lực hông.

6.5.3. Phương pháp Holland

Vào năm 1973, Holland C. T. đã đề xuất một công thức khác để tính toán độ bền cho trụ than bảo vệ [60]:

$$R_p = R_1 \cdot \left(\sqrt{\frac{w}{h}} \right) \quad (6.14)$$

Tại đây: R_1 - Giới hạn bền của trụ bảo vệ hình khối lập phương ($w=h$). Trên thực tế, giá trị R_1 có thể xem như giới hạn bền của các mẫu than có kích thước tới hạn và tương ứng sẽ xác định theo công thức (6.9).

6.5.4. Phương pháp Salamon-Munro

Salamon M. D. G. và Munro A. H. đã nghiên cứu trạng thái của một loạt các trụ than bảo vệ bị phá huỷ và không bị phá huỷ tại các mỏ thuộc Cộng hoà Nam Phi. Trên cơ sở phân tích các kết quả nghiên cứu, hai ông đã đề xuất mối quan hệ có dạng sau đây để xác định độ bền cho trụ bảo vệ có mặt cắt ngang hình chữ nhật [60]:

$$R_p = (k \cdot h^\alpha \cdot w^\beta) \quad (6.15)$$

Các hằng số trong phương trình (6.15) sẽ được xác định từ quá trình phân tích thống kê các số liệu thể hiện những kinh nghiệm của quá trình thi công thực tế. Salamon M. D. G. và Munro A. H. đã tiến hành thử nghiệm 125 trường hợp cụ thể, trong đó có 98 trụ bảo vệ có khả năng chịu được sự tác dụng của tải trọng tiếp theo và 27 trụ bảo vệ đã bị phá huỷ (phá huỷ xảy ra trong giai đoạn thực hiện nghiên cứu khảo sát). Trong quá trình xây dựng công thức để tính toán độ bền cho trụ bảo vệ, hai nhà địa cơ học đã giả thiết rằng, các kích thước của trụ bảo vệ (chịu được tải trọng và không bị phá huỷ) rất an toàn, trong khi đó chiều rộng của các trụ bảo vệ bị phá huỷ có kích thước quá nhỏ. Kết quả, các nhà địa cơ học sẽ nhận được công thức sau đây:

$$R_p = 1320 \cdot \left(\frac{w^{0,46}}{h^{0,66}} \right) \quad (6.16)$$

Tại đây: R_p - Giới hạn bền của trụ bảo vệ, funt-lực/inch vuông; w và h - Kích thước của mẫu, funt. Khi sử dụng công thức này, nên đưa vào hệ số an toàn bằng 1,6 với khả năng giới hạn thay đổi trong khoảng 1,35÷1,88.

Trong hệ đơn vị đo bằng mét, phương trình (6.16) có dạng:

$$R_p = 7,2 \cdot \left(\frac{w^{0,46}}{h^{0,66}} \right) \quad (6.17)$$

Tại đây: R_p - Giới hạn bền của trụ bảo vệ, MPa; w và h - Kích thước của mẫu, m.

Bảng 6.2.

N ^o	Thông số của công nghệ khai thác	Trụ bảo vệ không bị phá huỷ	Trụ bảo vệ bị phá huỷ
1	Độ sâu, m	20÷220	21÷192
2	Chiều dày của vỉa, m	1,2÷5,0	1,5÷5,5
3	Chiều rộng của trụ bảo vệ, m	2,7÷21,0	3,4÷16,0
4	Mức độ khai thác, %	37÷89	45÷91
5	Tỷ số giữa chiều rộng và chiều cao	1,2÷8,8	0,9÷3,6
6	Hình dạng mặt cắt ngang của trụ bảo vệ	Hình vuông	Hình vuông

Công thức thực nghiệm (6.16) đã được xây dựng cho các điều kiện các mỏ thuộc Cộng hoà Nam Phi và thể hiện những số liệu về độ bền trung bình của trụ bảo vệ trong toàn bộ đất nước. Do tại Cộng hoà Nam Phi xảy ra sự thay đổi lớn về các chỉ tiêu bền của than tại các mỏ than khác nhau, cho nên hiện nay, các nhà địa cơ học thường xuyên phải làm chính xác hoá công thức Salamon M. D. G. và Munro A. H. theo hai hướng sau đây:

* Trong công thức tính toán các nhà địa cơ học sẽ đưa vào không phải là độ bền trung bình của than theo toàn đất nước, mà là các giá trị cụ thể cho từng mỏ;

* Công thức (6.16) chỉ sử dụng trong các trường hợp khi tỷ số (w/h) đạt tới giá trị lớn hơn hoặc bằng 5. Lời giải vấn đề đầu tiên của các bài toán trên đây dễ dàng nhận được nhờ các phương trình (6.9) và (6.10).

Tương tự như tất cả các quy luật thực nghiệm khác, các công thức tính toán đã đề xuất trên đây chỉ có thể sử dụng trong các khoảng biến

thiên của các thông số tương ứng mà tại đó chúng được xây dựng. Trên thực tế, công thức của Salamon M. D. G. và Munro A. H. chỉ nên áp dụng cho những khoảng biến thiên thông số thể hiện trên bảng 6.2.

6.5.5. Phương pháp tính độ bền cho trụ bảo vệ từ các thử nghiệm thực tế

Tại Hoa Kỳ, những thử nghiệm về các trụ bảo vệ có kích thước lớn đã được tiến hành nghiên cứu lần đầu tiên vào giai đoạn 1933÷1941. Nhiều thí nghiệm đã được thực hiện tại Cộng hoà Nam Phi trong giai đoạn 1965÷1973.

Thí nghiệm trên trụ bảo vệ có kích thước lớn được thực hiện vào năm 1977 tại Hoa Kỳ. Tại đây, các nhà địa cơ học đã tiến hành nghiên cứu trụ bảo vệ có chiều rộng bằng 24 m làm việc trong điều kiện thực tế. Kết quả của tất cả các công tác đó đã cho phép đề xuất những công thức khác nhau để tính toán độ bền cho trụ bảo vệ. Các công thức đó được giới thiệu trên bảng 6.1. Hình H.6.4 cho thấy kết quả so sánh các số liệu thực nghiệm thu được từ các thí nghiệm thực tế trên các mẫu lớn với các kết quả tính toán hiệu ứng tỷ lệ theo công thức của Protodiyakonov M. M. Sự ảnh hưởng của hình dạng của các mẫu than theo các số liệu của các thí nghiệm thực tế đã được thực hiện tại Hoa Kỳ và Cộng hoà Nam Phi thể hiện trên hình H.6.5 [60].

Để cho các kết quả nhận được từ các thí nghiệm thực tế có thể mang ra áp dụng trong trường hợp tổng quát (nghĩa là, không chỉ cho khu vực thực hiện các nghiên cứu thực nghiệm), các công thức tính toán độ bền cho trụ bảo vệ cần phải được thay đổi và đưa ra dưới dạng thông thường. Ví dụ, dạng đầu tiên của công thức tìm ra cho mỏ than Vitbank:

$$R_p = 400 + 220 \left(\frac{w}{h} \right), \text{ (funt-lực)/(inch-vuông)} \quad (6.18)$$

có thể biến đổi vào dạng không thứ nguyên:

$$R_p = 620 \left[0,64 + 0,36 \left(\frac{w}{h} \right) \right]. \quad (6.19)$$

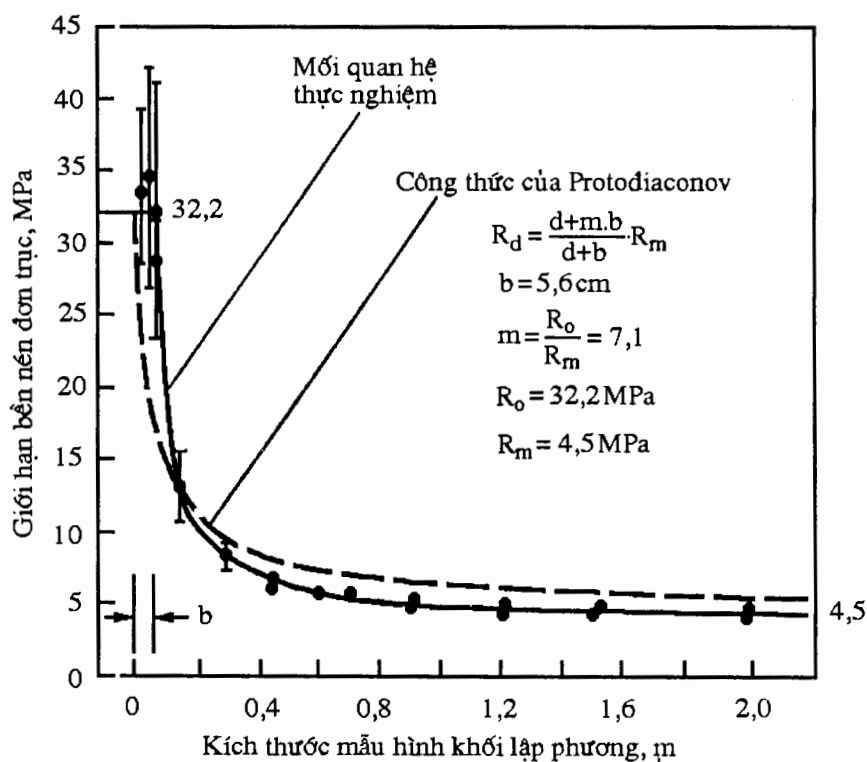
Tại đây: $R_1 = 620$ (funt-lực)/(inch-vuông) - Giới hạn bền của mẫu than có kích thước tới hạn để cho vỉa than Vitbank.

Như vậy, các nhà địa cơ học có thể nhận được phương trình bình thường dưới dạng tổng quát [59]:

$$R_p = R_1 \left[0,64 + 0,36 \left(\frac{w}{h} \right) \right]. \quad (6.20)$$

Tại đây: R_p - Giới hạn bền của trụ bảo vệ; w và h - Chiều rộng và chiều cao của trụ bảo vệ; R_1 - Giới hạn bền của mẫu hình khối lập phương có

kích thước tới hạn hoặc kích thước lớn (ví dụ, để cho than thì kích thước này bằng khoảng 1 m).

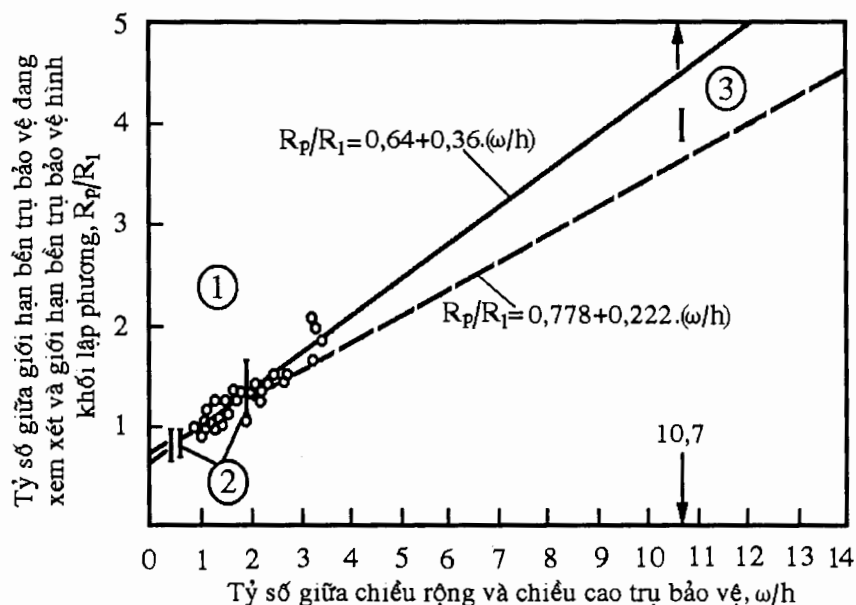


H.6.4. So sánh các kết quả tính toán độ bền của các mẫu lớn theo công thức của Protodiyakonov M. M. và các số liệu thực nghiệm thực hiện tại hiện trường ở Hoa Kỳ (theo [60]).

Khả năng áp dụng của tỷ lệ này đã được chứng minh bằng các kết quả thử nghiệm thực tế của 66 mẫu than lớn với sự thay đổi của các giá trị tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao từ 0,5 đến 3,4 (hình H.6.5). Trên hình H.6.5: 1 - Số liệu thực nghiệm của Bieniawski Z. T. và Van Heerden; 2 - Số liệu thí nghiệm trong phòng cho vỉa Pocohontas số 5 Hoa Kỳ; 3 - Số liệu thí nghiệm trong điều kiện thực tế cho vỉa Pocohontas số 5 Hoa Kỳ; R_p/R_1 - Tỷ số giữa độ bền trụ bảo vệ thí nghiệm và độ bền của trụ bảo vệ hình khối lập phương; w/h - Tỷ số giữa chiều rộng "w" và chiều cao "h" của mẫu thử nghiệm.

Nếu giá trị R_1 đặc trưng cho độ bền của khối đá thì công thức giới thiệu trên đây có thể áp dụng để tính toán cho trụ bảo vệ bất kỳ. Holland

C. T. đã nhận xét, đối với điều kiện các vỉa than của Hoa Kỳ, hệ số an toàn trong công thức này phải lấy bằng 2.



H.6.5. Sự ảnh hưởng của đại lượng tỷ số giữa chiều rộng và chiều cao mẫu đến giới hạn bền nén đơn trục của các trụ than bảo vệ (theo [60]).

Bảng 6.3. Giới hạn thay đổi của các thông số hệ thống khai thác buồng cột tại các mỏ than của Hoa Kỳ.

Nº	Thông số công nghệ khai thác	Các giới hạn thay đổi	Ví dụ đặc trưng
1	Độ sâu khai thác tính từ mặt đất, m	25÷480	150
2	Chiều dày vỉa (chiều cao trụ bảo vệ), m	1,0÷4,5	2
3	Chiều rộng công trình ngầm, m	3,7÷8,2	4,8÷6,1
4	Chiều rộng trụ bảo vệ, m	5,0÷23	15
5	Chiều dài trụ bảo vệ, m	6,1÷27	20
6	Tỷ số giữa chiều rộng và chiều cao	2÷16	8,0
7	Tỷ số giữa chiều dài và chiều rộng	1÷3	1,25
8	Mức độ khai thác, %	25÷85	50

Cần nhấn mạnh rằng, công thức (6.20) chỉ đúng để cho các trụ bảo vệ có kích thước lớn hơn các kích thước tới hạn (để cho than thì kích thước này bằng 1 m) và tỷ số giữa chiều rộng và chiều cao trụ bảo vệ không nhỏ hơn 1. Đối với trường hợp $(w/h) < 1$ và mẫu có kích thước nhỏ hơn thì cần phải tiến hành tính toán theo các công thức khác. Ngoài ra, nếu chiều rộng của trụ bảo vệ lớn hơn chiều cao của nó 10 lần hoặc lớn hơn nhiều hơn nữa thì công thức này sẽ cho ra giới hạn bền với các giá trị bị hạ thấp xuống.

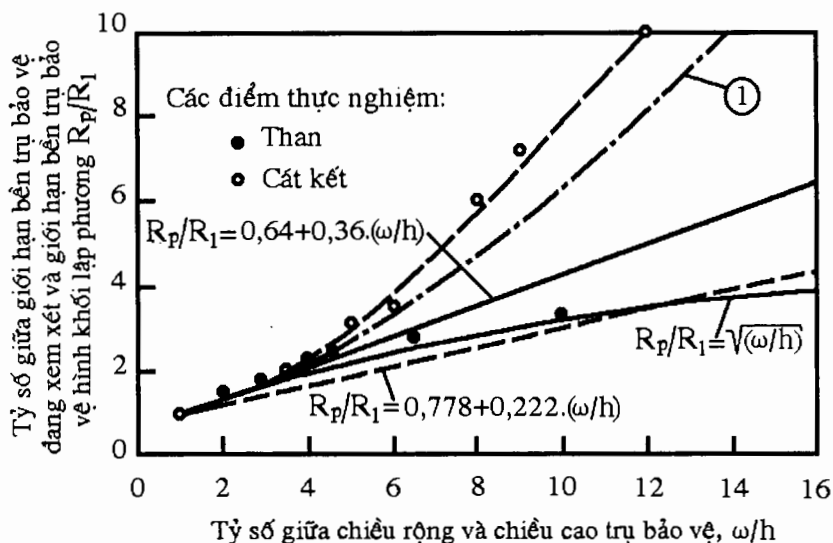
Bieniawski Z. T. đã phân tích kích thước của các trụ bảo vệ và khẩu độ (chiều rộng) của các công trình ngầm trong các mỏ than của Hoa Kỳ (đã xem xét 171 trường hợp trụ bảo vệ ổn định, 23 trường hợp trụ bảo vệ bị phá huỷ và 58 trường hợp sụt lở nóc công trình), xem xét tổng quan các phương pháp tính toán được sử dụng hiện nay (bảng 6.3) và đã chỉ ra rằng, các giá trị phù hợp nhất của hệ số an toàn khi sử dụng công thức (6.20) trong điều kiện hệ thống khai thác buồng-cột cho các vỉa than phải nằm trong khoảng $1,5 \div 2,0$. Các nhà địa cơ học cũng lưu ý rằng, giới hạn của các giá trị trên đây cũng chỉ mang tính định hướng. Trên thực tế, cần phải xét tới kinh nghiệm khai thác trong khu vực cụ thể cũng như đặc điểm về sự cần thiết phải đảm bảo độ bền tạm thời hay độ bền dài lâu cho trụ bảo vệ.

6.5.6. So sánh các công thức tính độ bền cho trụ bảo vệ

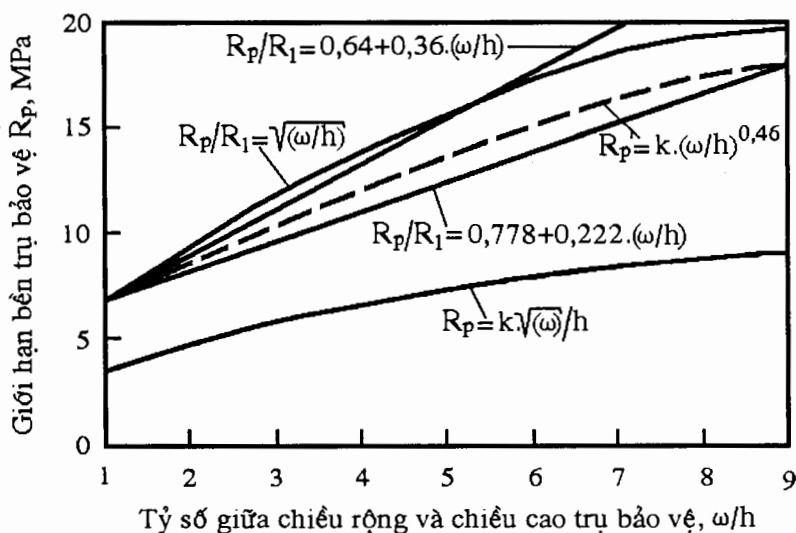
Trong số các công thức tính toán trụ bảo vệ đã biết ở các nước Phương Tây có 5 công thức thông dụng nhất. Sự phụ thuộc giữa độ bền quy đổi của trụ bảo vệ và giá trị tỷ lệ giữa chiều rộng với chiều cao của nó trong mỏ Pittsburg được mô tả trên hình H.6.6: 1 - Quy luật phụ thuộc lý thuyết với góc ma sát trong bằng 10° . Các mối quan hệ tương ứng để cho các giá trị tuyệt đối của giới hạn bền được mô tả trên hình H.6.7.

Các đồ thị cho thấy, trong những trường hợp khi chiều rộng trụ bảo vệ lớn hơn nhiều lần chiều cao của chúng thì các giá trị thấp nhất của giới hạn bền sẽ tìm được theo công thức Holland-Gaddy, còn những giá trị cao nhất sẽ nhận được từ công thức (6.20). Trong khi đó, tại những giá trị rất lớn của giá trị tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao trụ bảo vệ thì công thức Holland-Gaddy sẽ bắt đầu cho những giá trị cực đoan (giá trị bảo thủ) nhất.

Các giá trị lớn giới hạn bền xác định theo công thức (6.20) sẽ tương ứng với thực tế rằng, trong trường hợp tồn tại giá trị lớn của đại lượng tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao thì sẽ xảy ra sự gia tăng đáng kể độ bền của trụ bảo vệ. Nếu chiều rộng trụ bảo vệ lớn hơn chiều cao 10 (hoặc lớn hơn 10) lần thì trụ bảo vệ này có thể xem như là không thể bị phá huỷ [60].



H.6.6. Quy luật phụ thuộc giữa độ bền quy đổi của trụ bảo vệ và giá trị tỷ lệ giữa chiều rộng với chiều cao của nó trong mỏ Pittsburg (theo [60]).



H.6.7. Sự phụ thuộc giới hạn bền của trụ bảo vệ vào tỷ số giữa chiều cao và chiều rộng của chúng (theo [60]).

Quá trình nghiên cứu tương tự như vậy được thực hiện tại Trường Đại học Tổng hợp Pennsylvania đã chỉ ra, độ bền lý thuyết của các trụ

than bảo vệ sẽ lớn hơn rất nhiều so với giá trị tương ứng xác định theo công thức (6.20). Do đó, tại một trong các giai đoạn của quá trình nghiên cứu đó, các nhà địa cơ học đã đề xuất đưa vào phương trình (6.20) một thành phần hàm số mũ. Thành phần này cho phép xét tới sự gia tăng nhanh hơn của độ bền khi tỷ số giữa chiều rộng và chiều cao trụ bảo vệ gia tăng. Tuy nhiên, theo suy luận về an toàn và do không có các số liệu thí nghiệm tương ứng, cho nên các nhà địa cơ học quyết định giữ nguyên công thức (6.20) [60].

Từ hình H.6.7 cũng dễ dàng nhận thấy, kết quả tính toán theo các công thức Holland C. T. và Salamon-Munro mang đặc tính rất gần nhau. Điều này dễ hiểu, bởi vì khi đưa ra các kết luận và các công thức của mình để tính toán độ bền cho trụ bảo vệ tại các mỏ khai thác than tại Cộng hòa Nam Phi, Salamon M. D. G. và Munro A. H. đã chọn công thức Holland C. T. làm cơ sở để tính toán. Ngoài ra, có thể nhận thấy, công thức Holland-Gaddy đưa ra các nhận xét rất bảo thủ so với công thức Holland C. T.

6.6. Phương pháp tính toán trụ bảo vệ

Để thiết kế các mỏ mới khai thác bằng hệ thống buồng cột, có thể áp dụng phương pháp tính toán trụ bảo vệ theo các bước như sau [59]:

* Bước 1. Theo các số liệu khảo sát địa chất, hào khảo sát và lỗ khoan, kết quả thử nghiệm mẫu than (đá) thí nghiệm trong phòng (mẫu hình trụ hoặc hình khối lập phương rộng 54 mm), các nhà địa cơ học tiến hành thiết lập các bảng gồm các thông số: giới hạn bền nén đơn trục của đá nóc và than R_c , hướng tồn tại của các phá huỷ địa chất, các điều kiện trên bề mặt tiếp xúc và khoảng cách giữa chúng, cũng như các điều kiện địa chất thủy văn khác.

* Bước 2. Tiến hành xác định chất lượng cho khối đá nóc; lựa chọn chiều rộng công trình B và chủng loại kết cấu chống giữ hợp lý.

* Bước 3. Trên cơ sở giá trị giới hạn bền nén đơn trục của than R_c đã biết, các nhà địa cơ học tiến hành xác định giá trị hệ số k cho trụ bảo vệ cần thiết kế theo công thức:

$$k = R_c \sqrt{D}. \quad (6.21)$$

Tại đây: D - Đường kính của mẫu hình trụ hoặc chiều dài của cạnh mẫu hình khối lập phương.

* Bước 4. Lựa chọn công thức cho phép tính toán chiều rộng trụ bảo vệ "w" khi biết giá trị chiều dày của vỉa "h", ví dụ theo công thức:

$$R_p = R_1 \left[0,64 + 0,36 \cdot \left(\frac{w}{h} \right) \right]. \quad (6.22)$$

Tại đây: $R_1 = k/\sqrt{36}$.

* Bước 5. Theo diện tích khu vực chịu tải, các nhà địa cơ học tiến hành xác định tải trọng tác dụng lên trụ bảo vệ (ứng suất trung bình):

$$P_p = 1,1.H.\left[\frac{w+B}{w}\right]\left[\frac{w+L}{w}\right]. \quad (6.23)$$

Tại đây: P_p - Tải trọng tác dụng lên trụ bảo vệ, funt-lực/inch vuông; H - Chiều sâu công trình tính từ mặt đất; B - Chiều rộng công trình được lựa chọn theo bước 2; L và w - Chiều dài và chiều rộng của trụ bảo vệ. Để đơn giản cho tính toán có thể giả thiết rằng, trụ bảo vệ có mặt cắt ngang hình vuông ($L=w$). Tuy nhiên, điều này sẽ dẫn đến việc làm giảm đi độ bền tính toán của chúng.

* Bước 6. Lựa chọn hệ số an toàn “ k ” (thông thường bằng $1,5 \div 2,0$) và xây dựng phương trình $(R_p/k)=P_p$. Sau đó tiến hành giải phương trình này theo “ w ”. Để kiểm tra các kết quả tính toán có thể sử dụng biểu đồ mô tả trên hình H.6.8.

* Bước 7. Tiến hành đánh giá hiệu quả kinh tế. Trong quá trình đó sẽ xác định được rằng, khả năng khấu (khai thác) triệt để có đảm bảo quá trình khai thác than hiệu quả hay không? Khả năng khấu (khai thác) triệt để được xác định theo công thức:

$$e = \left[1 - \left(\frac{w}{w+B} \right)^2 \right]. \quad (6.24)$$

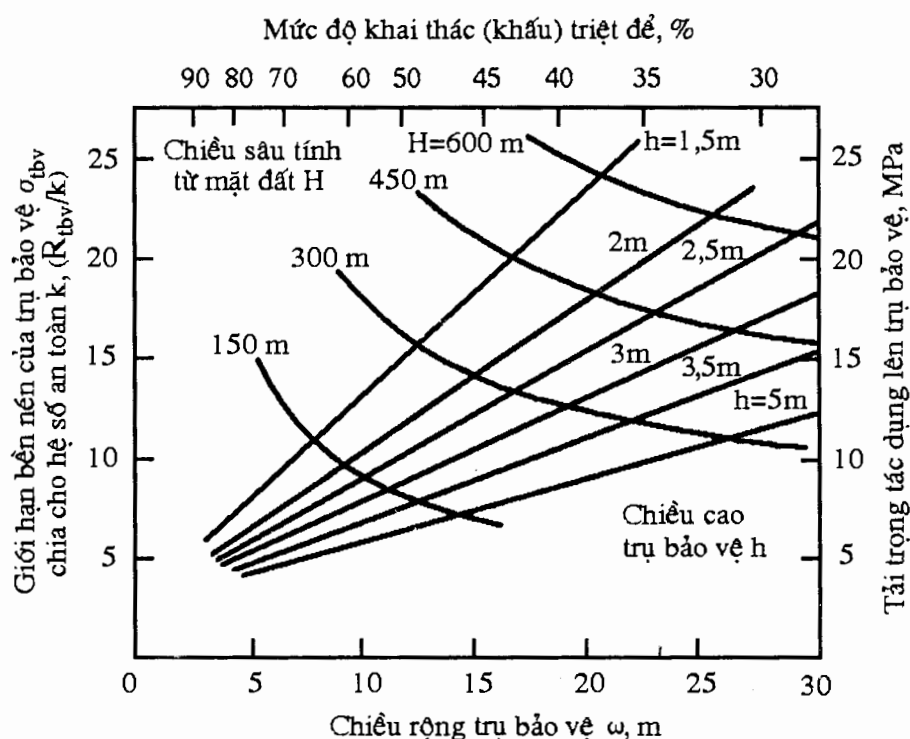
* Bước 8. Nếu khả năng khấu triệt để chỉ có thể đạt một giá trị nhỏ tới mức không thể chấp nhận được và để gia tăng nó cần phải giảm chiều rộng của trụ bảo vệ “ w ” thì từ phương trình đã sử dụng ở bước 7 người ta sẽ tiến hành xác định chiều rộng trụ bảo vệ có thể đảm bảo được khả năng khấu triệt để. Đồng thời, tại đây phải kiểm tra xem điều kiện ổn định của trụ bảo vệ có đảm bảo hay không? Để thực hiện công tác này, cần tính toán giá trị hệ số an toàn:

$$k = \left(\frac{R_p}{P_p} \right). \quad (6.25)$$

Tại đây: R_p - Giới hạn bền của trụ bảo vệ đã được xác định ở bước 4, còn P_p - Tải trọng tác dụng lên trụ bảo vệ đã được xác định ở bước 5. Hệ số an toàn cần thay đổi trong khoảng $1,5 \div 2,0$.

* Bước 9. Các kết quả tính toán cần phải được kiểm tra lại theo các công thức của Holland C.T., công thức Obert-Duvall hoặc công thức Salamon-Munro.

* Bước 10. Sau đó cần phải tiến hành phân tích kỹ thuật. Trên cơ sở phân tích khoảng biến thiên của các thông số mỏ-địa chất, các nhà địa cơ học sẽ tiến hành đánh giá các phương án thiết kế mỏ khác nhau và xem xét sự ảnh hưởng của trạng thái nền vĩa tới chúng.



H.6.8. Toán đồ để xác định các kích thước của trụ bảo vệ cho điều kiện mỏ Pittsburgh (chiều rộng công trình bằng 5,5 m, $F=1,5$) (theo [60]).

Thủ tục tính toán trụ bảo vệ mô tả trên đây có thể được sử dụng không chỉ cho hệ thống khai thác buồng-cột trong các mỏ khai thác than. Phương pháp này có thể giúp cho quá trình tính toán các đặc tính bền trụ bảo vệ trong những trường hợp khác, kể cả khi khai thác bằng phương pháp lò chợ dài. Vì trong trường hợp đó, phương pháp xác định tải trọng tác dụng lên trụ bảo vệ theo diện tích bề mặt chịu tải có thể không thể áp dụng được, cho nên để tính toán các thông số cho trụ bảo vệ cần phải đưa thêm vào một số giả thuyết đặc biệt khác.

CHƯƠNG 7

ĐỘ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN CÔNG TRÌNH NGẦM

7.1. Tổng quan

Các vấn đề liên quan tới độ ổn định của nền công trình tại các công trình ngầm trong mỏ và các đường hầm đã được các nhà địa cơ học chú ý từ lâu. Tuy nhiên, cho đến nay các phương pháp nghiên cứu độ ổn định cho nền công trình ngầm vẫn chưa được phát triển tới mức độ cần thiết. Do sự thiếu hụt kiến thức về lĩnh vực này, cho nên các nhà địa cơ học luôn phải đối mặt với rất nhiều khó khăn trong quá trình giải quyết các vấn đề liên quan tới các công tác:

- * Đảm bảo an toàn thực hiện các công tác khai đào ngầm;
- * Đảm bảo an toàn cho công tác vận tải tới gương công trình;
- * Bố trí hợp lý máy móc thiết bị trong công trình;
- * Đảm bảo an toàn cho công tác thoát nước và thông gió.

Sự hiểu biết về khả năng mang tải của nền công trình ngầm rất quan trọng cho công tác thiết kế kết cấu chống giữ và khai thác khoáng sản. Theo Bieniawski Z. T., sự ảnh hưởng của trạng thái nền công trình ngầm đến mức độ ổn định chung của các thành phần cấu thành hệ thống khai thác và công trình ngầm được thể hiện trên hình H.7.1 [60].

7.2. Sơ lược lịch sử phát triển của quá trình nghiên cứu

Trong các nhà địa cơ học đã thực hiện những nghiên cứu về hiện tượng bùng nền trong mỏ, Freer J. là người đầu tiên đã chỉ ra rằng, các phần khối đá phiến sét lớn có hệ số kiên cố thay đổi tại nền các vỉa than có xu hướng dễ bị phá huỷ. Jones E. đã quan sát và nhận thấy, quá trình phá huỷ nền đá xảy ra theo quy luật với xu thế lan toả từ tâm (ổ) phá huỷ và phát triển dần theo hướng bán kính của công trình [60].

Hall R. đã chứng minh rằng, sự tồn tại của nước và không khí sẽ làm giảm độ bền của đá gốc sét tại nền công trình ngầm và gây nên sự phá huỷ tiếp theo của trụ bảo vệ theo thời gian.

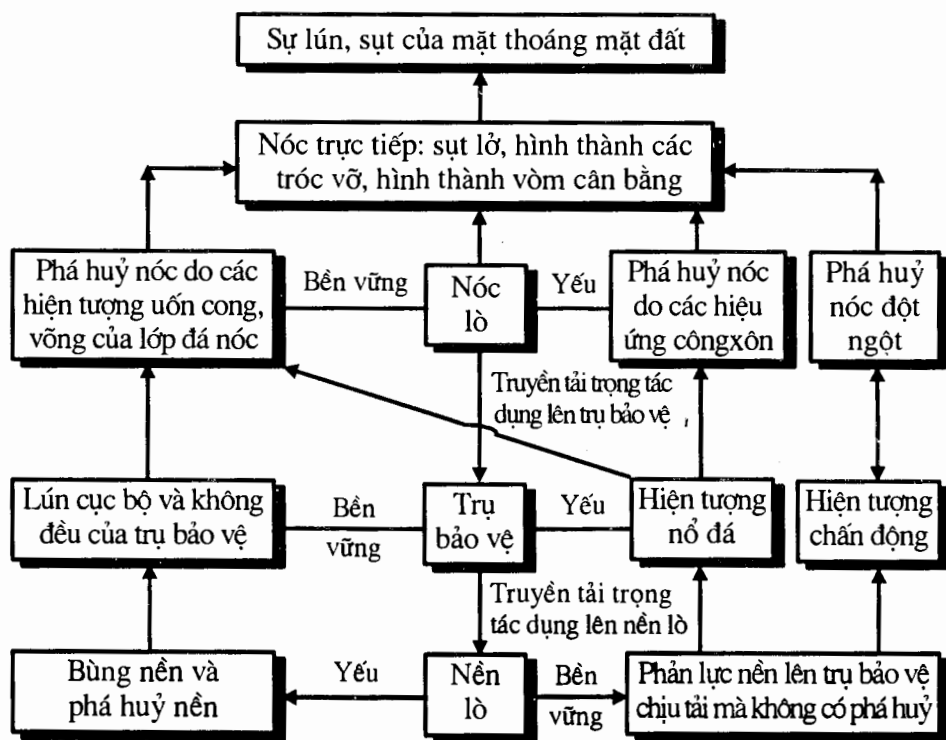
Bunting D. đã rút ra kết luận, nếu xảy ra sự phá huỷ giòn tại nóc lò do hiện tượng bùng nền thì quá trình chuyển tải trọng tác dụng lên trụ bảo vệ tiếp giáp với khu vực đó sẽ tức thì dừng lại. Điều này sẽ tạo ra điều kiện cho quá trình tắt dần hay dừng sự phát triển của hiện tượng bùng nền.

Nelson A. cho rằng, các nứt nẻ tồn tại trong đất đá nền vỉa sẽ xác định đặc tính “giả dẻo” của nền. Do đó, cần phải nghiên cứu quá trình

biến dạng của nền trên một khoảng cách (vào độ sâu) đến 6÷9 m tính từ vỉa vào sâu phía trong khối đá.

Nelson A. cũng chứng minh rằng, quá trình chuyển dịch nền công trình phụ thuộc vào các yếu tố: bản chất và thứ tự phân tách lớp; trạng thái ứng suất khối đá và đặc tính phản lực hông của khối đá.

White W. đã đề xuất rằng, hiện tượng bùng nổ sẽ phải xảy ra tại những khu vực tập trung một khối lượng lớn đá (đất) sét. Sự ảnh hưởng của độ ẩm và tải trọng đến khả năng mang tải của loại vật liệu dạng này rất lớn. Điều này cũng gây nên những ảnh hưởng lớn đến sự phát triển của hiện tượng bùng nổ [60].



H.7.1. Sự tác dụng tương hỗ giữa nóc, trụ bảo vệ và nền công trình ngầm (theo Bieniawski Z. T. [60]).

Các nhà địa cơ học đã tiến hành nghiên cứu thực địa cho nền đá tại các vỉa trong mỏ. Mục tiêu của các thí nghiệm thực địa nhằm xác định: khả năng mang tải của nền đá; độ bền nén đơn trục, độ bền chống

trượt, chống cắt; giá trị môđun biến dạng tại vùng biến dạng sau giới hạn; thành phần khoáng vật và thành phần cỡ hạt của sét. Kết quả của những nghiên cứu trên đây đã xác nhận tính đúng đắn cho các kết luận của White W. Ngoài ra, trong các thí nghiệm, các nhà địa cơ học đã thực hiện các giải pháp nhằm đảm bảo cho mẫu đá tại nền chứa một lượng nước giống như trong khối đá.

Các nghiên cứu được thực hiện tại nước Anh với mục đích nhằm xây dựng phương pháp tính toán dần chống đơn để khai thác than bằng lò chợ dài cho thấy, sự phá huỷ của các cột chống đơn phụ thuộc vào chu vi và hình dáng phần đế nền của chúng. Trong đó, phần đế nền hình tròn có thể chịu được sự tập trung ứng suất nhỏ hơn so với phần đế nền hình chữ nhật có cùng một diện tích. Lee R. cũng đồng ý với các kết luận đó, nhưng đề nghị thêm vào yếu tố: độ ổn định các cột chống cũng phụ thuộc vào đặc tính địa tầng học và tính chất của đá phiến sét cấu thành nền các vỉa than.

Holland C., sau khi dựa trên các số liệu của Ladanyi B. đã đi đến kết luận: tải trọng lớn nhất cho phép tác dụng lên nền công trình ngầm cần phải bằng $1/2$ đến $2/3$ giá trị giới hạn bền nén đơn trục của mẫu các lớp đá phiến sét tại nền có chứa cùng một lượng nước giống như trong khối đá. Trong công trình của một số tác giả khác cũng chỉ ra rằng, giới hạn bền của đá nền sẽ giảm xuống khi gia tăng diện tích mặt cắt ngang phần đế nền của các cột chống.

Để thể hiện một cách rõ hơn về sự biến động của trạng thái phần nền của công trình ngầm trong các mỏ than, các nhà địa cơ học đã thực hiện những nghiên cứu cần thiết trên các mô hình vật lý. Platt J. đã mô hình hoá sự chuyển dịch của nền công trình dưới kết cấu chống giữ và dưới các trụ bảo vệ. Nhiều nhà địa cơ học đã nhận thấy rằng, trong trường hợp khuôn nén có cấu tạo dưới hình dạng phẳng thì sẽ nhận được bức tranh kinh điển về sự thay đổi của khả năng mang tải giống như Prandtl L. đã mô tả. Hình dạng lõi của khuôn nén (mô tả trạng thái nền của trụ bảo vệ đang bị phá huỷ ở mức độ cao hơn) sẽ tạo nên một bức tranh phá huỷ phức tạp hơn. Các nhà địa cơ học nhận thấy, việc gia tăng hai lần chiều rộng công trình ngầm sẽ dẫn đến sự phát triển hiện tượng bùng nền lên thêm tới 100%. Ngoài ra, việc bóc đi lớp đất, đá bùng nền sẽ thúc đẩy nhanh thêm sự phát triển của quá trình bùng nền.

King R. và Whittaker B. đã chỉ ra rằng, tại các mỏ than nước Anh sự nguy hiểm của hiện tượng bùng nền sẽ gia tăng, nếu chiều dày của đá phiến sét cấu thành nền vỉa đạt tới giá trị bằng 2,6 m. Krishna R. và Whittaker B. đã phân chia các cơ chế xuất hiện bùng nền thành ba dạng sau đây [6]:

* Hiện tượng đẩy trôi đất đá từ phía dưới trụ bảo vệ;

- * Hiện tượng nứt vỡ bề mặt nền do kết quả giảm tải;

- * Hiện tượng bùng nền xảy ra khi kết cấu chống giữ kim loại lún sâu vào nền.

Afrouz A. đã chỉ ra rằng, nền trong các công trình ngầm đào theo đường phương của vỉa than và song song với thớ chế của vỉa (nứt nẻ) có độ ổn định lớn hơn so với trường hợp các công trình ngầm đào theo hướng dốc của vỉa và vuông góc với thớ chế. Parsons R. và Dahl D. đã đề xuất, trong khối đá bao gần khu vực nứt nẻ mạnh tại vùng biên trụ bảo vệ đã hình thành hiện tượng tập trung ứng suất cao. Sự gia tăng tải trọng lớn như vậy có thể dẫn đến hiện tượng bùng nền. Quá trình nghiên cứu các tính chất đất đá nền vỉa than (được thực hiện tại các mỏ vùng phía tây bắc than Illinois) đã cho phép đề xuất cơ chế phá huỷ của chúng như sau: lớp đất đá nền tương đối cứng phía trên sẽ bị phá huỷ giống như một tấm bị uốn cong dưới tác dụng của lực hướng từ trên xuống. Lực này được hình thành trong quá trình biến dạng dẻo của đá acgilít (Ag_2S).

Aggson J. và Curran J. đã nghiên cứu hiện tượng bùng nền tại các mỏ miền Tây Virginia với các vỉa đặc trưng bằng độ bền tương đối cao của các lớp đá phiến sét nền và mức độ ứng suất cao theo phương nằm ngang. Tuy nhiên, sự mất mát ổn định của nền công trình xảy ra trong trường hợp này không phải dưới dạng chảy dẻo mà dưới dạng phá huỷ do biến dạng uốn. Hai ông đã đề xuất phương pháp tính toán chiều rộng công trình ngầm để đảm bảo cho hiện tượng bùng nền không xảy ra.

Trên cơ sở kết quả nghiên cứu này Aggson J. và Curran J. đã rút ra kết luận: các công trình ngầm chủ yếu cần phải thi công song song với trục ứng suất nằm ngang lớn nhất, còn khẩu độ của các đoạn lò nổi cần phải giảm xuống. Để giảm tải ứng suất tác dụng, các nhà địa cơ học đề xuất phương pháp hình thành các khe (hoặc lỗ khoan) thẳng đứng trong nền lò. Ngoài ra, hiện nay các nhà địa cơ học còn đề xuất giải pháp sử dụng vì neo chống giữ nền lò làm phương tiện để điều khiển hiện tượng bùng nền. Hiệu quả của giải pháp này đã được Cowan J. và Sharpe C. xác nhận [60].

Những nhận xét mang tính tổng quan trên đây cho thấy, số lượng các thông số chủ yếu có thể gây nên sự ảnh hưởng đến khả năng mang tải của nền công trình ngầm bao gồm:

- * Giá trị tải trọng tác dụng;

- * Độ ẩm, mức độ nén ép của đất đá, độ phân lớp của khối đá;

- * Độ bền nén đơn trục, độ bền chống trượt, giá trị ứng suất theo phương nằm ngang trong các lớp đá không có gốc sét tại nền;

- * Chiều dày và đặc tính liên tục của lớp đá acgilít (Ag_2S).

7.3. Khả năng mang tải của đất đá tại nền công trình

Do tải trọng từ phía các lớp đất đá nằm phía trên và của trụ bảo vệ tác dụng lên nền (trong hệ thống khai thác buồng cột tại các vỉa than) tương tự như trường hợp chất tải theo phương thẳng đứng nền móng tại độ sâu nhỏ, cho nên trong quá trình nghiên cứu biến động nền có thể sử dụng khái niệm “khả năng mang tải” thường dùng trong cơ học đất. Khả năng mang tải được xác định như giá trị tải trọng có thể tác động từ phía nền móng công trình lên khối đất đá bao quanh chúng mà không để xảy ra hiện tượng phá huỷ.

7.3.1. Cơ chế phá huỷ của đất đá tại nền công trình

Trên thực tế, theo Veisc A.A. [60], sự mất mát khả năng mang tải của đất đá có thể xảy ra dưới dạng một trong ba cơ chế trượt dưới đây (hình H.7.2):

- * Hiện tượng trượt tổng thể;
- * Hiện tượng trượt cục bộ;
- * Hiện tượng trượt dưới khuôn nén.

Việc xuất hiện cơ chế phá huỷ này hoặc cơ chế phá huỷ khác phụ thuộc chủ yếu vào mức độ nén ép của đất đá. Ngoài ra, tại đây các yếu tố ảnh hưởng chính còn là các yếu tố hình học vùng chịu tải và các điều kiện chất tải. Mặc dù hiện nay các cơ chế phá huỷ trên đây đã được nghiên cứu khá đầy đủ, nhưng cho đến nay chưa có tiêu chuẩn định lượng hợp lý cho phép xác định dạng cơ chế phá huỷ sẽ xảy ra trong những điều kiện địa cơ học cụ thể.

Tại đây, có thể sử dụng chỉ số cứng I_r như là một tiêu chuẩn định lượng hợp lý. Chỉ số này được sử dụng để đánh giá mức độ nén ép tương đối của khối đá. Chỉ số I_r được xác định bằng mối quan hệ [60]:

$$I_r = \left(\frac{G}{C + q \cdot \operatorname{tg} \varphi} \right) \quad (7.1)$$

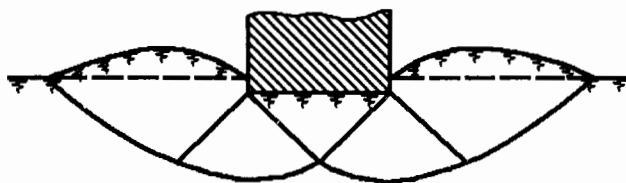
Tại đây: G - Môđun trượt; C - Lực dính kết; φ - Góc ma sát trong; q - Tải trọng trung bình tác dụng từ phía khối đá phía dưới nền móng có chiều rộng B trên khoảng cách bằng $(B/2)$ tính từ nền móng.

Để xét tới sự ảnh hưởng của đại lượng biến dạng thể tích “ Δ ” trong vùng biến dạng dẻo, giá trị “ I_r ” cần phải giảm bớt đi một đại lượng có giá trị bằng:

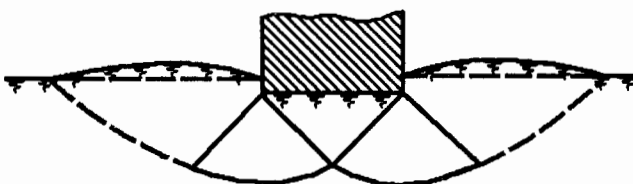
$$I_{rr} = (\xi_v \cdot I_r) \quad (7.2)$$

Tại đây:

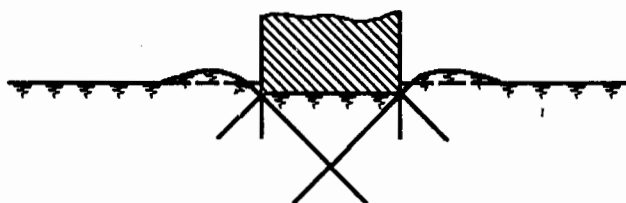
$$\xi_v = \left(\frac{1}{1 + I_r \cdot \Delta} \right). \quad (7.3)$$



Quá trình trượt tổng thể



Quá trình trượt cục bộ



Quá trình trượt dưới khuôn nén

H.7.2. Ba dạng phá huỷ chủ yếu tại nền công trình ngầm liên quan tới sự mất mát khả năng mang tải của nền (theo Veisc A.A. [60]).

Chỉ tiêu độ cứng I_r phụ thuộc vào đặc tính chất tải và mức độ ứng suất. Thông số này có thể được sử dụng để dự báo xác suất xuất hiện của dạng phá huỷ cục thể (bằng phương pháp bán thực nghiệm). Ví dụ, khi chỉ tiêu độ cứng của đất đá không chịu nén ép có giá trị lớn thì xác suất cao nhất của phá huỷ có thể xảy ra dưới dạng trượt tổng thể. Khi chỉ tiêu độ cứng có giá trị nhỏ (đặc trưng cho các loại đất đá chịu nén ép) thì xác suất cao nhất của phá huỷ có thể xảy ra dưới dạng trượt cục bộ hoặc hiện tượng trượt phía dưới khuôn ép.

7.3.2. Phương pháp Prandtl

Do hiện tượng bùng nổ xảy ra trong các lớp đá nền yếu chứa sét có đặc tính dẻo, cho nên trên thực tế có thể sử dụng mô hình vật liệu dẻo-cứng lý tưởng để mô tả chúng. Bằng phương pháp đó, các nhà địa cơ học cho rằng, trước thời điểm phá huỷ trượt, biến dạng của vật liệu sẽ không tồn tại. Còn sau khi phá huỷ, biến dạng sẽ xuất hiện dưới dạng hiện tượng chảy dẻo dưới sự tác dụng của một mức độ ứng suất tác dụng không đổi.

Giả thuyết này cho phép có thể không cần sử dụng các phương trình liên kết giữa ứng suất và biến dạng, và do đó, trong trường hợp này không cần phải biết các đặc tính của môi trường như mô đun Young và hệ số Poisson.

Phương pháp tiếp cận như vậy đã được biết đến như “phép tính toán giới hạn” hay tính toán theo trạng thái dẻo giới hạn. Trong quá trình xây dựng mô hình bài toán, các nhà địa cơ học đã đưa ra giả thuyết về chiều dài lớn vô cùng của nền móng. Do đó, lời giải của bài toán này có thể tiếp nhận các điều kiện biến dạng phẳng. Phương trình cân bằng trong phép tiếp cận này có dạng [60]:

$$\begin{aligned}\frac{\delta \sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta \xi_{xz}}{\delta z} &= 0; \\ \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta x} + \frac{\delta \sigma_z}{\delta z} - \gamma &= 0.\end{aligned}\tag{7.4}$$

Tại đây: x và z - Các tọa độ tương ứng theo phương nằm ngang và phương thẳng đứng; γ - Trọng lượng riêng của vật liệu.

Sau khi giả thiết vật liệu chịu sự phá huỷ, phương trình thứ ba cần thiết để đóng lại (kết thúc hoàn chỉnh) toàn hệ phải thể hiện điều kiện chuyển đổi trạng thái cơ học vật liệu vào trạng thái dẻo. Tại bài toán đang xem xét có thể sử dụng tiêu chuẩn bền Mohr-Culông dưới dạng:

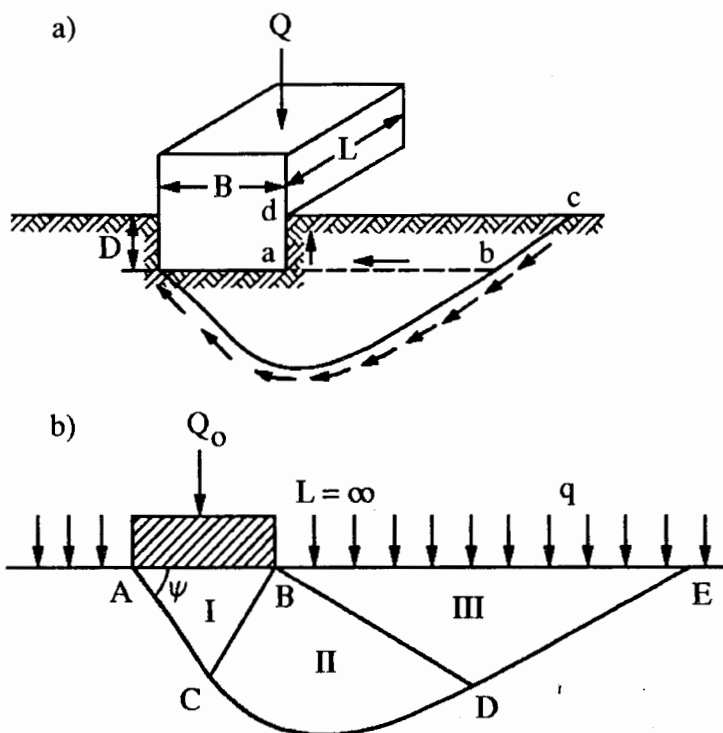
$$\tau_f = C + \sigma_f \cdot \operatorname{tg} \varphi.\tag{7.5}$$

Tại đây: τ_f và σ_f - Các giá trị ứng suất tiếp và ứng suất pháp tương ứng tại mặt phá huỷ; C và $\operatorname{tg} \varphi$ - Các đặc tính bền trên bề mặt phá huỷ.

Prandtl L. đã liên kết các lời giải khác nhau nhận được cho trạng thái cân bằng giới hạn trên cơ sở thí nghiệm vật liệu kim loại khi tiến hành nén các khuôn nén.

Hình H.7.3 cho thấy, miền phá huỷ sẽ có thể được tách ra thành ba vùng khối đá khác nhau. Vùng I là một khối lăng trụ tích cực sẽ đẩy vùng biến dạng hướng tâm II ra phía bên cạnh và vùng III trôi lên phía trên [60].

Giới hạn của vùng I là một đường thẳng tạo nên một góc bằng $(45^\circ + \varphi/2)$ so với trục nằm ngang. Còn đường thẳng tạo nên một góc bằng $(45^\circ - \varphi/2)$ so với trục nằm ngang sẽ xác định biên giới của vùng thứ III.



H.7.3. Bài toán về khả năng mang tải của nền khi móng nằm ở độ sâu nhỏ (theo Prandtl L. [60]).

Hình dạng mặt phá huỷ của vùng II có thể có dạng thay đổi từ hình cung tròn (khi $\varphi=0$) đến hình xoắn logarit (khi $\gamma=0$). Trong trường hợp vật liệu không trọng lượng ($\gamma=0$) thì khả năng mang tải giới hạn q_u sẽ được xác định bằng công thức:

$$q_u = C.N_c + q.N_q. \quad (7.6)$$

Tại đây: C - Lực dính kết của vật liệu; q - Giá trị lực chất tải bằng $(\gamma.D)$; D - Độ chìm sâu (độ lún) của nền móng; N_c và N_q - Các thông số không thứ nguyên đặc trưng cho khả năng mang tải, $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$.

7.3.3. Khả năng mang tải giới hạn của vật liệu có trọng lượng

Sau khi xem xét mặt phá huỷ khác với mặt phá huỷ do Prandtl L. đề xuất, Terzaghi K. và các nhà địa cơ học tiếp sau Prandtl L. đã tính toán khả năng mang tải của vật liệu có xét tới trọng lượng và ma sát.

Góc ψ tại vùng I không phải bằng giá trị cố định và bằng $(45^\circ + \varphi/2)$ mà sẽ tiếp nhận các giá trị tại đó khả năng mang tải trở thành đại lượng có giá trị nhỏ nhất. Sự ảnh hưởng của tải trọng do trọng lượng vật liệu sẽ được xác định chỉ bằng các góc ψ và φ và được xét tới trong khả năng thành phần mang tải:

$$q = \left(\frac{\gamma \cdot B \cdot N_\gamma}{2} \right) \quad (7.7)$$

Sự ảnh hưởng của đại lượng φ đến N_γ có thể xác định gần đúng với quy trình làm tròn về phía các giá trị thiên về an toàn dưới dạng:

$$N_\gamma \approx 2(N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (7.8)$$

Các giá trị N_c , N_q và N_γ tại những giá trị góc φ khác nhau được giới thiệu trên bảng 7.1 [56].

Bảng 7.1. Các thông số xác định khả năng mang tải của đất đá [59].

Nº	φ , độ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\operatorname{tg} \varphi$
1	0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
2	1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
3	2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
4	3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
5	4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
6	5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
7	6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
8	7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
9	8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
10	9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
11	10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
12	11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
13	12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
14	13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
15	14	10,37	3,59	2,29	0,34	0,25

Bảng 7.1. Các thông số xác định khả năng mang tải của đất đá [59].

N^o	φ , độ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\operatorname{tg}\varphi$
16	15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
17	16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
18	17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
19	18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
20	19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
21	20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
22	21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
23	22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
24	23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
25	24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
26	25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
27	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
28	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
29	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
30	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
31	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
32	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
33	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
34	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
35	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
36	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
37	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
38	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
39	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
40	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
41	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
42	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
43	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
44	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
45	44	118,37	115,31	226,64	0,97	0,97
46	45	133,38	134,88	271,70	1,01	1,00

Các thông số này sẽ xác định khả năng mang tải của vật liệu tại tổ hợp $C \neq 0$, $\varphi \neq 0$ và $\gamma \neq 0$ bất kỳ:

$$q_u = C.N_c + q.N_q + \left(\frac{\gamma.B.N_\gamma}{2} \right) \quad (7.9)$$

Phương trình tổng quát (7.9) đã được đưa ra với giả thiết về độ dài vô tận của nền móng. Do đó, trên thực tế một số nhà nghiên cứu đã đưa thêm vào đó các hệ số điều chỉnh bán kinh nghiệm. Các hệ số điều chỉnh này cho phép xét tới sự ảnh hưởng cụ thể của hình dạng khuôn nền.

Tỷ lệ xác định khả năng mang tải giới hạn của vật liệu phía dưới nền móng hoặc phía dưới trụ bảo vệ với mặt cắt ngang hình chữ nhật có dạng như sau:

$$q_u = C.N_c \left[1 + 0,3 \left(\frac{B}{L} \right) \right] + \gamma.D.N_q + \left[1 - 0,2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \left(\frac{\gamma.B.N_\gamma}{2} \right) \quad (7.10)$$

Tại đây: C - Lực dính kết; B và L - Chiều rộng và chiều dài tương ứng của nền móng hoặc trụ bảo vệ; D - Độ cong vòng của nền móng.

Brandy B. H. G. và Brown E. T. đã mô tả một số kết quả nghiên cứu địa cơ học thực hiện tại Đan Mạch trong quá trình thiết kế mỏ và đề xuất phương trình tính toán khả năng mang tải của các vật liệu có đặc tính liên kết (có lực dính kết, lực ma sát trong với giá trị lớn) đối với các loại đá yếu như sau [60]:

$$q_u = C.N_c + \left(\frac{\gamma.B.N_\gamma}{2} \right) \quad (7.11)$$

Tại đây:

$$N_c = (N_q - 1). \cot \varphi; \quad N_\gamma = 1,5.(N_q + 1). \tan \varphi;$$

$$N_q = \text{EXP}(\pi. \tan \varphi). \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right).$$

Phương trình (7.11) cho phép xác định khả năng mang tải của kết cấu nền đất đá nằm phía dưới trụ bảo vệ dài. Nếu chiều dài trụ bảo vệ bằng L thì khả năng mang tải sẽ được xác định bằng mối quan hệ:

$$q_u = \left(\frac{\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma}{2} \right) + C.N_q.S_q. \cot \varphi - C. \cot \varphi. \quad (7.12)$$

Tại đây: S_γ và S_q - Các hệ số không đơn vị của công thức (7.12); $S_\gamma = [1 - 0,4.B/L]$; $S_q = [1,0 + (B/L). \sin \varphi]$.

Trên cơ sở giả thuyết cho rằng, tải trọng trung bình tác dụng lên nền từ phía trụ bảo vệ vuông góc và phân bố đều trên bề mặt của nó không tương ứng hoàn toàn với điều kiện thực tế, các nhà địa cơ học nhận thấy hệ số dự trữ bền (q_u/S_q) cần phải lớn hơn 2,0 [60].

7.3.4. Hiệu ứng tỷ lệ khi xác định các thông số bền

Các kết quả nghiên cứu mô tả trên đây đã nhận được trên cơ sở thừa nhận giả thuyết: vật liệu có đặc tính không chịu nén ép và tại đây chỉ xảy ra hiện tượng trượt toàn bộ. Để nghiên cứu phân tích hai dạng phá huỷ khác, Terzaghi K. và Peck R. đã đề xuất giải pháp trong tính toán nên sử dụng các giá trị giảm bớt cho các đặc tính bền sau đây [60]:

$$C^* = 0,67.C; \quad \varphi^* = \arctg(0,67.tg\varphi). \quad (7.13)$$

Các hệ số điều chỉnh như vậy đã dẫn đến một loạt kết quả không chuẩn xác. Do đó, để thay thế cho hệ số “0,67” các nhà địa cơ học đã đề xuất sử dụng biểu thức $(0,67 + D_r - 0,75.D_r^2)$. Tại đây: D_r - Độ rỗng tương đối của vật liệu tạo nền được xác định theo công thức:

$$D_r = \frac{(e_{\max} - e)}{(e_{\max} - e_{\min})}. \quad (7.14)$$

Trong đó: e - Hệ số độ rỗng của vật liệu (trong trường hợp thí nghiệm cụ thể tại đây là cát).

Cần phải nhận thấy rằng, phương pháp tiếp cận này còn chưa xét tới hiệu ứng tỷ lệ và các kích thước của nền móng tồn tại trong công thức chỉ để tính toán khả năng mang tải. Bên cạnh đó, nhiều nhà địa cơ học khác đã chỉ ra rằng, khi gia tăng các kích thước nền móng thì độ bền trung bình chống trượt dọc theo các mặt trượt sẽ giảm xuống. Hiện tượng này ở một mức độ nhất định có liên quan đến các yếu tố sau đây:

- * Độ cong của các đường bao Mohr;
- * Sự phát triển của hiện tượng phá huỷ giòn của đất đá dọc theo đường trượt;
- * Sự tồn tại của các vùng giảm yếu và mất liên tục của vật liệu.

Các nhà địa cơ học đã nhận thấy rằng, sự gia tăng mức độ nén ép của vật liệu sẽ phát triển tùy thuộc vào mức độ gia tăng của các kích thước nền móng công trình ngầm.

7.3.5. Sự ảnh hưởng của nước ngầm đến độ bền của đất đá

Hiện nay đã có một số công trình đề cập đến quy luật giảm bền đơn trục ở mức độ đáng kể của đất đá khi có sự tồn tại của nước ngầm (theo King R., Frantz R. xem bảng 7.2) [60].

Bảng 7.2. Độ bền nén đơn trục của nền đá tại một số vỉa than.

Nº	Tên của vỉa than tại Hoa kỳ	Giới hạn bền, funt-lực/inch-vuông (MPa)		Tỷ lệ giữa các giới hạn bền đá chứa nước và đá khô
		Đá khô	Đá chứa nước	
1	"Elkgorn Số 3"	3436(23,68)	1341(9,241)	1:2,56
2	"Vía C"	4257(29,33)	1968(13,56)	1:2,15
3	"Apper-Benner"	3655(25,19)	1250(8,614)	1:2,92
4	"America"	5357(36,92)	1381(9,516)	1:3,88
5	"Merry-Ly"	4447(30,64)	1575(10,85)	1:2,82

Ngoài ra, sự tồn tại của nước ngầm trong khối đá sẽ ảnh hưởng đến các đại lượng C và ϕ . Do đó, để xác định các giá trị hiệu quả cho C' và ϕ' tương ứng trong đá ẩm ướt tại nền công trình, các nhà địa cơ học phải tiến hành thí nghiệm chứng với cùng một lượng nước giống như trong khối đá. Trọng lượng riêng của vật liệu cần phải được xác định sau khi xét tới độ sũng nước theo biểu thức: $\gamma' = (\gamma - \gamma_{\text{nước}})$.

7.3.6. Đặc tính không đồng nhất của khối đá tại nền công trình

Nội dung chủ yếu của lý thuyết về khả năng mang tải của nền công trình ngầm đều đã giả thiết rằng, vật liệu có tính đồng nhất và đẳng hướng. Nhưng trên thực tế các khối đá như vậy rất ít gặp. Tại khối đá dưới nền của các vỉa than thông thường xuất hiện các đặc tính không đồng nhất và không đẳng hướng.

Trạng thái đất đá như vậy sẽ là kết quả của sự ảnh hưởng tốc độ hình thành lớp đá trầm tích, sự tác động của môi trường xung quanh, cũng như các quá trình nén chặt hay quá trình cố kết, quá trình khử kiềm và quá trình phong hoá của đất đá.

Phần lớn các dạng không đồng nhất của khối đá tại nền công trình ngầm có thể được xét tới sau khi sử dụng phương pháp thống kê để xác định các thông số tính toán chủ yếu.

Dạng không đồng nhất thông dụng nhất của đất đá tại nền công trình ngầm là đặc tính phân lớp đều đặn. Trong quá trình nghiên cứu, khảo sát khối đá, các nhà địa cơ học đã giả thiết rằng, chiều dày của các lớp đá không thay đổi trên một diện tích lớn. Tại đây có thể xuất hiện hai trường hợp sau:

* Lớp đá yếu nằm trên lớp đá cứng hơn;

* Lớp đá cứng nằm trên lớp đá yếu hơn.

Button S. đã phân tích cả hai trường hợp trên có xét tới đặc tính sũng nước đất đá. Tuy nhiên, các nghiên cứu tiếp theo đã cho thấy, sự xuất hiện của các cơ chế phá huỷ mà Button S. đã xem xét không thể xảy ra trên thực tế.

Các kết quả phân tích của Brown J. và Meyerhof G. đã chứng minh rằng, trong trường hợp đầu tiên sẽ xảy ra hiện tượng chảy dẻo theo phương nằm ngang (tương tự như quá trình biến dạng của vật liệu chịu nén giữa hai tấm thô ráp có bề mặt song song với nhau). Trong trường hợp thứ hai sẽ xảy ra cơ chế phá huỷ đất đá phía dưới khuôn nén.

Để xác định khả năng mang tải cho nền đá trong trường hợp nền tác dụng lên lớp đá liên kết yếu nằm trên lớp đá liên kết cứng, Brown J. và Meyerhof G. đã đề xuất phương trình sau đây:

$$q_{gh} = (C_1 \cdot N_m + q). \quad (7.15)$$

Tại đây: C_1 - Giới hạn bền chống trượt của lớp đá yếu ngậm nước; N_m - Thông số vi chỉnh khả năng mang tải phụ thuộc vào tỷ số giữa các độ bền của các lớp $k=(C_1)/(C_2)$ (C_2 - Giới hạn bền chống trượt của lớp đất đá phía dưới), các đại lượng D , B (xem trên hình H.7.3) và hình dạng của nền móng công trình.

Trên cơ sở phép nội suy lồi giải chuẩn xác cho các bài toán tương tự, Vesic A. đã đưa ra mối quan hệ sau đây để tính toán thông số vi chỉnh khả năng mang tải N_m [60]:

$$N_m = \frac{k \cdot N_c^* \cdot (N_c^* + \beta - 1) \cdot [(k+1) \cdot (N_c^*)^2 + (1 - k\beta) \cdot N_c^* + \beta - 1]}{[k(k+1) \cdot N_c^* + k + \beta - 1] \cdot [(N_c^* + \beta) \cdot N_c^* + \beta - 1] - (k \cdot N_c^* + \beta - 1) \cdot (N_c^* + 1)}. \quad (7.16)$$

Tại đây: $\beta = [B \cdot L] / [2(B+L) \cdot D]$ - Chỉ tiêu xâm nhập của khuôn nén (độ lún của khuôn nén); B và L - Chiều rộng và chiều dài của nền móng; D - Độ ngập sâu của nền móng tính từ bề mặt lớp sét; N_c^* - Thông số đặc trưng cho khả năng mang tải của nền móng xác định theo bảng 7.1 với sự hiệu chỉnh từ ảnh hưởng của hình dạng nền móng.

Trong trường hợp thứ hai, khi lớp liên kết cứng phía trên nằm trên một lớp đá liên kết yếu hơn, để tính toán giá trị N_m các nhà địa cơ học có thể sử dụng phương trình sau đây của Brown J. và Meyerhof G.:

$$N_m = \left(\frac{1}{\beta} \right) + (k_c \cdot N_c) \quad (7.17)$$

Phương trình này tương ứng với quá trình nén ép đơn thuần của khuôn nén dọc theo toàn bộ chu vi. Sau khi nghiên cứu khả năng mang tải của nền đá hai lớp khi nền móng có mặt cắt ngang hình tròn, Desai C.

và Reese L. đã chỉ ra những ưu thế của phương pháp phân tử hữu hạn để giải quyết các bài toán dạng này [60].

7.3.7. Sự ảnh hưởng của nứt nẻ đến độ bền của khối đá nền công trình

Trong khối vật liệu có chứa khe nứt hoặc các mặt trượt, độ bền chống trượt dọc theo các mặt phân lớp, phân cách sẽ có giá trị nhỏ nhất. Độ bền lớn nhất có thể đạt được trong các khối vật liệu không bị phá huỷ.

Độ bền chống trượt của các vật liệu thực tế phụ thuộc vào hướng của các khe nứt so với các mặt phá huỷ. Do đó, trong các trường hợp khi mẫu thí nghiệm có kích thước không đủ lớn thì các kết quả thí nghiệm sẽ không thể mang đặc tính đại diện.

Thực tế cho thấy, các điều kiện trong phòng thí nghiệm không thể cho phép thực hiện các thí nghiệm trên các mẫu lớn. Do đó, nhiều nhà nghiên cứu đã phải tìm đến các thí nghiệm tại hiện trường.

Kết quả của các thí nghiệm đá sét nứt nẻ như vậy của Lo K. cho phép chỉ ra rằng, tùy theo mức độ gia tăng kích thước của mẫu thì giới hạn bền chống trượt của chúng sẽ bị giảm từ giá trị trong các loại vật liệu không bị phá huỷ xuống đến một đại lượng “hiệu quả” nào đó. Giá trị “độ bền hiệu quả” này lớn hơn độ bền trượt dọc theo các khe nứt.

“Độ bền hiệu quả” phụ thuộc vào kích thước các vùng vật liệu không bị phá huỷ giữa các khe nứt tác dụng tương hỗ với mặt phá huỷ. Nhằm liên kết các giá trị giới hạn bền chống trượt của vật liệu không bị phá huỷ và giá trị “độ bền hiệu quả”, Lo K. đã đề xuất phương trình sau đây [60]:

$$C = C_m + (C_o - C_m)^c - \alpha \cdot (a - a_o)^\beta; \quad a > a_o. \quad (7.18)$$

Tại đây: C - Giới hạn bền chống trượt của mẫu với diện tích mặt phá huỷ bằng a ; C_o - Giới hạn bền của vật liệu không bị phá huỷ; C_m - Giới hạn bền hiệu quả; a_o - Diện tích bề mặt phá huỷ tại đó có thể tiến hành đo đặc độ bền của vật liệu không bị phá huỷ; α và β - Các thông số xác định sự phụ thuộc giữa độ bền mẫu và các kích thước của chúng. Các thông số α và β có thể tiếp nhận giá trị dương bất kỳ nào đó đặc trưng cho mật độ nứt nẻ (ví dụ, để cho đá sét không nứt nẻ $\alpha=0$).

Sau khi phân tích các kết quả nghiên cứu thực hiện tại các mỏ vùng than Illinois, Ganow H. C. cho rằng, mức độ giảm bền của đá đạt tới giá trị 35%. Khi tiến hành khoan các mẫu đá để thực hiện thí nghiệm trong phòng, do trên thực tế một phần vật liệu yếu không nằm trong lõi khoan được mang lên mặt đất, cho nên điều này sẽ làm cho mẫu có độ

bền lớn hơn và ít bị nứt nẻ hơn so với đá trong khối đá thực tế. Để xét đến hiệu ứng trên, các nhà địa cơ học cho rằng, trên thực tế mức độ giảm yếu của đá sẽ phải có giá trị lớn hơn nữa (lớn hơn đến 60%).

Ladanyi B. và Roy A. đã đề xuất ý kiến rằng, lời giải của Prandtl L. cho môi trường đồng nhất chỉ đặc trưng cho giới hạn trên của giá trị khả năng mang tải cho vật liệu không đồng nhất. Để xác định giới hạn dưới cho khả năng mang tải của vật liệu nứt nẻ, Ladanyi B. và Roy A. đã đề nghị sử dụng phương trình sau đây:

$$q_u = (R_L \cdot k_{p1}) + S_{c1} \cdot (k_{p1} - 1). \quad (7.19)$$

Trong đó:

$$\begin{aligned} R_L &= (P_n + 0,5 \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \cotg \beta_1) \cdot K_{p2} + S_{c2} \cdot (K_{p2} - 1); \\ K_{p1} &= \frac{[\sin(2 \cdot \beta_1 + \varphi_1) + \sin(\varphi_1)]}{[\sin(2 \cdot \beta_1 + \varphi_1) - \sin(\varphi_1)]}; \\ K_{p2} &= \frac{[\sin(2 \cdot \beta_2 + \varphi_2) + \sin(\varphi_2)]}{[\sin(2 \cdot \beta_2 + \varphi_2) - \sin(\varphi_2)]}; \end{aligned} \quad (7.20)$$

$$S_{c1} = C_1 \cdot \cotg \varphi_1; \quad S_{c2} = C_2 \cdot \cotg \varphi_2;$$

P_n - Giá trị áp lực tác dụng từ phía trọng lượng các lớp đá phía trên; β_1 và β_2 - Góc định hướng trong không gian của hai hệ nứt nẻ chính so với trục ứng suất chính lớn nhất; $C_1, \varphi_1, C_2, \varphi_2$ - Các đặc tính bền dọc theo các hệ nứt nẻ thứ nhất và thứ hai; B - Chiều rộng của nền móng; γ - Trọng lượng riêng của vật liệu.

Khả năng sử dụng phương trình trên đây sẽ bị giới hạn bởi một loạt các yếu tố. Trong đó, yếu tố chủ yếu là sự cần thiết phải tiến hành khoan theo một trình tự nhất định so với hướng phát triển của các loại thớ đá để lấy được các lõi khoan nhằm xác định các góc β_1, β_2 và đánh giá độ bền chống trượt dọc theo các khe nứt. Trên thực tế, việc sử dụng phương pháp tổng hợp lấy mẫu có thể sẽ tạo điều kiện cho phép làm giảm nhẹ bớt các giới hạn trên đây.

Ngoài ra, trong nội dung phân tích đã mô tả trên đây, các nhà địa cơ học mới chỉ xem xét các lớp sét có độ bền thấp tại nền các vỉa than. Trên thực tế, các cơ chế phá huỷ đá tại nền thể hiện rất phong phú, phức tạp và có thể có mức độ giống như các cơ chế sụt lở đất đá tại nóc công trình ngầm.

Các nhà địa cơ học có thể nhận thấy sự khác biệt rõ rệt trong đặc tính phá huỷ của các lớp đá nền yếu và các lớp đá nền vững chắc, ví dụ, trong cơ chế phá huỷ của các lớp có chứa sét và không chứa sét. Để cho

các lớp đá nền yếu không chứa sét, Vesic A. đã tiến hành những nghiên cứu dựa trên cơ sở phân tích các trạng thái của những vật liệu thô nhám (ráp). Tuy nhiên, các kết quả thu được từ đây không thể sử dụng để cho các điều kiện khai thác khoáng sản. Các lớp đá bền vững thường có tính chất ma sát lớn và có đặc tính chứa sét nhỏ.

Như vậy, nền vữa than có thể được xem như là một dầm đá ngầm hai đầu và trên mặt hông của nó có sự tác dụng của mômen xoắn. Khi ứng suất theo phương nằm ngang có giá trị lớn thì tải trọng hướng trục tác dụng lên dầm đá này sẽ tăng lên một cách đáng kể.

Tuỳ thuộc bởi mức độ ảnh hưởng của phản lực hông tác dụng lên quá trình biến dạng của cột đá, các nhà địa cơ học có thể phân chia quá trình phá huỷ khối đá tại nền ra thành hai dạng như sau:

- * Nếu lực dính kết giữa các lớp đá nền được bảo tồn thì có thể xảy ra hiện tượng bùng nền nhẹ. Một phần năng lượng biến dạng tích lũy sẽ được giải phóng. Tuy nhiên, điều này sẽ không dẫn đến hiện tượng phá huỷ nứt gãy bề mặt;

- * Nếu xảy ra hiện tượng trượt trên các mặt tiếp xúc giữa các lớp thì các nứt nẻ phá tách sẽ phát triển tại các phần gần trụ bảo vệ. Hiện tượng này sẽ dẫn đến việc trụ bảo vệ bị nén ép dần vào phía trong nền công trình ngầm.

Những nghiên cứu của Aggson G. thực hiện tại một trong các mỏ khai thác than vùng “Bekli” Hoa Kỳ đã chỉ ra rằng, tại các khu vực có ứng suất lớn tác dụng theo phương nằm ngang thì hiện tượng bùng nền kèm theo quá trình phá vỡ bề mặt chỉ có thể xảy ra tại các công trình ngầm xây dựng theo hướng vuông góc với trục ứng suất nằm ngang lớn nhất. Các công trình ngầm có hướng song song với trục này sẽ giữ được mức độ ổn định.

7.4. Khả năng mang tải của trụ bảo vệ

Bằng thiết bị đo xuyên và các khuôn nén, Barry A. J. và Nair O. đã tiến hành nghiên cứu khả năng mang tải của nóc và nền vữa trong trạng thái ứng suất thể tích. Barry A. J. và Nair O. đã đi đến kết luận: nếu quá trình chèn tải được thực hiện bằng các phiến (tấm) hình vuông hoặc hình chữ nhật thì khả năng mang tải không phụ thuộc vào kích thước của các tấm đó.

Từ đây, Barry A. J. và Nair O. đã đề xuất phương pháp tiêu chuẩn để thực hiện các thí nghiệm xác định khả năng mang tải của khối đá tại nóc và khối đá tại nền vữa than tại các mỏ than khác nhau ở Hoa Kỳ (bảng 7.3) [60].

Việc so sánh các kết quả nghiên cứu thí nghiệm chất tải khuôn nén và các thí nghiệm nén mẫu ba trục trong phòng thí nghiệm của Rhodes G. W., Stephenson R. W. và Rockaway J. D. đã chỉ ra rằng, các thí nghiệm hiện trường là giải pháp hữu hiệu để xác định khả năng mang tải cho nền công trình ngầm và đánh giá sự thay đổi của chúng theo không gian và thời gian.

Để đánh giá độ ổn định của nền gương than, Isaac A. K., Denning H. J. và Brabbins M. W. đã đề xuất một phương pháp thử nghiệm khác trên cơ sở nén ép khuôn ép. Phương pháp này dựa trên quá trình nghiên cứu sự phụ thuộc tương hỗ giữa mức độ gia tăng áp lực tác dụng lên kết cấu chống giữ và sự lún sụt của đá nóc.

Bảng 7.3. Khả năng mang tải của các loại đá bao quanh các vỉa than.

Vị trí tiến hành thí nghiệm	Độ sâu, foot	Chủng loại của đá nóc vỉa	q_u , funt-lực/ inch-vuông	Chủng loại của đá nền vỉa	q_u , funt-lực/ inch-vuông
Colorado	350	Than	>3000	Đá phiến	800
Iuta	2000	Đá cát kết-đá phiến sét	>6000	Đá phiến sét	>6000
Illinois	660	Đá phiến	>5000	Than trên sét chịu lửa	>5000
Virginia	2000	Đá cát kết	>6000	Đá sét chịu lửa cứng	>6000
Tây Virginia	800	Đá phiến	>5000	Đá phiến	3400
Tây Virginia	800	Đá phiến	>4500	Đá phiến	3400
Tây Virginia	600	Đá phiến	>6500	Đá phiến	3400
Pensilvania	600	Đá phiến	>5000	Sét chịu lửa trên cát kết	>6000
				Đá phiến	3500
Pensilvania	800	Đá phiến	>6000	Than	2700
				Đá phiến	3800

Quá trình nghiên cứu khả năng mang tải của nền công trình ngầm thực hiện trực tiếp ngay tại các mỏ (do Afrouz A., Peng S. S. và Chiang H. S. tiến hành tại Hoa Kỳ) đã cho phép rút ra mối quan hệ:

$$P_{\max} = K.B^n. \quad (7.21)$$

Tại đây: $P_{\max}$ - Tải trọng lớn nhất tại thời điểm đá nền bị phá hủy; B - Chiều rộng của khuôn nén ép bằng 15÷30,5 cm; K và n - Các hằng số tương ứng bằng 2,837 và 1,28 cho đá phiến sét, 0,9÷2,9 và 1,5÷2,0 cho sét chịu lửa, 1,1÷4,5 và 1,1 cho than, 0,1 và 2,5 cho sét.

7.5. Đặc tính biến dạng của lớp đá nền công trình ngầm

Sự mất ổn định của nền đá không chỉ có nghĩa là sự mất mát khả năng mang tải của chúng mà còn thể hiện thông qua các biến dạng lớn theo phương thẳng đứng (hiện tượng bùng nền). Thực tế đã chỉ ra rằng, các thí nghiệm chất tải bằng khuôn nén ép cũng cho phép xác định các đặc tính cơ học khác của khối đá (như mô đun đàn hồi hoặc mô đun biến dạng...).

Lời giải của bài toán đàn hồi tương ứng (được biết như là lời giải của Bussinesk) xác định bằng phương pháp giải tích các giá trị chuyển dịch song song với trục chất tải tại các điểm khác nhau (ví dụ như tại bề mặt nền hoặc vào sâu phía trong của khối đá).

Trong trường hợp khuôn nén cứng:

$$\omega_z = \frac{P(1-\nu^2)}{2.r.E} \text{ hay } \omega_z = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi.r.E} \cdot \arcsin\left(\frac{r}{x}\right) \text{ khi } r < x < \infty. \quad (7.22)$$

Tại đây: ω_z - Giá trị chuyển dịch theo phương thẳng đứng của bề mặt khuôn nén; r - Bán kính nền móng của khuôn nén; P - Tải trọng tác dụng; E và ν - Các hằng số đàn hồi (mô đun đàn hồi và hệ số Poatxông).

Trong trường hợp khuôn chất tải linh hoạt [57]:

$$\omega_z = \frac{2P(1-\nu^2)}{\pi.r^2.E} \left[(r^2+z^2)^{1/2} - z \right] - \frac{P.z.(1+\nu)}{\pi.r^2.E} \left[z.(r^2+z^2)^{-1/2} - 1 \right] \quad (7.23)$$

7.6. Thông số bùng nền

Chugh Y. P., Bandopadhyay C. và Caudle R. D. đã thông báo các kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm về sự ảnh hưởng của trạng thái các lớp đá nền yếu đến các điều kiện làm việc của hệ thống khai thác buồng cột cho các vỉa than.

Việc nghiên cứu sự ảnh hưởng của đặc tính biến dạng nền đến quá trình phân bố lại ứng suất xung quanh các công trình ngầm chuẩn bị và trong các trụ bảo vệ trong giai đoạn chuẩn bị khai thác và khấu than theo

chu kỳ khấu nghịch đã được thực hiện bằng phương pháp phân tích phần tử hữu hạn hai chiều.

Trong những nghiên cứu hiện trường, Chugh Y. P., Bandopadhyay C. và Caudle R. D. đã tiến hành đo đặc độ cong, võng của nóc công trình, đặc tính của nóc, nền công trình ngầm và tại các đoạn giao cắt nhau của chúng trong quá trình chuẩn bị khai thác và khấu than theo chu kỳ nghịch, khả năng mang tải của nền cũng như các biến dạng của trụ bảo vệ phía trước gương lò chợ.

Những kết quả nghiên cứu lý thuyết, thực nghiệm trên đây đã được sử dụng trong quá trình xây dựng các biểu đồ tính toán đảm bảo cho khả năng hiện tượng bùng nền xảy ra có xác suất nhỏ nhất tùy thuộc bởi chiều dày của lớp đá nền yếu và độ bền của lớp đá phiến sét nằm dưới lớp nền. Ngoài ra, chúng cũng được sử dụng trong quá trình so sánh các giải pháp kỹ thuật-công nghệ khác để chống lại hiện tượng bùng nền.

Tiêu chuẩn phá huỷ trong phương pháp phân tích phần tử hữu hạn đã được xác định bằng đường bao parabol Mohr. Ngoài ra, các tính chất cơ học của than, cũng như đất đá nóc và nền được đánh giá theo các số liệu thí nghiệm mẫu trong phòng có hiệu chỉnh theo hiệu ứng tỷ lệ.

Hiệu ứng này sẽ làm giảm giá trị của các đặc tính biến dạng và các đặc tính bền xuống hai lần. Trong các tính toán, các nhà địa cơ học xem như đá có đặc tính đẳng hướng và biến dạng đàn hồi tuyến tính. Nóc vỉa được mô hình bằng khối đá vôi, còn nền vỉa là một lớp đá phiến sét có chiều dày đến 3 m nằm trên một lớp đá phiến sét-cát kết.

Phương pháp đánh giá mức độ ổn định của nền được tiến hành dựa trên quá trình phân tích sự phá huỷ nền trụ bảo vệ than (trường hợp lớp đá nền yếu). Khả năng mang tải giới hạn của nền được Vesic A. tính toán bằng mô hình hệ hai lớp. Để phân tích mức độ phá huỷ nền, Vesic A. đã sử dụng hệ số dự trữ bền.

Hệ số này được Chugh Y. P., Bandopadhyay C. và Caudle R. D. gọi là “thông số bùng nền” “ TS_{BN} ”. Thông số bùng nền “ TS_{BN} ” xác định bằng biểu thức sau [60]:

$$TS_{BN} = \left[\frac{q_u(M)}{\sigma_{lb}} \right] \quad (7.24)$$

Tại đây: $q_u(M)$ - Khả năng mang tải tới hạn của lớp đá nền yếu được xác định bằng các thí nghiệm trên thiết bị nén ba trục với một hàm lượng chứa nước giống như trong khối đá; σ_{lb} - Giá trị ứng suất trung bình theo phương thẳng đứng trong trụ bảo vệ.

Trong hệ đơn vị đo bằng mét, $q_u(M)$ được xác định bằng công thức [60]:

$$q_u(M) = 6,894 \cdot N_{MU} \cdot (2070 - 167 \cdot U_{WC}) \cdot R_F, \text{ MPa.} \quad (7.25)$$

Tại đây: U_{WC} - Giá trị hàm lượng nước chứa trong đá phiến sét cấu thành nền vỉa trong điều kiện tự nhiên, %; R_F - Hệ số giảm yếu bằng 0,15; N_{MU} - Thông số khả năng mang tải được xác định cho mô hình hệ hai lớp theo công thức (7.16), trong đó:

$$k = \frac{C_2}{0,15 \cdot (2070 - 167 \cdot U_{WC})}. \quad (7.26)$$

Tại đây: C_2 bằng 0,6 phần giá trị trung bình lực dính kết của đá nằm phía dưới lớp đá phiến sét yếu trong nền, MPa; $N_c^* = 6,17$; $\beta = \omega / (4t)$; ω - Chiều rộng của trụ bảo vệ, m; t - Chiều dày của lớp đá phiến sét, m.

Phương trình (7.25) thể hiện mối quan hệ phụ thuộc tuyến tính giữa hàm lượng nước tự nhiên chứa trong đá phiến sét cấu thành nền vỉa và giá trị độ bền nén ba trục của nó. Tuy nhiên, các nghiên cứu tiếp theo đã chỉ ra rằng, mối quan hệ này không mang đặc tính tuyến tính. Do đó, cần phải thay đổi dạng của phương trình (7.25).

Những nghiên cứu thực hiện tại bể than Illinois của Rockaway J. D. và Stephenson R. W. đã chứng minh rằng, thông số bùng nền TS_{BN} thường nhỏ hơn 1,0 tại các vùng xảy ra hiện tượng bùng nền.

Những nghiên cứu thực địa của Chugh Y. P., Bandopadhyay C. và Caudle R.D. đã xác định khả năng mang tải của nền với sự giúp đỡ của các khuôn nén ép đường kính bằng 150 mm và 200 mm theo phương pháp do Nair O. B. đề xuất. Tại hai panen thử nghiệm, giá trị khả năng mang tải của nền đá bằng 7,065 MPa.

Từ kết quả đó, các nhà địa cơ học đã tìm ra các quy luật biến đổi sau đây:

- * Giá trị ứng suất tiếp sẽ phát triển mạnh dọc theo bề mặt tiếp xúc giữa lớp than với lớp đá sét nền phân phiến. Các giá trị ứng suất tiếp lớn này sẽ có khả năng gây ra hiện tượng đẩy đá nền nằm phía dưới trụ bảo vệ theo hướng phát triển ra hai bên;

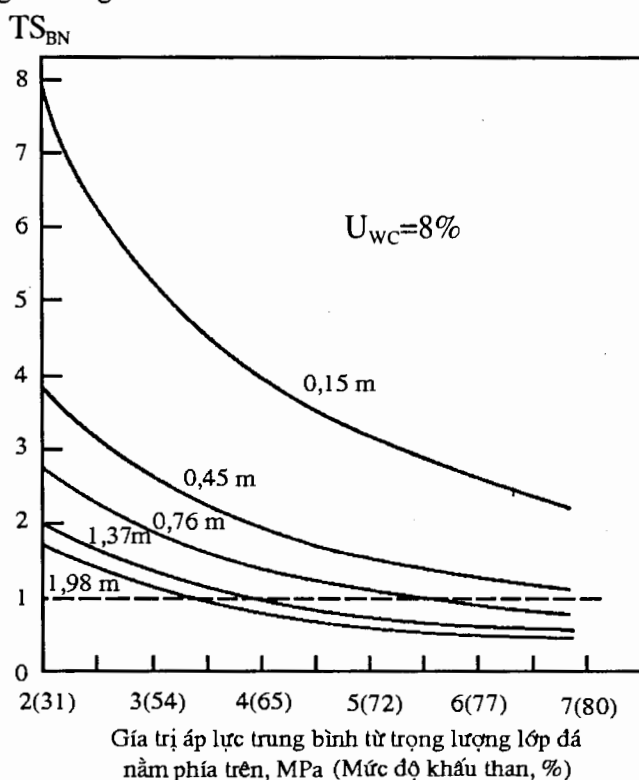
- * Sự phá huỷ của nền (cấu tạo từ các lớp đá phiến sét) và nóc vỉa có thể xảy ra tại khu vực gần biên giới công trình ngầm;

- * Cơ cấu phá huỷ trượt của nền trực tiếp tại phần trung tâm công trình ngầm ít khi xảy ra;

- * Khi giá trị ứng suất tiếp lớn nhất giảm xuống tại khu vực nền công trình ngầm thì sẽ xảy ra sự tăng tiến giá trị tương ứng tại khu vực nóc công trình ngầm.

Chiều dày lớp đá yếu dưới lớp đá phiến sét có ảnh hưởng đáng kể đến sự thay đổi giá trị chuyển dịch của nền công trình (cũng như nóc công trình). Ví dụ, sự gia tăng lớp đá yếu dưới lớp đá phiến sét từ 0,45 m đến 1,98 m sẽ dẫn đến sự gia tăng mức độ nâng cao lên của nền khoảng 80% và làm tăng thêm 200% độ lún sâu của trụ bảo vệ xuống phía nền. Sự gia tăng ứng suất nằm ngang sẽ dẫn đến hiện tượng đẩy trôi nền đá yếu phía dưới trụ bảo vệ than trong công trình ngầm. Khi đó, sự sụt lún của trụ bảo vệ sẽ bị suy giảm, còn hiện tượng bồng nền sẽ tăng lên.

Thông số bồng nền



H.7.4. Biểu đồ xác định mức độ khai thác than để đảm bảo khả năng xuất hiện hiện tượng bồng nền nhỏ nhất tại các mỏ vùng than Illinois (Hoa Kỳ) cho lớp đá phiến sét có chiều dày khác nhau và chứa một hàm lượng nước không đổi (theo [60]).

Sự tồn tại của nước ngầm (điều này đã được mô hình hoá trong quá trình phân tích lý thuyết bằng cách giảm mô đun đàn hồi của lớp đá phiến sét tại nền xuống khoảng 50% và làm gia tăng hệ số Poatxông đến

giá trị bằng 0,42) sẽ gây ra sự gia tăng tải trọng thẳng đứng trong trụ bảo vệ lên đến 40%.

Kết luận này tương ứng với các kết quả nghiên cứu của Afrouz A. Trong đó Afrouz A. đã tìm ra rằng, sự tồn tại của nước trong đất đá nền yếu có thể sẽ dẫn đến việc làm suy giảm khả năng mang tải của chúng xuống 18÷30%.

Chugh Y. P., Bandopadhyay C. và Caudle R. D. đã xây dựng các biểu đồ tính toán để xác định mức độ khấu than nhằm đảm bảo an toàn cho khai thác cũng như làm giảm đến mức độ nhỏ nhất khả năng xuất hiện hiện tượng bùng nền.

Biểu đồ tính toán là sơ đồ phụ thuộc giữa các thông số tính toán bùng nền (được xác định bằng công thức (7.22) với sự hiệu chỉnh phù hợp) và độ sâu khai thác, chiều dày lớp đá phiến than nền và mức độ chứa nước tự nhiên trong đá nền.

Hình H.7.4 mô tả các biểu đồ tương tự cho trường hợp khi hàm lượng nước trong nền bằng khoảng 8%. Từ hình H.7.4 có thể nhận thấy, khi hàm lượng nước chứa không thay đổi, giá trị tải trọng tác dụng từ các lớp đá phía trên giữ nguyên thì thông số bùng nền TS_{BN} sẽ suy giảm theo quy luật tuyến tính tùy theo mức độ gia tăng chiều dày lớp đá phiến sét phía dưới. Ngoài ra, các nhà địa cơ học cũng xác nhận rằng, giá trị của thông số bùng nền TS_{BN} tỷ lệ nghịch với hàm lượng nước chứa trong nền.

Mặc dù các kết quả mô tả trên đây của Chugh Y. P., Bandopadhyay C. và Caudle R. D. đã được sử dụng một cách hiệu quả trong quá trình thiết kế các thành phần cấu thành hệ thống khai thác buồng-cột trên cơ sở tính toán mức độ khấu khoáng sản, đảm bảo làm giảm một cách hiệu quả hiện tượng bùng nền tại Hoa Kỳ, nhưng các biểu đồ trên hình H.7.4 có thể không áp dụng được cho các vùng, các vỉa than khác. Do đó, để có thể áp dụng chúng một cách rộng rãi, các nhà địa cơ học cần phải thực hiện những nghiên cứu tiếp theo.

7.7. Trụ bảo vệ linh hoạt

Button S., Martin E., Carr F., Gratner B. và Serata S. đã mô tả một phương pháp hợp lý mới điều khiển áp lực mỏ. Phương pháp này cho phép thoát khỏi vấn đề bùng nền mạnh khi khai thác vỉa than bằng phương pháp khai thác buồng-cột tại mỏ số 5 tại Alabama thuộc Công ty Jim Walter Resources (Hoa Kỳ) [60].

Các nhà địa cơ học này đã thông báo rằng, việc sử dụng các trụ bảo vệ linh hoạt để điều khiển áp lực mỏ sẽ đảm bảo sự gia tăng lợi nhuận tại các mỏ số 3, 4 và 7 sau khi chuyển sang khai thác than bằng các lò chợ dài trong hệ thống khai thác panen.

Ý tưởng chủ yếu của phương pháp mới điều khiển áp lực mỏ trên đây thể hiện ở phương pháp sử dụng các trụ bảo vệ linh hoạt để phân bố lại ứng suất xung quanh công trình ngầm.

Kết quả này dẫn đến việc: các điểm tập trung ứng suất cao nhất tại các vùng dễ bị phá huỷ nhất ở nóc, nền công trình sẽ chuyển dịch vào sâu phía trong khối đá và chuyển dịch vào các vùng đá cứng rắn hơn.

Quá trình phân tích các đường bao Mohr cho thấy, các trụ bảo vệ cứng thông thường sẽ dẫn đến sự hình thành trường ứng suất không thuận lợi nhất cho độ ổn định của nóc và nền công trình. Việc điều khiển trạng thái ứng suất khối đá bằng các trụ bảo vệ linh hoạt đã cho phép một loạt mỏ có khả năng chống lại hiện tượng phá huỷ nền công trình ngầm một cách hiệu quả.

Hiện nay còn tồn tại những giải pháp khác để giải quyết vấn đề ổn định nền công trình ngầm. Theo Aggson J. có thể giảm tải trọng tác dụng lên nền công trình ngầm từ phía các ứng suất theo phương nằm ngang bằng các rãnh (khe) thẳng đứng tại phần trung tâm công trình ngầm.

Theo Bains A. S., Agapito J. F. T., Mitchell S. J., Hardy F. P., hiệu ứng này có thể đạt được bằng phương pháp sử dụng hướng thi công hợp lý của công trình ngầm so với các trục chính của ứng suất theo phương nằm ngang hay bằng giải pháp sử dụng vì neo để gia cường nền công trình ngầm [60].

7.8. Tính giá trị áp lực đất đá tác dụng từ phía nền công trình ngầm

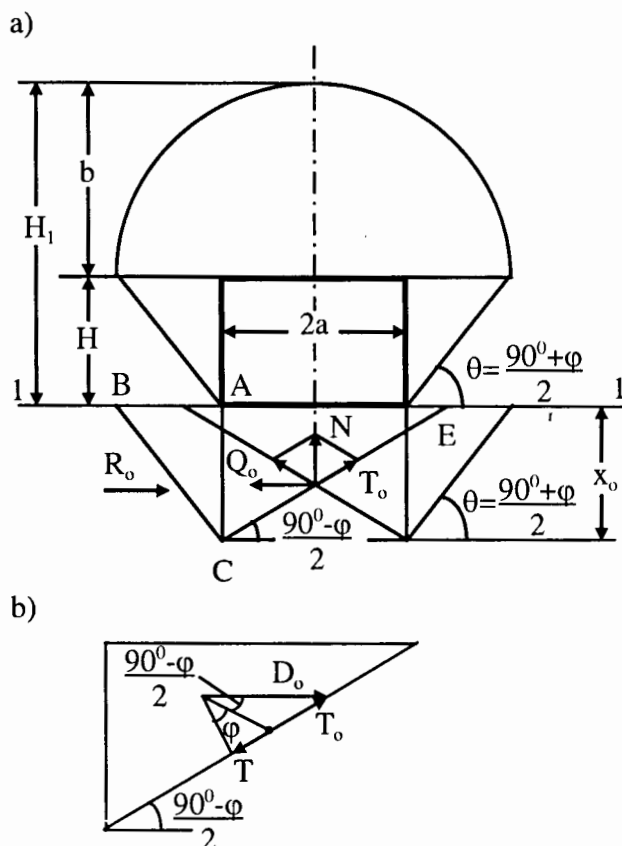
7.8.1. Phương pháp Ximbarevitr

Đại lượng áp lực đất đá từ phía nền công trình ngầm thường thể hiện dưới dạng “bùng nền” hoặc hiện tượng đẩy trôi đất đá từ phía nền công trình. Hiện tượng “bùng nền” được nhiều nhà địa cơ học giải thích thông thường bằng nhiều nguyên nhân sau đây [38]:

- * Hiện tượng trương nở đất đá dưới sự ảnh hưởng của nước ngầm;
- * Hiện tượng gia tăng thể tích đất đá do nguyên nhân toi rời của đất đá trong vùng biến dạng không đàn hồi;
- * Kết quả của hiện tượng nén ép, dồn đẩy đất đá dưới tác dụng của áp lực tựa trong vùng hông công trình tương tự như hiện tượng dồn đẩy đất đá từ phía dưới khuôn nén ép;
- * Kết quả của hiện tượng chảy dẻo đất đá do vận động của trạng thái không cân bằng trong khối đá nền công trình ngầm.

Tuỳ thuộc vào bản chất cơ chế xuất hiện của hiện tượng “bùng nền” đất đá, nhiều nhà địa cơ học đã đề xuất nhiều công thức tính giá trị áp lực đất đá từ phía nền công trình tác dụng lên kết cấu chống giữ hoặc mô tả các giai đoạn riêng lẻ cấu thành quá trình hình thành hiện tượng “bùng nền”.

Các đại lượng áp lực nền tác dụng lên kết cấu chống giữ được xem như kết quả của quá trình hình thành các vùng biến dạng không đàn hồi có thể xác định theo các công thức của Labass A. (Bỉ) và của Ruppeneit K. V. (Nga). Việc xác định áp lực nền tác dụng lên kết cấu chống giữ như kết quả của quá trình tác dụng tương hỗ giữa các lăng trụ đất đá trượt và các lăng trụ dồn đẩy đất đá đã được Ximbarevit M. M. và Terzaghi K. thực hiện.



H.7.5. Sơ đồ xác định quá trình tác dụng tương hỗ giữa các lăng trụ đất đá trượt và các lăng trụ dồn đẩy trời đất đá phía nền công trình ngầm (theo Ximbarevit M. M. [38]).

Terzaghi K. chưa đưa được bài toán nghiên cứu đến kết quả cuối cùng. Terzaghi K. mới chỉ giới hạn lời giải trong các mối quan hệ xác định các mức độ ổn định cho nền công trình ngầm.

Tại đây, Terzaghi K. chỉ mới xem xét bài toán sử dụng cho môi trường đã được lý tưởng hoá khi môi trường chỉ có lực dính kết mà không có lực ma sát trong và cho trường hợp môi trường rời lý tưởng.

Bài toán “bùng nền” công trình ngầm đã được Ximbarevitr M. M. xem xét một cách kỹ lưỡng hơn. Theo Ximbarevitr M. M., sơ đồ xác định quá trình tác dụng tương hỗ giữa các lăng trụ đất đá trượt và các lăng trụ đùn đẩy đất đá phía nền công trình ngầm thể hiện trên hình H.7.5.

Đất đá nền công trình ngầm bị chất tải từ phía trên theo đường mức mặt nền “1-1” (hình H.7.5) bằng một tải trọng thẳng đứng nào đó. Dưới sự tác động của tải trọng thẳng đứng này, đất đá nền sẽ bị đẩy trôi vào phía trong công trình ngầm (hiện tượng bùng nền).

Theo Ximbarevitr M. M., điều kiện tác dụng tương hỗ giữa lăng trụ trượt ABC (áp lực chủ động) và lăng trụ bị đẩy trôi ACE (áp lực bị động) thể hiện như sau: giả sử rằng, đất đá không liên kết với nhau, không có lực dính kết, đại lượng áp lực tựa thẳng đứng tại các khu vực hông được xác định bằng trọng lượng của cột đất đá có chiều cao bằng $H_1=H+b$. Tại đây: H – Chiều cao của công trình ngầm; b – Chiều cao của vòm cân bằng tự nhiên.

Bài toán được giải quyết với trình tự sau: đầu tiên xác định chiều sâu của vùng trượt đất đá theo công thức [38]:

$$x_0 = H_1 \cdot \left[\frac{\operatorname{tg}^4 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right)}{1 - \operatorname{tg}^4 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right)} \right] \quad (7.27)$$

Trong đó: $H_1=H+b$ – Chiều cao của đỉnh vòm cân bằng tự nhiên tính từ nền công trình ngầm; H – Chiều cao của công trình ngầm; b – Chiều cao của vòm cân bằng tự nhiên; φ – Góc ma sát trong của đất đá.

Đất đá tại độ sâu $h > x_0$ sẽ nằm trong trạng thái cân bằng đàn hồi, còn tại độ sâu $h < x_0$ – đất đá sẽ nằm trong trạng thái chuyển dịch vào phía trong công trình ngầm.

Giá trị áp lực tác dụng theo phương nằm ngang vào phía trong công trình ngầm được xác định theo công thức:

$$D_0 = (R_0 - Q_0) \Rightarrow$$

$$D_o = \frac{\gamma \cdot x_o}{2} (x_o - 2 \cdot H_1) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) - \frac{\gamma \cdot x_o^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right). \quad (7.28)$$

Trong đó: R_o – Giá trị áp lực chủ động; Q_o – Giá trị áp lực bị động; γ - Trọng lượng thể tích của đất đá.

Các giá trị lực tác dụng theo phương nằm ngang D_o sẽ dẫn đến sự xuất hiện các lực tác dụng trên các mặt phẳng nằm nghiêng. Các lực tác dụng trên mặt phẳng nằm nghiêng này sẽ hình thành tổ hợp lực pháp tuyến N tác dụng hướng lên phía trên (hình H.7.5).

Đại lượng lực T_o được xác định từ sơ đồ hình H.7.5.b:

$$T_o = \frac{D_o}{2 \cdot \sin \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} = \frac{D_o}{2 \cdot \cos \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right)}. \quad (7.29)$$

Đại lượng lực N đặc trưng cho tổng giá trị áp lực đất đá tác dụng từ nền công trình ngầm xác định từ hình H.7.5 theo công thức:

$$N = 2 \cdot T_o \cdot \sin \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) = D_o \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right). \quad (7.30)$$

Để đánh giá phương pháp tính trên đây, cần chỉ ra rằng, áp lực tựa tại các khu vực hông công trình ngầm được xác định bằng trọng lượng của cột đất đá tính từ đường “1-1” (hình H.7.5.a) đến mặt thoáng mặt đất có xét tới cả hệ số tập trung ứng suất.

Do đó, tùy theo mức độ gia tăng độ sâu công trình ngầm thì trạng thái không cân bằng của đất đá tại nền công trình ngầm có kèm theo hiện tượng đẩy trôi mạnh của đất đá nền công trình ngầm sẽ xảy ra thường xuyên hơn.

Tuy nhiên, theo lý thuyết của Ximbarevitr M. M., giá trị áp lực không phụ thuộc vào độ sâu của công trình, còn cột đất đá tạo nên áp lực tác dụng lên khối lăng trụ trượt sẽ được xác định bằng chiều cao của công trình ngầm, chiều cao của vòm cân bằng tự nhiên và không thể tạo nên trạng thái không cân bằng ngay cả trong đất đá với mức độ bền vững cơ học không lớn.

Bài toán trên đây sẽ thỏa mãn các điều kiện thực tế hơn nếu trong quá trình thiết lập chúng các nhà địa cơ học thay thế đại lượng áp lực tựa bằng đại lượng trọng lượng cột đất đá tác dụng phía trên tính tới mặt thoáng mặt đất có xét tới cả hệ số tập trung ứng suất. Tại đây, trong các đặc tính cơ học đất đá, ngoài góc ma sát trong các nhà địa cơ học còn đưa thêm vào hệ số dính kết của đất đá.

7.8.2. Phương pháp Xlexarev

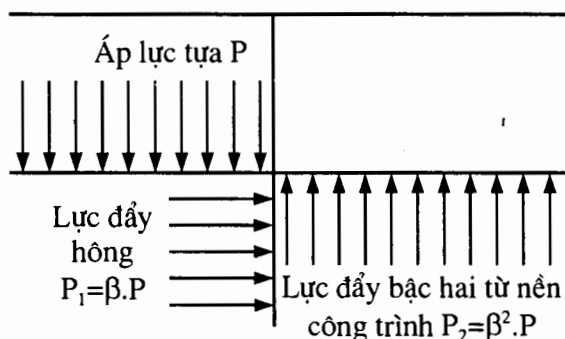
Khác với Ximbarevitr M. M., Xlexarev V. Đ. đã xem xét giá trị áp lực tác dụng từ phía nền công trình ngầm như là đại lượng phản lực hông bậc hai. Từ lý thuyết trạng thái ứng suất tổng quát, trong đất đá không dính kết tại nền công trình ngầm sẽ có các lực đẩy hông tác dụng sau đây [38]:

$$P_1 = (\gamma \cdot H_{ct} + P_o) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right). \quad (7.31)$$

Trong đó: H_{ct} - Độ sâu bố trí công trình ngầm; P_o - Giá trị tải trọng phụ tác dụng lên các trụ bảo vệ của công trình ngầm xuất hiện từ sự ảnh hưởng của công tác khai thác trong lò chợ và các nguyên nhân khác.

Các lực đẩy hông P_1 sẽ gây nên các lực đẩy hông bậc hai. Tiếp theo, các lực này sẽ gây nên áp lực P_2 tác dụng lên công trình ngầm từ phía nền (hình H.7.6):

$$P_2 = (\gamma \cdot H_{ct} + P_o) \cdot \operatorname{tg}^4 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right). \quad (7.32)$$



H.7.6. Sự xuất hiện áp lực đất đá từ phía nền công trình ngầm (theo Xlexarev V. Đ. [38]).

Tất cả các phương pháp trên đây đều chứa đựng phương pháp tiếp cận có bản chất chỉ xem xét trạng thái cân bằng trọng lượng hoặc trạng thái không cân bằng trọng lượng của đất đá mà không xét tới yếu tố phụ thuộc của chúng theo thời gian. Thực tế đã chỉ ra rằng, hiện tượng đẩy trôi đất đá từ phía nền công trình ngầm là một quá trình lưu biến. Trạng thái không cân bằng trọng lượng không xuất hiện tức thời ngay sau khi

đào công trình mà chỉ xuất hiện sau một khoảng thời gian tính bằng nhiều tuần, nhiều tháng hoặc nhiều năm.

Ngoài ra, sự chuyển dịch của đất đá từ phía nền công trình ngầm là một quá trình động lực học phức tạp. Những lời giải trong phép tiếp cận tĩnh học đã xem xét trên đây không phản ánh đúng bản chất của hiện tượng, mặc dù những kết quả nghiên cứu này với mức độ chính xác hoá đủ lớn hoàn toàn có thể sử dụng để giải quyết các bài toán địa cơ học cụ thể trên thực tế.

7.8.3. Phương pháp Lutkin

Trong một số trường hợp chỉ có một số lớp đất đá bao quanh bị đẩy trôi vào phía trong công trình ngầm. Đây là một dạng thể hiện đặc trưng khác của áp lực mỏ. Quá trình này đặc trưng bởi sự hình thành vùng biến dạng không đàn hồi xung quanh công trình ngầm nhưng có những đặc tính đặc biệt xác định bởi những điều kiện tương ứng. Lời giải của Lutkin V. A. đánh giá mức độ bùng nền của công trình ngầm có nội dung như sau [30].

Lutkin V. A. cho rằng, trong trường hợp tổng quát khi nghiên cứu và khảo sát các quá trình địa cơ học dẫn đến sự hình thành vùng biến dạng không đàn hồi thì sự phân bố của đất đá theo độ bền xung quanh công trình ngầm được tiếp nhận như là giá trị đã được trung bình hoá.

Tuy nhiên, nguyên nhân cơ bản của việc xuất hiện hiện tượng bùng nền, đẩy trôi đất đá vào phía trong công trình ngầm chính là sự khác biệt đột ngột theo các chỉ tiêu cơ học của các khối đất đá cơ bản và đất đá của lớp bùng nền.

Quá trình bùng nền thường được quan sát và nhận thấy trong công trình ngầm dưới dạng hiện tượng đẩy trôi của lớp đất đá có các chỉ tiêu cơ học thấp hơn, kém bền vững hơn thông qua một lớp-vùng đất đá bền vững hơn. Khi đó, lớp-vùng đất đá bền vững hơn này đóng vai trò như là một khuôn nén ép (khuôn đẩy trôi).

Trên thực tế, đất đá bị đẩy trôi chính là những loại đất đá chủ yếu có chứa các thành phần sét đặc trưng bởi các chỉ tiêu bền thấp. Ví dụ, đá phiến sét vùng Đônbas có độ bền nhỏ hơn 200 kg/cm^2 sẽ gây nên hiện tượng bùng nền trong công trình ngầm.

Hiện tượng đẩy trôi đất đá bao quanh vào phía trong công trình ngầm thường xuất hiện tại nền công trình. Hiện tượng này hiếm khi xảy ra tại hông công trình và gần như hoàn toàn không xuất hiện tại nóc công trình ngầm. Nguyên nhân chủ yếu của hiện tượng này trong các mỏ than là sự tồn tại của các lớp đất đá yếu tại nền của các vỉa than.

Một trong số các điều kiện đặc biệt tạo nên hiện tượng bùng nền là mức độ sưng nước của các công trình ngầm và mức độ nhạy cảm của

các loại đá sét đối với hiện tượng tan rã trong nước. Ngay cả đá phiến sét khi no nước cũng bị suy giảm độ bền xuống hai (hoặc lớn hơn hai) lần. Do đó, sự tồn tại của nước trong công trình ngầm sẽ tạo nên những điều kiện thuận lợi để cho quá trình bùng nền phát triển. Vì vậy, khu vực các lớp đất đá nền nằm gần vị trí rãnh thoát nước sẽ có khả năng phát triển quá trình bùng nền mạnh nhất.

Ngoài ra, một số loại đất đá có hàm lượng lớn mica nước (hidromica), oxit kali, oxit natri... sau khi hấp thụ nước sẽ gia tăng thể tích (bị trương nở) (bảng 7.4). Tuy nhiên, hiện tượng này chỉ ảnh hưởng tới cường độ phát triển bùng nền trong đất đá sét dẻo. Giá trị tốc độ bùng nền chịu sự ảnh hưởng ở mức độ khá lớn từ phía chiều dày của các lớp đất đá có độ bền nhỏ (bảng 7.5).

Bảng 7.4. Mức độ gia tăng thể tích của một số loại đất đá bão hoà nước.

Nº	Chủng loại đất đá	Hệ số trương nở, %
1	Đất sét dẻo	15÷28
2	Đất sét pha cát	3÷16
3	Đất sét phân phiến cứng và đất sét cứng có than	2÷5
4	Cát pha sét	0,5÷0,6
5	Đá phiến sét	3÷5

Bảng 7.5. Tốc độ bùng nền của một số loại đất đá (theo [30]).

Chủng loại của lớp đá nền trực tiếp	Chiều dày của lớp đá nền trực tiếp, m	Tốc độ bùng nền trung bình, cm/tháng
Đá phiến cát	0,5	5÷12
Đá phiến sét	0,5÷0,6	6÷8
Đá phiến sét	0,5	7÷10
Đá phiến sét và đá phiến cát	0,75	10÷15
Đá phiến sét	1,2	10÷60
Đá phiến sét	1,5÷2,0	50
Đá phiến cát	2,6	50÷60

Hiện tượng bùng nền có liên quan chặt chẽ với trạng thái ứng suất của đất đá trong trường hợp hình thành vùng biến dạng không đàn hồi.

Nghĩa là, hiện tượng bùng nền có liên quan với độ sâu của công trình ngầm tính từ mặt đất. Ngoài ra, cùng với sự gia tăng độ sâu thì số lượng tương đối của các vỉa có xảy ra hiện tượng bùng nền sẽ gia tăng một cách đáng kể (xem bảng 7.6).

Bảng 7.6. Sự phụ thuộc giữa số lượng tương đối của các vỉa có xảy ra hiện tượng bùng nền (tính bằng % của tổng số lượng các vỉa khai thác) và độ sâu khai thác (theo Lutkin V. A. [30]).

Độ sâu khai thác, m	Tổng số lượng các vỉa khai thác (A)	Số lượng các vỉa có xảy ra hiện tượng bùng nền (B)	Tỷ số (B/A), %
< 200	318	52	16
200÷400	339	74	22
400÷600	127	48	38

Cường độ thể hiện của hiện tượng bùng nền trong công trình ngầm phụ thuộc vào chiều rộng của chúng. Ví dụ, trong những điều kiện nhất định, theo số liệu của Gorodnitrev V. M. thì chi phí chống giữ 1 mét dài công trình ngầm xây dựng bằng gương đào rộng sẽ có giá trị nhỏ hơn hai lần chi phí chống giữ 1 mét dài công trình ngầm xây dựng bằng gương đào hẹp. Để chống lại hiện tượng bùng nền, thường các nhà địa cơ học sử dụng giải pháp thi công các công trình ngầm bằng công nghệ xiên-chéo nhau trong những điều kiện khai thác thực tế.

Khi tồn tại lớp đá có khả năng gây nên hiện tượng bùng nền trong khối đá bao quanh công trình ngầm thì vấn đề quan trọng nhất đối với các nhà địa cơ học là phải dự báo (phải xác định) chuẩn xác giá trị thể tích của khối đất đá sẽ bị đẩy trôi lên (khối lượng đất đá bị bùng nền). Nghĩa là, khi đó các nhà địa cơ học phải xác định thể tích đất đá sẽ bị đẩy trôi, bùng vào phía trong công trình tính cho một đơn vị chiều dài công trình ngầm hoặc tính cho một đơn vị diện tích mặt nền của chúng.

Sau khi thu được mức độ đánh giá cụ thể về giá trị thể tích đất đá bùng nền, các nhà địa cơ học có thể có cơ sở để giải quyết các vấn đề: có cần phải áp dụng các giải pháp chống giữ cho nền công trình ngầm hay không? Nếu phải áp dụng biện pháp chống giữ cho nền công trình ngầm thì phải lựa chọn loại hình kết cấu chống giữ nào?

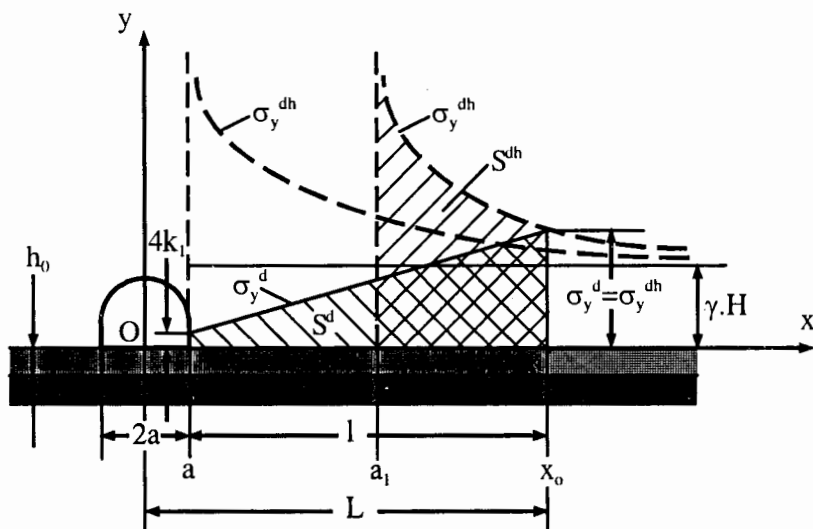
Hiện nay có rất nhiều công trình nghiên cứu về hiện tượng bùng nền. Tuy nhiên, phần lớn chúng chỉ dừng lại ở mức độ xác định tải trọng tác dụng lên kết cấu chống giữ công trình ngầm sau khi đã giả thiết rằng công trình ngầm có sử dụng kết cấu vòm ngược. Khác với các công trình

nghiên cứu đó, Lutkin V. A. đã nghiên cứu vấn đề xác định thể tích đất đá bùng nền trên cơ sở lý thuyết cơ học môi trường liên tục có xét tới các tính chất lưu biến của đất đá.

Các tính chất lưu biến của đất đá bùng nền tại đây được Lutkin V. A. sử dụng theo mô hình của Bingham. Trong đó Lutkin V. A. đã đưa vào chỉ tiêu (gọi là) giới hạn chảy tĩnh học theo biến dạng trượt, cắt k_1 .

Theo Lutkin V. A., giá trị của chỉ tiêu này có thể lấy gần đúng như sau: $k_1 = [(0,5 \div 0,6) \cdot C]$ – Đối với các chủng loại đá rất mềm yếu; $k_1 = [(0,6 \div 0,8) \cdot C]$ – Đối với các chủng loại đá bền vững hơn; C – Hệ số dính kết của đất đá.

Theo Lutkin V. A., sơ đồ tính toán được xây dựng dưới dạng một lớp đất đá bùng nền bị nén ép giữa các lớp đất đá cứng vững hơn bao quanh. Lớp đất đá bùng nền chịu nén ép này nằm trực tiếp ngay phía dưới nền công trình ngầm (hình H.7.7) [30].



H.7.7. Sơ đồ tính toán để xác định giá trị đất đá bùng nền (theo Lutkin V. A. [30]).

Cùng với quá trình thi công công trình ngầm, xung quanh lớp đất đá bùng nền bị nén ép này sẽ tạo nên hiện tượng tập trung ứng suất. Giá trị của ứng suất tập trung này tại mức nền công trình ngầm sẽ được xác định từ lời giải của bài toán lý thuyết đàn hồi và có thể tính theo công thức sau đây:

$$\sigma_y = \gamma \cdot H \cdot \frac{x}{\sqrt{x^2 - a^2}} \quad (7.33)$$

Trong đó: a – Giá trị một nửa khẩu độ của công trình ngầm; x – Toạ độ vị trí điểm xem xét theo phương nằm ngang; γ – Trọng lượng thể tích của đất đá; H – Độ sâu bố trí công trình ngầm (hình H.7.7).

Do sự tồn tại của hiện tượng tập trung ứng suất trong lớp đất đá yếu, cho nên ngay tức thì tại đây sẽ hình thành vùng chảy dẻo. Vì vậy, đại lượng ứng suất trong vùng khối đá này sẽ được tìm ra bằng phương pháp giải bài toán dẻo.

Kích thước của vùng chảy dẻo này phụ thuộc chủ yếu vào đặc tính lưu biến của đất đá và có giá trị lớn hơn nhiều so với các kích thước của các vùng biến dạng không đàn hồi.

Sự phân bố ứng suất trong vùng biến dạng dẻo được xác định từ lời giải của Iliusin A. A. cho bài toán biến dạng dẻo của tấm bị nén ép trên máy nén. Trong trường hợp áp dụng cho bài toán nghiên cứu ứng suất trong khối đá nền, quy luật phân bố giá trị ứng suất có dạng như sau:

$$\sigma_y = 2 \cdot k_1 \cdot \left(2 + \frac{x - a}{h_0} \right) \quad (7.34)$$

Trong đó: k_1 – Phải là hệ số dẻo, tuy nhiên trong lời giải bài toán này có thể chọn chúng dưới dạng đại lượng giới hạn chảy tĩnh học theo biến dạng trượt, cắt; h_0 – Chiều dày của lớp đất đá bùng nền.

Giới hạn của vùng dẻo có thể xác định gần đúng từ điều kiện cân bằng ứng suất $\sigma_y^d = \sigma_y^{dh}$ trên biên giới các vùng biến dạng dẻo và vùng biến dạng đàn hồi trong mặt cắt ngang x_0 (hình H.7.7).

Ngay sau khi thi công công trình ngầm, trong quá trình hình thành vùng biến dạng dẻo, một phần tải trọng (do lớp đất đá bùng nền chịu tải) được xác định từ lời giải bài toán biến dạng đàn hồi và vượt quá giá trị tải trọng nhận được từ lời giải của bài toán biến dạng dẻo sẽ chuyển dịch dần vào phía sâu trong khối đá. Đường biên giới “a” sẽ tiếp nhận đường biên giới mới là “a₁”.

Như vậy, có thể xem rằng, sự phát triển vùng biến dạng dẻo cũng sẽ được xác định bằng điều kiện cân bằng của các phần diện tích tại các biểu đồ $S^d = S^{dh}$ (hình H.7.7). Kết quả thu được hai đại lượng chưa biết là x_0 và a_1 . Để xác định giá trị cho hai đại lượng chưa biết đó Lutkin V. A. đã thiết lập hai phương trình.

Điều kiện $\sigma_y^d = \sigma_y^{dh}$ có thể mô tả bằng phương trình thứ nhất:

$$\gamma.H \cdot \frac{x_o}{\sqrt{x_o^2 - a_1^2}} = 2.k_1 \cdot \left(2 + \frac{x_o - a}{h_o} \right). \quad (7.35)$$

Đẳng thức của các tải trọng $S^d = S^{dh}$ được thể hiện bằng điều kiện sau đây:

$$\gamma.H \cdot \int_a^{x_o} \left(\frac{x}{\sqrt{x^2 - a^2}} dx \right) = 2.k_1 \cdot \int_a^{x_o} \left(2 + \frac{x - a}{h_o} \right) dx. \quad (7.36)$$

Sau khi tích phân biểu thức (7.36), Lutkin V. A. nhận được phương trình thứ hai có dạng như sau:

$$\gamma.H \cdot \sqrt{x_o^2 - a_1^2} = 2.k_1 \cdot \left[2.(x_o - a) + \frac{(x_o - a)^2}{2.h_o} \right]. \quad (7.37)$$

Sau khi ký hiệu $l = (x_o - a)$ là chiều dài vùng chảy dẻo; $k^* = (\gamma.H)/(2.k_1)$ và giải hệ phương trình (7.35), (7.37), Lutkin V. A. nhận được điều kiện để xác định đại lượng “l” như sau:

$$l^3 + 6.h_o.l^2 + 2.h_o^2 \cdot [4 - (k^*)^2]l - 2.(k^*)^2.h_o^2.a = 0. \quad (7.38)$$

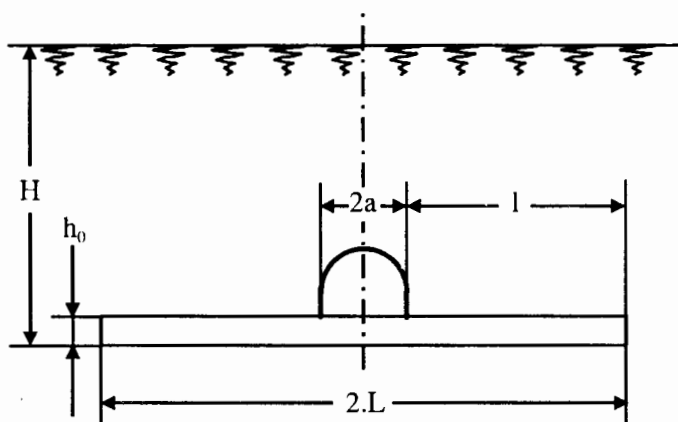
Bài toán xác định thể tích đất đá bị đẩy trôi vào trong công trình ngầm từ lớp đất đá bùng nền được giải quyết từ những giả thiết sau đây: từ hai phía công trình ngầm (H.7.8) sẽ hình thành một vùng đất đá có chiều rộng $2.L = 2.(a+l)$ và chiều cao h_o nằm trong trạng thái biến dạng dẻo dưới sự tác dụng của ứng suất σ_y^d .

Dưới sự tác dụng của trọng lượng khối đá “ $\gamma.H$ ” sẽ xảy ra các hiện tượng uốn cong của lớp đất đá phía trên và lớp đất đá phía dưới trên các mặt tiếp xúc với lớp đất đá bùng nền.

Tuy nhiên, lớp đất đá bùng nền nằm trong trường ứng suất σ_y^d sẽ chống lại quá trình uốn cong của các lớp đất đá nằm phía trên, phía dưới và tạo nên sự uốn cong theo hướng ngược lại.

Giá trị của thể tích đất đá bị đẩy trôi vào trong công trình ngầm từ lớp đất đá bùng nền được xác định như là hiệu số của các độ cong vòng đó. Trong dạng tổng quát, giá trị của thể tích đất đá bị đẩy trôi vào trong công trình ngầm được Lutkin V. A. đề xuất xác định như sau:

$$V = 4.(V_o - V_l) = 4 \cdot \left[\int_0^L U(\gamma H) dx - \int_0^L U(\sigma_y) dx \right]. \quad (7.39)$$



H.7.8. Sơ đồ xác định thể tích đất đá bùng nền bị đẩy trôi vào phía trong công trình ngầm (theo Lutkin V. A. [30]).

Việc tìm kiếm các phương trình trên đây và lời giải tổng quát được Lutkin V. A. thực hiện bằng lý thuyết đàn hồi. Giá trị của thể tích đất đá bị đẩy trôi vào phía trong công trình từ lớp đất đá bùng nền tính cho một đơn vị chiều dài công trình ngầm có chiều rộng nền bằng “2.a” có thể tìm thấy từ công thức:

$$V = \frac{4 \cdot (1 - \mu^2) \cdot L^2}{E} \left[\frac{\pi \cdot \gamma \cdot H}{2} - 4 \cdot k_1 \cdot A - \frac{2 \cdot k_1 \cdot L}{h_0} \cdot B \right] \quad (7.40)$$

Trong đó:

$$A = \arccos\left(\frac{a}{L}\right) - \left(\frac{a}{L}\right) \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{a}{L}\right)^2}; \quad (7.41)$$

$$B = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{a}{L}\right)^2} - \left(\frac{a}{L}\right) \cdot \arccos\left(\frac{a}{L}\right); \quad (7.42)$$

E và μ - Các hằng số đàn hồi của đất đá trong lớp đất đá bùng nền; $L = (l + a)$ (xem hình H.7.7); k_1 - Giới hạn chảy tĩnh học theo biến dạng trượt, cắt của lớp đất đá bùng nền.

Giá trị của thể tích đất đá bị đẩy trôi vào trong công trình từ lớp đất đá bùng nền tính cho 1 m² nền công trình ngầm, hay chiều cao của nền công trình ngầm bị nâng lên (bị đẩy trôi lên vào phía trong công trình ngầm) sẽ được xác định theo công thức:

$$v = \frac{V}{2.a}. \quad (7.43)$$

Từ giá trị chiều cao của nền công trình ngầm bị nâng lên (bị đẩy trôi lên vào phía trong công trình ngầm) “v” xác định theo công thức (7.43), các nhà địa cơ học có thể sử dụng một phương pháp dự báo ổn định nào đó (ví dụ phương pháp VNIMI – mục 5.4.2) để đánh giá cấp độ ổn định cho khối đá tại nền công trình ngầm. Từ đây, các nhà địa cơ học có thể lựa chọn giải pháp chống giữ, kết cấu chống giữ hợp lý cho nền công trình ngầm trong những điều kiện địa cơ học cụ thể.

CHƯƠNG 8

HIỆN TƯỢNG “NỔ ĐÁ” VÀ PHƯƠNG PHÁP ĐIỀU KHIỂN

8.1. Tổng quan

Rất nhiều năm qua, các hiện tượng “nổ đá” (còn gọi là “cú đấm mỏ”) đã phá hoại những hoạt động bình thường tại các mỏ khai thác than và khai thác quặng của nhiều nước trên thế giới. Một số lượng lớn thông tin về hiện tượng phá huỷ động học đá này đã xuất phát từ châu Mỹ, châu Âu, châu Phi và châu Á. Trên thực tế, các vụ “nổ đá” đã gây ra những tổn hại đáng kể, làm công nhân mỏ bị thương, phá hoại các công trình ngầm và giảm tốc độ khai thác khoáng sản có ích.

Trong những năm gần đây, nhờ những kết quả nghiên cứu cơ bản sâu sắc, cũng như thông qua các quan sát và đo đạc trong mỏ về các vụ “nổ đá”, cho nên ở một mức độ đáng kể, các nhà địa cơ học đã giải thích, kiểm soát và trong một số trường hợp đã thành công trong việc giảm nhẹ tần suất xuất hiện của chúng. Mặc dù đã xuất hiện khả năng giảm nhẹ tần suất xuất hiện của các vụ “nổ đá”, vấn đề quan trọng này cho đến nay vẫn còn rất bức xúc cho ngành khai thác mỏ. Mức độ chính xác của việc dự đoán sự xuất hiện của chúng hiện nay vẫn còn rất thấp. Ngoài ra, cùng với sự gia tăng khối lượng khai thác khoáng sản có ích và chiều sâu khai thác, vấn đề “nổ đá” ngày càng trở nên phức tạp hơn.

Một phần lớn các số liệu về các vụ “nổ đá” đã thu thập được trong quá trình khảo sát nhiều năm tại các mỏ khai thác vàng tại nước Cộng hoà Nam Phi. Tuy nhiên, nhiều nước khác đã đầu tư đáng kể nhằm nghiên cứu hiện tượng này và đã có những thành công nhất định. Báo cáo tổng quan về những thành tựu trong lĩnh vực này lần đầu tiên đã được Viện Mỏ-Luyện kim Luân Đôn công bố vào năm 1984 [60].

Để mô tả hiện tượng “nổ đá” thông thường các nhà địa cơ học hay sử dụng các thuật ngữ khác nhau: các phá huỷ đá tức thì; các vụ “nổ đá” thông thường; các vụ “nổ đá” thuộc dạng kiến tạo; các cú đẩy đá, phụt đá đột ngột; các hiện tượng bắn phá đá; các “cú đấm mỏ”... Các thuật ngữ định nghĩa các hiện tượng trên đây có những sự khác biệt ở mức độ khác nhau. Tuy nhiên, về bản chất có thể nói rằng, “nổ đá” là hiện tượng phá huỷ tức thì khối đá gần công trình ngầm có kèm theo sự giải phóng đột ngột năng lượng biến dạng của vùng khối đá chịu tải (bị chất tải). Do đó, trên thực tế hiện tượng phá huỷ động học này thể hiện dưới dạng các va đập hoặc rung động đột ngột và ở mức độ nhất định, chúng tương tự như hiện tượng động đất. Biên độ của các hiện tượng chấn động có liên quan tới “nổ đá” có thể đạt tới giá trị 1÷5 tính theo thang độ Richters [60].

8.2. Một số thành tựu nghiên cứu hiện tượng “nổ đá” gần đây

Những nghiên cứu tổng quan của Cook N. G. đã cho phép ông giải thích được cơ chế chuẩn bị của hiện tượng “nổ đá”. Những nét tổng quan của quá trình này có thể mô tả như sau: do kết quả hình thành công trình ngầm, trong khối đá sẽ xảy ra sự phân bố lại đáng kể thế năng và năng lượng biến dạng của chúng. Thế năng của đất đá (bị phá vỡ, bóc tách ra khỏi công trình ngầm và được đưa lên mặt đất) sẽ tăng lên. Trong khi đó, năng lượng của đất đá không bị phá hủy xung quanh công trình ngầm sẽ bị giảm xuống.

Nếu các giá trị ứng suất không thay đổi trên một khoảng cách lớn tính từ vùng thực hiện các công tác khai đào ngầm, khối đá sẽ nằm trong trạng thái đàn hồi, trường biến dạng được hình thành sẽ có giá trị không đủ lớn để có thể làm “co, bóp, thu hẹp” hang đào thì trong quá trình giảm thế năng của đất đá, một phần năng lượng sẽ được tích tụ dưới dạng năng lượng biến dạng đàn hồi tập trung xung quanh hang đào, còn một phần khác sẽ bị phân tán hoặc được giải phóng.

Nếu chính khối đá đó nằm trong trạng thái không tuân theo đặc tính đàn hồi hoặc có thể xảy ra hiện tượng “co, bóp, thu hẹp” mạnh hang đào thì dưới dạng năng lượng biến dạng chỉ có một phần năng lượng được tập trung, còn phần lớn năng lượng sẽ bị phân tán hoặc bị giải phóng. Cook N. G. đã cho rằng: “Một trong số các nguyên nhân sinh ra “nổ đá” là hiện tượng giải phóng không đều phần năng lượng hình thành nhờ quá trình giảm thế năng đất đá xung quanh hang đào. Một phương pháp giải thích khác cho cơ chế hiện tượng “nổ đá” có thể trình bày như sau: những thay đổi xuất hiện trong khối đá dưới sự ảnh hưởng của các công tác khai đào đơn giản chỉ là tác nhân, yếu tố gây kích thích lên quá trình hoạt động mạnh mẽ của “ổ chứa bí mật” của hiện tượng động đất. Trong khi hiện tượng này hình thành chủ yếu nhờ năng lượng biến dạng sinh ra do đặc tính không đồng đều tự nhiên của trường ứng suất...” [60].

Salamon M. D. G. đã chứng minh rằng, những tiêu chuẩn năng lượng nhất định có thể được xem như là thước đo tốt nhất cho mức độ nguy hiểm của hiện tượng “nổ đá”. Do đó, việc kiểm tra các chỉ tiêu năng lượng là cơ sở lý thuyết của phần lớn các phương pháp kỹ thuật-công nghệ nhằm giảm thiểu mức độ nguy hiểm xuất hiện các hiện tượng động học áp lực mỏ. Trên thực tế của quá trình khai thác khoáng sản, cuộc đấu tranh với các vụ “nổ đá” được tiến hành dựa trên tổ hợp của ba giải pháp sau đây:

* Thứ nhất – Các giải pháp chống giữ hiệu quả không gian lò chợ;

* Thứ hai - Lựa chọn các sơ đồ hợp lý quy hoạch và xây dựng các công trình ngầm;

* Thứ ba - Kiểm tra hiện tượng “co, bóp, thu hẹp” hang đào.

Brown E. T. đã chỉ ra các đặc điểm sau đây của hiện trạng về công tác dự báo và kiểm tra hiện tượng “nổ đá”:

* Các vụ “nổ đá” sẽ dẫn đến hiện tượng sụt lở các cục đá, vùng khối đá và các hiện tượng phá hoại công trình ngầm do nguyên nhân từ quá trình phá huỷ không kiểm soát của khối đá kèm theo sự giải phóng năng lượng dưới dạng các vụ nổ.

* Các vụ “nổ đá” thể hiện dưới dạng một nhóm các hiện tượng địa chấn thuộc một dải tần rộng được kích thích (“kích nổ”) bằng các công tác khai đào hoặc bằng các tác động có nguồn gốc công nghệ khác.

* Các vụ “nổ đá” và các hiện tượng địa chấn có liên quan tới sự xuất hiện của hiện tượng không ổn định của trạng thái cân bằng khối đá. Chúng có thể xảy ra do nguyên nhân chuyển dịch đá theo bề mặt tiếp xúc của các phá huỷ, mặt trượt đã tồn tại, cũng như do sự tác động phá huỷ của đất đá chưa bị phá huỷ trước đó.

* Các vụ “nổ đá” và những biểu hiện địa chấn khác có thể xảy ra không chỉ trong trường hợp khai thác khoáng sản có ích tại độ sâu lớn trong khối đá rắn cứng (nơi chúng thường có những mối quan hệ trực tiếp) mà hiện tượng này còn có thể xảy ra trong các mỏ than, trong các đường hầm giao thông đường bộ và các loại công trình ngầm khác.

* Trạng thái ứng suất biến dạng của đá rắn cứng xung quanh công trình ngầm tại độ sâu lớn có thể được tính toán theo giả thuyết về quá trình biến dạng đàn hồi và sự phá huỷ giòn của khối đá.

* Tại các khu vực không có những phá huỷ địa chất và cấu trúc địa chất phức tạp sẽ tồn tại mối quan hệ tuyến tính giữa luồng năng lượng giải phóng ra khỏi khối đá xác định và tần số, biên độ của các sự kiện địa chấn. Tuy nhiên, khi đánh giá mức độ nguy hiểm của hiện tượng “nổ đá” cần phải xem xét không chỉ giá trị tổng lượng năng lượng được giải phóng dưới sự ảnh hưởng của tổ hợp tất cả các công tác khai đào ngầm mà còn cả giá trị lượng năng lượng sinh ra trên giai đoạn tương ứng của chu kỳ công nghệ.

* Vấn đề quan trọng nhất của quá trình thiết kế các sơ đồ quy hoạch công trình ngầm và quy hoạch các công tác khai đào tại vùng nguy hiểm về hiện tượng “nổ đá” là việc phải cân bằng trước, hạn chế trước luồng năng lượng được giải phóng và hiện tượng tập trung ứng suất phía trước gương lò chợ.

* Các giải pháp thực tế chống lại hiện tượng “nổ đá” phải dựa trên việc lựa chọn sơ đồ quy hoạch đúng đắn cho các công trình ngầm, việc kiểm tra hiện tượng “co, bóp, thu hẹp” các công trình ngầm và hiệu quả chống giữ không gian lò chợ.

* Một trong các giải pháp hiệu quả nhất để điều khiển luồng năng lượng được giải phóng và giảm số lượng vụ “nổ đá” là việc phải bảo tồn các trụ bảo vệ điều hoà.

* Trong một số mỏ, công tác điều khiển hiện tượng “nổ đá” đã được thực hiện một cách hiệu quả bằng phương pháp giảm hiện tượng tập trung ứng suất, phương pháp làm tươi vụn đá hoặc phương pháp thay đổi sơ đồ phá huỷ khối đá (theo Curtis J. F.).

* Các phương pháp kiểm tra liên tục hiện tượng địa chấn trong phần lớn các chỉ dẫn thực tế chỉ là phương tiện khả dĩ để nghiên cứu hiện tượng “nổ đá”.

* Sự huỷ hoại các công trình ngầm do tác động của hiện tượng “nổ đá” có thể bị hạn chế bởi phương pháp sử dụng các giải pháp chống giữ tăng cường.

Brown E. T. đã đi đến kết luận: phần lớn các thành tựu khoa học được sử dụng hiện nay để giảm nhẹ mức độ nguy hiểm của hiện tượng “nổ đá” đã được biết trong nhiều năm trước đây (từ những năm 75 của thế kỷ 20). Mặc dù trong những năm gần đây đã xảy ra những “sự thay đổi tinh tế” nhất định trong các cơ sở lý thuyết, nhưng những thập kỷ gần đây đặc trưng chủ yếu chỉ bằng công tác hệ thống hoá, sự phổ biến những kiến thức, số liệu thực tế và kinh nghiệm đã tập hợp được trước đây [60].

8.3. Một số trường hợp “nổ đá”

Hiện tượng “nổ đá” tại các xí nghiệp khai thác vàng của Cộng hoà Nam Phi là một vấn đề địa cơ học phức tạp nhất trong nhiều năm. Vào năm 1979, khoảng 62% các trường hợp tai nạn chết người đã xảy ra do kết quả của hiện tượng “nổ đá” và những vụ sạt lở đá trong các công trình ngầm (theo Salamon M. D. G.).

Ngay từ năm 1908, Uỷ ban Động đất (Cộng hoà Nam Phi) đã đi đến kết luận: các chấn động quan sát được tại vùng ngoại ô Johannesburg đều “liên quan tới các công tác khai đào”. Tùy theo mức độ mở rộng quy mô khai thác khoáng sản có ích, số lượng các vụ “nổ đá” đã gia tăng từ 7 vụ vào năm 1908 lên tới 233 vụ vào năm 1918. Bảng 8.1 giới thiệu các số liệu về thông số trung bình hàng năm của số người bị thiệt mạng do các vụ “nổ đá” và sạt lở đá trong 50 năm tại Cộng hoà Nam Phi (theo Cook N. G. W.).

Mặc dù trong những năm gần đây đã giảm được số lượng vụ “nổ đá” có thương vong chết người, nhưng số lượng người chết do các vụ “nổ đá” vẫn gia tăng. Trong đó, tỷ lệ số lượng của các hiện tượng này đã đạt tới giá trị bằng 55,7% vào năm 1975. Điều này được giải thích bằng sự gia tăng khối lượng và chiều sâu khai thác khoáng sản. Các số liệu trên

bảng 8.2 đã cho thấy rằng, vào năm 1975 tại 31 mỏ vàng đã xảy ra hơn 680 vụ “nổ đá”. Kết quả đã làm chết 73 người và hơn 48 nghìn ca lao động đã bị mất mát do công nhân bị thương (theo Cook N. G. W.).

Bảng 8.1. Số lượng nạn nhân của các vụ “nổ đá” tại các mỏ vàng thuộc Cộng hoà Nam Phi [60].

Thời gian tính cho từng giai đoạn mười năm	Số lượng các trường hợp tai nạn hàng năm tính cho 1000 công nhân		Tỷ lệ phần trăm số lượng các trường hợp tai nạn có liên quan tới hiện tượng “nổ đá”, %	
	Tổng số	Chết người	Tổng số	Chết người
1926-1935	39,7	2,36	25,0	39,5
1936-1945	50,5	1,68	22,2	44,1
1946-1955	59,9	1,55	21,4	45,9
1956-1965	62,8	1,44	23,5	50,1
1966-1975	60,1	1,31	25,5	55,7

Bảng 8.2. Mức độ thể hiện của áp lực mỏ và xuất hiện các vụ “nổ đá” tại Cộng hoà Nam Phi [60].

Chỉ tiêu chống giữ và hiện tượng “nổ đá”	Giá trị luồng năng lượng được giải phóng, MJ/m ²				
	0÷20	20÷40	40÷60	60÷80	> 80
Tần số vụ “nổ đá”, %	50	30	15	4	1
Kết cấu chống giữ cần phải sử dụng để chống đỡ	Không thường xuyên	Một cách hệ thống	Đặc biệt	Có thể giúp đỡ trong một số trường hợp riêng	Không ngăn được nguy hiểm
Hậu quả tác động của áp lực mỏ và hiện tượng “nổ đá”	Phá hoại không lớn	Phá hoại trung bình	Phá hoại mạnh	Phá hoại rất mạnh	-
Mật độ kết cấu chống giữ, cột chống/m	1,5÷2,0	2,0÷2,5	2,5÷3,5	> 3,5	-

Ghi chú: Năm 1975 tại Cộng hoà Nam Phi đã khai thác trên một diện tích bằng 19 km² và tại đây đã xảy ra 680 vụ “nổ đá” làm chết 73 người.

Công nghiệp khai thác vàng tại Cộng hoà Nam Phi đã đạt được những thành tựu lớn và đã mang lại những đóng góp đáng kể cho ngành địa cơ học trong cuộc đấu tranh với hiện tượng “nổ đá”. Vào năm 1977

Cộng hoà Nam Phi đã công bố một số lượng lớn các báo cáo về vấn đề “nổ đá” trong quá trình khai thác các vỉa quặng tại độ sâu lớn.

Những hiện tượng địa chấn được Cook N. G. W. và một số các nhà địa cơ học khác quan sát sau hơn 15 năm tại các mỏ vàng thuộc Cộng hoà Nam Phi đã chỉ ra rằng, quy mô rộng lớn của các công tác khai đào tại độ sâu lớn (hiện nay đã đạt tới giá trị 4 km tính từ mặt đất) bắt buộc phải kéo theo hiện tượng phá huỷ đất đá trong khối đá. Như vậy, xung quanh mỗi công trình ngầm sẽ hình thành một vùng phá huỷ giòn. Vùng này sẽ là một lớp đất đá mỏng, trong đó các mặt phá huỷ sẽ song song với mặt lộ của công trình. Tuy nhiên, chỉ một phần không lớn những phá huỷ này sẽ dẫn đến sự phá hoại của công trình ngầm. Chỉ có ít hơn 1% từ tất cả số năng lượng được giải phóng trong quá trình đó sẽ được thể hiện dưới dạng các dao động đàn hồi lớn. Cường độ của các hiện tượng địa chấn liên quan tới những phá huỷ lớn của khối đá bằng khoảng 4÷5 độ Richtre. Nghĩa là, quy mô của chúng có thể so với những trận động đất không lớn. Bảng 8.3 giới thiệu những đặc tính về năng lượng của các trận động đất và các vụ “nổ đá”. Những số liệu này đã chứng minh cho sự tương đồng của hai hiện tượng này (theo Cook N. G. W.).

Bảng 8.3. Các chỉ tiêu năng lượng của các vụ động đất và “nổ đá”.

Hiện tượng địa chấn	Năng lượng địa chấn, J	Biên độ theo thang độ Richtre	Tần suất dự đoán xuất hiện trong tháng	Mức độ phá hoại
Hiện tượng vi địa chấn	0,4	- 3,5	2000	Bóc tách đá
	63	- 2,0	300	Bóc tách đá
	$2 \cdot 10^3$	- 1,0	80	Bắn phá đá
	$6,3 \cdot 10^4$	+ 0,0	20	Bắn phá đá
	$2 \cdot 10^6$	+ 1,0	6	Bắn phá đá
	$6,3 \cdot 10^7$	+ 2,0	1,5	“Nổ đá” nhẹ
	$2 \cdot 10^9$	+ 3,0	0,4	“Nổ đá” mạnh
Động đất nhỏ	$6,3 \cdot 10^{10}$	+ 4,0	0,02	“Nổ đá” ở mức độ kiến tạo quy mô lớn

Phần lớn các hiện tượng phá hoại trong khối đá trực tiếp liên quan đến lò chợ. Trên bình đồ thì phần lớn “ổ” (vị trí tập trung) phá hoại nằm trong giới hạn 20 m tính từ gương lò chợ. Nếu xem xét trên mặt cắt thì những phá huỷ lớn thường xảy ra tại khu vực gần các mặt tiếp xúc giữa các lớp đá chứa vàng. Số lượng tần suất xuất hiện lớn nhất của các hiện

tượng áp lực mỏ đã được xác nhận trong thời gian xảy ra công tác nổ mìn và trong khoảng một số giờ tiếp theo sau. Các vụ “nổ đá” có thể xảy ra tại những thời điểm khác, nhưng trong trường hợp này tần suất xuất hiện của chúng thường nhỏ hơn nhiều.

Tại những nước khác có ngành mỏ hoạt động cũng có những vấn đề nghiêm trọng tương tự liên quan tới hiện tượng “nổ đá”. Những vụ “nổ đá” mạnh đã xảy ra tại các mỏ khai thác than ở độ sâu lớn thuộc bể than Rur (CHLB Đức), tại vùng Silezi (Ba Lan) và tại các nước thuộc Liên Xô. Tại khu vực khai thác vàng Kolar (Ấn Độ) ngay từ những năm 1900 đã xảy ra những vụ “nổ đá” rất mạnh. Chấn động từ những vụ “nổ đá” này đôi khi mạnh đến nỗi làm phá huỷ cả những công trình trên mặt đất (theo Krishna Murthy R., Gupta P. B.). Theo đánh giá của các chuyên gia địa chấn, năng lượng các biểu hiện động học của áp lực mỏ như vậy đã đạt tới giá trị 10^6 MJ. Tại Canada, những vụ “nổ đá” đầu tiên đã được xác nhận tại độ sâu 430 m ngay từ năm 1932 ở các mỏ quặng thuộc công ty “Lake Shore” (Ontario). Cook J. F. và Bruce D. đã đưa ra những quy luật về sự xuất hiện của chúng trong quá trình khai thác các vỉa quặng vàng dạng mạch. Vào năm 1957, tại đây đã xảy ra vụ “nổ đá” cực mạnh. Theo đánh giá của các cơ quan theo dõi động đất, kết quả vụ “nổ đá” này đã giải phóng ra một năng lượng bằng khoảng $5 \cdot 10^4$ MJ [60].

Tại Hoa Kỳ, những vấn đề phức tạp nhất liên quan đến hiện tượng “nổ đá” đã được xác nhận tại các mỏ khai thác quặng bạc-chì ở độ sâu lớn thuộc vùng Kiê-r-d'Alen phía bắc bang Idaho trong một khoảng thời gian dài hơn 60 năm (theo Blake W.). Ngoài ra, tại một loạt các mỏ than đã xảy ra các vụ “nổ đá” thông thường dưới dạng các chấn động, chấn rung. Kết quả kiểm tra các hiện tượng động học trên đây tại các mỏ than Hoa Kỳ cho phép xây dựng các số liệu thống kê thể hiện trên bảng 8.4. (theo Goode C. A., Campoli A. A.).

Bảng 8.4. Các trường hợp tai nạn liên quan đến hiện tượng “nổ đá” tại một số mỏ than ở Hoa Kỳ.

Năm thực hiện thống kê	1978	1979	1980	1981	1982	1983	Tổng
Tổng số các trường hợp tai nạn, trong đó:	10	18	14	10	10	11	73
* Các tai nạn có người chết	2	-	-	-	1	2	5
* Các tai nạn không gây hậu quả cho công nhân	6	6	16	11	8	8	55

Số liệu thống kê nhiều năm đã chứng minh rằng, trong 25 năm gần đây trong ngành công nghiệp khai thác than Hoa Kỳ đã có 28 người

bị chết vì hiện tượng “nổ đá”. Từ năm 1978 đến năm 1983 đã xác nhận 83 vụ tai nạn liên quan tới hiện tượng “nổ đá”, trong đó có 5 vụ có thợ mỏ bị chết, 55 trường hợp thợ mỏ không bị thương. Để so sánh có thể đưa ra ví dụ: từ 1975 đến 1983 các vụ sụt lở nóc lò, sụt lở các mặt lộ và hiện tượng phá hoại của các trụ bảo vệ đã làm cho 294 thợ mỏ bị chết và 9.965 thợ mỏ khác bị thương tại các mỏ hầm lò khai thác than chứa dầu (bitum) tại Hoa Kỳ (theo Bennett J. D.) [60].

Các vụ “nổ đá” đã dẫn đến không chỉ cái chết và thương tật cho công nhân mỏ mà còn mang lại hậu quả nghiêm trọng cho quá trình khai đào trong các mỏ. Ví dụ, vụ “nổ đá” mạnh xảy ra vào năm 1983 ở một trong các mỏ than phía tây Hoa Kỳ đã phá huỷ 40 kết cấu chống cơ giới trong lò chợ dài và phá huỷ gần như hoàn toàn công trình ngầm cái phụ trợ của panen đang khai thác.

8.4. Phân tích các số liệu quan sát về hiện tượng “nổ đá”

Những quan sát thực tế tại các mỏ than và kết quả phân tích thống kê các số liệu thu nhận được từ các vụ “nổ đá” đã cho phép Salamon M. D. G. rút ra những kết luận sau đây:

- * Độ dài của lò chợ dài. Tần suất xuất hiện của các vụ “nổ đá” sẽ gia tăng khi gia tăng chiều rộng của panen lò chợ đến 180 m. Sau đó, đường cong của tần suất xuất hiện của các vụ “nổ đá” sẽ có mức độ gia tăng giảm dần và đạt đến giá trị không đổi khi chiều rộng panen lò chợ vượt quá giá trị 270 m.

- * Các kích thước của vùng áp lực tựa. Tần suất xuất hiện của các vụ “nổ đá” sẽ tăng lên tùy theo mức độ giảm xuống của các kích thước vùng áp lực tựa.

- * Chiều sâu tính từ mặt đất. Giữa tần suất xuất hiện của các vụ “nổ đá” và chiều sâu khai thác có mối quan hệ tuyến tính với đặc tính dương (+) thể hiện rất chặt chẽ.

- * Chiều dày khâu. Sự gia tăng chiều dày khâu trong phần lớn các trường hợp sẽ kéo theo sự tăng tiến tần suất xuất hiện của các vụ “nổ đá”.

- * Tốc độ chuyển dịch gương lò chợ. Giá trị dịch chuyển của gương lò chợ hàng ngày trên một khoảng cách lớn hơn rất nhiều so với chiều dày khâu. Điều này sẽ dẫn đến những hậu quả không tốt do sự mất mát của đặc tính chậm phát triển của vùng phá huỷ. Sự dịch chuyển của gương lò chợ với tốc độ lớn hơn 5 m/tháng (khi vùng áp lực tựa có các kích thước nhỏ) và với tốc độ 10 m/tháng (trong trường hợp các kích thước lớn của vùng áp lực tựa) sẽ kéo theo sự gia tăng đáng kể tần suất xuất hiện của các vụ “nổ đá”.

* Những phá huỷ địa chất. Tần suất xuất hiện của hiện tượng “nổ đá” khi tuyến lò chợ đi qua các phá huỷ địa chất lớn hơn rất nhiều so với trường hợp khi các công tác khai thác rời xa dần khỏi các cấu trúc địa chất đó.

Cho đến năm 1960 các nhà địa cơ học vẫn cho rằng, tần suất xuất hiện của các vụ “nổ đá” được xác định bằng các tính chất của đá như độ bền và độ giòn cao. Tuy nhiên, sau đó các nhà địa cơ học đã nhận ra rằng, dạng phá huỷ tương ứng không chỉ là tính chất đặc trưng cho riêng đá mà còn phụ thuộc vào tổ hợp nhất định của các tính chất mẫu khảo sát (ví dụ độ cứng) và của máy nén. Ngay cả các loại đá có giá trị môđun đàn hồi thấp cũng có thể bị phá huỷ ngay tức thì, nếu máy nén (thiết bị thử nghiệm) tương đối “mềm”. Ngược lại, các loại đá gọi là cứng, trong trường hợp các mẫu của chúng được nén trong các máy nén rất “cứng”, có thể sẽ bị phá huỷ một cách từ từ và tại đây không có hiệu ứng phá huỷ đột ngột.

Ngoài ra, các số liệu kiểm tra địa chấn của các vụ “nổ đá” đã chứng minh rằng, mặc dù tất cả các vụ “nổ đá” sẽ kéo theo những hiệu ứng địa chấn nhưng không phải tất cả các sự kiện địa chấn đó đều là các vụ “nổ đá”. Trên thực tế, chỉ có một phần nhỏ các sự kiện địa chấn gây ra những ảnh hưởng xấu (ảnh hưởng mang tính phá hoại) đến các công trình ngầm.

Như vậy, chỉ có một số ít hiện tượng phá huỷ động học mỏ thể hiện dưới dạng các vụ “nổ đá”. Trong khi đó, cùng với sự gia tăng tần suất xuất hiện của các sự kiện địa chấn thì tỷ lệ số lượng vụ “nổ đá” trong chúng cũng sẽ tăng theo.

McGarr A. đã kết luận rằng, không tồn tại những khác biệt cơ bản giữa các vụ động đất thông thường với các hiện tượng địa chấn có nguồn gốc từ việc thực hiện các công tác khai thác mỏ. Gay N. G., Spencer D., Van Wyk J. J., Van Der Heever P. K. đã chứng minh rằng, tại đây vai trò quan trọng nhất thuộc về các lực kiến tạo, còn các công tác khai đào trong nhiều trường hợp chỉ đóng vai trò như là “cái lẫy cò súng” (vai trò của công tác khởi động, mào đầu, kích nổ).

Những quan sát được một số các nhà địa cơ học thực hiện tại Hoa Kỳ (ví dụ như trong công trình của Holland C. T. và Thomas E.) đã chỉ ra rằng, những điều kiện mỏ-địa chất sau đây sẽ tạo nên hoàn cảnh thúc đẩy sự xuất hiện của các vụ “nổ đá” tại các mỏ than:

- * Chiều dày lớp đất đá nằm phía trên các vỉa than lớn hơn 165 m;
- * Sự tồn tại của khối đá cát kết hình thành vách trực tiếp tại các vỉa than;
- * Sự tồn tại của lớp đá nền cực kỳ rắn chắc tại các vỉa than gây nên những cản trở cho quá trình phát triển hiện tượng bùng nổ;

* Sự tồn tại các phá huỷ địa chất dưới dạng đứt gãy (khi tồn tại đồng thời các điều kiện đã nêu trên đây) sẽ dẫn đến sự gia tăng tần suất của các vụ “nổ đá”.

Toàn bộ 100% các vụ “nổ đá” tại các mỏ than Hoa Kỳ đã xảy ra ở độ sâu lớn hơn 165 m, 90% - trong những trường hợp khi nóc vĩa cấu tạo từ đá cát kết và 80% - trong những điều kiện nền vĩa bền vững (theo Goode C. A., Campoli A. A.).

Phương tiện hiệu quả chống lại hiện tượng “nổ đá” tại các mỏ khai thác bạc-chì có nguy hiểm về “nổ đá” thuộc bang Idaho chính là giải pháp nổ mìn giảm tải (theo Board M. P., Fairhurst C., Jenkis F. M., Dorman K. R.). Kết quả của các vụ nổ mìn giảm tải sẽ tạo nên một khu vực phá huỷ “yên tĩnh” tại vùng nóc vĩa. Tại một số mỏ khai thác quặng, người ta khai thác các mạch quặng nghiêng có chiều dày lên tới 6 m đến độ sâu lớn hơn 2.500 m. Tại đây, người ta đã để lại các trụ bảo vệ trong quá trình khai thác các mạch quặng này thông qua hệ thống khai thác khẩu hướng từ dưới lên trên với quy trình công nghệ chèn lấp đầy khoảng không gian khai thác vào giữa các lò chợ (buồng khẩu) có chiều dài bằng 61 m. Khi chiều cao của trụ bảo vệ này đạt tới giá trị 18÷20 m, thông thường sẽ xảy ra các vụ “nổ đá” với tâm điểm tại trụ bảo vệ hay trong vùng khối đá gần nó. Các nhà địa cơ học đã xác nhận các vụ “nổ đá” với biên độ không nhỏ hơn 2 theo thang Richtre. Trong thời gian xảy ra các vụ “nổ đá” thường đã gây ra sự chuyển dịch của hơn 1000 tấn đất đá.

8.5. Quy luật cân bằng năng lượng và hiện tượng “nổ đá”

Khai thác khoáng sản có ích là một quá trình động học. Do đó, đầu tiên nên nghiên cứu quá trình phân bố lại năng lượng trong khối đá do kết quả của sự thay đổi các đặc tính hình học của không gian khai thác và sau đó liên kết tất cả các vấn đề trên với hiện tượng “nổ đá”. Ortlepp W. D. và Salamon M. D. G. đã phân tích cẩn thận vấn đề này và công bố những kết quả nghiên cứu liên quan đến chúng [60].

Các nhà địa cơ học đã xem xét một vùng thể tích khối đá nào đó, trong đó tồn tại các công trình ngầm với những kích thước ban đầu và sau đó tiến hành thay đổi kích thước của chúng. Trước thời điểm hình thành khoảng trống, một ứng suất σ_0 đã tồn tại và tác dụng trong thể tích khối đá sẽ được khấu. Giá trị ứng suất này cân bằng với áp lực tác dụng của các lớp đất đá phía trên.

Sau khi khấu, các ứng suất tại biên nóc và nền công trình ngầm sẽ biến mất (hiện tượng “cất tải”; “dỡ tải”). Khi đó sẽ xảy ra quá trình “dỡ tải đàn hồi”. Quá trình này sẽ sinh ra những chuyển dịch (hiện tượng cong, võng) của nóc và nền công trình ngầm tương ứng các giá trị V_n và

V_r . Như vậy, thể tích của không gian ngầm sẽ bị giảm xuống. Giá trị giảm thể tích V_c này gọi là đại lượng co ngót thể tích của đường lò. Kết quả, quá trình này sẽ làm co ngót mặt cắt ngang của công trình ngầm.

Trong khi đó, trên thực tế tồn tại một yếu tố rất quan trọng làm cản trở sự chuyển dịch của nóc và nền công trình ngầm: tại thời điểm trước và sau khi khai thác khoáng sản, tổng giá trị ứng suất trong mặt phẳng thuộc mặt cắt ngang công trình ngầm luôn luôn phải cân bằng với giá trị áp lực của trọng lượng lớp đá nằm phía trên.

Từ đây, sau khi thực hiện đào phá mỗi mét vuông mặt cắt ngang công trình ngầm, các đại lượng ứng suất xung quanh công trình ngầm cần phải được gia tăng lên so với các giá trị ứng suất tương ứng trong khối đá nguyên sinh thêm một giá trị chuẩn xác nào đó để có thể cân bằng với giá trị áp lực lớp đá phía trên khi chúng không còn được chống đỡ bằng khối đất đá tại phần mặt cắt ngang này. Sự tác động của ứng suất “cảm ứng” σ_i này sẽ xuất hiện trong quá trình nén ép mặt nền vữa gần công trình ngầm xuống phía dưới. Trong khi đó, sự hình thành công trình ngầm không làm thay đổi thế năng của nền đá có nguồn gốc từ các lực trọng trường.

Ngoài ra, tùy theo mức độ lún của nền lò thì nóc của công trình ngầm cũng bị chuyển dịch xuống phía dưới. Như vậy, đất đá nóc lò sẽ phải dịch chuyển xuống phía dưới đến một giá trị bằng tổng giá trị uốn đàn hồi V_h và giá trị lún V_g của nền. Do giá trị cuối này bằng giá trị dịch chuyển của nền lò V_r , cho nên giá trị tổng chuyển dịch của biên nóc lò sẽ đạt tới giá trị bằng “tổng độ co ngót thể tích” trong giới hạn của mặt cắt ngang công trình ngầm V_c . Kết quả của các dịch chuyển này sẽ dẫn đến việc thế năng của khối đá W_i (xuất hiện do các lực trọng trường) sẽ giảm xuống một giá trị xác định bằng tích của giá trị co ngót thể tích V_c và ứng suất pháp σ_o tác dụng trong mặt cắt ngang công trình ngầm tại thời điểm trước khi hình thành chúng [60].

Salamon M. D. G. và Wagner H. đã xem xét sự cân bằng thế năng trong quá trình gia tăng tuần tự kích thước của công trình ngầm. Nếu độ bền đá mỏ lớn đến mức có thể tránh được hiện tượng phá huỷ chúng thì sự thay đổi thế năng trong quá trình chuyển dịch gương lò sẽ xác định nguồn (giá trị) năng lượng hoàn toàn phải sử dụng để gia tăng giá trị dự trữ thế năng cho khối đá bao quanh gương lò đang chuyển dịch và gia tăng sự biến dạng của kết cấu chống giữ (W_s).

Ngoài ra, kết quả mỗi bước chuyển dịch của gương lò sẽ bóc đi một thể tích đá nhất định và khối đá sẽ mất đi một lượng năng lượng U_m đã “dự trữ” trong thể tích đó. Bằng phương pháp lập luận như vậy, giá trị của năng lượng toàn phần mà khối đá có thể “chuyển giao được” sẽ bằng ($W_i + U_m$).

Trong quá trình công trình ngầm phát triển, khối đá xung quanh nó sẽ bị biến dạng và khi đó sẽ phải hoàn thành một khối lượng công việc nhất định. Phần năng lượng toàn phần (không lớn hơn 50%) sẽ được tích tụ dưới dạng năng lượng biến dạng xuất hiện do sự tập trung ứng suất xung quanh công trình ngầm. Một phần khác của lượng năng lượng này sẽ bị phân tán dưới dạng này hay dạng khác. Phần năng lượng bị phân tán W_r thường được gọi là phần năng lượng được giải phóng. Giá trị năng lượng toàn phần ($W_t + U_m$) phải bằng tổng năng lượng tích tụ U_c và năng lượng được giải phóng W_r , nghĩa là:

$$(W_t + U_m) = (W_r + U_c). \quad (8.1)$$

Năng lượng W_r được giải phóng được tính toán theo các giá trị U_m đã xác định trước và khả năng biến dạng W_s của kết cấu chống giữ. Tuy nhiên, giả sử hình dạng mới của khoảng trống khai thác xuất hiện đột ngột bằng phương pháp bóc tách tức thì toàn bộ thể tích khối đá thì trong khối đá sẽ có thể xuất hiện những rung động, chấn động đá. Lúc đó, trạng thái cân bằng tương ứng với các đặc điểm hình học của vùng xem xét sẽ có thể đạt được sau khi các chấn động đó bị triệt tiêu.

Hiện tượng này luôn xảy ra do nguyên nhân của sự sai lệch không lớn của trạng thái khối đá sau khi chúng chuyển đổi khỏi trạng thái đàn hồi. Động năng bị mất đi trong quá trình rung động tắt dần của môi trường sẽ được ký hiệu bằng W_k , khi đó:

$$W_r = (U_m + W_s + W_k). \quad (8.2)$$

Sự gia tăng khoảng không khai thác được thực hiện bằng những bước tiến nhỏ trong phần lớn các hệ thống khai thác đã xem xét. Do đó, tất cả các gia số có thể được ký hiệu thông qua Δ . Tương tự, nếu các bước gia tăng kích thước của công trình ngầm nhỏ thì $\Delta W_k = 0$ và từ đây các nhà địa cơ học nhận được:

$$\Delta W_r = (\Delta U_m + \Delta W_s). \quad (8.3)$$

Sau khi lắp phương trình (8.3) vào công thức (8.1), các nhà địa cơ học nhận được:

$$\Delta W_t = (\Delta U_c + \Delta W_s). \quad (8.4)$$

Bằng phương pháp như vậy, luồng năng lượng sinh ra từ sự thay đổi thể năng của khối đá sẽ hoàn toàn được sử dụng để làm biến dạng khối đá và kết cấu chống giữ. Từ đây, nếu không xảy ra sự phá huỷ của khối đá thì sự gia tăng khoảng không gian khai thác bằng các bước nhỏ sẽ thể hiện dưới dạng một quá trình ổn định giả định và sẽ không dẫn đến sự giải phóng năng lượng địa chấn bất kỳ (theo Ortlepp W. D.). Do đó, các hiện tượng địa chấn có khả năng kéo theo các vụ “nổ đá” sẽ có

thể chỉ xuất hiện khi xảy ra hiện tượng mất độ ổn định tại các mặt yếu cấu trúc hay do các phá huỷ công nghệ khối đá (theo Spottiswood S. M., McGarr A.).

Sự thay đổi năng lượng biến dạng ΔU_m sẽ làm xuất hiện một phần năng lượng giải phóng ΔW , đồng thời cùng với ΔW_s . Điều này có thể được xem như là thước đo (mức độ) tập trung ứng suất hình thành tại phần tương ứng của gương lò trong trường hợp không có hiện tượng phá huỷ đá.

Do trên thực tế, các phá huỷ này có xảy ra, cho nên sự tập trung ứng suất đó không thể thực hiện được một cách triệt để. Tuy nhiên, đại lượng ΔU_m (tính cho một đơn vị diện tích khâu) có thể được tiếp nhận như một đơn vị đo hiệu quả cho trạng thái vùng gương lò và sự thay đổi trạng thái ứng suất trong quá trình chuyển dịch gương lò. Đại lượng ΔU_m liên quan trực tiếp đến xác suất của các vụ “nổ đá” và các hiện tượng địa chấn. Trong khi giá trị tỷ số của nó trên một đơn vị diện tích sẽ xác định luồng năng lượng được giải phóng. Giá trị của luồng năng lượng này có thể tính được trên máy tính điện tử thông qua một phần mềm chuyên dụng (theo Budavari S.).

Các tính toán trên đây thực hiện nhằm mục đích thiết lập các phương pháp hạn chế đến mức độ tối đa luồng năng lượng được giải phóng tới các giá trị nhỏ hơn 30 MJ/m^2 trong các khối đá bị phá huỷ địa chất. Còn trong các khối đá không có những phá huỷ địa chất thì các vụ “nổ đá” có thể xuất hiện khi các luồng năng lượng bằng 15 MJ/m^2 .

Các nhà địa cơ học cho rằng, trong trường hợp phá nổ, các cục đá chuyển dịch tức thì sẽ bị dỡ tải và, do đó, trong chúng sẽ bị mất một lượng năng lượng ΔU_m đã được tích lũy. Nếu công tác đào phá được thực hiện bằng các phương tiện cơ giới, nhờ lực ma sát giữa đất đá và bộ phận cắt phá đá của thiết bị máy mỏ thì một phần ΔU_m sẽ bị chuyển thành nhiệt năng. Có thể giả định rằng, tại những độ sâu lớn, một phần lớn ΔU_m sẽ bị tiêu phí cho việc phá huỷ một thể tích đá nhất định phía trước gương đào.

Tuỳ theo mức độ phát triển của các công tác khai thác sau mỗi bước chuyển dịch của gương lò chợ, năng lượng khối đá đã tích lũy xung quanh gương đào sẽ gia tăng thêm một giá trị năng lượng bằng ΔU_c . Năng lượng biến dạng toàn phần U_c hình thành tại thời điểm bắt đầu các công tác khai đào sẽ là thước đo so sánh cho giá trị năng lượng tích lũy trong khối đá do kết quả đào phá. Cùng với năng lượng có nguồn gốc từ các lực kiến tạo, năng lượng này sẽ bị giải phóng một phần tại những thời điểm ban đầu của hiện tượng động đất. Thước đo này cho phép so sánh các sơ đồ bố trí công trình ngầm khác nhau. Tổng sự thay đổi thể

năng W_1 do kết quả khai thác vỉa thoải hay vỉa gần thoải có thể xác định theo công thức sau đây:

$$W_1 = (\sigma_0 \cdot V_c). \quad (8.5)$$

Tại đây: σ_0 - Giá trị ứng suất tác dụng theo phương thẳng đứng trong khối đá nguyên sinh tại độ sâu tương ứng; V_c - Độ co ngót thể tích đàn hồi của công trình ngầm.

Theo nguyên tắc, tất cả các chỉ tiêu năng lượng trong quá trình biến đổi trên đây sẽ giảm xuống khi giảm W_1 . Điều này có thể đạt được chỉ bằng sự hạn chế của sự co ngót của thể tích V_c . Như vậy, sự co ngót thể tích có thể đạt được bằng các phương pháp sau đây:

- * Bằng sự hạn chế của chiều dày khâu;
- * Bằng phương pháp chèn lấp khoảng không gian khai thác bằng các loại đá rỗng;
- * Bằng phương pháp khâu không hết (có để lại các trụ bảo vệ).

8.6. Cơ chế của hiện tượng “nổ đá”

Rõ ràng, không thể phân chia một cách đúng đắn phần năng lượng xác định nào đó hình thành do kết quả chuyển dịch của gương lò chợ trong giá trị năng lượng tổng thể. Năng lượng này có thể chuyển thành động năng địa chấn. Ví dụ, theo Cook N. G. W., trong trường hợp khai thác bằng panen lý tưởng với các đường biên song song với nhau thì giá trị năng lượng được giải phóng cho tới thời điểm hạ trần vỉa (nóc bị hạ xuống) sẽ được tính bằng công thức [60]:

$$\frac{\Delta U_m}{\Delta A} = \left[\frac{\pi(1-\nu)L\sigma_v^2}{2G} \right]. \quad (8.6)$$

Tại đây: L - Chiều dài panen; ν - Hệ số Poatxông; σ_v - Giá trị ứng suất tác dụng theo phương thẳng đứng trong khối đá tại độ sâu xem xét; $G=E/[2(1+\nu)]$ - Môđun trượt của đá.

Bằng phương pháp tính toán, Ortlepp W.D. đã xác định được rằng, tại độ sâu 2.500 m khi chiều rộng khâu lò chợ bằng 1 m thì một nửa chiều dài của panen tại thời điểm hạ trần (nóc bị hạ xuống) sẽ bằng 275 m, còn luồng năng lượng được giải phóng sẽ bằng 50 MJ/m². Trong quá trình chuyển dịch tiêu chuẩn của gương lò chợ dài bằng 0,5 m về hai phía của panen dài 500 m, một lượng năng lượng bằng 25 nghìn MJ sẽ được giải phóng.

Nếu giả sử năng lượng này bằng phương pháp nào đó có thể góp phần vào quá trình không cân bằng và dù chỉ 1% giá trị của nó có thể chuyển hoá thành năng lượng chấn động (rung động) thì trong trường

hợp này 250 MJ cũng hoàn toàn đủ để mỗi chuyển dịch của gương lò chợ có thể gây nên các hiện tượng địa chấn hay động đất (ngay cả 10 MJ cũng đã được đánh giá như là một lượng động năng lớn). Theo tỷ lệ đã biết giữa mức độ địa chấn cục bộ M_L và nguồn năng lượng địa chấn đang được nghiên cứu E_s , Spottiswood S. M., McGarr A. cho rằng:

$$\lg(E_s) = (1,5.M_L - 1,2 \text{ MJ}). \quad (8.7)$$

Hiện tượng động học này có mức độ địa chấn đạt tới giá trị 2,4 theo thang độ Richters. Ortlepp W. D. giả thiết rằng, sự thiệt hại có thể xuất hiện từ các hiện tượng địa chấn này lớn đến mức, trong trường hợp nguy hiểm, việc lặp lại các công tác khai đào ngầm sẽ không thể thực hiện được.

Các nguồn năng lượng địa chấn chủ yếu gây nên hiện tượng “nổ đá” có thể là [60]:

- * Sự thay đổi của trạng thái ứng suất do kết quả của công tác khai đào;

- * Những hiện tượng trượt, dịch chuyển đá dọc theo các phá hủy địa chất có dạng sụt. Trong một số trường hợp, ngay cả những chuyển dịch không đáng kể của gương lò chợ cũng có thể kéo theo hiện tượng giải phóng đột ngột một lượng năng lượng lớn.

Để các hiện tượng động học áp lực mỏ xuất hiện cần phải có một loạt các điều kiện cụ thể sau đây (theo Salamon M. D. G.):

- * Vùng khối đá phải ở trạng thái giới hạn cân bằng không ổn định;

- * Trong vùng xem xét cần phải có sự tác dụng của các ứng suất nhất định được hình thành do các công tác khai đào mỏ. Ngoài ra, bất kỳ sự biến đổi nhỏ nào của các ứng suất này cũng có thể sẽ là giá trị đủ lớn để phá vỡ trạng thái cân bằng;

- * Để kích động quá trình lan truyền các sóng địa chấn, cần phải có những “cú hích” đột biến của ứng suất với biên độ cực lớn;

- * Để hình thành ổ động năng hay địa chấn năng cần làm cho xung quanh vùng cân bằng không ổn định trong khối đá phải tích lũy một lượng năng lượng đủ lớn. Nguồn gốc của năng lượng này được hình thành bằng tổ hợp các lực kiến tạo, các lực trọng trường và các ứng suất công nghệ.

Trên thực tế, do không có bất kỳ sơ đồ quy hoạch công trình ngầm và các thông số hình học của hệ thống khai thác nào có thể đảm bảo chắc chắn loại trừ sự xuất hiện của các hiện tượng động học mỏ, cho nên Salamon M. D. G. đã cho rằng, các hiện tượng địa chấn và “nổ đá” là các hiện tượng xảy ra không thể tránh khỏi. Tuy nhiên, chúng là các quá trình, các hiện tượng hoàn toàn có thể dự báo, dự đoán xác suất. Trong trường hợp tốt nhất, có thể xác định xác suất lớn nhất hoặc xác suất bé nhất sự xuất hiện của chúng tùy thuộc bởi những điều kiện cụ thể.

Salamon M. D. G. cũng chỉ ra rằng, phương pháp luận (đã được chấp nhận vào cuối thế kỷ 20) so sánh mức độ nguy hiểm của các sơ đồ quy hoạch công trình ngầm tùy theo mức độ năng lượng được giải phóng đã được xây dựng dựa trên các giả thuyết ban đầu sai lầm. Thuyết này cho rằng, nếu năng lượng được giải phóng giảm xuống thì bằng một phương pháp nào đó năng lượng địa chấn cũng sẽ bị áp chế.

Giả thuyết này hoàn toàn sai lầm trong trường hợp lò chợ phát triển theo các bước nhỏ. Phương pháp tiên tiến hơn có liên quan tới việc đề xuất và sử dụng các giải pháp hạn chế hiện tượng tập trung ứng suất phía trước gương lò chợ. Trong khi đó, tính chất đất đá và kích thước khẩu không thay đổi thì cả hai giả thuyết đều cho những kết quả tương tự nhau. Do đó, các kết luận thực tế thu được từ cơ sở đánh giá luồng năng lượng giải phóng ra không khác với những đề xuất yêu cầu giảm thiểu tối đa sự tập trung ứng suất [60].

8.7. Kiểm soát hiện tượng “nổ đá”

Về nguyên tắc, việc giảm thiểu mức độ gay gắt của hiện tượng “nổ đá” có thể đạt hiệu quả tốt nếu các nhà địa cơ học thực hiện được những vấn đề sau đây:

- * Giảm số lượng các vụ địa chấn;
- * Giảm động năng của các hiện tượng đó;
- * Giảm tỷ lệ số lượng các hiện tượng địa chấn xuất hiện dưới dạng “nổ đá”;
- * Giảm đến mức nhỏ nhất thiệt hại từ các vụ “nổ đá”.

Các giải pháp chiến lược hiện nay trong lĩnh vực này được thực hiện chủ yếu dựa trên ba hướng khác nhau liên quan cơ bản đến quá trình kiểm soát sự co ngót công trình ngầm. Các hướng giải quyết của giải pháp này như sau:

- * Lựa chọn các sơ đồ quy hoạch hợp lý các công trình ngầm và trình tự thực hiện hợp lý các công tác khai đào;
- * Giảm chiều dày khẩu hiệu quả. Giải pháp này sẽ thực hiện bằng phương pháp chèn lấp không gian khai thác bằng các loại đá thông thường;
- * Sử dụng phương pháp khẩu có để lại trụ bảo vệ để đảm bảo độ ổn định cho vùng khối đá.

Trong những điều kiện của nước Cộng hòa Nam Phi, hướng giải quyết trong giải pháp cuối cùng là phương tiện cơ bản chống lại hiện tượng “nổ đá” (theo Budavari S.). Nhược điểm của phương pháp này là khả năng mất mát đến 15% tiền lãi do phải hy sinh số lượng vàng nằm lại trong các trụ bảo vệ.

Tuy nhiên, trên thực tế không có một hướng giải quyết trong giải pháp bất kỳ nào trên đây có thể loại bỏ được hoàn toàn sự xuất hiện của các hiện tượng động học mỏ. Do đó, cần phải có các hệ thống chống giữ hữu hiệu để có thể đảm bảo một cách tối đa sự giảm thiểu nguy hiểm của các vị trí phá huỷ đá tại các công trình ngầm gần các ổ địa chấn nguy hiểm.

Những thành tựu lớn trong lĩnh vực này đã đạt được nhờ việc hoàn thiện các hệ thống cột chống thuỷ lực linh hoạt với mức độ chuyển dịch nhanh và kết hợp sử dụng chúng với các cũi lợn có chứa các kết cấu bê tông. Các cột chống thuỷ lực với sức kháng bằng 400 kN cho phép biến dạng đạt tốc độ lớn hơn 1 m/s (theo Ortlepp W. D.). Khi lắp dựng chúng với mật độ từ 1 đến 1,5 m² các nhà địa cơ học có thể chống giữ hiệu quả một khoảng 10 m mặt lộ đầu tiên của khối đá hông phía trên lò chợ.

Mức độ nguy hiểm cao của hiện tượng “nổ đá” sẽ đòi hỏi phải có 2,5 cột chống cho 1 mét dài lò chợ. Trong thời gian gần đây, các nhà địa cơ học đã sử dụng hệ thống chống giữ mới gọi là hệ thống “pipstik”. Cơ sở cấu tạo kết cấu của hệ thống này là sự kết hợp giữa cột chống gỗ với ống thép. Kết cấu này đã nâng cao độ bền cho khung chống và tạo ra điều kiện để khung chống có khả năng linh hoạt một phần. Khung chống “pipstik” là tổ hợp kết cấu chống giữ có cấu tạo như sau: các cột gỗ đường kính 150÷200 mm được luồn vào trong ống thép có chiều dày bằng 3÷4 mm (theo Dempster E. L., Tyser J. A., Wagner H.).

Ngoài ra, cần lưu ý rằng, trên thực tế các vụ “nổ đá” đe dọa không chỉ lò chợ mà còn cả các công trình ngầm cơ bản và các công trình ngầm chuẩn bị. Do đó, các nhà địa cơ học cần phải đặc biệt lưu ý tới các sơ đồ tổng thể quy hoạch và chống giữ công trình ngầm trong các mỏ hầm lò.

CHƯƠNG 9

DUY TRÌ VÀ NÂNG CAO ĐỘ ỔN ĐỊNH CHO CÔNG TRÌNH NGẦM

9.1. Tổng quan

Việc đảm bảo độ ổn định, độ an toàn dài lâu cho công trình ngầm là vấn đề có tầm quan trọng đặc biệt trong quá trình xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ. Hiện nay, phương pháp cơ bản đảm bảo độ ổn định cho công trình ngầm chủ yếu dựa vào giải pháp sử dụng các kết cấu mang tải (kết cấu chịu tải) lắp dựng ngay trong chính công trình.

Mặc dù các kết cấu chống giữ và công nghệ thi công-chống giữ thường xuyên được hoàn thiện, nhưng công tác chống giữ vẫn là khâu nặng nề, tốn kém nhất trong toàn bộ các công tác cấu thành chu kỳ xây dựng công trình ngầm. Trên thực tế, giá thành toàn bộ công tác chống giữ thường chiếm tới 35%-40% tổng chi phí chung xây dựng công trình ngầm. Trong đó, chi phí lao động chiếm tới gần 50%.

Thực tế cho thấy, vấn đề chống giữ là khâu yếu nhất trong tổ hợp các công tác thi công công trình ngầm. Các kết cấu chống giữ truyền thống không thể đảm bảo tốc độ xây dựng cao, mức độ ổn định cần thiết cho công trình trong những điều kiện địa cơ học phức tạp. Tốc độ xây dựng công trình ngầm với các kết cấu chống giữ thép-bê tông truyền thống khó có thể đạt được giá trị cao. Trong những điều kiện địa cơ học phức tạp, tại thời điểm nhất định sau khi thi công, một số lượng lớn công trình ngầm sẽ phải chịu sự ảnh hưởng của các tác động có hại từ phía các quá trình cơ học xảy ra trong khối đá. Kết cấu chống giữ sẽ bị biến dạng. Trong nhiều trường hợp chúng không có khả năng mang tải cần thiết để có thể chống đỡ một cách hiệu quả các tác động có hại của khối đá bao quanh công trình. Kết quả, những tác động này sẽ làm cho kết cấu chống giữ bị phá hủy và độ ổn định của toàn bộ công trình ngầm bị xâm hại.

Sau khi thi công công trình ngầm, trong khối đá bao quanh sẽ xảy ra quá trình phân bố lại ứng suất. Khi đó, tùy thuộc vào tỷ lệ các giá trị ứng suất xuất hiện và tính chất cơ học khối đá, có thể xảy ra hai loại biến dạng:

- * Khối đá sẽ biến dạng trong giới hạn đàn hồi, hoặc trong chúng xuất hiện biến dạng từ biến không dẫn đến hiện tượng phá hủy đá (giá trị ứng suất không vượt quá độ bền dài lâu của đá);

- * Khối đá sẽ biến dạng và gây nên quá trình phá hủy đá. Xung quanh công trình ngầm sẽ hình thành vùng biến dạng không đàn hồi (giá trị ứng suất vượt quá độ bền dài lâu của đá).

Sự tồn tại của hai loại quá trình biến dạng trên đây đã được chứng minh bằng các kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm. Phân tích các kết quả nghiên cứu lý thuyết cho thấy, trong trường hợp môi trường khối đá bao quanh công trình ngầm được lý tưởng hoá thì bài toán khảo sát trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá giảm bên do tồn tại công trình ngầm đã được giải quyết tương đối triệt để tại nhiều công trình nghiên cứu của các tác giả khác nhau trên thế giới [4, 24].

Trong đó, nếu trong bài toán đàn hồi có lời giải duy nhất thì trong những trường hợp khi trong khối đá bao quanh công trình ngầm hình thành vùng biến dạng không đàn hồi (ví dụ trong bài toán đàn-dẻo) lời giải sẽ phụ thuộc vào đặc tính lý tưởng hoá và quá trình xấp xỉ giải tích tính chất địa cơ học của đất đá trong vùng biến dạng không đàn hồi. Hiện nay đã có lời giải cho các bài toán đàn hồi-dẻo với môi trường khối đá bao quanh được lý tưởng hoá như: môi trường rời lý tưởng; môi trường dẻo lý tưởng; môi trường địa cơ học mô tả bằng các đường bao Mohr với hệ số dính kết không đổi (hoặc thay đổi theo quy luật) hoặc bằng các lý thuyết biến dạng sau giới hạn của đá.

Kết quả lời giải các bài toán cơ học đá lý thuyết cho thấy, biến dạng đàn hồi chỉ có thể gây nên chuyển dịch với giá trị không đáng kể tại mặt lộ biên công trình ngầm. Trong trường hợp này, công trình ngầm có thể sử dụng mà không cần phải tiến hành chống giữ (không cần phải sử dụng kết cấu chống giữ làm kết cấu mang tải).

Trong trường hợp hình thành vùng biến dạng không đàn hồi, trạng thái cân bằng của hệ "kết cấu chống giữ-khối đá" sẽ xảy ra tại những giá trị xác định nào đó của biến dạng biên công trình ngầm và phản lực của kết cấu chống giữ. Khi đó, nếu độ linh hoạt của kết cấu chống giữ càng lớn thì giá trị phản lực yêu cầu từ chúng sẽ càng nhỏ.

Giới hạn lý thuyết các đặc tính địa cơ học tạo nên vùng biến dạng không đàn hồi có thể tìm ra từ điều kiện độ bền nén đơn trục của đá R_n bằng giá trị ứng suất tác dụng tại biên công trình ngầm. Ngoài ra, đặc tính thời gian của các quá trình biến dạng còn thể hiện thông qua các tính chất lưu biến của đá (đặc tính từ biến, quá trình giảm bền theo thời gian...).

Việc so sánh kết quả nghiên cứu lý thuyết với những số liệu đo đạc thực tế trong mỏ cho thấy, các phương pháp giải tích chính xác đưa ra bức tranh chuẩn xác định tính về cơ chế tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ và khối đá bao quanh. Tuy nhiên, giá trị định lượng của các chỉ tiêu tính toán lý thuyết và số liệu đo đạc thực tế của quá trình đó (giá trị chuyển dịch biên công trình, phản lực của kết cấu chống giữ) lại khác biệt nhau từ 10 tới 100 lần. Điều này xảy ra do nguyên nhân sơ đồ tính toán tại các phương pháp giải tích chính xác không xem xét tất cả (hoặc phần lớn) các yếu tố ảnh hưởng tới trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá (khối đá không đồng

nhất đẳng hướng; đặc tính phân lớp của khối đá; biên công trình ngầm có hình dạng lồi lõm bất kỳ; sự hình thành các nứt nẻ công nghệ đã làm thay đổi trạng thái ứng suất-biến dạng và các tính chất của khối đá; tính chất cơ lý đá thay đổi theo thời gian và chịu sự phụ thuộc vào trạng thái địa cơ học của khối đá...).

Cho đến nay, đã có nhiều công trình lý thuyết giải quyết riêng lẻ các yếu tố nêu trên. Tuy nhiên, việc đồng thời xem xét chuẩn xác tất cả các yếu tố ảnh hưởng trong quá trình giải bài toán ứng suất-biến dạng cho hệ “khối đá-kết cấu chống giữ” hiện nay gặp rất nhiều khó khăn. Vì vậy, thông thường trên thực tế các nhà địa cơ học đã sử dụng phương pháp thực nghiệm trong quá trình nghiên cứu các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm.

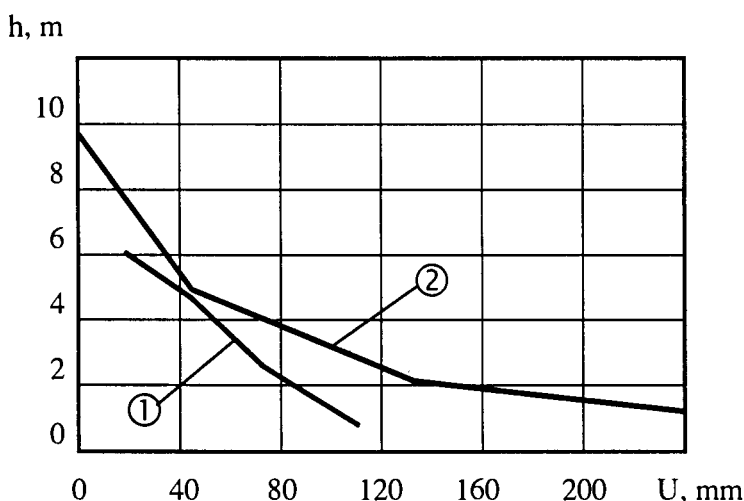
Để xác định kích thước các vùng có các đặc tính địa chất-mỏ khác nhau (tại đây có thể xảy ra quá trình biến dạng thứ nhất hoặc quá trình biến dạng thứ hai), các nhà địa cơ học CHLB Nga đã tiến hành xử lý thống kê những số liệu đo đạc các giá trị biến dạng biên công trình ngầm xây dựng trong khối đá có độ bền nén đơn trục thay đổi trong khoảng $14 \div 150$ MPa. Từ đây, các nhà địa cơ học đã xây dựng mối quan hệ giữa độ chuyển dịch tương đối của biên công trình ngầm " U_k/a " và chỉ tiêu " $k=(\gamma H/R_n)$ ". Tại đây: U_k - Giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm; a - Một nửa giá trị bán kính tương đương của mặt cắt ngang công trình ngầm; γ - Trọng lượng thể tích của khối đá phía trên công trình ngầm; H - Độ sâu bố trí công trình ngầm; R_n - Giới hạn bền nén đơn trục của đá (hình H.5.3 - Chương 5) [24].

Từ hình H.5.3, các nhà địa cơ học nhận thấy, trường phụ thuộc giữa các thông số sẽ được phân chia ra thành hai vùng có hai mức độ phụ thuộc khác nhau. Khi giá trị thông số $(\gamma H/R_n)$ thay đổi từ 0,0 đến 0,3, biến dạng (chuyển dịch) có các giá trị không lớn. Tại đây, giữa các đại lượng nghiên cứu tồn tại mối quan hệ phụ thuộc lỏng lẻo. Mức độ phụ thuộc này trở nên chặt chẽ hơn trong vùng có giá trị $(\gamma H/R_n) > 0,3$. Điều này chứng tỏ rằng, đặc tính biến dạng tại hai vùng này hoàn toàn khác nhau và độ ổn định của công trình ngầm tại những vùng này sẽ hoàn toàn không giống nhau.

Sự phụ thuộc của đặc tính các quá trình biến dạng vào giá trị thông số $(\gamma H/R_n)$ đã được chứng minh trên cơ sở kết quả phân tích những quan sát chuyển dịch của đất đá tại các mốc đo biến dạng ở những trạm đo thực tế. Hình H.9.1 mô tả các đường đặc trưng cho giá trị chuyển dịch của đất đá xây dựng từ các số liệu thu được bằng các thiết bị đo biến dạng đặt trong những mốc đo sâu ở các vùng khối đá có đặc tính mỏ-địa chất khác nhau trên đây [18].

Trong điều kiện $(\gamma H/R_n) < 0,3$ (đường cong số 1 trên hình H.9.1), biến dạng của khối đá tại biên công trình ngầm có giá trị không lớn và giảm dần

khi điểm xem xét tiến dần vào sâu trong khối đá. Trong khi đó, trong những điều kiện $(\gamma H/R_n) > 0,3$, giá trị và đặc tính quy luật thay đổi biến dạng (khi điểm xem xét tiến sâu dần vào phía trong khối đá) đã chứng minh rằng, thể tích và mật độ nứt nẻ của khối đá sẽ gia tăng (do hiện tượng đá bị phá huỷ trong khối đá). Góc nghiêng của đường cong biến dạng so với trục hoành đặc trưng cho mức độ bở rời, mức độ gia tăng thể tích của khối đá. Đặc tính đột biến của góc nghiêng chứng tỏ rằng, tại đây có sự thay đổi lớn mức độ nứt nẻ trong khối đá bao quanh công trình ngầm.



H.9.1. Sự phụ thuộc giữa giá trị chuyển dịch của đất đá tại các mốc đo biến dạng "U" và chiều sâu của vị trí đo "h": 1 - Khi giá trị thông số $(\gamma H/R_n) = 0,14$; 2 - Khi giá trị thông số $(\gamma H/R_n) = 0,61$ (theo [18]).

Trong trường hợp thông số $(\gamma H/R_n) > 0,3$, các nhà địa cơ học nhận thấy, hệ số bở rời mạnh nhất đạt được tại vị trí gần biên công trình ngầm. Giá trị hệ số này sẽ giảm dần cùng với sự gia tăng khoảng cách vào sâu phía trong khối đá tính từ biên công trình và tiến gần tới giá trị bằng 1,0 trong khối đá nguyên khối. Xung quanh công trình ngầm sẽ tồn tại vùng đất đá bị phá huỷ mạnh nhất rộng khoảng 1,5÷2,0 m. Hệ số bở rời trung bình của đất đá tại vùng này sẽ đạt tới giá trị 1,06÷1,1.

Kết quả phân tích cho thấy, trong những điều kiện khi $(\gamma H/R_n) > 0,3$, quá trình hình thành nứt nẻ tại khối đá biên sẽ phát triển theo thời gian. Ngay sau khi đào công trình ngầm, do ảnh hưởng của công tác khoan nổ mìn, trong khối đá biên sẽ hình thành một vùng vi khe nứt trên một khoảng cách bằng 0,5÷1 m kể từ biên công trình ngầm.

Các vi khe nứt có hướng nằm rất khác nhau và phần lớn nằm song song với thành công trình ngầm. Sau đó, các vi khe nứt sẽ bị mở rộng dần và tạo nên các vi khe nứt mới. Nếu khối đá đồng nhất thì các vi khe nứt phá huỷ sẽ tạo thành một góc bằng khoảng $30^\circ \div 40^\circ$ so với biên công trình ngầm. Đặc tính tương tự cũng thường xảy ra trong khối đá bao quanh khi công trình ngầm được đào theo hướng vuông góc với đường phương của các lớp đá.

Theo thời gian, xung quanh công trình ngầm sẽ tạo thành vùng nứt nẻ mạnh có chiều rộng thay đổi từ 1 m đến 3 m. Khoảng cách giữa các khe nứt trong vùng (thay đổi trong khoảng từ một vài tới hàng chục xăngtimét) phụ thuộc vào độ bền, mức độ phân lớp, sự tồn tại khe nứt dạng hình nêm, chiều sâu vị trí công trình, hướng đào so với mặt phân lớp, hệ chiều khoan nổ mìn và các yếu tố khác. Khối đá sẽ bị phân chia thành các phần, các khối nguyên khác nhau. Độ mở của một số khe nứt có thể đạt tới giá trị một số milimét. Phía sau vùng nứt nẻ mạnh sẽ dần dần xuất hiện các khe nứt vi mô có độ mở không vượt quá một vài phần mười milimét. Những nứt nẻ vi mô này sẽ xuất hiện trong vùng khối đá từ biên công trình ngầm đến độ sâu bằng khoảng 6 m.

Trong điều kiện hệ số $(\gamma H/R_n) < 0,3$, quá trình biến dạng của khối đá biên công trình ngầm sẽ xảy ra mà không có hiện tượng phá huỷ rõ nét của đá và sự phát triển của các hệ vi khe nứt. Một số khe nứt rời rạc, riêng lẻ (có độ mở với kích thước bằng một vài milimét xuất hiện trên độ sâu đến $0,5 \div 1,0$ m tính từ biên công trình) chủ yếu sẽ xuất hiện do tác động của công tác khoan nổ mìn. Kết quả khảo sát tiếp theo cho thấy, theo thời gian các vi khe nứt dạng này sẽ không phát triển tiếp.

Đặc điểm của các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm thể hiện thông qua quá trình phá huỷ của đá. Tại những giá trị nhất định của trạng thái ứng suất tác dụng trong khối đá, vật liệu đá sẽ bắt đầu bị phá huỷ và mất dần khả năng mang tải của mình (chương 4). Trong trường hợp này, trong khối đá bao quanh công trình ngầm sẽ hình thành vùng cân bằng giới hạn và vùng phá huỷ. Quá trình giảm dần (mất dần) khả năng mang tải của khối đá xảy ra do kết quả của hiện tượng chảy dẻo hoặc hiện tượng phá huỷ giòn của vật liệu đá.

Những trạng thái cơ học chủ yếu của quá trình biến dạng khối đá (theo Baklasov I. V. và Kartoziya B. A.) có thể được mô tả bằng biểu đồ quan hệ ứng suất-biến dạng (hình H.4.19 - chương 4).

Như vậy, toàn bộ quá trình biến dạng của vật liệu đá trong khối đá bao quanh công trình ngầm có thể được phân chia thành ba vùng biến dạng đặc trưng (hình H.4.19):

- * Vùng I “oa” tương ứng với trạng thái biến dạng trước giới hạn;
- * Vùng II “ae” tương ứng với trạng thái biến dạng sau giới hạn;
- * Vùng III “ek” tương ứng với trạng thái phá huỷ hoàn toàn.

Kết quả nghiên cứu lý thuyết trên mô hình và thí nghiệm cho phép mô tả tương đối chính xác quá trình biến dạng của khối đá bao quanh công trình ngầm và cơ chế tác dụng tương hỗ của hệ “khối đá-kết cấu chống giữ” như sau:

* Sau khi xây dựng công trình ngầm, trong khối đá bao quanh sẽ xảy ra hiện tượng phân bố lại trường ứng suất-biến dạng đàn hồi. Nếu giá trị ứng suất không vượt quá độ bền dài lâu của đá “ R_n ” thì biến dạng của đá sẽ chỉ xảy ra trong giới hạn đàn hồi và sẽ kết thúc sau khi gương công trình ngầm chuyển dịch rời cách xa gương khoảng $10 \div 15$ m. Trong trường hợp này biên của công trình ngầm sẽ ổn định và kết cấu chống giữ sẽ không cần phải sử dụng như là một kết cấu mang tải.

* Nếu giá trị ứng suất vượt quá độ bền dài lâu của đá “ R_n ” thì đá sẽ bị phá huỷ. Trong trường hợp này, trong khối đá biên công trình ngầm sẽ hình thành một vùng nứt nẻ mạnh. Đá trong vùng này sẽ bị các nứt nẻ phân chia ra thành các khối, cục, hòn nhỏ hơn. Quá trình nứt, vỡ, làm tơi, vụn đá trong vùng phá huỷ sẽ thể hiện dưới dạng những dịch chuyển lớn trên biên công trình ngầm. Sự hình thành vùng nứt nẻ mạnh trong một thời gian dài sẽ làm giảm độ bền của khối đá theo thời gian.

* Sau vùng nứt nẻ mạnh, biến dạng của khối đá sẽ được xác định bởi độ bền dài lâu, các tính chất dẻo, lưu biến... của đá. Sự hình thành một số nứt nẻ đơn lẻ không làm mất đi đặc tính liên khối của khối đá. Cùng với thời gian, quá trình phát triển của các biến dạng không đàn hồi sẽ tắt dần (bị triệt tiêu) tại các vị trí nằm sâu trong khối đá.

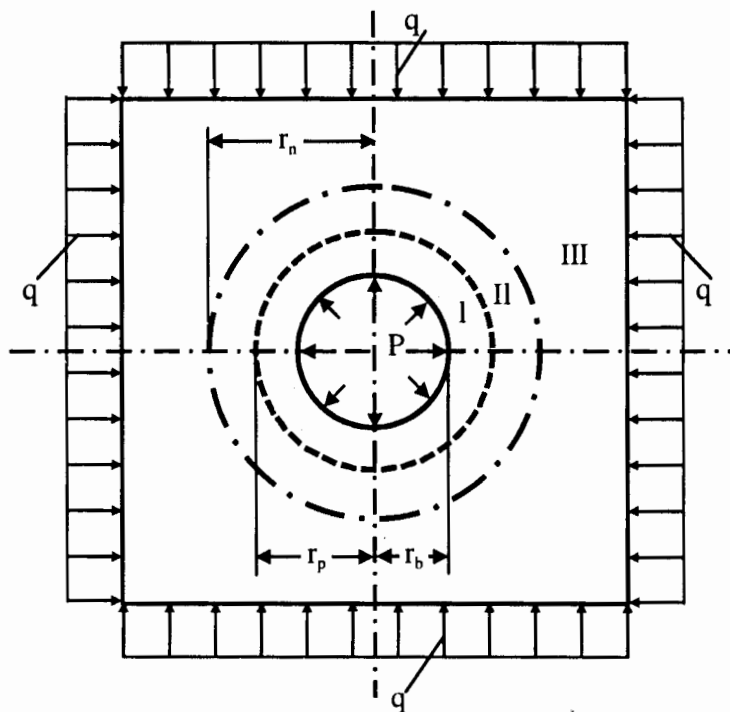
Nói chung, trong trường hợp tổng quát xung quanh công trình ngầm sẽ hình thành ba vùng địa cơ học đặc trưng sau đây (hình H.9.2) [3, 4, 18]:

* Vùng I - Vùng khối đá phá huỷ mạnh có độ bền nhỏ nhất. Trong vùng này, do kết quả của quá trình phá huỷ mạnh của đá, đá khối sẽ chuyển sang trạng thái gần giống với môi trường rời.

* Vùng II - Vùng khối đá nằm trong trạng thái biến dạng sau giới hạn. Vùng khối đá này đặc trưng bởi tính chất không đồng nhất của độ bền và đặc tính biến dạng do đá bị phá huỷ không giống nhau tại các vị trí và thời điểm khác nhau (từ vị trí đá bị phá huỷ mạnh nhất tại biên phía trong của vùng $r=r_p$ đến trạng thái đá không phá huỷ tại biên ngoài $r=r_n$). Quá trình biến dạng trong vùng này sẽ kéo theo hiện tượng gia tăng thể tích của khối đá nứt nẻ.

* Vùng III - Vùng khối đá nằm trong trạng thái biến dạng trước giới hạn. Vùng này đặc trưng bởi tính chất biến dạng trong giới hạn đàn hồi của khối đá. Tại vị trí khi $r=r_n$, trên thực tế sự thay đổi thể tích của đá trên biên công trình ngầm sẽ không xảy ra (bằng 0,0).

Kích thước các vùng có trạng thái biến dạng khác nhau có thể tìm được từ các kết quả tính toán cho những mô hình địa cơ học và điều kiện biên cụ thể trong hệ “khối đá-kết cấu chống giữ”.



H.9.2. Sơ đồ tính toán cho bài toán biến dạng sau giới hạn của hệ “khối đá-kết cấu chống giữ”: P - Phản lực của kết cấu chống giữ; q - Giá trị áp lực môi trường tại biên vùng ảnh hưởng của công trình ngầm; r_b , r_p , r_n - Bán kính tương ứng của công trình ngầm, vùng phá huỷ mạnh và vùng trạng thái biến dạng sau giới hạn (theo [3, 4, 18]).

Quy luật địa cơ học trên đây xảy ra khi công trình ngầm đào bằng phương pháp khoan nổ mìn. Trong trường hợp sử dụng phương pháp đào công trình ngầm bằng các máy đào liên hợp (combai), khối đá gần biên công trình gần như không bị phá huỷ (không xuất hiện những khe nứt công nghệ như trong phương pháp khoan nổ mìn). Ngoài ra, máy đào liên hợp sẽ tạo nên biên công trình có mặt nhẵn và chính xác như theo thiết kế. Máy đào liên hợp sẽ loại trừ được hiện tượng tập trung ứng suất trên biên, tạo ra những điều kiện thuận lợi để nâng cao độ ổn định cho công trình và cải thiện chế độ làm việc cho kết cấu chống giữ.

Sự ảnh hưởng của mặt biên nhấn, chuẩn xác đến độ ổn định của công trình ngầm đã được các nhà địa cơ học nghiên cứu tương đối đầy đủ. Độ lồi lõm của mặt biên công trình ngầm sẽ gây ra hiện tượng tập trung ứng suất tại biên (khác với hiện tượng này trong trường hợp biên công trình ngầm nhấn). Điều này sẽ tạo ra những điều kiện thuận lợi để có thể sử dụng các loại kết cấu chống giữ nhẹ nhàng (bê tông phun, lưới thép...) cho công trình ngầm.

Tuy nhiên, trên thực tế mức độ lồi lõm của bề mặt biên công trình không thể gây nên những ảnh hưởng lớn đến giá trị thực tế của chuyển dịch biên công trình ngầm. Sự nguy hiểm chủ yếu của kết quả tạo biên không tốt cho công trình ngầm sẽ thể hiện ở hiện tượng truyền tải trọng tập trung tác dụng vào kết cấu chống giữ thụ động phía trong tại những vị trí biên lồi ra (hiện tượng tiếp xúc điểm giữa biên và kết cấu chống giữ) [91]. Những khoảng trống công nghệ xuất hiện do các nguyên nhân khác nhau có thể sẽ gây nên tải trọng động tác dụng lên kết cấu chống giữ. Tải trọng này có thể hình thành do hiện tượng sụt lở của đất đá tại nóc công trình. Như vậy, hiện tượng tạo biên nhấn cho công trình ngầm sẽ cải thiện các điều kiện làm việc cho kết cấu chống giữ và nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm.

Hiện nay tồn tại hai loại ý kiến trái ngược nhau khi đánh giá sự ảnh hưởng của việc xuất hiện các khe nứt công nghệ. Điều này được giải thích bằng “vai trò đúp” (vai trò hai mặt) của các khe nứt công nghệ xuất hiện do công tác khoan nổ mìn.

Một mặt, khối đá bị phá huỷ do khoan nổ mìn có độ ổn định kém hơn và độ chuyển dịch biên lớn hơn so với khối đá liền khối (do hiệu ứng nở rời). Mặt khác, vùng đá phá huỷ đã được đỡ tải (giải phóng) khỏi ứng suất sẽ làm việc với kết cấu chống giữ trong cùng một hệ lực chống lại quá trình chuyển dịch của khối đá [101].

Baklasov I. V. và Kartoziya B. A. đã đánh giá sự ảnh hưởng của nứt nẻ công nghệ bằng phương pháp sử dụng mô đun giảm biến dạng cho vùng khối đá gần biên công trình ngầm trong các lời giải giải tích cho bài toán khảo sát hệ “kết cấu chống giữ-khối đá”. Kết quả lời giải giải tích cho thấy, các nứt nẻ công nghệ sẽ làm gia tăng giá trị chuyển dịch của biên công trình. Ngoài ra, kết quả đo đạc thực nghiệm đã chỉ ra rằng, trên thực tế có thể xảy ra ba trường hợp khác nhau khi so sánh sự ảnh hưởng của phương pháp thi công công trình đến trạng thái làm việc của công trình ngầm:

- * Phương pháp đào bằng combai làm cho trạng thái làm việc của công trình ngầm tốt hơn so với phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn;

- * Giá trị của đại lượng chuyển dịch biên công trình ngầm giống nhau trong cả hai phương pháp thi công bằng combai và bằng phương pháp khoan nổ mìn;

- * Phương pháp thi công bằng combai sẽ làm cho trạng thái công trình ngầm trở nên xấu hơn so với phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn.

Tổ hợp các kết quả nghiên cứu lý thuyết-thực nghiệm đánh giá sự ảnh hưởng của phương pháp thi công đến độ ổn định của công trình cho thấy, hiện nay tồn tại nhiều quan điểm khác nhau về vai trò của các nứt nẻ công nghệ trong quá trình đánh giá tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ với khối đá. Tuy nhiên, trên thực tế các quan điểm trái ngược này hoàn toàn có quyền tồn tại và không hề mâu thuẫn với nhau [24]. Tùy thuộc bởi các điều kiện mô-địa chất (đặc trưng bởi hệ số $k=\gamma H/R_n$) có thể chỉ ra ba trường hợp đặc trưng, trong đó một trong các phương pháp thi công sẽ có ảnh hưởng lớn hơn đến độ ổn định của công trình ngầm so với phương pháp thi công khác.

* Trường hợp thứ nhất. Đây là trường hợp tương ứng với các điều kiện khi ứng suất tác dụng trên biên công trình nhỏ hơn độ bền dài lâu của đá (khối đá). Trong trường hợp này, giá trị biến dạng mặt lộ đá biên công trình ngầm sẽ được xác định bằng các giá trị biến dạng đàn hồi-lưu biến của khối đá. Công trình ngầm sẽ nằm trong trạng thái bền vững, ổn định trong bất kỳ phương pháp thi công nào. Trong điều kiện ứng suất nhỏ, các nứt nẻ công nghệ xuất hiện tại phương pháp đào bằng khoan nổ mìn sẽ không phát triển theo thời gian. Chúng sẽ thể hiện bằng những phá huỷ cục bộ không lớn. Ngoài ra, các nứt nẻ công nghệ sẽ làm giảm giá trị môđun biến dạng của đá ở vùng gần biên công trình ngầm. Kết quả, giá trị biến dạng đàn hồi-lưu biến của khối đá biên trong trường hợp thi công bằng khoan nổ mìn sẽ lớn hơn 1,2÷2 lần so với khi áp dụng phương pháp thi công bằng combai. Lúc này phương pháp thi công bằng combai sẽ thuận lợi hơn so với phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn.

* Trường hợp thứ hai. Trường hợp này xảy ra trong những điều kiện khi giá trị ứng suất tác dụng trong khối đá tương đương với độ bền của đá. Trong những điều kiện như vậy, nếu giá trị ứng suất không lớn hơn độ bền dài lâu của khối đá thì công trình ngầm sẽ ổn định trong tất cả các phương pháp đào. Tuy nhiên, cũng giống như trường hợp thứ nhất, tại đây phương pháp thi công bằng combai có ưu thế hơn so với phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn. Ngoài ra, do các nứt nẻ công nghệ làm giảm độ bền của khối đá vùng biên công trình ngầm, cho nên phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn sẽ thu hẹp phạm vi các điều kiện mô-địa chất có thể làm cho công trình ngầm ổn định.

Khi ứng suất tác dụng lớn hơn không nhiều so với độ bền dài lâu của khối đá, cả hai phương pháp thi công sẽ làm cho vùng biến dạng không đàn hồi phát triển theo thời gian trong khối đá xung quanh công trình ngầm. Trong trường hợp đó, các nứt nẻ công nghệ xuất hiện do công tác khoan nổ mìn sẽ phát triển theo thời gian. Xung quanh công trình ngầm sẽ hình thành vùng nứt nẻ mạnh. Khối đá sẽ tăng dần thể tích và làm gia tăng khả năng biến dạng của chúng. Trong những điều kiện tương tự, phương pháp thi công

bằng combai không làm xuất hiện các nứt nẻ công nghệ. Do đó, quá trình hình thành vùng biến dạng không đàn hồi không kéo theo quá trình nở ròi mạnh mẽ của khối đá bao quanh công trình ngầm. Từ đây, biến dạng biên công trình ngầm trong phương pháp đào bằng combai sẽ nhỏ hơn so với giá trị biến dạng trong phương pháp đào bằng khoan nổ mìn.

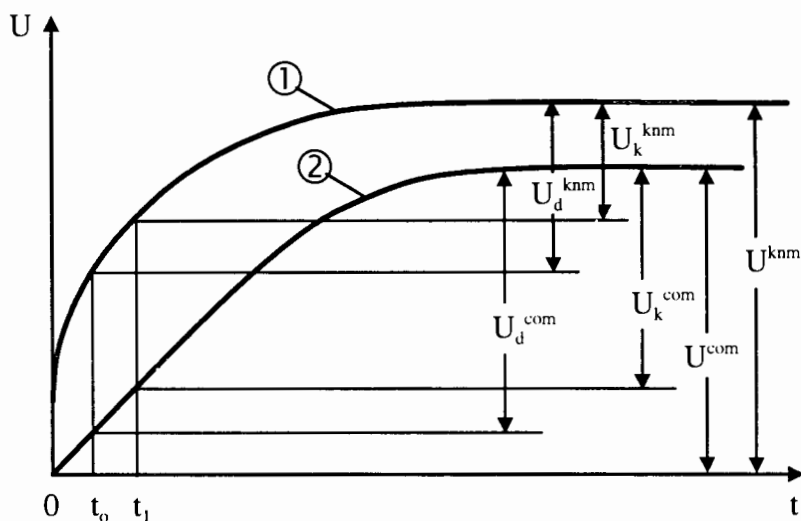
* Trường hợp thứ ba (trường hợp thường gặp). Trường hợp này xảy ra khi giá trị ứng suất tác dụng tại khối đá biên công trình ngầm lớn hơn nhiều so với độ bền của đá. Đá tại đây sẽ bị phá huỷ không phụ thuộc vào phương pháp thi công công trình ngầm. Trong điều kiện đó, các nứt nẻ công nghệ lại có vai trò thuận lợi. Chúng sẽ tạo ra điều kiện đỡ tải cho khối đá bao quanh và chịu một phần biến dạng trước khi lắp dựng kết cấu chống giữ. Trong trường hợp này, xung quanh công trình ngầm thi công bằng phương pháp khoan nổ mìn sẽ hình thành vùng đá nứt nẻ mạnh. Giá trị biến dạng biên công trình ngầm sẽ được xác định bằng các giá trị biến dạng đàn hồi-lưu biến của khối đá và mức độ nở ròi của đá tại vùng nứt nẻ mạnh.

Trong những điều kiện tương tự, khi thi công bằng phương pháp combai thì quá trình phá huỷ và hình thành nứt nẻ xung quanh công trình ngầm sẽ xảy ra chậm chạp hơn. Vùng biến dạng không đàn hồi và biến dạng tại biên công trình ngầm sẽ được hình thành trong một khoảng thời gian lớn hơn so với trường hợp khi sử dụng phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn.

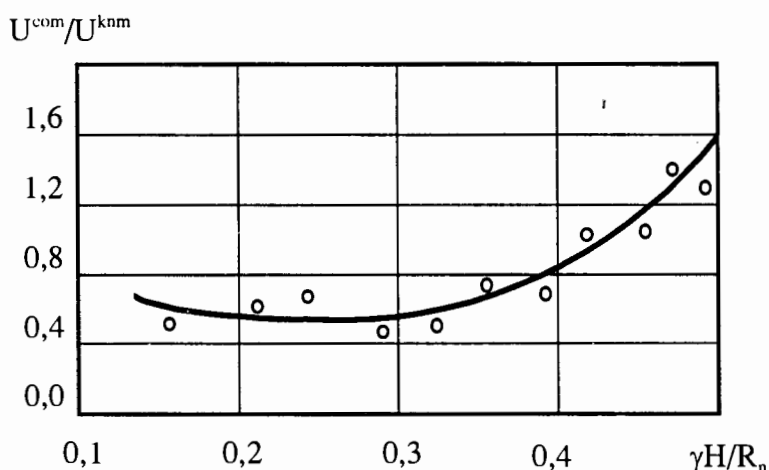
Do đó, trong những điều kiện này, phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn có thể trở nên thuận lợi hơn so với phương pháp thi công bằng combai nếu xét từ góc độ hình thành và thể hiện các tác động của áp lực mỏ. Bởi vì, trong trường hợp này biến dạng mà kết cấu chống giữ phải tiếp nhận có thể có giá trị nhỏ hơn.

Sau khi phân tích trường hợp thứ ba trên cơ sở lý thuyết năng lượng, các nhà địa cơ học cũng đã rút ra những kết luận tương tự. Nếu ký hiệu Q là năng lượng khối đá cần phải giải phóng khi thi công công trình ngầm thì trong phương pháp thi công bằng combai năng lượng này sẽ giải phóng từ từ tùy theo mức độ chuyển dịch của gương công trình ngầm và sự xuất hiện các tính chất lưu biến trong khối đá. Trong phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn, một phần năng lượng " Q_p " sẽ được giải phóng ngay tức thì. Phần năng lượng " $Q-Q_p$ " còn lại (cũng giống như trong phương pháp thi công bằng combai) sẽ được giải phóng từ từ (phần này các nhà địa cơ học có thể nhận thấy dưới dạng xuất hiện của áp lực mỏ).

Nhìn chung, trong những điều kiện nhất định phương pháp thi công bằng combai có thể sẽ tạo nên biến dạng biên công trình ngầm lớn hơn, làm cho các điều kiện làm việc của kết cấu chống giữ sẽ trở nên xấu hơn so với phương pháp khoan nổ mìn. Những vấn đề trên đây có thể được minh hoạ dễ dàng bằng các biểu đồ phát triển của biến dạng theo thời gian (hình H.9.3).



H.9.3. Sự thay đổi biến dạng của biên công trình ngầm “U” theo thời gian “t” khi thi công bằng phương pháp khoan nổ mìn (1) và phương pháp combai (2): t_0 - Thời điểm bắt đầu quan sát; t_1 - Thời điểm lắp dựng kết cấu chống giữ (theo [24]).



H.9.4. Sơ đồ phụ thuộc của giá trị tỷ lệ các giá trị biến dạng nóc công trình ngầm trong hai phương pháp thi công bằng combai và bằng khoan nổ mìn ($U^{\text{com}}/U^{\text{knn}}$) vào thông số ($\gamma H/R_n$) (theo [24]).

Khi giá trị tổng biến dạng biên công trình ngầm U^{com} nhỏ thì giá trị biến dạng đo được tại các trạm đo U_d^{com} và giá trị biến dạng do kết cấu

chống giữ tiếp nhận U_k^{com} trong phương pháp thi công bằng combai sẽ lớn hơn so với các giá trị biến dạng tương ứng (U_d^{knm} , U_k^{knm}) tại phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn. Sự ảnh hưởng của phương pháp đào đến đặc tính biến dạng đã được chứng minh bằng các kết quả đo đạc thực tế trong mỏ [24].

Với mục đích nhằm đánh giá định lượng giới hạn các điều kiện mỏ-địa chất để hình thành một trong các trường hợp cụ thể trên đây, Zaxlavxki IU. Z. và Đrjuk E. B. đã xây dựng sơ đồ phụ thuộc giữa đại lượng tỷ lệ của các giá trị biến dạng nóc công trình ngầm trong hai phương pháp thi công bằng combai và bằng khoan nổ mìn (U^{com}/U^{knm}) so với thông số ($\gamma H/R_n$) (hình H.9.4). Quy luật toán học phụ thuộc (hệ số phụ thuộc bằng 0,89; sai số bằng 25,9) giữa các thông số khảo sát có dạng [24]:

$$\frac{U^{com}}{U^{knm}} = 16 \cdot \left(\frac{\gamma \cdot H}{R_n} \right)^2 - 11,1 \cdot \left(\frac{\gamma \cdot H}{R_n} \right) + 2,25. \quad (9.1)$$

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu sự ảnh hưởng của phương pháp thi công tới độ ổn định của công trình ngầm, các nhà địa cơ học đã rút ra các kết luận như sau [24]:

* Phương pháp thi công công trình ngầm có ảnh hưởng lớn tới độ ổn định của công trình. Do đó, sau khi sử dụng các phương pháp đã có để dự đoán mức độ biến dạng biên công trình ngầm trong phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn, các nhà địa cơ học có thể áp dụng hệ số phụ thuộc theo công thức (9.1) để xác định thông số tương ứng trong trường hợp sử dụng phương pháp thi công bằng combai;

* Giới hạn các điều kiện để cho công trình ngầm ổn định trong phương pháp thi công bằng combai là $(\gamma H/R_n) < (0,35 \div 0,4)$, còn trong phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn là $(\gamma H/R_n) < 0,3$.

* Trong giới hạn điều kiện mỏ-địa chất đặc trưng bởi thông số $(\gamma H/R_n) < 0,5$, phương pháp thi công bằng combai sẽ tạo nên độ ổn định lớn hơn cho các công trình ngầm so với phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn. Điều này cho phép mở rộng khả năng áp dụng các dạng kết cấu chống giữ nhẹ;

* Trong giới hạn điều kiện mỏ-địa chất đặc trưng bởi thông số $(\gamma H/R_n) > 0,5$, khi áp dụng phương pháp thi công bằng combai cần phải sử dụng kết cấu chống giữ có độ linh hoạt lớn hơn so với kết cấu chống giữ sử dụng trong phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn. Trong trường hợp này phải thiết kế phần “mặt cắt ngang thừa” (phần diện tích thừa) cần thiết để có thể “đón trước” khả năng biến dạng lớn của biên công trình.

Các quá trình biến dạng đặc trưng trên đây có liên quan mật thiết với những điều kiện thi công khác nhau cho công trình ngầm. Chúng xác định

những cơ chế khác nhau của quá trình tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ và khối đá. Trong khối đá bền vững, nếu ứng suất không vượt quá độ bền dài lâu của đá và giá trị biến dạng không lớn hơn giới hạn biến dạng đàn hồi-lưu biến thì biến công trình ngầm ổn định. Lúc này không cần sử dụng kết cấu chống giữ như một kết cấu mang tải. Khi độ sâu công trình ngầm không lớn và giá trị hệ số đẩy ngang nhỏ, thì tại nóc và nền công trình ngầm có thể xuất hiện ứng suất kéo. Khối đá trên thực tế có khả năng rất yếu chống lại các ứng suất kéo. Kết quả, tại vùng nóc công trình ngầm sẽ hình thành vòm đá phá huỷ tác dụng trực tiếp lên kết cấu chống giữ.

Trong những điều kiện ứng suất lớn hơn độ bền dài lâu của đá, xung quanh công trình ngầm sẽ hình thành vùng biến dạng không đàn hồi. Quá trình nở ròi của đá do phá huỷ sẽ làm xuất hiện biến dạng lớn trên biên công trình (biến dạng có thể đạt tới giá trị hàng trăm milimét). Trong trường hợp đó, kết cấu chống giữ phải có độ linh hoạt cần thiết cho phép khối đá “tự do” biến dạng. Trong trường hợp ngược lại, kết cấu chống giữ có thể sẽ bị phá huỷ.

Kết cấu chống giữ linh hoạt có khả năng tạm thời “thoát khỏi” sự tác dụng của áp lực mỏ. Chúng sẽ tạo nên vùng biến dạng không đàn hồi xung quanh công trình ngầm đồng thời với quá trình giảm ứng suất trong khối đá. Sau khi kết hợp với kết cấu chống giữ và làm việc trong cùng một hệ chịu lực chung, vùng giảm tải này sẽ làm việc như một kết cấu mang tải chống lại quá trình phát triển biến dạng không đàn hồi trong khối đá. Khi đó, kết cấu chống giữ đóng vai trò như một tường chắn cho vùng khối đá không đàn hồi.

Trạng thái cân bằng của hệ “kết cấu chống giữ-khối đá” sẽ xuất hiện tại một tỷ lệ nhất định nào đó giữa giá trị biến dạng biên công trình ngầm và sức kháng (độ cứng) của kết cấu chống giữ. Lúc này, độ bền của kết cấu chống giữ linh hoạt phải có giá trị đủ lớn để tạo ra phản lực cần thiết (sức kháng cần thiết) chống giữ vùng khối đá không đàn hồi. Trong trường hợp sử dụng kết cấu chống giữ linh hoạt có độ bền không đủ lớn, vùng biến dạng không đàn hồi có thể phát triển tới kích thước lớn và chứa đựng một khối lượng đá tạo nên ứng suất vượt quá độ bền của vật liệu kết cấu chống giữ. Kết quả, toàn bộ công trình ngầm có thể sẽ bị phá huỷ.

Trong trường hợp tổng quát, ngoài các yếu tố địa kỹ thuật, quá trình hình thành tải trọng tác dụng lên kết cấu chống giữ còn chịu sự ảnh hưởng rất lớn từ phía một loạt các yếu tố sau đây: thời điểm lắp dựng kết cấu chống giữ so với thời điểm thi công công trình; độ cứng của kết cấu chống giữ; kích thước, hình dạng của công trình ngầm và các yếu tố khác.

Việc lắp dựng chậm trễ kết cấu chống giữ sau một khoảng thời gian nào đó so với thời điểm thi công công trình ngầm (ví dụ lắp dựng kết cấu chống giữ trên một khoảng cách nào đó cách xa gương) cho phép giảm độ linh hoạt và khả năng mang tải của chúng. Tuy nhiên, nếu sự chậm trễ này

quá lớn sẽ dẫn đến hiện tượng phá huỷ, bóc tách lớp đá và sự hình thành các phá huỷ cục bộ trên nóc công trình. Biểu đồ áp lực hình thành quanh biên kết cấu chống giữ và biểu đồ ứng suất xuất hiện trong kết cấu chống giữ phụ thuộc vào khả năng biến dạng và hệ số nền của khối đá bao quanh. Dễ dàng nhận thấy, mức độ biến dạng của kết cấu chống giữ xác định bởi độ cứng "E.I" của chúng (E - Môđun đàn hồi của vật liệu; I - Mômen quán tính của mặt cắt ngang kết cấu). Khả năng biến dạng của kết cấu càng lớn (nghĩa là độ cứng càng nhỏ) và hệ số nền của môi trường càng lớn thì vai trò của phản lực đàn hồi của đá càng lớn. Lúc này, ngoại lực cũng như nội lực sẽ phân bố đều hơn dọc theo chu tuyến công trình.

Trên thực tế, quá trình chống giữ công trình ngầm thường không xé tới vấn đề trên đây. Để nâng cao khả năng mang tải của kết cấu chống giữ, người ta thường tăng chiều dày cấu tạo của chúng (sau khi xem kết cấu chống giữ làm việc trong điều kiện phản lực đàn hồi của đá giống như kết cấu tương tự trên mặt đất). Kết quả, kết cấu sẽ được tính toán theo sơ đồ tải trọng cho trước (điều này không phải lúc nào cũng hợp lý).

Hiện nay, các lời giải giải tích chuẩn xác (thực hiện bằng các phương pháp cơ học môi trường liên tục) của bài toán cơ học nghiên cứu, khảo sát quá trình tác dụng tương hỗ của hệ "kết cấu chống giữ-khối đá" cho các giá trị biến dạng và tải trọng khác xa so với các giá trị tương ứng trên thực tế. Do đó, các phương pháp giải tích-thực nghiệm (dựa trên tổ hợp các phương pháp giải tích và các kết quả đo đạc thực tế) tính toán các thông số cho kết cấu chống giữ có ý nghĩa hết sức quan trọng. Do các phương pháp này được xây dựng trong những điều kiện mô-địa chất cụ thể, cho nên chúng cho phép giải quyết một cách hiệu quả các bài toán địa cơ học thực tế.

9.2. Một số biện pháp nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm

Hiện nay phương pháp chủ yếu để đảm bảo ổn định cho công trình ngầm là sử dụng một dạng kết cấu chống giữ nào đó. Tại đây, kết cấu chống giữ không đảm nhiệm một vai trò công nghệ-sử dụng bất kỳ cho công trình ngầm mà chỉ dùng để ngăn ngừa-bảo vệ công trình ngầm khỏi các hiện tượng phá huỷ, sụt lở của khối đá bao quanh. Thực tế sử dụng các loại kết cấu chống giữ truyền thống cho thấy, phần lớn chúng không có khả năng gây nên những ảnh hưởng đáng kể đến trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá. Ngoài ra, các kết cấu chống giữ truyền thống còn đòi hỏi phải gia tăng thêm 30÷40% giá trị của diện tích mặt cắt ngang thi công cho công trình ngầm để lắp dựng chúng.

Thực tế xây dựng và sử dụng công trình ngầm trong những điều kiện địa cơ học phức tạp cho thấy, để đảm bảo trạng thái làm việc bình thường cho công trình bên cạnh các kết cấu chống giữ truyền thống còn phải sử

dụng một số biện pháp đặc biệt nhằm nâng cao độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm. Đây chính là các biện pháp bảo vệ công trình ngầm. Bảo vệ công trình ngầm là một tổ hợp các biện pháp được thực hiện nhằm nâng cao độ ổn định cho khối đá biên công trình ngầm, cải thiện điều kiện làm việc cho kết cấu chống giữ. Các biện pháp bảo vệ công trình ngầm sẽ đảm bảo cho công trình tồn tại một cách an toàn trong suốt thời gian phục vụ của chúng với những yêu cầu kỹ thuật-công nghệ nhất định.

Hiện nay, những yếu tố chủ yếu xác định trạng thái làm việc của khối đá bao quanh công trình ngầm bao gồm: trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá và tính chất cơ lý của chúng. Nếu một trong số các chỉ tiêu trong hai nhóm yếu tố trên đây được thay đổi bằng một phương pháp nào đó thì trong một giới hạn nhất định các nhà địa cơ học hoàn toàn có thể điều khiển tính chất và giá trị áp lực mỏ tác dụng lên công trình ngầm. Trong trường hợp này, các nhà địa cơ học có thể đảm bảo độ ổn định cho công trình ngầm mà không phải sử dụng các loại kết cấu chống giữ có kết cấu nặng nề, giá thành lớn. Ngoài ra, trong một số trường hợp thuận lợi các nhà địa cơ học có thể không cần phải sử dụng kết cấu chống giữ như một kết cấu mang tải chủ yếu.

Kết quả nghiên cứu và thực tế xây dựng công trình ngầm cho thấy, hiện nay có thể sử dụng các biện pháp bảo vệ-nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm sau đây:

- * Bố trí một cách hợp lý công trình ngầm trong khối đá có các điều kiện địa cơ học thuận lợi (bố trí công trình ngầm trong khối đá rắn cứng, ít nứt nẻ, theo hướng thuận lợi tùy theo đặc tính phân lớp khối đá...);

- * Giảm áp lực mỏ từ phía khối đá tác dụng lên công trình ngầm (sử dụng trụ bảo vệ; bố trí các công trình ngầm lân cận tại những vị trí, khoảng cách hợp lý so với công trình ngầm đang thi công; sử dụng hình dạng mặt cắt ngang công trình ngầm hợp lý; bố trí công trình ngầm nằm trong những vùng khối đá giảm áp; áp dụng biện pháp giảm áp bằng các lỗ khoan, rãnh giảm áp .v.v...);

- * Sử dụng các loại kết cấu chống hợp lý để chống giữ công trình ngầm (các kết cấu chống giữ cách ly; các kết cấu bảo vệ ngăn cách; các kết cấu chịu tải; vì neo; các kết cấu gia cường khối đá...);

- * Sử dụng công nghệ thi công hợp lý (lựa chọn phương pháp thi công, phá đá hợp lý; thực hiện một cách nghiêm túc, chất lượng cao, theo một trình tự chặt chẽ các công tác thi công, chống giữ công trình ngầm; phương pháp nổ mìn tạo biên...);

- * Gia cường, tăng bền cho khối đá bằng các biện pháp cơ học, hoá học và vật lý.

Trong các biện pháp bảo vệ công trình ngầm nêu trên, một số biện pháp có ý nghĩa quan trọng, tạo nên những ảnh hưởng lớn đến độ ổn định

cho công trình ngầm (phương pháp giảm áp; phương pháp gia cường), một số phương pháp khác có ý nghĩa hỗ trợ, thứ yếu (phương pháp nổ mìn tạo biên; phương pháp sử dụng các điều kiện địa cơ học thuận lợi...). Ngoài ra, một số phương pháp đã được nghiên cứu tương đối đầy đủ, trong khi đó một số phương pháp khác có nhiều triển vọng cần phải được đầu tư nghiên cứu, thử nghiệm trong giai đoạn sắp tới.

9.3. Công nghệ thi công và mức độ ổn định của công trình ngầm

Mức độ ổn định của công trình ngầm chịu sự ảnh hưởng lớn từ phía một loạt các yếu tố công nghệ thi công-chống giữ: phương pháp đào phá đá; chất lượng tạo biên công trình ngầm; chất lượng thực hiện công tác chèn lấp đầy khoảng trống công nghệ sau kết cấu chống giữ; mức độ chậm trễ thực hiện các công tác chống giữ so với các công tác đào v.v...

Hiện nay, vấn đề nghiên cứu sự ảnh hưởng của phương pháp thi công (phương pháp đào phá đá) đến độ ổn định của công trình ngầm vẫn chưa được tiến hành một cách thấu đáo. Tất cả các phương pháp tính toán kết cấu chống giữ công trình ngầm hiện nay chưa xét tới sự ảnh hưởng của yếu tố trên đây. Trong cả hai phương pháp thi công thông dụng (phương pháp thi công bằng khoan nổ mìn; phương pháp thi công bằng máy đào phá đá liên hợp) thì kết cấu chống giữ đều được thiết kế với các thông số cấu tạo giống nhau. Nhìn chung, việc sử dụng máy đào phá đá liên hợp (combai) sẽ tạo nên những điều kiện nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm tốt hơn so với phương pháp khoan nổ mìn do các nguyên nhân sau đây: có khả năng tạo nên mặt nhẵn chính xác hơn cho công trình ngầm; khối đá gần biên công trình ngầm bị ảnh hưởng nhỏ hơn (không tồn tại hệ nứt nẻ công nghệ do công tác khoan nổ mìn gây nên). Tuy nhiên, trong những điều kiện cụ thể mức độ ảnh hưởng của các phương pháp thi công sẽ thể hiện hoàn toàn khác nhau (xem mục 9.1).

Độ ổn định công trình ngầm và khả năng làm việc của kết cấu chống giữ phụ thuộc vào trình tự tiến hành công tác đào chống. Nếu một phần dịch chuyển của biên công trình ngầm được kết cấu chống giữ tạm thời tiếp nhận thì kết cấu chống giữ cố định dạng cứng được lắp dựng sau đó có thể xem như có “độ linh hoạt” nhờ sự tồn tại của kết cấu chống giữ tạm thời. Giá trị “linh hoạt công nghệ” này có thể xác định theo thời điểm bắt đầu lắp dựng kết cấu chống giữ. Do đó, nếu chọn được thời gian thích hợp để lắp dựng kết cấu chống giữ cố định thì các nhà địa cơ học có thể điều chỉnh (làm giảm) giá trị tải trọng tác dụng lên chúng. Kết quả sẽ tạo nên điều kiện thuận lợi để làm giảm khả năng mang tải tính toán cho kết cấu chống giữ cố định.

Chất lượng thực hiện công tác khoan nổ mìn cũng có ảnh hưởng lớn đến sự hình thành biên công trình ngầm. Mức độ lồi lõm biên công trình ngầm sẽ gây nên hiện tượng phân bố tải trọng không đều tác dụng lên kết

cấu chống giữ (hiện tượng tiếp xúc điểm giữa khối đá bao quanh công trình ngầm và kết cấu chống giữ) [90].

Sự tồn tại khoảng trống công nghệ sẽ là nguyên nhân làm xuất hiện tải trọng động, tải trọng tập trung tác dụng lên kết cấu chống giữ. Kết quả làm cho khả năng làm việc của kết cấu chống giữ giảm xuống và gia tăng mức độ biến dạng của chúng. Vì vậy, chất lượng thực hiện công tác lấp đầy khoảng trống công nghệ sau kết cấu chống giữ có vai trò quan trọng trong quá trình hình thành tải trọng tác dụng lên kết cấu chống giữ. Công tác này được thực hiện với chất lượng cao sẽ tạo nên những điều kiện phân bố tải trọng đều cho toàn bộ kết cấu, ngăn cản hiện tượng chuyển dịch của biên công trình ngầm do hiện tượng bóc tách lớp của đá [10, 24].

Trong trường hợp không tồn tại lớp vật liệu lấp đầy sau kết cấu chống giữ hoặc công tác này được thực hiện với chất lượng thấp, kết cấu chống giữ sẽ phải chịu sự tác dụng của tải trọng phân bố không đều tập trung tại một số điểm. Lúc này, tại các điểm tiếp xúc sẽ xảy ra hiện tượng tập trung ứng suất (tập trung lực) lớn. Khả năng mang tải của kết cấu chống giữ dưới tác dụng của áp lực tập trung lớn sẽ bị giảm xuống do mômen uốn trong kết cấu tại những vùng có ứng suất kéo tăng lên.

Kết quả tính toán lý thuyết [18] cho thấy, lớp lấp đầy khoảng trống công nghệ sau kết cấu chống giữ có vai trò đặc biệt quan trọng. Lớp vật liệu lấp đầy (mô hình bằng một môi trường rời nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn) có thể tiếp nhận một phần tải trọng tác dụng từ phía khối đá và chuyển tải một giá trị áp lực tác dụng nhỏ hơn sang cho kết cấu chống giữ.

Một trong số các phương pháp công nghệ bảo vệ công trình ngầm là “phương pháp thi công công trình ngầm theo hai giai đoạn”. Trong giai đoạn thi công đầu tiên người ta tiến hành đào một công trình ngầm dẫn trước có diện tích mặt cắt ngang bằng 60÷70% giá trị diện tích mặt cắt ngang thiết kế của công trình ngầm.

Công trình ngầm dẫn trước này được chống giữ bằng kết cấu chống giữ tạm thời có cấu tạo linh hoạt. Sau giai đoạn dịch chuyển mạnh của khối đá biên công trình ngầm, người ta sẽ tiến hành mở rộng mặt cắt ngang công trình ngầm dẫn trước đến kích thước thiết kế và chống giữ công trình ngầm bằng kết cấu chống giữ cố định. Tại giai đoạn này, kết cấu chống giữ cố định sẽ không phải chịu những chuyển dịch lớn của khối đá biên công trình ngầm. Phương pháp này còn có thể hạn chế những ảnh hưởng có hại của công tác khoan nổ mìn đến khối đá bao quanh công trình ngầm và làm gia tăng độ ổn định cho toàn bộ công trình [24].

Ngoài phương pháp thi công trên đây, phương pháp nổ mìn tạo biên (tạo mặt nhẵn) cũng có những ảnh hưởng lớn đến độ ổn định của công trình ngầm. Ngoài tác dụng tạo nên mặt nhẵn cho biên công trình, phương pháp

này còn làm giảm đáng kể những tác động bất lợi của sóng nổ tác dụng lên khối đá biên công trình ngầm.

9.4. Các điều kiện địa cơ học và mức độ ổn định của công trình ngầm

Độ bền của đá (khối đá) là một trong những yếu tố quan trọng nhất gây nên sự ảnh hưởng đến quá trình hình thành áp lực mỏ tác dụng lên công trình ngầm. Vì vậy, người thiết kế nên cố gắng xây dựng công trình ngầm trong vùng khối đá cứng, bền vững, liền khối và ổn định. Trong trường hợp này, các nhà địa cơ học có thể chỉ phải sử dụng các loại kết cấu chống giữ nhẹ nhàng hoặc không cần phải tiến hành chống giữ công trình.

Độ ổn định của công trình ngầm phụ thuộc ở mức độ lớn vào hướng phát triển của trục dọc cấu tạo công trình trong mối quan hệ với các đặc tính cấu trúc, phân lớp của khối đá. Nên bố trí công trình ngầm có hướng phát triển vuông góc với các lớp đất đá không đồng nhất. Trong trường hợp ngược lại, áp lực tác dụng lên công trình ngầm sẽ phân bố không đều, gây nên những ảnh hưởng xấu tới trạng thái làm việc của kết cấu chống giữ.

Biện pháp sử dụng trụ bảo vệ có kích thước đủ lớn có thể làm giảm những ảnh hưởng địa cơ học không thuận lợi giữa các công trình ngầm lân cận, làm gia tăng độ ổn định cho công trình ngầm. Tuy nhiên, giải pháp này trong nhiều trường hợp sẽ làm cho mức độ tổn thất tài nguyên khoáng sản tăng lên.

Hình dạng mặt cắt ngang công trình ngầm cũng ảnh hưởng đến độ ổn định cho toàn bộ công trình. Hệ số tập trung ứng suất trên biên công trình ngầm thay đổi tùy thuộc bởi độ cong của biên công trình. Mức độ lồi lõm của biên công trình ngầm sẽ làm gia tăng, làm thay đổi hệ số tập trung ứng suất và làm giảm đáng kể độ ổn định cho công trình.

Phương pháp khoan các lỗ khoan giảm áp lực có nhiều triển vọng để làm giảm trạng thái ứng lực cao tác dụng trên biên công trình ngầm. Các lỗ khoan (lỗ rỗng) giảm áp được hình thành thông qua công tác khoan từ công trình ngầm hoặc các tác động của các vụ “nổ mìn om”. Trong trường hợp này, ứng suất tác dụng lên biên công trình ngầm sẽ được “dịch chuyển” vào sâu phía trong khối đá. Vùng giảm áp sẽ trở thành một vùng điều hoà áp lực và đóng vai trò như một vùng mang tải phụ trợ, tăng cường cho kết cấu chống giữ thụ động lắp dựng phía trong công trình.

9.5. Kết cấu chống giữ công trình ngầm

Giải pháp lắp dựng kết cấu chống giữ trong giới hạn mặt cắt ngang thi công là biện pháp chủ yếu nhằm đảm bảo độ ổn định và trạng thái an toàn cho công trình ngầm. Vấn đề lựa chọn chế độ làm việc hợp lý cho kết

cấu chống giữ (chế độ biến dạng cho trước cho kết cấu cứng, chế độ tải trọng cho trước cho kết cấu linh hoạt và chế độ hỗn hợp) có ý nghĩa đặc biệt quan trọng cho quá trình thiết kế, tính toán kết cấu chống giữ. Chế độ làm việc của hệ “khối đá-kết cấu chống giữ” sẽ đặc trưng cho điều kiện, tính chất tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ và khối đá bao quanh công trình ngầm. Hiện nay, có thể phân chia các chế độ làm việc của hệ “khối đá-kết cấu chống giữ” theo các nhóm chủ yếu sau đây:

* “Chế độ biến dạng cho trước” đặc trưng cho trạng thái làm việc đồng thời giữa kết cấu chống giữ và khối đá. Trong trường hợp này, giá trị tải trọng tác dụng lên kết cấu chống giữ được xác định bởi đặc tính biến dạng của chúng trong quá trình tác dụng tương hỗ cùng với khối đá bao quanh công trình.

* “Chế độ tải trọng cho trước” xảy ra khi áp lực tác dụng lên kết cấu chống giữ được xác định trên cơ sở đại lượng thể tích đá bị bóc tách ra khỏi khối nguyên. Trong trường hợp này, giá trị tải trọng tác dụng lên kết cấu chống giữ không phụ thuộc vào đặc tính biến dạng của kết cấu chống giữ và biên công trình ngầm. Chính vì vậy, chế độ làm việc này còn được gọi là chế độ làm việc độc lập.

* “Chế độ hỗn hợp”. Trong chế độ này, hai chế độ trên đây có thể xuất hiện tuần tự và liên kết với nhau. Ví dụ, đầu tiên kết cấu chống giữ làm việc ở “chế độ tải trọng cho trước” và chống đỡ lại phần đá bóc, tách lớp khỏi khối nguyên tại nóc công trình ngầm. Sau đó, do mức độ gia tăng biến dạng của các lớp đá nằm phía trên, kết cấu chống giữ sẽ chuyển sang làm việc trong “chế độ biến dạng cho trước”. Nếu kết cấu chống giữ có giá trị linh hoạt lớn thì từ “chế độ biến dạng cho trước” nó sẽ chuyển sang chế độ làm việc với tải trọng xuất hiện trong chúng có giá trị nhỏ hơn trong các kết cấu chống cứng.

Đối với kết cấu chống giữ làm việc tại chế độ tải trọng cho trước thì thông số cơ học chủ yếu và duy nhất là khả năng mang tải của chúng. Đối với kết cấu chống giữ làm việc tại chế độ biến dạng cho trước thì các thông số cơ học chủ yếu phải bao gồm cả khả năng mang tải và mức độ linh hoạt của chúng. Các thông số này có thể xác định trên cơ sở giá trị biến dạng dự báo của mặt lộ công trình ngầm trong điều kiện có thể xác định được khả năng chống lại biến dạng đó từ phía kết cấu chống giữ.

Biểu đồ tác dụng tương hỗ đặc trưng giữa kết cấu chống giữ và khối đá bao quanh công trình ngầm thể hiện trên hình H.9.5 [22].

Xét trường hợp khối đá mô hình hoá bằng môi trường đàn hồi-dẻo-không đồng nhất chịu tác dụng của trường ứng suất thuỷ tĩnh ban đầu và bị làm mất trạng thái cân bằng tĩnh định tương đối do sự tồn tại của công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn. Giả sử trong trạng thái đầu tiên giá trị áp

dạng dẻo (biến dạng không đàn hồi). Lúc này, khối đá sẽ bị biến dạng theo quy luật cơ học trong mô hình “đàn hồi-dẻo-không đồng nhất”.

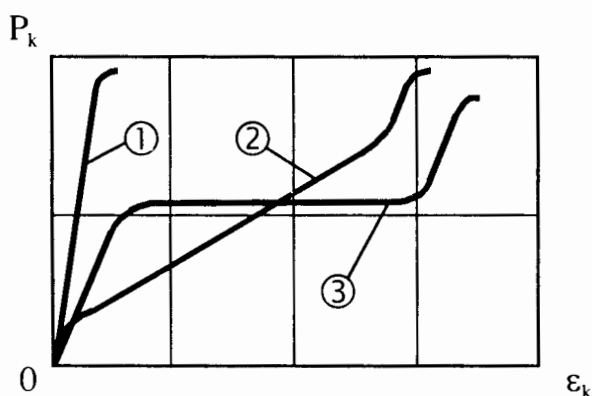
Vai trò của trọng lượng đá bị phá huỷ sẽ tăng dần tùy theo mức độ vùng phá huỷ hình thành và phát triển vào sâu phía trong khối đá. Đá trong vùng phá huỷ có thể bị bóc tách ra khỏi khối đá và sụt lở vào trong vùng sử dụng của mặt cắt ngang công trình ngầm. Tại thời điểm này, khối đá sẽ làm việc trong mô hình môi trường rời (đường cong 4). Đường cong 2 đặc trưng cho môi trường lưu biến khối đá.

Như vậy, điều kiện làm việc của kết cấu chống giữ và giá trị áp lực tác dụng lên chúng sẽ phụ thuộc chủ yếu vào các yếu tố sau đây:

* Giá trị chuyển dịch ban đầu của biên khối đá công trình ngầm “ U_0 ”. Giá trị này được xác định bởi công nghệ thi công và thời điểm lắp dựng kết cấu chống giữ (khoảng thời gian bắt đầu thực hiện công tác chống giữ kể từ thời điểm công trình ngầm bắt đầu tồn tại).

* Đặc tính cơ học cấu tạo của kết cấu chống giữ (độ cứng) thông qua đặc tính các đường 3, 3’.

Từ đây, trạng thái cân bằng của hệ “kết cấu chống giữ-khối đá” sẽ được thiết lập tại một khoảng nào đó trong biểu đồ trạng thái cân bằng khối đá phù hợp với mô hình địa cơ học tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ và khối đá bao quanh công trình ngầm. Khả năng làm việc của kết cấu chống giữ có kết cấu bất kỳ trong điều kiện làm việc đồng thời với khối đá được xác định bởi đặc tính cơ học của nó. Đặc tính này thể hiện thông qua mối quan hệ giữa giá trị phản lực của kết cấu chống giữ P (giá trị tải trọng) và mức độ chuyển dịch của biên kết cấu (các đường cong 3, 3’ trên hình H.9.5).



H.9.6. Các đặc tính cơ học lý tưởng của các dạng kết cấu chống giữ khác nhau: 1- Kết cấu không có mối nối linh hoạt; 2 - Kết cấu có sức kháng tăng dần; 3 - Kết cấu có sức kháng không đổi; P_k - Phản lực của kết cấu chống giữ; ϵ_k - Giá trị biến dạng của kết cấu chống giữ (theo [8]).

Hình H.9.6 mô tả các đường đặc tính cơ học lý tưởng của các kết cấu chống giữ khác nhau [8]:

* Đường 1 - Đường đặc tính của kết cấu chống giữ không có kết cấu linh hoạt;

* Đường 2 - Đường đặc tính của kết cấu chống giữ có kết cấu linh hoạt với sức kháng tăng dần;

* Đường 3 - Đường đặc tính của kết cấu chống giữ có kết cấu linh hoạt với sức kháng không đổi.

Trong những điều kiện thực tế cụ thể kết cấu chống giữ sẽ có đường đặc tính cơ học khác với các đường đặc tính lý tưởng. Do đó, trong quá trình lựa chọn điều kiện sử dụng và công nghệ lắp dựng kết cấu chống giữ cần cố gắng đảm bảo chế độ làm việc của chúng gần với chế độ làm việc lý thuyết tối ưu [96]. Dễ dàng nhận thấy, trong cùng một điều kiện thì từng loại kết cấu chống giữ (các đường 1, 2, 3 trên hình H.9.6) khi sử dụng sẽ cho các giá trị áp lực xuất hiện trong chúng khác nhau (kết hợp với đường 3, 3' trên hình H.9.5 và hình H.9.6). Trong trường hợp kết cấu chống giữ linh hoạt có sức kháng không đổi (đường 3 trên hình H.9.5) thì áp lực tác dụng lên kết cấu chống giữ sẽ cho giá trị nhỏ nhất.

Kết quả nghiên cứu, phân tích quá trình sử dụng các kết cấu chống giữ khác nhau cho phép đưa ra những yêu cầu chủ yếu sau đây cho công tác chống giữ:

* Hệ “kết cấu chống giữ-khối đá” phải là một hệ linh hoạt. Độ linh hoạt của hệ sẽ đảm bảo cho quá trình chuyển dịch cần thiết của biên công trình ngầm. Độ linh hoạt của hệ đạt được nhờ các giải pháp: khả năng thay đổi các kích thước hình học của chính kết cấu chống giữ; khả năng chịu nén ép của lớp đệm linh hoạt trong khoảng trống phía sau kết cấu chống giữ; khả năng sử dụng “độ linh hoạt công nghệ” (giải pháp lắp dựng kết cấu chống giữ sau một khoảng thời gian nào đó tính từ thời điểm thi công công trình ngầm nhằm tránh sự tác động của vùng biến dạng-chuyển dịch mạnh của khối đá).

* Kết cấu chống giữ phải có hình dáng cong, vòng để có thể đảm bảo sức kháng lớn nhờ giảm được ứng suất kéo và mômen uốn.

* Nên sử dụng kết cấu chống giữ kín trong trường hợp có khả năng phát triển hiện tượng bùng nền do xuất hiện khả năng bóc, tách, đẩy trôi các lớp đá tại vùng đáy công trình ngầm.

Thực tế sử dụng các kết cấu chống giữ truyền thống cho thấy, trong những điều kiện địa cơ học phức tạp, các kết cấu này không thể thỏa mãn các yêu cầu công nghệ đặt ra và chưa thể đảm bảo độ ổn định cần thiết cho công trình ngầm trong suốt thời gian tồn tại của chúng. Đa số các kết cấu chống giữ truyền thống đều chỉ thụ động chống đỡ lại sự tác động của môi

trường khối đá bao quanh công trình ngầm mà chưa tận dụng được khả năng mang tải tiềm ẩn, to lớn của khối đá bao quanh công trình. Ngoài ra, chúng không có khả năng chủ động điều khiển sự tác dụng của khối đá bao quanh trong những thời điểm tồn tại khác nhau của công trình [96].

Trong những năm gần đây, mặc dù các nhà khoa học đã có nhiều thành công trong việc cải tiến, khắc phục, chế tạo mới các kết cấu chống giữ truyền thống, nhưng do chúng có những nhược điểm cơ bản về cấu trúc-cấu tạo (đặc tính làm việc thụ động, khả năng mang tải thấp...), cho nên các loại kết cấu chống giữ này chỉ được sử dụng hiệu quả trong những điều kiện địa cơ học nhất định [24].

9.6. Bảo toàn và khôi phục độ bền tự nhiên của khối đá

Một số loại đá có chứa các loại hạt sét trong thành phần khoáng vật của mình. Dưới tác dụng của không khí, độ ẩm, ... theo thời gian tính chất cơ lý, độ bền của các loại đá này sẽ bị thay đổi và trở nên kém bền vững. Trong trường hợp này cần phải tiến hành cách ly mặt biên đá công trình ngầm khỏi sự tác dụng của không khí. Tại đây, các loại kết cấu chống giữ bê tông liên khối, bê tông cốt thép hay bê tông phun có thể đảm bảo sự cách ly cần thiết và ngăn ngừa được những tác động xấu của không khí.

Phương pháp nổ mìn tạo biên và phương pháp thi công bằng combai cũng có khả năng bảo toàn độ bền cho khối đá bao quanh công trình ngầm ở mức độ nhất định. Hai phương pháp này có thể loại trừ hiện tượng hình thành nứt nẻ công nghệ trong khối đá gần biên công trình. Điều này không thể đạt được trong phương pháp thi công bằng giải pháp khoan nổ mìn thông thường.

Tuy nhiên, khi điều kiện địa cơ học phức tạp, giá trị ứng suất trong khối đá lớn hơn độ bền vật liệu đá thì hiện tượng phá huỷ sẽ xảy ra mà không phụ thuộc vào sự tồn tại của các nứt nẻ ban đầu. Vì vậy, trên thực tế các biện pháp bảo vệ này thường đạt hiệu quả rất thấp. Chúng chỉ có thể đạt hiệu quả cao khi công trình ngầm thi công tại độ sâu nhỏ trong những điều kiện địa cơ học thuận lợi.

Hiện nay, các phương pháp gia cường đá có ý nghĩa đặc biệt hiệu quả trong tất cả các phương pháp nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm. Việc sử dụng các phương pháp này không chỉ khôi phục độ bền cho đá khối nứt nẻ bị phá huỷ mà còn có thể làm gia tăng độ bền cho khối đá sau khi gia cường. Các phương pháp gia cường đá có thể được chia thành các nhóm sau đây:

- * Các phương pháp cơ học gia cường (phương pháp sử dụng vùi neo; phương pháp làm chặt đá bằng nổ mìn...);

- * Các phương pháp hoá học gia cường (phương pháp silicat hoá; phương pháp sử dụng các loại nhựa dính kết tổng hợp...);

* Các phương pháp vật lý gia cường (phương pháp làm chặt đá bằng điện; phương pháp làm nóng chảy đá bằng điện; phương pháp đốt đá; phương pháp đóng băng nhân tạo...);

* Các phương pháp hoá-lý gia cường (phương pháp xi măng hoá; phương pháp sét hoá; phương pháp bitum hoá...).

* Các phương pháp hỗn hợp gia cường (phương pháp tổ hợp theo một nguyên tắc nào đó các phương pháp gia cường trên đây).

9.6.1. Phương pháp hoá học gia cường

Các phương pháp hoá học gia cường được thực hiện dựa trên cơ sở nguyên lý phun ép các loại dung dịch hoá học vào các vị trí-lỗ rỗng trong khối đá. Sau khi phun ép, các dung dịch hoá học sẽ liên kết các hạt khoáng vật lại với nhau. Kết quả sẽ làm cho độ bền cơ học và độ chống thấm nước của khối đá tăng lên. Để gia cường loại đá cát rời và một số loại đất (ví dụ đất hoàng thổ), các nhà địa cơ học đã sử dụng phương pháp silicat hoá. Tại vùng cát có hệ số thấm $2\div 80$ m/ngày-đêm có thể áp dụng phương pháp gia cường “silicat hoá hai dung dịch”.

Đầu tiên các nhà địa cơ học tiến hành bơm dung dịch thuỷ tinh lỏng (dung dịch silicat natri) thông qua các lỗ khoan biên. Sau đó, tiến hành bơm tiếp dung dịch clorua canxi. Kết quả của phản ứng hoá học giữa hai dung dịch hoá học trên đây sẽ cho sản phẩm “keo axit silic”. Keo axit silic sẽ dính chặt các hạt cát rời thành một khối liên kết chặt chẽ.

Trong trường hợp cần gia cường đất hoàng thổ có hệ số thấm thấu bằng $0,2\div 2$ m/ngày-đêm, các nhà địa cơ học chỉ cần tiến hành bơm dung dịch thuỷ tinh lỏng (dung dịch silicat natri) và khối đất. Dung dịch này sẽ tác dụng với muối có trong đất hoàng thổ và tạo nên hợp chất “vôi-silic oxit”. Hợp chất này sẽ liên kết các hạt đất rời lại với nhau. Nhìn chung, độ bền của đá sau khi được silicat hoá sẽ có thể đạt tới giá trị $1\div 4$ MPa.

Bên cạnh phương pháp silicat hoá, các nhà địa cơ học còn sử dụng rộng rãi phương pháp hoá học gia cường bằng các loại nhựa dính kết tổng hợp. Các loại nhựa tổng hợp và chất làm đông kết sẽ được bơm vào khối đá nứt nẻ. Hai chất này phản ứng với nhau và tạo thành keo liên kết tổng hợp. Keo này sẽ làm các hạt đá rời rạc, nứt nẻ dính kết lại với nhau.

9.6.2. Phương pháp vật lý gia cường

Các phương pháp vật lý gia cường được thực hiện dựa trên nguyên lý sử dụng các hiệu ứng vật lý để thay đổi các tính chất hoá-lý của đá.

Phương pháp làm chặt đá bằng điện được sử dụng trong đất (đá) sét ngậm nước trên cơ sở làm khô đất sét nhờ hiệu ứng chuyển dịch nước

về “catốt”. Giải pháp đó sẽ làm giảm chiều dày màng nước bao quanh các hạt khoáng vật, làm gia tăng khả năng bám dính và lực dính kết giữa chúng với nhau.

Phương pháp làm nóng chảy đá bằng điện dùng để gia cố các tầng cát chảy. Sau khi dòng điện chạy qua các điện cực, chúng sẽ nóng dần lên và đốt chảy đá-cát chảy. Sau khi cát nóng chảy nguội đi, trên biên công trình ngầm sẽ tạo nên một kết cấu chống giữ liên khối bền vững cho phép thi công công trình một cách bình thường.

Phương pháp đốt nóng vật lý dùng các ngọn lửa thông thường, khí đốt có nhiệt độ 700°C ÷ 1000°C để làm thay đổi tính chất cơ lý đá. Phương pháp này có thể sử dụng để gia cường một số loại đất (ví dụ đất hoàng thổ).

Phương pháp đóng băng nhân tạo đá được tiến hành dựa trên nguyên lý biến nước trong đá thành băng. Phương pháp này dùng để cải thiện các điều kiện thi công trong đá yếu ngậm nước (cát, sét, cát chảy, ...) và đá cứng nứt nẻ mạnh có mức độ ngậm nước cao.

9.6.3. Phương pháp cơ học gia cường

Các phương pháp cơ học gia cường được thực hiện dựa trên nguyên tắc làm chặt (gia cường) đá bằng các tác động cơ học. Trong đất (đá) sét yếu có thể áp dụng phương pháp nổ mìn buông nén chặt các lớp đá rỗng để nâng cao độ bền, độ ổn định cho khối đá biên công trình ngầm. Phương pháp nổ mìn buông thông thường chỉ được sử dụng trong đất sét yếu, chịu nén ép dưới tác dụng của sóng nổ.

Hiện nay, vì neo được sử dụng hết sức rộng rãi để chống giữ các công trình ngầm. Vì neo là dạng kết cấu chống giữ có nguyên lý làm việc hoàn toàn khác so với các kết cấu chống giữ thụ động truyền thống. Vì neo sau khi lắp dựng trong khối đá sẽ có khả năng kết hợp cùng với các lớp đá bao quanh công trình ngầm tạo nên một hệ thống nhất “vì neo-khối đá” hay “vòng đá neo hoá gia cường”. Nếu trong các phương pháp chống giữ kinh điển kết cấu mang tải là các dạng kết cấu chống giữ lắp dựng trong công trình ngầm thì trong phương pháp chống giữ bằng vì neo, kết cấu mang tải sẽ chính là bản thân lớp đá được neo hoá. Do vì neo có những ưu việt lớn và có khả năng tận dụng khả năng mang tải khối đá, cho nên hiện nay chúng được sử dụng hiệu quả tại những điều kiện địa cơ học khác nhau. Đây là một hướng phát triển quan trọng của kết cấu chống giữ tận dụng khả năng mang tải khối đá.

9.6.4. Phương pháp hoá-lý gia cường

Các phương pháp hoá-lý gia cường được thực hiện dựa trên nguyên lý nén ép các loại vữa dính kết vào các lỗ rỗng, khe nứt trong khối đá. Tuỳ

thuộc bởi vật liệu dính kết, trên thực tế người ta đã sử dụng các phương pháp gia cường sau đây: phương pháp xi măng hoá, phương pháp sét hoá và phương pháp bitum hoá.

Trong phương pháp xi măng hoá, mối liên kết của vữa với thành khe nứt được đảm bảo nhờ tính chất dính kết của xi măng, nghĩa là, nhờ tác động hoá học của các thành phần xi măng trong phản ứng đông kết. Trong phương pháp sét hoá cũng có những tác động tương tự nhưng ở mức độ thấp hơn. Khi sử dụng phương pháp bitum hoá, mối liên kết giữa bitum và thành khe nứt được tạo nên chỉ bằng lực ma sát.

Trong các loại vữa dính kết thì dung dịch sét có độ thấm thấu (độ linh hoạt) cao nhất, sau đó mới đến vữa xi măng. Khả năng thấm thấu của sét và xi măng cho phép sử dụng chúng tại những khu vực nứt nẻ với kích thước độ mở thành khe nứt đến 0,1 mm. Bitum có thể xâm nhập vào các khe nứt có độ mở lớn hơn 0,2÷1 mm.

Do phương pháp sét hoá và bitum hoá chỉ có thể làm gia tăng không đáng kể độ bền cho khối đá, cho nên hiện nay chỉ sử dụng rộng rãi phương pháp xi măng hoá trên thực tế. Phương pháp này có thể sử dụng riêng rẽ hoặc kết hợp với các dạng kết cấu chống giữ truyền thống khác như một hướng quan trọng trong các loại kết cấu chống giữ sử dụng khả năng mang tải của khối đá. Vữa xi măng sau khi được nén ép vào vùng khối đá biến dạng không đàn hồi bao quanh công trình ngầm sẽ tạo nên một vòng chống từ vật liệu “đá-xi măng” có khả năng mang tải lớn.

Do có nhiều hạn chế về khả năng áp dụng trên thực tế nên các biện pháp gia cường hoá học, vật lý chỉ được sử dụng để thi công công trình ngầm trong những điều kiện địa cơ học rất phức tạp.

Vì những ưu điểm nổi bật về công nghệ, các đặc tính cơ học, khả năng chịu lực, cho nên hiện nay các phương pháp gia cường cơ học (sử dụng vì neo) và phương pháp gia cường hoá-lý (phương pháp phun ép vữa xi măng) có nhiều triển vọng. Hai phương pháp này là cơ sở để thiết kế một loại kết cấu chống mới - Kết cấu chống sử dụng khả năng mang tải của khối đá.

9.7. Kết cấu chống giữ sử dụng khả năng mang tải của khối đá

Kết quả phân tích [8] cho thấy, những nguyên nhân chủ yếu gây ra biến dạng cho kết cấu chống giữ truyền thống và trạng thái không ổn định cho công trình ngầm bao gồm:

- * Công tác thi công kết cấu chống giữ đã được thực hiện với chất lượng thấp khi tốc độ thi công lớn - 10%;

- * Kết cấu chống giữ cố định được lắp dựng trong những vùng đất đá bị biến dạng lớn - 25%;

* Các thông số địa kỹ thuật tính toán cho kết cấu chống giữ không phù hợp với điều kiện địa chất, địa cơ học của vùng đất đá thi công công trình ngầm - 30%;

* Các quá trình chuyển dịch thứ sinh, ngoại lai của khối đá xuất hiện do ảnh hưởng của các quá trình thi công các công trình ngầm và khai thác khoáng sản tại những khu vực lân cận - 35%.

Như vậy, những nguyên nhân chủ yếu gây ra biến dạng cho kết cấu chống giữ truyền thống và trạng thái không ổn định của công trình ngầm có liên quan trực tiếp tới vấn đề khả năng mang tải của kết cấu chống giữ hiện hành không phù hợp với những điều kiện làm việc trong những giai đoạn làm việc khác nhau (chiếm khoảng 90%).

Kết quả nghiên cứu, tính toán lý thuyết [11] cho thấy, phần chủ yếu (98÷99%) của áp lực mỏ có nguồn gốc trọng trường sẽ được khối đá bao quanh công trình ngầm tiếp nhận (chịu tải). Chỉ một phần nhỏ của nó (1÷2%) được chuyển vào và tác dụng trực tiếp lên kết cấu chống giữ.

Tại độ sâu 1.000 m, giá trị áp lực mỏ theo tính toán lý thuyết tác dụng lên nóc công trình ngầm bằng khoảng 25 MPa. Trong khi đó, khả năng mang tải của các kết cấu chống giữ có thể đảm bảo an toàn, ổn định cho công trình ngầm chỉ cần đạt tới giá trị trong khoảng 0,2÷0,8 MPa. Nghĩa là, kết cấu chống giữ chỉ cần có giá trị mang tải bằng 0,8÷2% khả năng mang tải theo tính toán lý thuyết.

Như vậy, nếu chuyển được 0,15÷1% giá trị áp lực mỏ tác dụng lên kết cấu chống giữ sang khối đá bao quanh bằng một phương pháp nào đó thì mức độ ổn định cho công trình ngầm chắc chắn sẽ được đảm bảo chỉ nhờ bằng những kết cấu chống giữ nhẹ nhàng.

Bài toán trên đây thông thường được giải quyết bằng nhiều phương pháp khác nhau. Trên thực tế, người ta hay sử dụng các kết cấu chống giữ linh hoạt. Trong quá trình tạo thành vùng biến dạng không đàn hồi, khối đá gần biên công trình ngầm sẽ bị phá huỷ từ từ.

Sau khi “giải phóng dần” khối ứng suất tự nhiên, vùng đá này sẽ làm việc (chịu tải) đồng thời với kết cấu chống giữ có kết cấu linh hoạt trong một hệ hữu cơ “khối đá-kết cấu chống giữ linh hoạt”.

Tuy nhiên, giải pháp này thông thường không thể đạt được những kết quả khả quan. Trong những điều kiện làm việc đặc biệt phức tạp của công trình ngầm, khối đá biên phá huỷ bao quanh không đủ bền để chống lại áp lực mỏ (chịu tải một phần cho kết cấu) và bảo vệ cho kết cấu chống giữ.

Ngoài ra, hiện tượng áp lực mỏ phân bố không đều (do hiện tượng tồn tại khoảng trống công nghệ giữa kết cấu chống giữ thụ động phía trong và biên công trình ngầm), hiện tượng tải trọng tập trung cũng gây ra những ảnh hưởng có hại cho kết cấu chống giữ.

Để chứng minh cho sự ảnh hưởng bất lợi của hiện tượng tồn tại khoảng trống công nghệ sau kết cấu chống giữ (hiện tượng tiếp xúc điểm không đều của biên ngoài kết cấu chống giữ và mặt lộ biên khối đá), tác giả [96] đã đề xuất phương pháp như sau (H.9.7).

Xét công trình ngầm mặt cắt ngang hình chữ nhật được chống giữ bằng một khung chống với mỗi nối bằng các kết cấu khớp tự do. Tải trọng tác dụng phía trên công trình ngầm xuất hiện do khối đá bị phá huỷ, tách lớp khỏi khối nguyên và đè lên dầm nóc (hình H.9.7.a).

Giả sử toàn bộ khối đá tách lớp phá huỷ đó có trọng lượng bằng P , xét ba trường hợp dầm nóc chịu tải trọng tùy theo mức độ tiếp xúc của nó với mặt biên (trần nóc) khối đá bao quanh sau đây:

* Trường hợp dầm tiếp xúc với khối đá qua một điểm (giả sử qua điểm giữa). Lúc này tải trọng P tập trung tác dụng lên dầm qua 1 điểm (hình H.9.7.b);

* Trường hợp dầm tiếp xúc với khối đá qua hai điểm. Tại đây tải trọng P giả sử sẽ phân bố thành hai thành phần bằng nhau ($P/2$) (hình H.9.7.c);

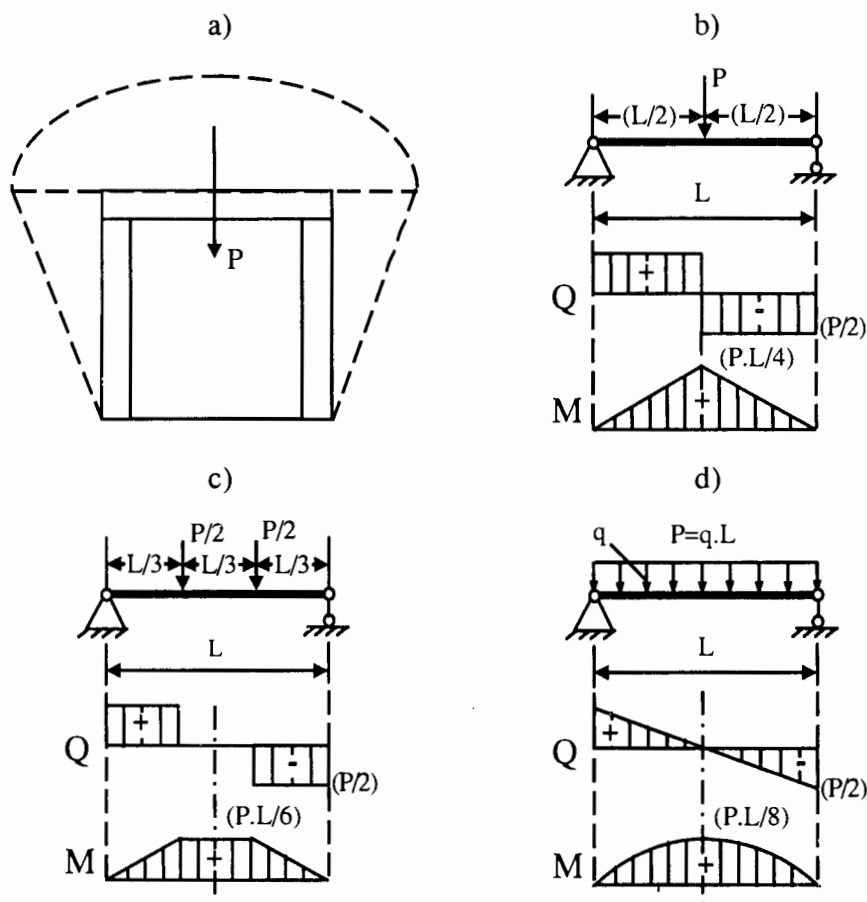
* Trường hợp dầm tiếp xúc với khối đá liên tục. Tải trọng P sẽ phân bố đều trên suốt chiều dài của dầm nóc thông qua tải trọng phân bố $q=(P/L)$ (hình H.9.7.d).

Kết quả tính toán các giá trị lực cắt, mômen uốn lớn nhất trong dầm cho ba trường hợp thể hiện trên bảng 9.1.

Bảng 9.1.

N ^o	Trạng thái tiếp xúc giữa dầm nóc và khối đá	Lực cắt ngang lớn nhất Q	Mômen uốn lớn nhất M
1	Dầm và khối đá tiếp xúc qua một điểm	$P/2$	$(P.L)/4$
2	Dầm và khối đá tiếp xúc qua hai điểm	$P/2$	$(P.L)/6$
3	Dầm và khối đá tiếp xúc liên tục	$P/2$	$(P.L)/8$

Kết quả tính toán cho từng trường hợp tiếp xúc đặc trưng giữa dầm nóc và khối đá trên bảng 9.1 cho thấy, cùng với sự gia tăng số điểm tiếp xúc giữa dầm nóc và khối đá (tương ứng với các trường hợp khoảng trống công nghệ giảm), giá trị mômen uốn lớn nhất trong kết cấu dầm nóc sẽ giảm dần (giảm từ $[(P.L)/4]$ xuống đến giá trị $[(P.L)/8]$ - Giá trị giảm xuống đến 2,0 lần). Điều này chứng tỏ rằng, hiện tượng tiếp xúc điểm giữa kết cấu chống giữ và biên công trình ngầm có ảnh hưởng rất xấu tới thực trạng tác dụng của áp lực mỏ lên kết cấu chống giữ công trình ngầm.



H.9.7. Sơ đồ tính toán dầm nóc tiếp xúc với khối đá nóc thông qua: 1 điểm (H.b); 2 điểm (H.c) và tiếp xúc liên tục (H.d) (theo [96]).

Quy trình công nghệ bơm lấp đầy vữa dính kết vào khoảng trống công nghệ giữa kết cấu chống giữ và khối đá bao quanh hoàn toàn có thể khắc phục được nhược điểm trên đây. Ngoài ra, nó còn có khả năng nâng cao vai trò của khối đá nhằm đảm bảo ổn định cho toàn bộ công trình ngầm.

Kết quả nghiên cứu lý thuyết cho thấy, trong trường hợp 30÷40% biên công trình ngầm không tiếp xúc với mặt ngoài của kết cấu chống giữ sẽ làm gia tăng mômen uốn lên 2÷2,5 lần so với giá trị tương ứng trong trường hợp biên tiếp xúc liên tục (tiếp xúc 100%).

Nếu khoảng cách lưu không (khoảng trống công nghệ) sau kết cấu chống giữ bằng 100 mm thì sẽ xuất hiện khả năng tiếp xúc điểm. Điều này cũng sẽ dẫn đến việc phải gia tăng khả năng mang tải cho kết cấu chống giữ lên thêm 2,5 lần [96].

Khác với phương pháp phun ép vữa lấp đầy, phương pháp phun ép vữa gia cường có quy mô và tác dụng lớn hơn nhiều. Trong phương pháp này, vữa liên kết sẽ được bơm ép dưới áp suất lớn (đến 3 MPa) vào khối đá biên trên độ sâu từ 1 m đến 3 m (hoặc vào sâu hơn nữa tùy theo điều kiện cụ thể).

Điều kiện cần thiết cho quá trình phun ép vữa gia cường là sự tồn tại vùng đất đá nứt nẻ khối đá bao quanh công trình ngầm. Những nguyên nhân tạo nên nứt nẻ trong vùng khối đá biên công trình ngầm có thể là do tồn tại các vùng phá huỷ có nguồn gốc kiến tạo; các tác động công nghệ từ phía quá trình xây dựng (công tác khoan, nổ mìn...) của chính công trình ngầm lên khối đá bao quanh công trình, những tác động của các quá trình cơ học của khối đá tạo nên vùng biến dạng không đàn hồi.

Rõ ràng, phương pháp phun ép vữa gia cường sẽ nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm nhiều hơn so với phương pháp phun ép vữa lấp đầy vào khoảng trống công nghệ sau kết cấu chống giữ. Sau khi liên kết đất đá nứt nẻ mạnh trong giới hạn vùng biến dạng không đàn hồi, xung quanh công trình ngầm sẽ tạo nên “lớp đá gia cường” (đá bê tông, đá dính kết nhân tạo) có ảnh hưởng lớn đến các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm.

Giải pháp phun ép vữa gia cường sẽ tạo điều kiện cho kết cấu chống giữ truyền thống phía trong làm việc đồng thời với khối đất đá gia cường như một thể thống nhất. Ngoài khả năng mang tải lớn, vùng đất đá gia cường còn có năng lực tích cực điều khiển áp lực mỏ tác dụng lên công trình ngầm nhờ đặc tính thay đổi linh hoạt các tính chất cơ học-hình học cấu tạo của mình.

Các đại lượng kích thước (chiều sâu vùng gia cường), đặc tính cơ học (độ bền, môđun đàn hồi, môđun biến dạng, hệ số Poatxông...) của lớp đá gia cường có thể được thay đổi một cách dễ dàng để phù hợp với những yêu cầu cụ thể cho công trình ngầm và khu vực xây dựng.

Bên cạnh hai phương pháp gia cường lấp đầy và gia cường sâu, hiện nay các nhà địa cơ học còn sử dụng phương pháp gia cường cơ học khối đá bằng vì neo và phương pháp bê tông phun.

Nhìn chung, cơ sở chế tạo kết cấu chống giữ sử dụng khả năng mang tải của khối đá được tiến hành dựa trên hiệu quả khả quan của công nghệ phun ép vữa lấp đầy khoảng trống phía sau kết cấu chống giữ và công nghệ nén ép vữa gia cường vào vùng khối đá bao quanh công trình. Kết quả, khối đá bao quanh sẽ có độ bền và độ ổn định cao.

Phương pháp này được sử dụng rất hiệu quả để đảm bảo độ ổn định cho khối đá trong một khoảng biến thiên rộng lớn của các điều kiện địa cơ học và địa kỹ thuật: điều kiện vùng nứt nẻ, phá huỷ sẽ hình thành

trong khối đá bao quanh khi thi công các công trình ngầm mới; điều kiện các công trình ngầm thi công tại những vùng phá huỷ địa chất; điều kiện kết cấu chống giữ trong các công trình ngầm đang sử dụng vẫn tiếp tục bị biến dạng do quá trình chuyển dịch của khối đá; điều kiện tại các công trình ngầm phải tiến hành sửa chữa chống xén lại.

Thực tế cho thấy, ngay cả quá trình phun lấp đầy thông thường khoảng trống sau kết cấu chống giữ bằng vữa xi măng-cát cũng có thể nâng cao đáng kể độ ổn định cho công trình. Điều này được giải thích như sau. Công tác lấp đầy-gia cường một mặt tạo ra những điều kiện thuận lợi chất tải, cải thiện những điều kiện làm việc cho kết cấu chống giữ, mặt khác làm tăng cường, tăng bền cho bản thân kết cấu chống giữ.

Kết quả khảo sát chế độ làm việc của hệ “kết cấu chống giữ-lớp vữa lấp đầy” cho thấy [96]:

- * Lớp vữa lấp đầy dày 30 cm có thể tăng khả năng mang tải của khung chống bê tông cốt thép lên $2,2 \div 3,8$ lần;

- * Lớp đá lấp đầy sau kết cấu chống giữ dày khoảng 20 cm có thể làm gia tăng khả năng mang tải cho khung chống thép lồng mo lên $10 \div 12$ lần và làm giảm biến dạng biên công trình ngầm xuống $8 \div 9$ lần. Vì vậy, trong trường hợp này các nhà địa cơ học có thể sử dụng các loại kết cấu nhẹ nhàng, hoặc giãn khoảng cách giữa các khung chống (giãn bước chống);

- * Mỗi chu kỳ gia tăng tiếp theo của chiều dày lớp vữa lấp đầy lên 10 cm cho phép nâng cao khả năng mang tải của khung chống bê tông cốt thép lên $20 \div 50\%$;

- * Tổ hợp “khung chống thép lồng mo hình vòm+các thanh chèn bê tông cốt thép+lớp vữa lấp đầy dày 30 cm tại khoảng trống sau kết cấu chống giữ” (mật độ chống bằng một khung chống trên một mét dài công trình ngầm) sẽ có khả năng mang tải lớn hơn từ 1,4 đến 2,6 lần so với kết cấu chống giữ truyền thống (tùy thuộc bởi mật cắt ngang công trình và biểu đồ tác dụng tải trọng).

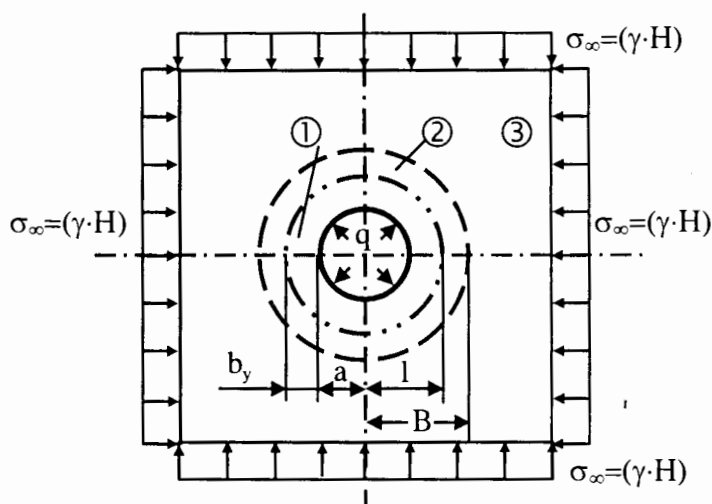
Như vậy, các kết quả nghiên cứu đã chứng minh rằng, việc thi công lớp vữa lấp đầy có khả năng nâng cao năng lực mang tải cho các loại kết cấu chống giữ truyền thống và độ ổn định của công trình ngầm.

Sự gia tăng số lượng khung chống trên một đơn vị chiều dài không làm gia tăng đáng kể khả năng mang tải cho khung chống. Giải pháp kỹ thuật này không hiệu quả hơn giải pháp sử dụng phương pháp phun ép vữa lấp đầy.

Tuy nhiên, hiệu quả của phương pháp trên không chỉ thể hiện ở chỗ nâng cao khả năng mang tải cho kết cấu chống giữ. Vữa xi măng-cát sau khi lấp đầy đã xâm nhập vào các khe nứt khối đá sâu tới $0,5 \div 0,8$ m. Do đó, ngay

phương pháp phun lấp đầy thông thường (áp lực bơm không vượt quá 0,2 MPa) cũng có khả năng làm tăng bền cho khối đá tại khu vực gần biên công trình và làm gia tăng độ ổn định cho toàn bộ công trình ngầm.

So với phương pháp phun ép vữa lấp đầy, phương pháp phun ép vữa gia cường sâu 1,5÷3 m dưới áp lực tới 3 MPa vào phía trong khối đá gần biên công trình ngầm có hiệu quả nhiều hơn. Từ đây, các khối nguyên hình thành do nứt nẻ liên kết với nhau nhờ vữa dính kết trong vùng biến dạng không đàn hồi bao quanh công trình tạo nên một dạng kết cấu chống giữ mới - kết cấu chống “bê tông đá”. Lớp kết cấu chống giữ mới này sẽ gây ra những ảnh hưởng đáng kể tới các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh công trình ngầm.



H.9.8. Sơ đồ tính cho bài toán tác dụng tương hỗ của hệ "kết cấu chống giữ-khối đá" khi tồn tại vùng gia cường trong giới hạn vùng biến dạng không đàn hồi: 1 - Vùng nứt nẻ, phá huỷ mạnh phải tiến hành gia cường (kích thước l); 2 - Vùng biến dạng không đàn hồi (kích thước B); 3 - Vùng biến dạng đàn hồi (theo [18, 24]).

Để phân tích, đánh giá sự ảnh hưởng công tác gia cường vùng biến dạng không đàn hồi lên các đặc tính kỹ thuật của hệ “kết cấu chống giữ-khối đá”, Zaxlavski IU. Z. và Đruijko E. B. và một số nhà địa cơ học Liên Xô khác đã giải bài toán môi trường đàn-dẻo bằng lý thuyết cơ học môi trường liên tục với những giả thiết ban đầu như sau (hình H.9.8) [18, 24]:

- * Khối đá được xem như môi trường đồng nhất liên tục, đẳng hướng;
- * Trường ứng suất ban đầu là trường ứng suất nguyên sinh thủy tĩnh;

* Đất đá trong vùng biến dạng không đàn hồi được mô tả bằng đường cong giới hạn Mohr với hệ số liên kết (hệ số dính kết) đất đá thay đổi:

$$\frac{\sigma_{\theta} - \sigma_r}{2} = C_{(r)} \cdot \frac{\cos \rho}{1 - \sin \rho} + \lambda \cdot \sigma_r. \quad (9.2)$$

Trong đó: σ_{θ} - Thành phần ứng suất pháp theo phương tiếp tuyến; σ_r - Thành phần ứng suất pháp hướng tâm; $\lambda = [\sin \rho / (1 - \sin \rho)]$; $C_{(r)}$ - Hệ số liên kết (hệ số dính kết) của đất đá được xem như là một hàm số phụ thuộc vào khoảng cách "r" tính từ tâm công trình ngầm; ρ - Góc ma sát trong của đá.

* Biên khối đá công trình ngầm chịu sự tác dụng của phản lực kết cấu chống giữ phân bố đều "q";

* Vòng đá gia cường là một môi trường đồng nhất, liên tục và đẳng hướng đặc trưng bởi giới hạn bền nén đơn trục " R_y " làm việc trong giai đoạn đàn hồi.

Đầu tiên cần xem xét riêng vòng đá gia cường chịu tải trọng tác dụng từ phía ngoài có giá trị bằng khả năng mang tải của nó. Trong trường hợp này, các thành phần ứng suất theo lời giải Lamé có dạng [18, 24]:

$$\sigma_{\theta} = 0,5 \cdot R_y \cdot \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right); \quad (9.3)$$

$$\sigma_r = 0,5 \cdot R_y \cdot \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right); \quad (9.4)$$

$$\tau_{\max} = \left(\frac{\sigma_{\theta} - \sigma_r}{2} \right) = \left(\frac{R_y \cdot a^2}{2 \cdot r^2} \right). \quad (9.5)$$

Trong đó: $\tau_{\max}$ - Giá trị ứng suất tiếp lớn nhất trong vùng gia cường; R_y - Độ bền của đá gia cường tại biên công trình ngầm; a - Bán kính công trình ngầm; r - Bán kính điểm xem xét.

Từ các phương trình (9.3)-(9.5), dễ dàng nhận thấy rằng, càng vào sâu phía trong khối đá thì các điều kiện làm việc của khối đá càng trở nên tốt hơn (do trạng thái ứng suất của chúng sẽ trở thành trạng thái ứng suất thể tích).

Do đó, nếu xuất phát từ điều kiện độ bền bằng nhau theo chiều rộng của vòng đá gia cường thì độ bền theo yêu cầu của đất đá được gia cường có thể giảm xuống tùy theo mức độ rời xa khỏi biên công trình ngầm. Sau khi sử dụng đường bao giới hạn các vòng tròn Mohr dưới dạng đường thẳng, điều kiện độ bền của đá thay đổi theo hướng bán kính có thể được viết dưới dạng như sau [18, 24]:

$$\sigma_{\theta} - \sigma_r = R_r + 2 \cdot \lambda \cdot \sigma_r. \quad (9.6)$$

Trong đó: R_r - Độ bền đất đá được gia cường như hàm số của khoảng cách tính từ tâm công trình ngầm.

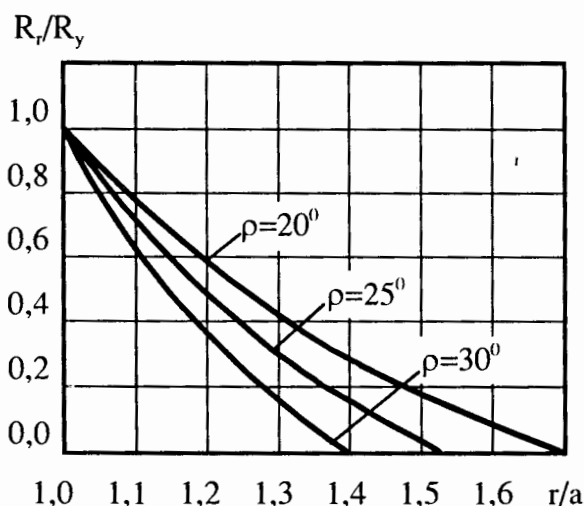
Trong trường hợp trên đây, vòng đá gia cường có độ bền giống nhau theo suốt chiều dày của nó khi đường bao Mohr được xây dựng tại mỗi điểm theo các phương trình (9.3)-(9.5) sẽ là đường bao giới hạn. Nghĩa là:

$$\left(\frac{R_y \cdot a^2}{r^2} \right) = R_r + 2 \cdot \lambda \cdot \sigma_r. \quad (9.7)$$

Sau khi biến đổi phương trình (9.7), các nhà địa cơ học Liên Xô nhận được biểu thức [18, 24]:

$$\left(\frac{R_r}{R_y} \right) = \left(\frac{a^2 \cdot (1 + \lambda)}{r^2} - \lambda \right). \quad (9.8)$$

Phương trình (9.8) cho thấy quy luật thay đổi có thể của độ bền đất đá trong vùng gia cường xung quanh công trình ngầm. Từ sơ đồ mô tả trên hình H.9.9 dễ dàng nhận thấy, độ bền cần thiết (độ bền yêu cầu) của đất đá gia cường có thể giảm xuống đáng kể khi điểm xem xét rời xa khỏi biên công trình ngầm.



H.9.9. Quy luật thay đổi độ bền cần thiết của đất đá trong vùng gia cường phụ thuộc vào khoảng cách vị trí nằm cách xa biên công trình ngầm (theo [18, 24]).

Sau khi nghiên cứu phương trình (9.8) có thể nhận thấy, trên thực tế tồn tại một giá trị bán kính giới hạn của vùng gia cường tại đó độ bền

yêu cầu của vật liệu vòng chống (đá gia cường) trở nên bằng 0,0. Sau khi đặt $R_r=0$, từ phương trình (9.8), các nhà địa cơ học Liên Xô tìm ra kích thước vùng gia cường tính từ biên công trình ngầm " b_y " như sau [18, 24]:

$$b_y = a \cdot \left(\sqrt{\frac{1+\lambda}{\lambda}} - 1 \right). \quad (9.9)$$

Như vậy, đại lượng kích thước vùng gia cường tính từ biên công trình ngầm " b_y " xác định theo (9.9) sẽ là kích thước tối hạn hợp lý của vùng gia cường. Phía sau kích thước tối hạn này việc thực hiện công tác gia cường đất đá sẽ trở nên không còn hiệu quả. Bởi vì, khi đó công tác gia cường đất đá tại những khu vực có vị trí $r > (b_y + a)$ sẽ không gây ra ảnh hưởng đến khả năng mang tải của vùng đất đá gia cường.

Tại giai đoạn tiếp theo cần phân tích phương trình nhận được trong quá trình giải bài toán đàn-dẻo sau khi liên kết các thông số tác dụng tương hỗ của hệ "kết cấu chống giữ-khối đá" trên đây [18]:

$$q \cdot m^{2\lambda} + \left(\frac{R_y}{2} \right) \left[1 - \frac{1}{r_y^2} \right] \left(\frac{m}{r_y} \right)^{2\lambda} + \alpha_1 \cdot R_n \cdot (m^{2\lambda} - 1) + \alpha_2 \cdot R_n - \left(\frac{\gamma \cdot H}{1 + \lambda} \right). \quad (9.10)$$

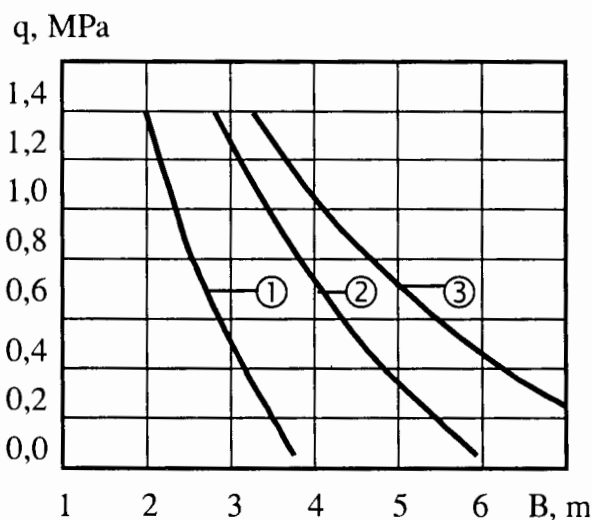
Trong đó: q - Khả năng mang tải của kết cấu chống giữ; $m = (B/a)$ - Giá trị bán kính không thứ nguyên của vùng biến dạng không đàn hồi; $r_y = (l/a)$ - Giá trị bán kính không thứ nguyên tại biên giới vùng gia cường đất đá; l - Bán kính của vùng gia cường khối đá; R_n - Giới hạn bền nén đơn trục của đá; α_1 và α_2 - Các hệ số thực nghiệm lý tưởng hoá sơ đồ tính toán.

Từ phương trình (9.10), các nhà địa cơ học có thể xác định: tại những giá trị tương quan nào (phản lực kết cấu chống giữ " q ", các kích thước không thứ nguyên vùng biến dạng không đàn hồi " m " và vùng gia cường " r_y ", các đặc tính cơ-lý đất đá γ , R_n , ρ và độ sâu bố trí công trình ngầm " H ") sẽ xuất hiện trạng thái cân bằng trong hệ thống "kết cấu chống giữ-khối đá".

Trên cơ sở phương trình (9.10), Zaxlavski IU. Z. và Đruijko E. B. và Perepitrka Ph. I. đã xây dựng các đường cong quy luật thay đổi mức độ mang tải cần thiết của kết cấu chống giữ phụ thuộc vào kích thước vùng biến dạng không đàn hồi cho những điều kiện địa cơ học sau đây: $a=2$ m; $H=800$ m; $\gamma=25$ kN/cm³; $R=40$ MPa; $\rho=25^0$; $\alpha_1=0,02$; $\alpha_2=0,1$ (hình H.9.10). Sự ảnh hưởng của quá trình gia cường đất đá tới các thông số tác dụng tương hỗ của hệ "kết cấu chống giữ-khối đá" có thể nghiên cứu trên các đường cong hình H.9.10 [18].

Trong trường hợp không thực hiện gia cường đất đá, đường cong 1 cho thấy những giá trị tỷ lệ giữa phản lực kết cấu chống giữ " q " và kích thước vùng biến dạng không đàn hồi " B " mà tại đó sẽ xuất hiện trạng

thái cân bằng trong hệ “kết cấu chống giữ-khối đá”. Các đường cong 2 và 3 được xây dựng cho các trường hợp khi vùng biến dạng không đàn hồi được gia cường sâu 1,5 m vào khối đá, còn độ bền đất đá gia cường tại biên công trình ngầm R_y đạt tới các giá trị tương ứng 5 và 10 MPa. Từ hình H.9.10, dễ dàng nhận thấy rằng, vùng đá gia cường có thể làm giảm đáng kể giá trị biến dạng đất đá và khả năng mang tải cần thiết cho kết cấu chống giữ. Trong một số trường hợp, các nhà địa cơ học có thể loại bỏ hoàn toàn kết cấu chống giữ như là một kết cấu mang tải.



H.9.10. Quy luật thay đổi mức độ mang tải cần thiết của kết cấu chống giữ “q” phụ thuộc vào kích thước vùng biến dạng không đàn hồi “B” (theo [18, 24]).

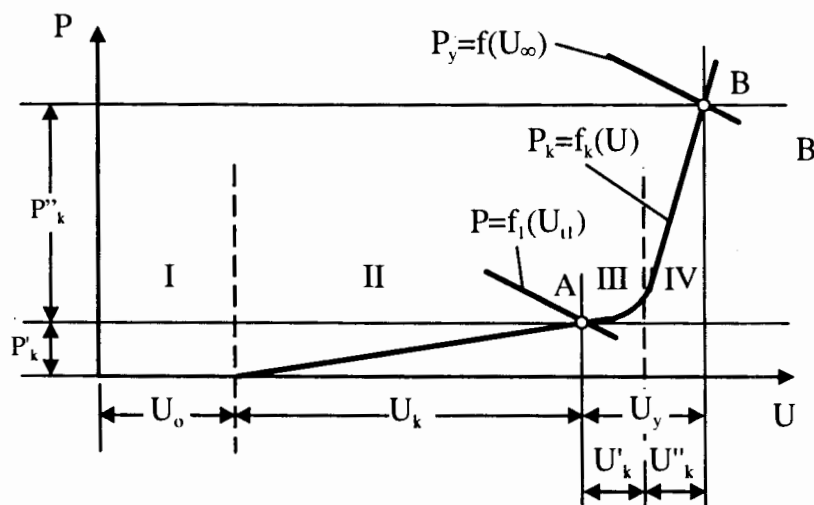
Giả sử cho $q=0$ (nghĩa là tải trọng tác dụng từ phía khối đá sẽ do vùng đá gia cường đảm nhiệm - kết cấu chống giữ không tồn tại), từ phương trình (9.10) Zaxlavski IU. Z. và Đrjuk E. B. và Perepitrka Ph. I. đã tìm ra giá trị giới hạn bền của đất đá gia cường trên biên công trình ngầm “ R_y ” như sau [18]:

$$R_y = \left\{ \frac{\frac{\gamma \cdot H}{1 + \lambda} + \alpha_1 \cdot R_n \left[1 - \left(\frac{m}{r_y} \right)^{2\lambda} \right] - \alpha_2 \cdot R_n}{0,5 \cdot \left(1 - \frac{1}{r_y^2} \right) \left(\frac{m}{r_y} \right)^{2\lambda}} \right\}. \quad (9.11)$$

Phương trình (9.11) cho thấy: độ bền cần thiết của vùng khối đá sau khi gia cường tại biên công trình ngầm (với điều kiện các thông số địa kỹ thuật khác không thay đổi) sẽ phải phụ thuộc vào tỷ số (m/r_y) - tỷ số giữa bán kính toàn bộ vùng biến dạng không đàn hồi và bán kính phần được gia cường trong chúng.

Rõ ràng hiệu quả gia cường lớn nhất đạt được khi $(m/r_y)=1$. Trong trường hợp này, công tác gia cường được thực hiện ngay sau khi hình thành vùng nứt nẻ mạnh. Công tác gia cường này sẽ làm cho quá trình phát triển vùng biến dạng không đàn hồi phải dừng lại. Khi đó, trạng thái cân bằng sẽ xuất hiện trong khối đá. Trong trường hợp đó, độ bền đất đá gia cường tại biên công trình ngầm sẽ phải đạt giá trị lớn nhất [18]:

$$R_y = \left[\frac{\left(\frac{\gamma \cdot H}{1 + \lambda} \right) - \alpha_2 \cdot R_n}{0,5 \cdot \left(1 - \frac{1}{r_y^2} \right)} \right] \quad (9.12)$$



H.9.11. Đường đặc tính ứng suất-biến dạng tác dụng tương hỗ của hệ thống “kết cấu chống giữ với lớp đá gia cường-khối đá” (theo [18, 24]).

Những kết quả nghiên cứu trên đây cho phép đề xuất một hướng công nghệ hoàn toàn mới rất tiết kiệm trong lĩnh vực chống giữ công trình ngầm. Hướng công nghệ chống giữ này phát triển dựa trên hiệu ứng khai thác tối đa khả năng mang tải của khối đá gia cường. Bản chất của phương pháp này như sau: trong quá trình chống giữ công trình ngầm,

đầu tiên các nhà địa cơ học sử dụng các kết cấu chống nhẹ tạm thời bảo vệ công trình. Kết cấu chống này cho phép biên công trình ngầm biến dạng trong một giới hạn an toàn nào đó.

Sau một khoảng thời gian nhất định, các nhà địa cơ học tiến hành bơm ép các loại vữa dính kết vào khối đá đã bị phá huỷ và giảm tải tại biên công trình ngầm. Sau khi đông kết, vữa sẽ liên kết các khối, cục đất đá và hình thành vòng “bê tông đá” liên khối.

Vòng đá bê tông này sẽ làm việc như một kết cấu mang tải chống lại những tác động lớn của tải trọng từ phía môi trường và ngăn cản quá trình phát triển vùng biến dạng không đàn hồi trong khối đá.

Bản chất của kết cấu chống giữ làm việc trên cơ sở gia cường khối đất đá tại biên công trình ngầm thể hiện trên hình H.9.11. Đặc điểm nổi bật của loại hình kết cấu chống giữ này thể hiện ở chỗ, kết cấu và chế độ làm việc của nó sẽ được thay đổi tùy theo mức độ phát triển của các quá trình biến dạng trong khối đá và sự thay đổi các trạng thái địa kỹ thuật. Toàn bộ thời gian tồn tại công trình ngầm có thể phân chia thành 4 giai đoạn:

* Giai đoạn I tương ứng với khoảng thời gian từ thời điểm bắt đầu xây dựng đến thời điểm bắt đầu lắp dựng kết cấu chống tạm cho công trình ngầm.

* Giai đoạn II tương ứng với giai đoạn từ thời điểm bắt đầu chống tạm đến thời điểm bắt đầu tiến hành gia cường khối đá biên công trình ngầm.

* Giai đoạn III đặc trưng cho chế độ làm việc của vòng đá gia cường trong thời gian vữa đông kết và vòng “đá bê tông” rắn cứng. Giai đoạn này có thể không tồn tại trong trường hợp sử dụng loại chất dính kết đông cứng nhanh. Ngược lại, giai đoạn này có vai trò rất quan trọng trong trường hợp sử dụng vữa xi măng. Bởi vì, khi đó các quá trình lưu biến xảy ra trong khối đất đá chứa vữa xi măng có thể gây ra sự ảnh hưởng lớn đến đặc tính vòng đá gia cường.

* Giai đoạn IV tương ứng với chế độ làm việc của vòng đá gia cường sau khi chúng đã đạt được độ bền theo thiết kế.

Các thông số công nghệ của kết cấu chống giữ tạm thời đến thời điểm bắt đầu thực hiện công tác gia cường được xác định theo các đặc tính địa cơ học tương ứng với điểm “A” (hình H.9.11). Tại đây: U_0 – Giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm đến thời điểm lắp dựng kết cấu chống giữ; U_k – Giá trị chuyển dịch của biên công trình ngầm và kết cấu chống giữ đến thời điểm thực hiện công tác gia cường đất đá; U_y – Tổng giá trị chuyển dịch của biên vòng đất đá gia cường; U'_y – Giá trị chuyển dịch của biên vòng đất đá gia cường trong giai đoạn đất đá gia cường đông kết; U''_y – Giá trị chuyển dịch của biên vòng đất đá gia cường sau

giai đoạn đất đá gia cường đông kết; P''_k - Phản lực do vòng đất đá gia cường tạo nên; P'_k - Phản lực do kết cấu chống giữ tạm thời tạo nên. Điểm A là điểm giao nhau giữa biểu đồ $P_k=f_k(U)$ (đặc tính cơ học của kết cấu chống giữ tạm thời) và biểu đồ $P=f_1(U_{11})$ (quan hệ giữa phản lực trên biên công trình ngầm và giá trị chuyển dịch của chúng sau khoảng thời gian " t_1 ").

Các thông số công nghệ của lớp đá gia cường cần được tính toán theo các đặc tính địa cơ học tương ứng với các điểm "A", "B" (hình H.9.11). Điểm B là điểm giao cắt nhau giữa biểu đồ đặc tính cơ học của lớp đá bảo vệ $P_k=f_k(U)$ và biểu đồ quan hệ giữa mức độ dịch chuyển của biên khối đá tiếp xúc với vùng đá gia cường dưới tác dụng của phản lực hướng tâm tại thời điểm kết thúc sự tồn tại của công trình ngầm $P=f(U_\infty)$. Như vậy, kết quả thử nghiệm và tính toán đã cho phép thiết lập một giải pháp công nghệ chống giữ hoàn toàn mới - phương pháp chống giữ tiết kiệm cho công trình ngầm. Bởi vì, trong điều kiện xây dựng công trình ngầm, chính thiên nhiên đã mang lại cho các nhà địa cơ học một loại "vật liệu tuyệt vời" (lớp đất đá nứt nẻ tại biên) để chống giữ công trình ngầm. Người xây dựng không cần phải vận chuyển chúng đến vị trí thi công và đưa vào trong kết cấu. Sau khi liên kết chúng bằng vữa dính kết nhờ công nghệ nén ép, các nhà địa cơ học có thể tạo nên một loại kết cấu chống mới có độ tin cậy cao, giá thành rẻ, chi phí lao động nhỏ, chi phí năng lượng và chi phí cho vật liệu chống giữ không lớn.

Các thông số chủ yếu để thiết kế kết cấu chống giữ công trình ngầm trên cơ sở sử dụng lớp đất đá gia cường trên biên bao gồm: thời gian bắt đầu thực hiện các công tác gia cường tính từ thời điểm thi công công trình ngầm; mức độ linh hoạt và khả năng mang tải của kết cấu chống giữ tạm thời trong giai đoạn II khi chưa thực hiện công tác gia cường; chiều sâu vùng khối đá gia cường; mức độ yêu cầu gia cường cho đất đá (độ bền cần thiết cho đất đá gia cường).

Để giải quyết các vấn đề địa cơ học ứng dụng trên đây, hiện nay có thể sử dụng phương pháp lý thuyết-thực nghiệm do Zaxlavski IU. Z. và Đrjuk E. B. đề xuất [23]. Zaxlavski IU. Z. và Đrjuk E. B. đã xem xét lời giải giải tích cho bài toán tác dụng tương hỗ trong hệ thống "kết cấu chống giữ-khối đá" cho trường hợp với quy trình thực hiện công nghệ gia cường theo các điều kiện sau: các giả thiết ban đầu tương tự như khi giải bài toán môi trường đàn-dẻo bằng lý thuyết cơ học môi trường liên tục đã mô tả trên hình H.9.8 [18, 24]; tại đây chỉ bổ sung thêm yếu tố - vùng nứt nẻ mạnh sẽ được gia cường sau một khoảng thời gian " t_y " tính từ thời điểm thi công công trình ngầm và nó làm việc như một vòng đá đàn hồi-lưu biến. Trong trường hợp này, điều kiện ban đầu để giải bài toán có dạng:

$$U'_1 = U_y. \quad (9.13)$$

Trong đó: U'_1 - Giá trị chuyển dịch trên biên phía trong của vùng đất đá nứt nẻ mạnh (trên biên phía ngoài của vùng đất đá gia cường) sau khi thực hiện gia cường đất đá; U_y - Giá trị chuyển dịch trên biên phía ngoài của vùng đất đá gia cường.

Đại lượng chuyển dịch đất đá được vòng đá gia cường tiếp nhận có thể mô tả dưới dạng một phần dịch chuyển cuối cùng của khối đất đá trên biên vùng nứt nẻ mạnh U_1 :

$$U_1 = \varphi' \cdot U_1, \quad (9.14)$$

Tại đây: φ' - Hệ số phụ thuộc vào thời gian chậm trễ thực hiện công tác gia cường so với các công tác thi công khác.

Để tìm ra các giá trị chuyển dịch cuối cùng trên biên vùng nứt nẻ mạnh, các nhà địa cơ học đề xuất sử dụng lời giải tổng quát của bài toán về trạng thái ứng suất-biến dạng khối đá [23]:

$$U_1 = \varepsilon_{0(l)} \cdot l. \quad (9.15)$$

Tại đây: l - Bán kính vùng nứt nẻ mạnh (xem H.9.8).

Biến dạng tỷ đối toàn phần theo phương tiếp tuyến $\varepsilon_{0(l)}$ và giá trị chuyển dịch trên biên U'_1 của vùng đất đá nứt nẻ mạnh (sau khi thực hiện gia cường đất đá) có thể tìm được từ [23]:

$$\varepsilon_{0(l)} = \frac{A}{E} \cdot \left(0,5 + \frac{k_p^{\beta_1+1} - 1}{\beta_1 + 1} \right). \quad (9.16)$$

$$U'_1 = \varphi \cdot Z \cdot \frac{A}{E} \cdot \left(0,5 + 0,66 \cdot \frac{A}{M} \right) \cdot l. \quad (9.17)$$

Tại đây: Z - Thông số lưu biến của khối đá.

Giá trị chuyển dịch đàn hồi hướng tâm của biên phía ngoài vòng đá gia cường sẽ được xác định từ biểu thức [8]:

$$U'_y = l \cdot \frac{1 + \mu_y}{E_y} \cdot \frac{[r^2(1 - 2 \cdot \mu_y) + 1] q_y}{r_p^2 - 1}. \quad (9.18)$$

Tại đây: E_y - Mô đun đàn hồi của đất đá gia cường; μ_y - Hệ số Poisson của đất đá gia cường; q_y - Tải trọng tác dụng lên vòng đá gia cường.

Giả sử các tính chất lưu biến của đất đá gia cường (cũng như đất đá không gia cường) được mô tả bằng các phương trình cho các vật thể tuyến tính tiêu chuẩn. Trong trường hợp này, những giá trị biến dạng cuối cùng của vòng đá gia cường có tính đến đặc tính lưu biến sẽ có dạng [23]:

$$U_y = Z_y \cdot l \cdot \frac{1 + \mu_y}{E_y} \cdot \frac{[r_p^2(1 - 2\mu_y) + 1]q_y}{r_p^2 - 1} \quad (9.19)$$

Tại đây: $Z_y = E_y / E_y^\infty$ - Thông số lưu biến của khối đá gia cường.

Trên cơ sở điều kiện bền, giá trị áp lực mà vòng chống có thể chịu tải được có thể xác định theo công thức:

$$q_y = \frac{R_y}{2} \cdot \frac{r_p^2 - 1}{r_p^2} \quad (9.20)$$

Như vậy giá trị biến dạng cực đại mà vòng chống có thể chịu được có thể xác định theo công thức:

$$U_y = Z_y \cdot l \cdot \frac{1 + \mu_y}{E_y} \cdot \frac{[r_p^2(1 - 2\mu_y) + 1]R_y}{2 \cdot r_p^2} \quad (9.21)$$

Theo Zaxlavski IU. Z. và Đrjuk E. B., phương trình liên kết các thông số tác dụng tương hỗ của hệ thống “kết cấu chống giữ-khối đá” có dạng như sau:

$$\frac{R_y}{E_y} = \varphi' \cdot \frac{Z}{Z_y} \cdot \frac{R}{E} \cdot \frac{3 \cdot \left(2 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{R} + 1 \right) \cdot \left(0,5 + 0,66 \cdot \frac{E}{M} \right) \cdot r_p^2}{(1 + \lambda)(1 + \mu_y)(r_p^2 - 2\mu_y \cdot r_p^2 + 1)} \quad (9.22)$$

Sau khi phân tích phương trình (9.22), có thể nhận thấy, độ bền yêu cầu của đất đá gia cường phụ thuộc trực tiếp vào thời gian chậm thực hiện công tác gia cường sau các công tác đào phá đất đá. Thời gian này được tính đến bằng hệ số φ' . Hệ số này chỉ ra rằng, vòng đá gia cường phải chịu sự tác dụng của một giá trị biến dạng bằng bao nhiêu từ giá trị tổng biến dạng cuối cùng của khối đá.

Bằng phương pháp xấp xỉ toán học thực nghiệm các số liệu đo đạc biến dạng đất đá trong vùng biến dạng không đàn hồi tại hiện trường, các nhà địa cơ học đã tìm ra mối quan hệ thực nghiệm tính hệ số φ' trong khoảng thời gian $t = 10 \div 100$ ngày-đêm từ thời điểm xây dựng công trình ngầm:

$$\varphi' = 1 - e^{(-0,66) \cdot t^{0,13}} \quad (9.23)$$

Khi xác định thời gian tiến hành công tác gia cường trong điều kiện thông thường cần phải xét tới các yếu tố sau đây:

❖ Vòng đá gia cường đóng vai trò kết cấu mang tải chủ yếu trong kết cấu chống giữ và cần phải được thi công càng gần gương càng tốt;

❖ Quá trình hình thành vùng biến dạng không đàn hồi, vùng nứt nẻ (vùng có thể thực hiện công tác gia cường) về thực chất sẽ dừng lại sau 30 ngày tính từ thời điểm thi công công trình ngầm;

❖ Công tác gia cường không được gây ra những cản trở cho các công việc xây dựng công trình ngầm (không đòi hỏi phải có khoảng thời gian ngưng trệ công nghệ trong quá trình thi công).

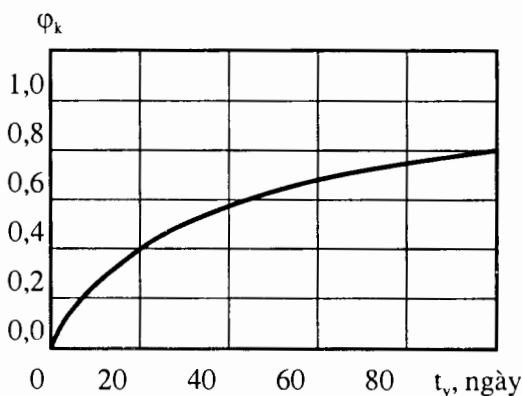
Các nhà địa cơ học đã chứng minh rằng, thời gian tối ưu chậm trễ cho việc thực hiện công tác gia cường so với thời điểm thi công, đào phá đất đá tại gương bằng khoảng 20÷30 ngày.

Trước thời điểm hình thành vòng đá gia cường, công trình ngầm phải được bảo vệ bằng kết cấu chống giữ tạm thời. Khả năng mang tải của kết cấu chống giữ tạm thời phải được xác định từ điều kiện ngăn ngừa những sụt lở có thể của đất đá trong vùng nứt nẻ mạnh. Để xác định bán kính vùng sụt lở có thể trong khoảng thời gian trước 100 ngày-đêm (tính từ thời điểm đào phá gương), các nhà địa cơ học đề xuất sử dụng công thức thực nghiệm [23]:

$$l_p' = e^{(-0,24)} \cdot t^{0,045} \cdot a \cdot \left(0,8 + 2,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{R} \right). \quad (9.24)$$

Tương ứng với sơ đồ tính toán cho trường hợp xấu nhất (khi toàn bộ thể tích đất đá trong vùng phá huỷ sẽ bị sụt lở hoàn toàn vào phía trong công trình ngầm sau một khoảng thời gian lâu dài) và phương trình (9.24), Zaxlavski IU. Z. và Đruijko E. B. đã đề xuất mối quan hệ xác định khả năng mang tải “ q_{ct} ” của kết cấu chống giữ tạm thời sau đây [23]:

$$q_{ct} = \gamma \cdot a \cdot \left[e^{(-0,24)} \cdot t^{0,045} \cdot \left(0,8 + 2,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{R} \right) - 1 \right]. \quad (9.25)$$

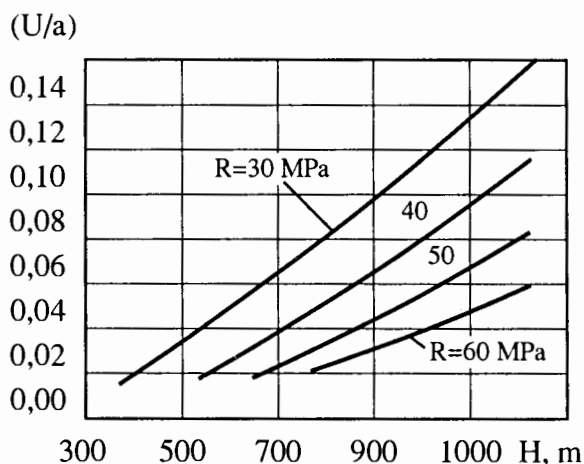


H.9.12. Mối quan hệ giữa hệ số “ φ_k ” và thời gian chậm trễ thực hiện công tác gia cường đất đá “ t_y ” so với công tác đào phá đất đá tại gương (theo [23]).

Mức độ linh hoạt của kết cấu chống giữ tạm thời “ U_{ct} ” được xác định bằng một phần giá trị biến dạng cuối cùng của biên công trình ngầm “ U_k ” sẽ xảy ra tại thời điểm thực hiện công tác gia cường đất đá:

$$U_{ct} = \varphi_k \cdot U_k \quad (9.26)$$

Trong đó: φ_k - Hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào thời gian chậm trễ thực hiện công tác gia cường đất đá so với công tác đào phá đất đá tại gương và có thể xác định theo sơ đồ hình H.9.12; U_k - Giá trị biến dạng cuối cùng của biên công trình ngầm.



H.9.13. Mối quan hệ giữa độ linh hoạt của kết cấu chống giữ tạm thời và các điều kiện mỏ-địa chất của khối đá bao quanh công trình ngầm (theo [23]).

Mối quan hệ giữa mức độ linh hoạt của kết cấu chống giữ tạm thời và các điều kiện mỏ-địa chất trên cơ sở phương trình (9.26) sau thời gian $t=30$ ngày thể hiện trên hình H.9.13.

Trong quá trình xác định các kích thước vùng gia cường đất đá xung quanh công trình ngầm có thể sử dụng các giải pháp sau đây. Kinh nghiệm cho thấy, việc gia cường sâu vào trong khối đá sau giới hạn vùng nứt nẻ mạnh thường gặp rất nhiều khó khăn và trên thực tế không thể thực hiện được vì độ mở của khe nứt không đủ lớn. Ngoài ra, không thể điều khiển một cách hiệu quả chiều sâu xâm nhập dung dịch gia cường ngay trong giới hạn vùng nứt nẻ mạnh tại biên công trình ngầm. Do đó, chiều sâu gia cường sẽ được xác định trên cơ sở giới hạn vùng nứt nẻ mạnh tại biên được hình thành tại thời điểm bắt đầu thực hiện công tác gia cường khối đá. Trên cơ sở đó, Zaxlavski IU. Z. và Đruijko E. B. đã đề

xuất các công thức thực nghiệm để xác định chiều sâu gia cường như sau (hình H.9.14) [23]:

* Tại nóc công trình ngầm:

$$B_k = a \cdot \left[e^{(-0,24) \cdot t^{0,045}} \cdot \left(0,8 + 2,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{R} \right) - 1 \right]. \quad (9.27)$$

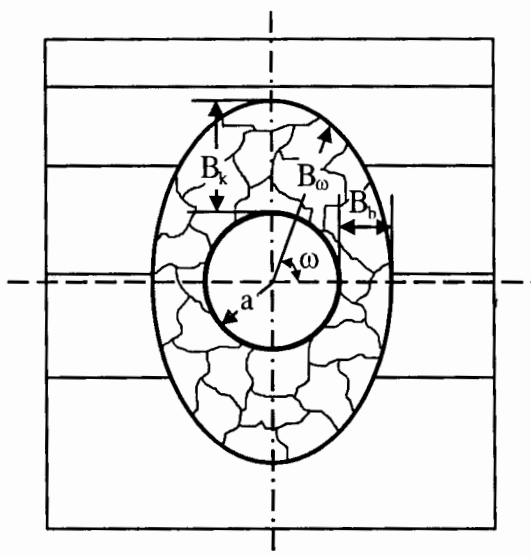
* Tại hông công trình ngầm:

$$B_b = h \cdot \left[e^{(-0,24) \cdot t^{0,045}} \cdot \left(0,8 + 1,27 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{R} \right) - 1 \right]. \quad (9.28)$$

Tại đây: a và h - Một nửa chiều rộng và chiều cao của công trình ngầm.

Chiều sâu gia cường tại những điểm trung gian giữa nóc và hông công trình ngầm (hình H.9.14) sẽ được xác định theo công thức:

$$B_\omega = B_k - (B_k - B_b) \cdot (1 - \sin \omega). \quad (9.29)$$



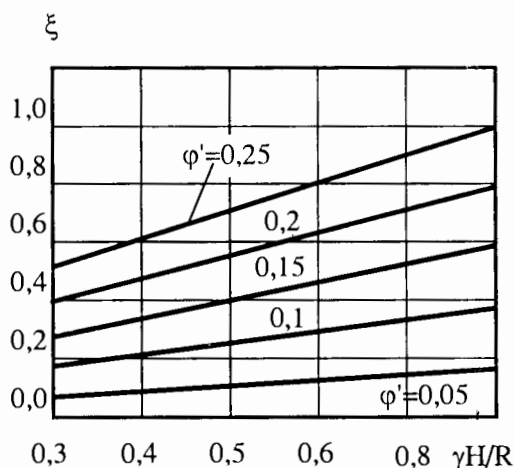
H.9.14. Sơ đồ xác định chiều sâu gia cường đất đá dọc theo biên công trình ngầm (theo [23]).

Để xác định yêu cầu cho các đặc tính bên của đất đá gia cường, Zaxlavxki IU. Z. và Đrjuk E. B. đã chỉnh lý phương trình (9.22). Trong đó, để cho các loại vữa xi măng và xi măng-cát thông dụng nhất, Zaxlavxki IU. Z. và Đrjuk E. B. đã chọn các thông số biến dạng và lưu biến của đất đá gia cường tương tự như các thông số đó trong khối đất đá nguyên khối tương ứng ($Z/Z_\gamma=1$; $E/E_\gamma=1$; $\mu=0,3$). Trên cơ sở đó Zaxlavxki IU. Z. và

Đrųjko E. B. đã tìm ra công thức giải tích-thực nghiệm cho phép tính hệ số gia cường đất đá $\xi = R_y/R$. Hệ số này chỉ ra giá trị phần trăm khôi phục được độ bền của khối đá gia cường so với độ bền ban đầu của khối đá nguyên sinh “R”:

$$\xi = \frac{3,46 \cdot \left(\frac{\gamma \cdot H}{R} + 0,35 \right) \cdot \left(0,8 + 2,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{R} \right)^2}{\left(0,8 + 2,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{R} \right)^2 + 2,5} \cdot \varphi'. \quad (9.30)$$

Hình H.9.15 mô tả quy luật phụ thuộc giữa hệ số gia cường đất đá “ ξ ” xung quanh công trình ngầm và thông số “ $\gamma H/R$ ” được xây dựng trên cơ sở công thức (9.30).



H.9.15. Quy luật phụ thuộc giữa hệ số gia cường đất đá “ ξ ” xung quanh công trình ngầm và thông số “ $\gamma H/R$ ” (theo [23]).

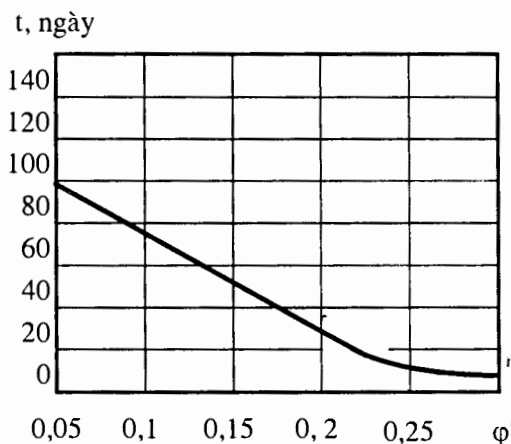
Trong trường hợp, nếu các loại chất dính kết có sẵn không thể đảm bảo hệ số gia cường đất đá theo yêu cầu, thì cần phải gia tăng khoảng thời gian giãn cách giữa các công tác đào phá tại gương và công tác gia cường. Thời gian giãn cách này sẽ được xác định theo sơ đồ H.9.36 tùy thuộc vào hệ số φ' . Hệ số này sẽ được xác định theo công thức [23]:

$$\varphi' = \frac{0,29 \cdot R_y \cdot \left[\left(0,8 + 2,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{R} \right)^2 + 2,5 \right]}{\left(0,35 + \frac{\gamma \cdot H}{R} \right) \cdot \left(0,8 + 2,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{R} \right)^2}. \quad (9.31)$$

Để đánh giá các tính chất bền của đất đá gia cường, hiện nay có thể sử dụng một số phương pháp dựa trên những kết quả thực nghiệm hoặc giải tích khác nhau.

Viện “Kuznhisakhtostroï” (CHLB Nga) đã tiến hành thí nghiệm nghiên cứu các tính chất cơ-lý của đất đá vùng Kuzbax sau khi được gia cường bằng vữa xi măng.

Các nhà địa cơ học thuộc Viện “Kuznhisakhtostroï” (CHLB Nga) đã chế tạo những mẫu thí nghiệm từ đá rời kích thước $2,5 \div 20$ mm được “ngâm” vữa xi măng trong buồng thẩm đặc biệt dưới áp suất 0,5 MPa. Mẫu, sau khi được bảo quản trong môi trường ẩm ướt và trong khoảng thời gian từ 7 đến 28 ngày, sẽ được thử nghiệm nén, kéo đơn trục và cắt chéo 45° . Kết quả thí nghiệm mô tả trên bảng 9.2 [23].



H.9.36. Quy luật phụ thuộc giữa thời gian chậm trễ thực hiện gia cường đất đá “t” và hệ số ϕ' (theo [23]).

Sau khi phân tích các số liệu thí nghiệm trên bảng 9.2, có thể rút ra những kết luận sau đây. Độ rỗng của các mẫu thí nghiệm bằng khoảng 50%. Giá trị này lớn hơn nhiều lần độ rỗng thực tế liên quan tới độ nứt nẻ của khối đá biên công trình ngầm tại hiện trường.

Trên thực tế, sự thay đổi của độ rỗng trong khoảng $(0,41 \div 0,52)$ không gây ra ảnh hưởng đến các đặc tính bền của đất đá được “ngâm tẩm” bằng vữa xi măng. Trong khi đó, các thí nghiệm tương tự được thực hiện trên những mẫu thí nghiệm với các nứt nẻ nhân tạo cho thấy, hệ số độ rỗng có ảnh hưởng rất lớn đến độ bền của các mẫu đất đá được gia cường bằng vữa xi măng (bảng 9.3).

Bảng 9.2.

Độ bền của mẫu đá nguyên khối, MPa			Hệ số độ rỗng	Độ bền của mẫu đá đã được gia cường, MPa		
Nén	Kéo	Cắt		Nén	Kéo	Cắt
Đá cát kết						
52,5	2,6	5,5	0,46/0,41	14,4/16,0	1,8/3,1	2,8/2,8
52,5	2,6	5,5	0,48/0,47	12,5/14,3	2,0/2,8	3,0/3,7
52,5	2,6	5,5	0,50/0,49	11,8/11,8	2,2/2,3	4,0/5,0
Đá bột kết						
28	3,2	1,1	0,46/0,45	13,0/13,7	1,2/1,7	3,8/3,6
28	3,2	1,1	0,51/0,42	12,6/12,0	1,4/1,5	5,9/8,2
28	3,2	1,1	0,52/0,44	12,0/11,4	1,0/1,2	6,2/9,6
Đá sét kết						
6,5	2,2	4,4	0,46/0,48	7,3/7,9	1,4/1,4	2,8/3,5
6,5	2,2	4,4	0,50/0,44	7,2/7,3	1,3/1,1	3,2/3,5
6,5	2,2	4,4	0,52/0,41	6,5/6,8	0,9/1,0	3,6/5,1

Ghi chú: Tử số là các thông số thí nghiệm sau 7 ngày; mẫu số là các thông số thí nghiệm sau 28 ngày.

Bảng 9.3.

Nº	Số lượng thí nghiệm	Độ mở khe nứt	Hệ số độ rỗng	Độ bền nén đơn trục của mẫu đá đã được gia cường, MPa
1	12	1	0,06	26,4
2	25	2	0,11	18,0
3	6	3	0,16	18,1
4	14	4	0,20	14,0
5	7	5	0,25	15,3
6	20	6	0,28	15,3
7	6	8	0,37	15,0

Tài liệu [23] đề xuất phương pháp xác định các tính chất cơ-lý chủ yếu của hệ “vật liệu dính kết-đất đá” (môđun đàn hồi và độ bền nén).

Để xác định hệ số dính kết của vữa xi măng và đất đá (đá cát kết, đá phiến sét, đá cát kết phân phiến) và hệ số dính kết của chính “đá xi măng” các nhà địa cơ học đã thực hiện các thí nghiệm nghiên cứu độ bền của đá sau khi gia cường.

Vữa được chuẩn bị với xi măng mác 400. Tỷ lệ “nước:xi măng” (N/X) trong hỗn hợp được chọn bằng 2/1; 1/1; 1/2; 1/3. Để gia tăng thời gian đông kết vữa, các nhà địa cơ học đã cho thêm phụ gia clorua canxi theo tỷ lệ 2% khối lượng xi măng vào trong hỗn hợp vữa.

Trong tổng số 64 mẫu, các nhà địa cơ học đã sử dụng 48 mẫu để thí nghiệm hệ số dính kết của vữa xi măng và đất đá; 16 mẫu để xác định hệ số dính kết của chính “đá xi măng”. Ngoài ra, để cho mỗi thành phần vữa các nhà địa cơ học đã thực hiện các thí nghiệm nén đơn trục mẫu hình trụ của vữa sau khi đã đông kết. Kết quả thí nghiệm mô tả trong các bảng 9.4 và 9.5.

Bảng 9.4.

Tỷ lệ N/X	Hệ số dính kết “C _y ” của đá (vữa) xi măng (MPa) với đất đá sau thời gian đông kết (ngày-đêm)			
	1	4	7	28
Đá phiến sét				
2/1	0,07	0,24	0,3	0,4
1/1	0,15	0,54	0,7	0,9
1/2	0,30	1,10	1,4	1,8
1/3	0,47	1,70	2,2	2,8
Đá cát kết phân phiến				
2/1	0,15	0,50	0,6	0,7
1/1	0,29	0,90	1,2	1,4
1/2	0,50	1,7	2,1	2,4
1/3	0,73	2,1	3,0	3,5
Đá cát kết				
2/1	0,56	1,2	1,5	1,8
1/1	0,84	1,8	2,4	2,7

Số liệu các bảng 9.4 và 9.5 cho thấy, tỷ lệ N/X có ảnh hưởng rất lớn đến giá trị hệ số liên kết. Khi tỷ số N/X giảm xuống từ 2/1 đến 1/3 thì hệ số liên kết của đá xi măng tăng lên tới 3,8 lần (bảng 9.5), còn hệ

số liên kết giữa đá xi măng và đất đá sẽ tăng lên: với đá phiến sét khoảng 7 lần, với đá cát kết phân phiến khoảng 5 lần, với đá cát kết khoảng 3,6 lần. Trong những điều kiện thực tế, sự ảnh hưởng của tỷ lệ N/X đến các tính chất bền của đất đá gia cường sẽ không lớn đến mức độ như vậy. Bởi vì, trong quá trình diễn đầy các khe nứt vùng đất đá biên sẽ xảy ra hiện tượng tách lọc nước và quá trình đông kết sẽ xảy ra trong tỷ lệ N/X gần với giá trị tỷ lệ tối ưu.

Bảng 9.5.

Tỷ lệ N/X	Hệ số dính kết “C _y ” của đá (vữa) xi măng (MPa) sau thời gian đông kết (ngày-đêm)				Độ bền nén đơn trục của mẫu vữa sau 28 ngày, MPa
	1	4	7	28	
2/1	0,4	1,2	1,8	2,8	8,6
1/1	0,8	2,5	3,5	4,4	14,0
1/2	1,8	4,8	6,1	7,3	24,3
1/3	2,7	6,8	8,5	10,6	35,4

Trong những tỷ lệ N/X bằng nhau, thì hệ số liên kết của đá xi măng lớn hơn hệ số liên kết giữa đá xi măng và đất đá. Nếu xem như hệ số liên kết của đá xi măng bằng 100%, thì khi tỷ lệ N/X=1/3 hệ số liên kết giữa đá xi măng và đất đá sẽ bằng: 60% cho đá cát kết, 33% cho đá cát kết phân phiến, 26% cho đá phiến sét; còn trong trường hợp tỷ lệ N/X=2/1 các thông số tương ứng sẽ là 65%, 25% và 14%.

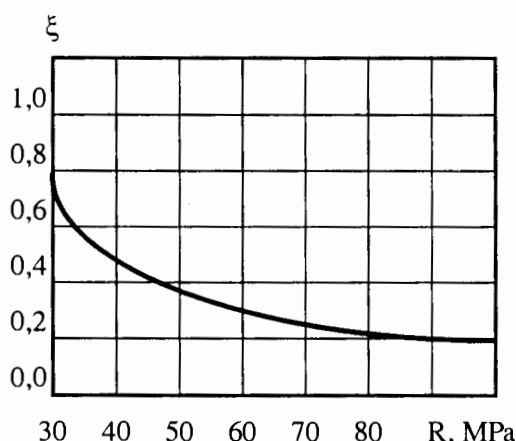
Kinh nghiệm cho thấy, khi tỷ lệ N/X thay đổi thì góc ma sát trong của đá xi măng sẽ thay đổi không lớn (trong khoảng 22%÷26%). Do đó, có thể xem góc ma sát trong của đá xi măng không thay đổi. Sau khi biết được lực liên kết giữa đá xi măng và các loại đất đá khác nhau, dễ dàng tính được độ bền của đất đá gia cường R_y sau khi giả định rằng, phá huỷ sẽ phát triển theo các khe nứt nhẵn trượt theo hướng nguy hiểm nhất so với hướng lực tác dụng, nghĩa là dưới một góc bằng (45°±ρ/2) [23]:

$$R_y = \frac{C_y \cdot 2 \cdot \cos \rho}{1 - \sin \rho} \quad (9.32)$$

Rõ ràng giá trị độ bền R_y nhận được theo công thức (9.32) là giới hạn dưới để đánh giá độ bền của đất đá gia cường. Tuy nhiên, trên thực tế khó có thể xảy ra trường hợp khi tất cả các yếu tố bất lợi có thể xuất hiện đồng thời làm cho độ bền của đất đá gia cường giảm xuống lớn nhất.

Phần lớn khe nứt trong vùng nứt nẻ mạnh có bề mặt gồ ghề và thế nằm hỗn loạn. Do đó, có thể giả thiết rằng, phá huỷ sẽ xảy ra dọc theo các khe nứt đá được vữa liên kết diễn đầy và trong các tính toán có thể

lấy giá trị độ bền của đất đá gia cường bằng độ bền của đá xi măng. Giá trị hệ số gia cường đất đá trong trường hợp sử dụng vữa xi măng M400 có thể xác định gần đúng theo sơ đồ hình H.9.17.



H.9.17. Sơ đồ xác định hệ số gia cường đất đá bằng dung dịch xi măng (theo [23]).

Trong trường hợp, trên thực tế sử dụng các loại vật liệu gia cường khác có khả năng làm thay đổi đáng kể các tính chất bền và lưu biến của đất đá gia cường, thì các đặc tính địa cơ học gia cường trong phương trình ban đầu (9.32) cần phải được thay thế bằng các giá trị mới (Z/Z_y) và (E/E_y) tương ứng. Các giá trị đặc tính địa cơ học gia cường này sẽ được tìm thấy bằng phương pháp thực nghiệm.

CHƯƠNG 10

MỘT VÀI BÀI TOÁN CƠ HỌC ĐÁ ỨNG DỤNG

10.1. Trụ bảo vệ an toàn cho hai công trình ngầm nằm gần nhau

Việc tính toán kích thước của trụ bảo vệ giữa hai công trình ngầm nằm gần nhau trên cơ sở những yêu cầu kỹ thuật-công nghệ sử dụng chúng sẽ dẫn đến quá trình giải hai bài toán địa cơ học chủ yếu sau đây:

* Bài toán tính toán độ bền cho trụ bảo vệ khi các công trình ngầm gây nên những ảnh hưởng bất lợi cho nhau.

* Bài toán xác định khoảng cách nhỏ nhất giữa các công trình ngầm (kích thước trụ bảo vệ) nhằm loại bỏ hoàn toàn sự ảnh hưởng lẫn nhau của chúng.

Quá trình tính toán độ bền cho trụ bảo vệ (khi các công trình ngầm gây nên những ảnh hưởng bất lợi cho nhau) xảy ra trong trường hợp, khi khoảng cách giữa các công trình ngầm có giá trị tương đối nhỏ. Trên thực tế, kích thước của trụ bảo vệ phải được xác định trên cơ sở những yêu cầu kỹ thuật-công nghệ cụ thể trong các lĩnh vực xây dựng hệ thống công trình ngầm và khai thác mỏ khác nhau (chương 6).

Hiện nay, bài toán xác định khoảng cách nhỏ nhất giữa các công trình ngầm (kích thước trụ bảo vệ) nhằm loại bỏ hoàn toàn sự ảnh hưởng lẫn nhau của chúng chưa được các nhà địa cơ học nghiên cứu triệt để. Trong [97] tác giả đã trình bày một số kết quả nghiên cứu bước đầu nhằm xác định kích thước nhỏ nhất cho trụ bảo vệ để các công trình ngầm nằm gần nhau ổn định và không gây ra những ảnh hưởng bất lợi cho nhau.

Vị trí gần nhau của hai công trình ngầm sẽ dẫn đến hiện tượng chồng lấn, giao thoa, cộng hưởng các quá trình địa cơ học biến dạng và phá huỷ của đất đá. Trong vùng chồng lấn ảnh hưởng của hai công trình ngầm được xây dựng gần nhau sẽ xảy ra hiện tượng phát triển của các quá trình địa cơ học. Kết quả sẽ làm gia tăng sự chuyển dịch của biên các công trình ngầm lên nhiều lần. Trong trường hợp đó, để đảm bảo độ ổn định cho chúng, các nhà địa cơ học cần phải sử dụng những kết cấu chống giữ nặng nề với giá thành cao hơn.

Trong trường hợp các điều kiện kỹ thuật-công nghệ cho phép, khoảng cách lớn nhất an toàn tuyệt đối cho hai công trình ngầm xây dựng gần nhau sẽ được xác định từ điều kiện ổn định của chúng. Khoảng cách này phải thoả mãn điều kiện sao cho công trình ngầm không gây nên những ảnh hưởng có hại đến những công trình ngầm được xây dựng gần đó. Tuy nhiên, khoảng cách giữa hai công trình ngầm không thể thiết kế quá lớn, vì trong trường

hợp đó phương án thiết kế này sẽ gây nên những nhược điểm: khó khăn cho công tác quy hoạch hợp lý hệ thống công trình ngầm; lãng phí tài nguyên khoáng sản do phải để lại trụ bảo vệ kích thước lớn...

Để đánh giá mức độ ổn định cho công trình ngầm không chống xây dựng tại các mỏ than, các nhà địa cơ học Viện VNIMI (CHLB Nga) đã đề xuất tiêu chuẩn ổn định thông qua giá trị đại lượng chuyển dịch (biến dạng) của biên công trình trong suốt thời gian tồn tại của nó - Đại lượng tổng giá trị chuyển dịch "U" (xem mục 5.4.2). Theo phương pháp này, tổng giá trị chuyển dịch biên công trình ngầm không chống "U" có thể xác định theo công thức (5.49). Trong đó: k_B - Hệ số ảnh hưởng do sự tồn tại của các công trình ngầm bố trí liên kế khác.

Trong trường hợp các công trình ngầm nằm song song với nhau, theo các nhà địa cơ học của Viện VNIMI, hệ số ảnh hưởng k_B được tính theo công thức:

$$k_B = \left[\frac{k_L \cdot (b_1 + b_2)}{L} \right]. \quad (10.1)$$

Trong đó: L - Khoảng cách giữa các công trình ngầm, m; b_1 và b_2 - Chiều rộng khi đào của các công trình ngầm chịu sự ảnh hưởng lẫn nhau, m; k_L - Hệ số chọn theo bảng 5.16.

Trên cơ sở giá trị chuyển dịch theo tính toán "U", mức độ ổn định của công trình ngầm không chống sẽ được người thiết kế xác định tương ứng với các số liệu mô tả trên bảng 5.17.

Như vậy, mức độ ổn định của hai công trình ngầm nằm gần nhau phải phụ thuộc vào khoảng cách " L " giữa chúng (chiều rộng trụ bảo vệ an toàn cho các công trình ngầm). Sự phụ thuộc này thể hiện thông qua hệ số " k_B " xác định theo công thức (10.1). Sau khi thay giá trị hệ số " k_B " tính theo công thức (10.1) vào công thức (5.49), tác giả [97] nhận được:

$$U = k_\alpha \cdot k_\theta \cdot k_s \cdot k_t \cdot U_t \cdot \left[\frac{k_L \cdot (b_1 + b_2)}{L} \right]. \quad (10.2)$$

Trong đó, các đại lượng k_α , k_θ , k_s , k_B , k_t và U_t sẽ xác định theo phương pháp của Viện VNIMI đã trình bày tại mục 5.4.2 (chương 5).

Từ đây, các nhà địa cơ học có thể dễ dàng suy ra giá trị khoảng cách an toàn " L " giữa hai công trình ngầm phụ thuộc vào các đặc tính địa cơ học của khối đá, các đặc tính cấu tạo hình học, vị trí của hai công trình ngầm nằm gần nhau và mức độ ổn định của công trình ngầm (thể hiện thông qua giá trị biến dạng biên của công trình ngầm U) như sau:

$$L = \left[\frac{k_\alpha \cdot k_\theta \cdot k_s \cdot k_t \cdot k_L \cdot (b_1 + b_2) \cdot U_t}{U} \right]. \quad (10.3)$$

Trên cơ sở đó, nếu giá trị chuyển dịch cuối cùng của biên công trình ngầm “U” được chọn trước sao cho trụ bảo vệ luôn luôn nằm trong trạng thái ổn định $U=U_{od}$ thì khoảng cách nhỏ nhất giữa hai công trình ngầm “ L_{od} ” để chúng không ảnh hưởng lẫn nhau sẽ được tìm thấy từ công thức (10.3):

$$L_{od} \geq \frac{k_{\alpha} \cdot k_{\theta} \cdot k_s \cdot k_L \cdot k_t \cdot (b_1 + b_2) \cdot U_t}{U_{od}} \quad (10.4)$$

Từ kết quả phương pháp nghiên cứu trên đây tác giả [97] đề xuất phương pháp xác định giá trị “ L_{od} ” nhỏ nhất theo trình tự sau đây:

* Bước 1 - Xác định tổng giá trị biến dạng “ U_{od} ” lớn nhất có thể của khối đá biên công trình ngầm để cho chúng nằm trong trạng thái ổn định (cấp ổn định cho công trình ngầm có thể lấy bằng cấp I+II) tùy theo chủng loại đất đá bao quanh công trình ngầm trên cơ sở bảng 5.17.

* Bước 2 - Xác định các giá trị “ U_t ” theo hình H.5.14; k_{α} xác định theo bảng 5.15; $k_{\theta}=1$ khi tiến hành xác định chuyển dịch từ phía nóc và nền công trình ngầm (chuyển dịch theo phương thẳng đứng). Trong trường hợp xác định chuyển dịch hông công trình ngầm, hệ số k_{α} có thể chọn theo các số liệu trên bảng 5.15. Giá trị k_{θ} phải được chọn bằng giá trị lớn nhất từ hai trường hợp khi tính toán cho hông hoặc nền-nóc công trình ngầm; k_s có thể xác định theo công thức $k_s=0,2 \cdot [(b_1+b_2)/2-1]$; b_1 và b_2 - Các chiều rộng của hai công trình ngầm; $k_t=1$ cho các công trình ngầm có thời gian tồn tại lớn hơn 15 năm; khi công trình ngầm có thời gian tồn tại nhỏ hơn 15 năm thì hệ số k_t được chọn theo các biểu đồ mô tả trên hình H.5.15.

* Bước 3 - Xác định hệ số ảnh hưởng “ k_B ” giữa hai công trình ngầm để cho chúng tồn tại một cách ổn định từ công thức:

$$k_B = \frac{U_{od}}{k_{\alpha} \cdot k_{\theta} \cdot k_s \cdot k_L \cdot U_t} \quad (10.5)$$

* Bước 4 - Xác định hệ số “ k_L ” theo bảng 5.16.

* Bước 5 - Xác định khoảng cách nhỏ nhất giữa hai công trình ngầm “ L_{od} ” để cho chúng không ảnh hưởng lẫn nhau theo công thức (10.4). Đây là giá trị khoảng cách nhỏ nhất của trụ bảo vệ giữa hai công trình ngầm bố trí gần nhau đảm bảo cho chúng không gây nên những ảnh hưởng có hại đến nhau. Kích thước của trụ bảo vệ này sẽ cho phép hai công trình ngầm làm việc như những công trình ngầm độc lập. Kích thước của trụ bảo vệ này hoàn toàn có khả năng tạo điều kiện để có thể lựa chọn các loại vật liệu, kết cấu chống giữ hợp lý cho các công trình ngầm hoạt động độc lập.

Nhìn chung, hiện nay các phương pháp tính toán trụ bảo vệ chủ yếu trên thế giới mới chỉ xem xét tới việc xác định độ bền, độ ổn định của khối đá cấu thành trụ bảo vệ. Trong phần lớn các trường hợp thực tế, đây là bài toán thông dụng và cần thiết. Tuy nhiên, trên thực tế khai thác mỏ và, đặc

biệt, trong quá trình xây dựng công trình ngầm, người thiết kế cũng phải xác định khoảng cách an toàn nhỏ nhất cho các công trình ngầm nằm gần nhau. Những nghiên cứu của tác giả [97] về phương pháp xác định khoảng cách an toàn này mới chỉ đạt được những kết quả bước đầu. Ngoài ra, cơ sở xuất phát của quá trình xây dựng phương pháp này chủ yếu dựa trên lý thuyết dự báo mức độ ổn định cho công trình ngầm do Viện VNIMI (CHLB Nga) đề xuất cho nên chắc chắn vẫn còn thiếu sót. Phương pháp trên đây chưa bao hàm hết những đặc tính phức tạp của khối đá cấu thành trụ bảo vệ. Do đó, cần phải tiến hành những nghiên cứu tiếp theo để hoàn thiện phương pháp trong tương lai.

Từ kết quả nghiên cứu xác định khoảng cách nhỏ nhất " L_{od} " giữa hai công trình ngầm để chúng không ảnh hưởng lẫn nhau (kích thước trụ bảo vệ nhỏ nhất) trên đây, tác giả [97] đã đề xuất phương pháp thiết kế trụ bảo vệ cho công trình ngầm theo yêu cầu sử dụng hệ thống công trình và đặc điểm địa cơ học của hệ "công trình ngầm-khối đá" như sau:

* Bước 1. Kiểm tra điều kiện ảnh hưởng của hai công trình ngầm từ thông số khoảng cách thực tế " L_{tt} " giữa hai công trình ngầm nằm gần nhau. Tại đây, có thể xảy ra hai trường hợp:

❖ Trường hợp 1: $L_{tt} \geq L_{od}$. Tại đây: L_{od} - Giá trị khoảng cách giữa hai công trình ngầm được tính toán theo công thức (10.4). Trong trường hợp này, giá trị khoảng cách thực tế " L_{tt} " giữa hai công trình ngầm sẽ làm cho các công trình ngầm không ảnh hưởng trực tiếp đến nhau.

❖ Trường hợp 2: $L_{tt} < L_{od}$. Trong trường hợp này, giá trị khoảng cách thực tế " L_{tt} " giữa hai công trình ngầm sẽ làm cho các công trình ngầm ảnh hưởng lẫn nhau.

* Bước 2. Trong trường hợp 1, người thiết kế có thể bỏ qua việc tính toán, kiểm tra độ bền của trụ bảo vệ. Việc tính toán, thiết kế kết cấu chống giữ cho các công trình ngầm được xem xét như những công trình ngầm nằm riêng biệt, hoạt động độc lập (hai công trình ngầm không gây nên những ảnh hưởng địa cơ học có hại đến nhau).

* Bước 3. Trong trường hợp 2, người thiết kế phải tiến hành tính toán, kiểm tra độ bền của trụ bảo vệ. Nếu trụ bảo vệ không bền vững thì người thiết kế phải áp dụng các biện pháp cần thiết để tăng bền cho chúng. Khi đó, việc tính toán, thiết kế kết cấu chống giữ cho hai công trình ngầm phải được xem xét trong mối quan hệ ảnh hưởng tương hỗ giữa chúng với nhau (hai công trình ngầm sẽ gây nên những ảnh hưởng địa cơ học có hại đến nhau).

10.2. Chống giữ công trình ngầm trong khối đá nứt nẻ

Hiện nay, các phương pháp hiện đại đã cho phép giải quyết các bài toán thiết kế kết cấu chống giữ công trình ngầm để có thể đảm bảo những

chỉ tiêu kinh tế-kỹ thuật cần thiết. Tuy nhiên, bài toán tối ưu hoá kết cấu chống giữ công trình ngầm vẫn chứa đựng những đặc điểm riêng biệt, mang tính chất đặc thù khác hẳn so với những bài toán tương tự cho các kết cấu xây dựng thông thường do nhiều nguyên nhân khác nhau sau:

* Các điều kiện làm việc của kết cấu chống giữ công trình ngầm chịu sự phụ thuộc ở một mức độ rất cao vào công nghệ xây dựng-chống giữ công trình, các đặc tính và khả năng mang tải của môi trường (khối đất đá) mà công trình ngầm phải xây dựng trong đó. Vì vậy, trong quá trình lựa chọn kết cấu chống giữ cho công trình ngầm với những chỉ tiêu kinh tế-kỹ thuật hợp lý, các nhà địa cơ học không thể tách rời quá trình thiết kế kết cấu chống giữ khỏi công nghệ xây dựng công trình ngầm và môi trường xây dựng (khối đá) cụ thể.

* Đặc tính phong phú, nhiều hình, nhiều vẻ của các loại vật liệu, kết cấu chống giữ có thể sử dụng trong cùng một tổ hợp các điều kiện mỏ-địa chất; các đặc tính, các thông số cơ học đặc trưng cho trạng thái làm việc của kết cấu chống giữ phụ thuộc rất lớn vào các mô hình tương tác giữa công trình ngầm và khối đá bao quanh... sẽ làm cho bài toán thiết kế kết cấu chống giữ công trình ngầm mang đặc tính của những bài toán tối ưu hoá có cấu trúc phức tạp.

* Trong quá trình nghiên cứu, khảo sát kết cấu chống giữ, người thiết kế không thể dẫn dắt, điều khiển hàm mục tiêu sao cho các giá trị cực trị của chúng có thể đạt được tại một điểm nào đó thuộc vùng nhiều thông số (đa biến). Ngoài ra, những thông số như chỉ tiêu chất lượng, chỉ tiêu giá thành, chi phí lao động, thời gian xây dựng công trình, mức độ chi phí kim loại và một loạt các chỉ tiêu, thông số khác cũng thường có ý nghĩa đối nghịch, đối kháng nhau. Nói cách khác, bài toán tối ưu hoá kết cấu chống giữ công trình ngầm là một bài toán nhiều tham số, nhiều chỉ tiêu tối ưu kết hợp đồng thời với một loạt những khó khăn liên quan trong quá trình lựa chọn lời giải cho kết cấu cuối cùng.

* Đặc điểm liên quan tới chiều dài tuyến công trình ngầm đặc trưng bởi sự thay đổi liên tục của các điều kiện địa kỹ thuật của khối đá dọc theo trục công trình ngầm và mức độ không xác định rất lớn của các yếu tố đó. Điều này bắt buộc người thiết kế phải thay đổi liên tục các thông số công nghệ thi công, kết cấu chống giữ để thoả mãn những yêu cầu địa kỹ thuật mới tại khu vực thi công tiếp theo.

Tuy nhiên, sự thay đổi liên tục hộ chiếu chống giữ, thi công công trình ngầm như vậy sẽ làm giảm đáng kể các chỉ tiêu kinh tế-kỹ thuật. Kết quả, người thiết kế phải phân chia tuyến công trình ngầm ra thành nhiều đoạn đặc trưng tùy thuộc bởi các điều kiện cấu tạo, tính chất của khối đá bao quanh công trình ngầm. Mỗi đoạn đặc trưng như vậy sẽ có một hộ chiếu thi công và chống giữ riêng. Chiều dài, số lượng của các

đoạn sẽ được xác định trên cơ sở các chỉ tiêu kinh tế-kỹ thuật tốt nhất cho toàn tuyến công trình ngầm.

Trong quá trình giải bài toán trên đây, người thiết kế nên phân chia tập hợp các thông số ra thành các nhóm thông số xác định:

* Nhóm các thông số về các tính chất của khối đá;

* Nhóm các thông số về các đặc tính cấu tạo hình học của công trình ngầm; các thông số công nghệ;

* Nhóm các thông số về các tính chất của vật liệu, kết cấu chống giữ và các chỉ tiêu kinh tế-kỹ thuật.

Tập hợp các thông số này phải chịu sự tác động của những điều kiện hạn chế (điều kiện biên). Những điều kiện biên này lại được xác định bằng kinh nghiệm xây dựng, các đặc tính của vật liệu xây dựng và những yếu tố khác. Những mối quan hệ có thể giữa các thông số xác định khả năng làm việc của hệ thống cùng với tập hợp các thông số, các điều kiện biên sẽ hình thành mô hình toán học cho hệ thống “kết cấu chống giữ-khối đá”.

Các nhà địa cơ học đã lưu ý rằng, hiện nay trên thực tế tồn tại rất ít mô hình xem xét tới các yếu tố công nghệ. Điều này liên quan tới những khó khăn trong việc xem xét các yếu tố thực tế trong quá trình tính toán hệ thống “kết cấu chống giữ-khối đá”.

Trong quá trình xây dựng những tiêu chuẩn tối ưu cục bộ cần phải lưu ý rằng, một số chỉ tiêu có thể vượt quá những điều kiện hạn chế. Ví dụ: người thiết kế không phải cần thời gian xây dựng ngắn nhất $T_{\min}$, mà là thời gian $T \leq T_{yc}$. Trong đó: T_{yc} - Thời gian xây dựng công trình theo yêu cầu thiết kế có thể lớn hơn thời gian $T_{\min}$.

Ngoài các tiêu chuẩn thường sử dụng trong quá trình tối ưu hoá kết cấu công trình ngầm, như giá thành, chi phí lao động, thời gian xây dựng, mức độ chi phí vật tư, vật liệu... thì các đặc tính về chiều dài công trình ngầm và đặc tính chu kỳ của quá trình xây dựng công trình ngầm sẽ dẫn đến việc người thiết kế phải xem xét một mô hình chức năng có dạng [99]:

$$S_L = \sum_{i=1}^n L_i S(\xi_i) - \sum_{i=1}^n f_1(L_i) + f_2(n); \quad \sum_{i=1}^n L_i = L. \quad (10.6)$$

Trong đó: ξ_i - Các thông số của hệ thống; $S(\xi_i)$ - Chức năng xác định chất lượng của hệ thống (giá thành, thời gian xây dựng...) cho 1 m tuyến công trình ngầm trên đoạn thứ “i” có độ dài L_i ; $f_1(L_i)$ và $f_2(n)$ - Các hàm số xác định các đặc tính cho hộ chiếu chống giữ công trình ngầm; L - Chiều dài tuyến công trình ngầm; n - Số lượng các đoạn công trình ngầm đặc trưng.

Kết quả tính toán tìm giá trị cực trị của hàm số chức năng (10.6) sẽ cho phép người thiết kế tiếp cận tới vấn đề phân chia hợp lý tuyến

công trình ngầm thành những đoạn đặc trưng có hộ chiếu thi công, chống giữ không thay đổi.

Công tác thiết kế và tính toán kết cấu chống giữ công trình ngầm cho tới nay vẫn được tiến hành theo ba hướng chủ đạo sau đây:

* Hướng thứ nhất hình thành dựa trên cơ sở các giả thuyết về áp lực mỏ để xác định tải trọng tác dụng lên công trình ngầm và tính toán kết cấu chống giữ công trình ngầm. Tại đây, người thiết kế xem như kết cấu chống giữ làm việc trong chế độ tải trọng cho trước.

* Hướng thứ hai được xây dựng trên cơ sở xem xét khối đá như môi trường cơ-lý đồng nhất, liên tục, đẳng hướng để giải quyết bài toán tác dụng tương hỗ giữa kết cấu chống giữ và khối đá.

* Hướng thứ ba xem xét khối đá như môi trường rời rạc cấu thành từ các khối nhỏ đơn vị cấu trúc đồng nhất có mối liên kết hữu cơ và tác dụng qua lại lẫn nhau.

Trên cơ sở phương pháp tham số đầu, tác giả [10] đã xây dựng mô hình khảo sát sự tương tác của hệ “khối đá phân lớp, nứt nẻ-kết cấu chống giữ” nhằm đánh giá sự ảnh hưởng của đặc tính nứt nẻ, phân lớp khối đá đến trạng thái cơ học của kết cấu chống giữ.

Nhìn chung, trong khối đá nứt nẻ, phân lớp, mức độ biến dạng tăng lên nhiều so với trong khối đá liền khối. Các chỉ số về độ bền, mô đun biến dạng... trong khối đá nứt nẻ sẽ giảm xuống rất nhiều so với trong khối đá liền khối cùng loại. Khi khối đá nứt nẻ bị nén ép, giá trị ứng suất tại các vị trí tiếp xúc giữa các thành khe nứt trong chúng tăng lên đột ngột và sẽ lớn hơn hàng trăm lần so với giá trị ứng suất phía trong các khối nhỏ đơn vị liền khối cấu thành khối đá thực tế. Đá tại một số vị trí tiếp xúc sẽ bị phá hủy. Còn tại những vị trí tiếp xúc khác, giá trị ứng suất nén sẽ đạt tới giá trị rất lớn. Do đó, mức độ biến dạng của khối đá nứt nẻ sẽ lớn hơn rất nhiều so với giá trị biến dạng của từng khối đá nhỏ đơn vị cấu thành toàn bộ khối đá. Cùng với sự gia tăng tải trọng tác dụng tiếp theo, diện tích tiếp xúc giữa các thành khe nứt cũng tăng lên theo và làm cho ứng suất tại đây giảm xuống. Kết quả làm cho mức độ biến dạng của đá tại khu vực nứt nẻ sẽ giảm xuống.

Từ kết quả phân tích trên đây, tác giả [10] cho rằng, việc thiết kế, tính toán kết cấu chống giữ công trình ngầm sẽ không hợp lý khi người thiết kế không xem xét tới đặc tính cấu trúc của khối đá nứt nẻ.

Kết quả nghiên cứu trong các công trình [10] đã cho phép tìm ra quy luật ảnh hưởng của đặc tính nứt nẻ khối đá đến trạng thái cơ học kết cấu chống giữ. Trong phạm vi ảnh hưởng (vùng ảnh hưởng) trực tiếp đến trạng thái cơ học của kết cấu chống giữ, khối đá sẽ kết hợp cùng với kết cấu chống giữ để tạo nên một hệ thống nhất có tác dụng tương hỗ: hệ thống “kết cấu chống giữ-khối đá phân lớp, không đồng nhất, nứt nẻ”. Tại đây, kết cấu chống giữ và khối đá phân lớp

được mô hình hoá bằng một hệ thống thanh thẳng hoặc thanh cong chủ yếu có số lượng rõ ràng. Hệ những thanh chủ yếu này sẽ tác dụng qua lại với nhau thông qua một hệ thống những thanh liên hệ phụ trợ khác. Chính những thanh liên hệ phụ trợ này sẽ mô hình hoá mối quan hệ hữu cơ và tác dụng qua lại của các thành phần chính cấu thành hệ thống “kết cấu chống giữ-khối đá phân lớp, không đồng nhất, nứt nẻ”. Trên cơ sở mô hình trên, tác giả [10] đã xây dựng mô hình toán cơ và sơ đồ tính toán cho hệ thống “kết cấu chống giữ-khối đá phân lớp, không đồng nhất, nứt nẻ”.

Mô hình được xây dựng trên cơ sở phương pháp tham số đầu. Phương pháp tham số đầu lần đầu tiên đã được Belkin X. N. (CHLB Nga) sử dụng để tính toán kết cấu chống giữ công trình ngầm. Sau đó, phương pháp này đã được các nhà cơ học công trình ngầm tại CHLB Nga (Bulutriov N. X., Popov V. L., Karetnikov V. N. ...) phát triển và ứng dụng vào quá trình tính toán kết cấu chống giữ công trình ngầm.

Bản chất của phương pháp như sau, người thiết kế phải tiến hành xây dựng hệ phương trình toán-cơ mô tả trạng thái ứng suất-biến dạng của hệ tổng hợp các thanh chuẩn thẳng hoặc cong trên cơ sở mối liên hệ giữa chúng với nhau và các điều kiện cân bằng lực, cân bằng biến dạng của bất kỳ thanh chuẩn cấu thành nào trong toàn bộ hệ thống để nghiên cứu, thử nghiệm chúng trên các mô hình toán cơ khác nhau.

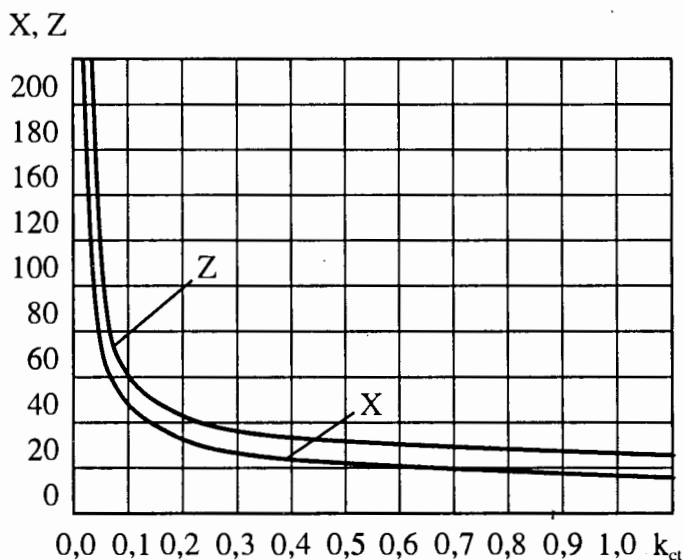
Về cơ bản, đây chỉ là phương pháp lý thuyết mang đặc tính tổng quát. Trong những trường hợp cụ thể, người thiết kế cần phải thiết lập những mô hình toán cơ đặc chủng, những chương trình tính toán hữu hiệu để xử lý hợp lý những bài toán thiết kế, nghiên cứu, khảo sát cụ thể. Đây chính là một trong các hướng hoàn thiện phương pháp tham số đầu trong tương lai sử dụng cho các hệ có khả năng mô phỏng chính xác hệ thống “kết cấu chống giữ-khối đá có cấu tạo phức tạp” [96].

Mức độ ảnh hưởng của đặc tính nứt nẻ khối đá đến tính chất cơ lý đất đá có thể thể hiện thông qua hệ số cấu trúc giảm bền “ k_{ct} ” do các nhà địa cơ học Viện VNIMI (CHLB Nga) đề xuất. Hệ số cấu trúc giảm bền “ k_{ct} ” do bằng tỷ số giữa các đại lượng đặc trưng cho tính chất khối đá nứt nẻ trong điều kiện tự nhiên và các đại lượng cơ-lý tương đương đặc trưng cho tính chất mẫu đá đồng nhất có thành phần vật chất tạo đá tương ứng. Giá trị hệ số “ k_{ct} ” thường nhỏ hơn 1,0. Chỉ trong trường hợp khối đá đồng nhất đẳng hướng thì hệ số “ k_{ct} ” bằng 1,0 (xem bảng 3.1 - Chương 3). Cho đến nay giá trị của hệ số “ k_{ct} ” vẫn phải được tiếp tục nghiên cứu.

Từ sơ đồ tính toán, mô hình toán cơ hệ “kết cấu chống giữ-khối đá phân lớp, không đồng nhất, nứt nẻ” và lý thuyết tham số đầu, Popov V. L. và các học trò của ông đã xây dựng và hoàn thiện chương trình tính toán đa dụng, đa năng. Trên cơ sở chương trình tính toán đã được xây dựng, tác giả [10] đã tiến hành nghiên cứu sự ảnh hưởng của nứt nẻ (thông qua hệ số cấu

trúc giảm nền “ k_{ct} ”) đến trạng thái cơ học của khối đá và kết cấu chống giữ công trình ngầm.

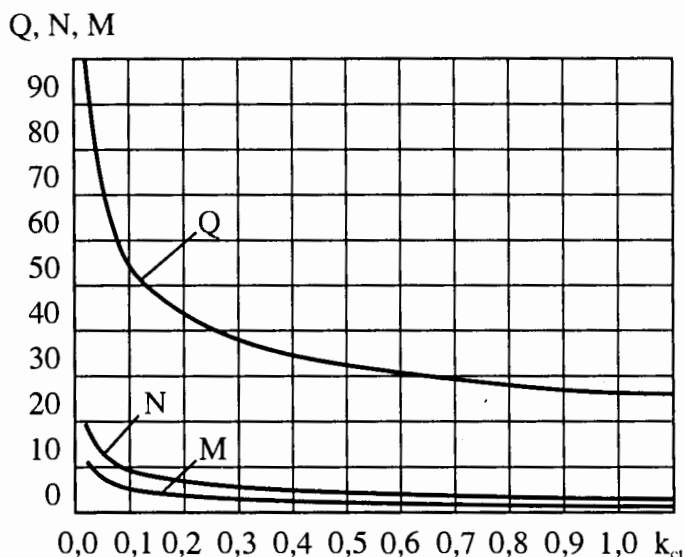
Bằng phương pháp tính toán rất nhiều phương án cho kết cấu thép lồng mo chống giữ công trình ngầm tại những điều kiện khối đá nứt nẻ, phân lớp khác nhau và có thành phần tạo đá nhất định, tác giả [10] đã tìm ra mối liên hệ giữa trạng thái cơ học của kết cấu chống giữ và mức độ nứt nẻ của khối đá thông qua hệ số cấu trúc giảm bền “ k_{ct} ”. Hệ số cấu trúc giảm bền “ k_{ct} ” đã được tác giả [10] khảo sát trong một khoảng thay đổi như sau: $k_{ct}=0,0125; 0,025; 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9; 1,0$.



H.10.1. Quy luật phụ thuộc giữa các giá trị chuyển vị dọc Z (mm), chuyển vị ngang X (mm) của kết cấu chống giữ và hệ số “ k_{ct} ” (theo [10]).

Trên cơ sở kết quả tính toán trên mô hình toán cơ và sử dụng chương trình tính toán, tác giả [10] đã tìm ra các mối quan hệ giữa các giá trị cơ học đặc trưng cho trạng thái ứng suất-biến dạng của kết cấu chống giữ (giá trị chuyển vị dọc Z, giá trị chuyển vị ngang X, lực cắt ngang Q, lực dọc N và mômen uốn M) và mức độ nứt nẻ của khối đá thông qua hệ số cấu trúc giảm bền “ k_{ct} ” (thể hiện trên hình H.10.1 và hình H.10.2).

Từ hình H.10.1 và hình H.10.2 dễ dàng nhận thấy sự ảnh hưởng rất lớn của mức độ nứt nẻ khối đá đến trạng thái cơ học của khối đá, và từ đây, tới mức độ ổn định và tuổi thọ của kết cấu chống giữ công trình ngầm. Quy luật phụ thuộc giữa trạng thái cơ học kết cấu chống giữ và mức độ nứt nẻ khối đá mang đặc tính phi tuyến rất phức tạp.



H.10.2. Quy luật phụ thuộc giữa các giá trị lực dọc N (KN), lực ngang Q (KN), mômen M (KN.m) của kết cấu chống giữ và hệ số " k_{ct} " (theo [10]).

Từ kết quả nghiên cứu trên đây, tác giả [10] đã đề xuất phương pháp như sau: trong quá trình tính toán kết cấu chống giữ công trình ngầm xây dựng trong khối đá nứt nẻ, người thiết kế nên phân chia các điều kiện mức độ nứt nẻ khối đá chứa công trình ngầm thành ba nhóm sau đây [10, 87]:

* Nhóm 1 - Công trình ngầm xây dựng trong khối đá nứt nẻ nhẹ có hệ số cấu trúc giảm bền " k_{ct} " thay đổi trong khoảng $k_{ct}=0,4 \div 1$. Trong điều kiện này, đặc tính nứt nẻ khối đá gây nên sự ảnh hưởng không lớn tới trạng thái ứng suất-biến dạng của kết cấu chống giữ công trình ngầm.

* Nhóm 2 - Công trình ngầm xây dựng trong khối đá nứt nẻ trung bình có hệ số cấu trúc giảm bền " k_{ct} " thay đổi trong khoảng $k_{ct}=0,1 \div 0,4$. Trong điều kiện này, đặc tính nứt nẻ khối đá gây nên sự ảnh hưởng trung bình tới trạng thái ứng suất-biến dạng của kết cấu chống giữ công trình ngầm.

* Nhóm 3 - Công trình ngầm xây dựng trong khối đá nứt nẻ mạnh có hệ số cấu trúc giảm bền " k_{ct} " thay đổi trong khoảng $k_{ct} < 0,1$. Trong điều kiện này, đặc tính nứt nẻ khối đá gây nên sự ảnh hưởng rất mạnh tới trạng thái ứng suất-biến dạng của kết cấu chống giữ công trình ngầm.

Trên cơ sở kết quả xử lý toán học thực nghiệm, tác giả [10] đã tìm ra một số quy luật phụ thuộc chủ yếu giữa các thông số đặc trưng cho trạng thái cơ học kết cấu chống giữ và mức độ nứt nẻ khối đá (thông qua hệ số " k_{ct} ") dưới dạng toán học như sau:

* Cho các giá trị chuyển vị của kết cấu chống giữ:

$$X = A \cdot (k_{ct})^B; \quad (10.7)$$

* Cho các giá trị lực của kết cấu chống giữ:

$$N = \left(\frac{1}{A + B \cdot e^{-k_{ct}}} \right). \quad (10.8)$$

Trong đó: X - Một trong số các giá trị chuyển vị (chuyển vị dọc X hoặc chuyển vị ngang Z) của kết cấu chống giữ; N - Một trong số các giá trị lực (lực dọc N, lực cắt ngang Q hoặc mômen uốn M) của kết cấu chống giữ; k_{ct} - Hệ số cấu trúc giảm bền của khối đá; A, B - Các hệ số toán học thực nghiệm tương ứng có thể tìm thấy trong [10] và thể hiện trên bảng 10.1.

Bảng 10.1.

N ^o	Các thành phần lực và chuyển vị	Giá trị các hệ số toán học thực nghiệm	
		A	B
1	Chuyển vị dọc Z	0,1180	- 0,5870
2	Chuyển vị ngang X	0,1440	- 0,5550
3	Lực cắt ngang Q	0,0508	- 0,0426
4	Lực dọc N	0,5490	- 0,4820
5	Mômen uốn M	0,5620	- 0,4720

Từ các công thức (10.7) và (10.8), tác giả [10] đã tìm ra các mối liên hệ toán học:

$$X_{KD} = X_{NK} \cdot (k_{ct})^B; \quad (10.9)$$

$$N_{KD} = N_{NK} \cdot e^{(k_{ct}-1)} \cdot \frac{(A \cdot e + B)}{(A \cdot e^{k_{ct}} + B)}. \quad (10.10)$$

Trong đó: X_{NK} và N_{NK} - Các giá trị chuyển vị, các giá trị lực đặc trưng cho trạng thái cơ học của kết cấu chống giữ trong trường hợp khối đá đồng nhất đẳng hướng, nghĩa là khi $k_{ct}=1$; X_{KD} và N_{KD} - Các giá trị chuyển vị và các giá trị lực đặc trưng cho trạng thái cơ học của kết cấu chống giữ trong trường hợp khối đá không đồng nhất, không đẳng hướng, nghĩa là khi $k_{ct}<1$.

Từ đây, tác giả [10] đề xuất phương pháp tính toán kết cấu chống giữ trong khối đá nứt nẻ, phân lớp theo trình tự như sau:

* Bước 1 - Đầu tiên, người thiết kế tiến hành tính toán xác định các đại lượng chuyển vị, đại lượng lực đặc trưng cho trạng thái cơ học của kết

cấu chống giữ công trình ngầm xây dựng trong khối đá đồng nhất đẳng hướng theo một phương pháp toán cơ nào đó (ví dụ bằng phương pháp giải tích toán cơ chính xác);

* Bước 2 - Sau đó, người thiết kế bằng các công thức (10.9) và (10.10) sẽ tiến hành tìm ra các giá trị tương ứng lớn hơn đặc trưng cho trạng thái cơ học kết cấu chống giữ công trình ngầm xây dựng trong những trường hợp cụ thể cho khối đá nứt nẻ đặc trưng bởi hệ số cấu trúc giảm bền " k_{ct} " cụ thể nào đó.

* Bước 3 - Từ những đại lượng lực, đại lượng chuyển vị đã tìm ra tại bước 2, người thiết kế sẽ tiến hành tính toán, kiểm nghiệm và lựa chọn chủng loại vật liệu, kết cấu chống giữ hợp lý cho công trình ngầm.

10.3. Hệ thống "vì neo-khối đá" gia cường

Vì neo được hãng "ST. Joseph Lead" sử dụng lần đầu tiên trên thế giới vào năm 1936 tại vùng mỏ quặng Miseurre (Hoa Kỳ) [60]. Cho đến nay, các thông số vì neo thường được tính toán theo các sơ đồ nguyên lý sau đây: sơ đồ nguyên lý "treo", sơ đồ nguyên lý "khâu" và sơ đồ nguyên lý chống lại các vùng phá huỷ cục bộ trên biên công trình ngầm.

Trong sơ đồ nguyên lý "treo", vì neo bắt buộc phải chịu sự tác dụng của toàn bộ trọng lượng đá phá huỷ trong vùng biến dạng không đàn hồi trên biên công trình ngầm. Sơ đồ nguyên lý "khâu" về nguyên tắc chỉ có thể áp dụng được trong những trường hợp khi các lớp đất đá được neo hoá có cấu trúc phân lớp rõ rệt. Mức độ cấu tạo phức tạp khối đá, quá trình hình thành các nứt nẻ thứ sinh làm cho khả năng ứng dụng sơ đồ nguyên lý "khâu" để tính toán vì neo trở nên thiếu thuyết phục. Trong khi đó, các thông số vì neo thường thừa bền, thiên về an toàn khi người thiết kế sử dụng sơ đồ nguyên lý "treo" để tính toán. Sơ đồ nguyên lý chống lại các vùng phá huỷ cục bộ trên biên công trình ngầm trên thực tế chỉ mang tính chất phụ trợ mà chưa thể hiện hết các đặc tính làm việc của vì neo [96].

Rõ ràng, nếu người thiết kế chỉ dựa trên những nguyên lý trên đây để tính toán các thông số cho vì neo thì quá trình tính toán sẽ bỏ qua nhiều đặc tính hết sức quan trọng của vì neo là khả năng gia cường, tăng bền cho khối đá được neo hoá bao quanh công trình ngầm. Nhìn chung, vì neo có khả năng liên kết các khối đá nguyên rời rạc trong khối đá nứt nẻ, chống lại những hiện tượng chuyển dịch, biến dạng đá, làm tăng bền cho khối đá. Trong trường hợp này, các nhà địa cơ học có thể xem kết cấu chống giữ công trình ngầm không chỉ riêng vì neo mà cả hệ thống "vì neo-khối đá-vòng đá neo hoá gia cường" đảm nhiệm. Dưới đây giới thiệu một phương pháp tính toán các thông số cho vì neo như một kết cấu tăng bền-gia cường khối đá bao quanh công trình ngầm do tác giả [93] đề xuất.

Hiệu quả gia cường, tăng bền cho khối đá bằng vì neo được thể hiện thông qua hệ số neo hoá gia cường “ K_{gc} ” [93]:

$$K_{gc} = \left(\frac{R_{nd}}{R_d} \right). \quad (10.11)$$

Trong đó: R_{nd} và R_d - Các giá trị giới hạn bền (nén) tương ứng cho khối đá có lắp dựng vì neo và không lắp dựng vì neo.

Trên thực tế, hệ số “ K_{gc} ” chịu sự phụ thuộc bởi một tập hợp các yếu tố cấu trúc, cơ lý khối đá và các đặc tính cấu tạo của chính vì neo (độ bền, đặc tính nứt nẻ, ngậm nước của khối đá, chiều dài vì neo “ L ”, khoảng cách vì neo “ A ”, mật độ vì neo “ N ”, lực kéo căng ban đầu “ P ” của vì neo...). Kết quả nghiên cứu của nhiều tác giả cho thấy, ngoài các tính chất của vì neo và khối đá, hệ số gia cường còn chịu sự phụ thuộc rất lớn vào đặc tính liên kết giữa vì neo và khối đá.

Kravtrenko G. I. đã xác định được mối quan hệ giữa hệ số gia cường “ K_{gc} ” và các đặc tính của hệ “vì neo-khối đá” như sau [93]:

* Cho loại kết cấu vì neo có mối liên kết tại phần đuôi lỗ khoan:

$$K_{gc} = 1,48 \cdot \left(\frac{P}{L \cdot A^2} \right)^{0,27}. \quad (10.12)$$

* Cho loại kết cấu vì neo có mối liên kết trên toàn bộ lỗ khoan:

$$K_{gc} = \left(1 + \frac{2,65 \cdot \sqrt{L} \cdot N^{0,58}}{\sqrt[3]{R_d}} \right). \quad (10.13)$$

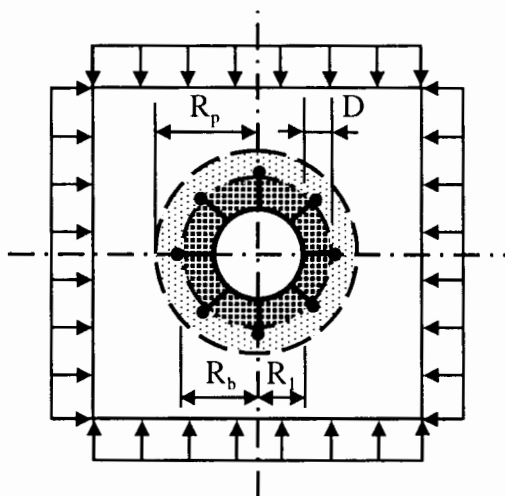
Trong đó: L - Chiều dài của vì neo, m; A - Khoảng cách giữa các vì neo, m; N - Số lượng vì neo tính cho cho 1 m² bề mặt công trình ngầm cần gia cường (mật độ vì neo); P - Lực kéo căng ban đầu cho vì neo, tấn; R_d - Giới hạn bền nén của vật liệu đá (giới hạn bền tương ứng cho khối đá không lắp dựng vì neo).

Như vậy, khác với các kết cấu chống giữ truyền thống, vì neo là một kết cấu chống giữ tích cực có khả năng khai thác, tận dụng sức mang tải khối đá. Hệ “vì neo-khối đá” tạo nên một loại kết cấu chống giữ mới – “vòng đá neo hoá gia cường”.

Rõ ràng, các thông số vì neo cần phải lựa chọn không chỉ từ khả năng làm việc của chính vì neo mà phải từ khả năng mang tải của cả hệ thống “vì neo-khối đá”. Trong trường hợp vì neo được lắp dựng bao kín chu vi công trình ngầm, sơ đồ tính toán vì neo có thể thể hiện trên hình H.10.3. Vì neo sẽ tạo nên trong khối đá bao quanh công trình ngầm một “vòng đá neo hoá gia cường” có chiều dày $D=(R_b-R_l)$ [93].

Để xác định các thông số cho vì neo cần xác định tải trọng tác dụng lên “vòng đá neo hoá gia cường” trong mối quan hệ tác dụng tương hỗ giữa

chúng với khối đá bao quanh công trình ngầm. Tại đây các nhà địa cơ học có thể sử dụng kết quả tính toán kết cấu chống giữ dưới dạng vùng đá gia cường mặt cắt ngang hình tròn bao quanh công trình ngầm của Baklasov I. V. và Kartoziya B. A.



H.10.3. Sơ đồ tính toán vì neo như một kết cấu gia cường khối đá khi công trình ngầm có mặt cắt ngang hình tròn (theo [93]).

Giá trị tải trọng tác dụng lên “vòng đá neo hoá gia cường” có chiều dày “D” được hình thành trong quá trình xuất hiện vùng phá huỷ có bán kính “ R_p ” và quá trình chuyển dịch của khối đá về phía trong công trình ngầm. Quá trình ổn định biến dạng chỉ xảy ra tại thời điểm xuất hiện phản lực “ P_b ” cần thiết từ phía “vòng đá neo hoá gia cường”. Giá trị tải trọng “ P_b ” tác dụng lên “vòng đá neo hoá gia cường” và kích thước vùng phá huỷ “ R_b ” được tìm ra từ kết quả giải hệ phương trình sau đây [4]:

$$\begin{cases} (f - 2\lambda) \cdot P_b \cdot r_p^f = R_d; \\ q \cdot \left(\frac{f \cdot r_p^2}{f + 2} - 1 \right) \cdot (2 \cdot r_p^{f+2} + f) = P_b (f + 2) \cdot \left(\frac{R_l^2}{R_b^2 - R_l^2} \right). \end{cases} \quad (10.14)$$

Tại đây:

$$f = 2 \cdot \left(\frac{2\lambda \cdot q + R_{d\infty}}{2 \cdot q - R_{d\infty}} \right); \quad \lambda = \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right); \quad (10.15)$$

q - Giá trị áp lực của lớp đất đá nằm phía trên, MPa; $R_{d\infty}$ - Độ bền nén đơn trục dài lâu của khối đá, theo các số liệu đo thực tế $R_{d\infty} = (0,3 \div 0,5) \cdot R_d$, MPa; R_d - Độ

bền nén đơn trục của mẫu đá, MPa; ρ - Góc ma sát trong của đá; R_1 - Bán kính trong của kết cấu chống giữ, m; r_p - Tỷ số giữa bán kính vùng biến dạng không đàn hồi R_p và bán kính phía ngoài của kết cấu chống giữ R_b .

Từ đây bài toán có thể được giải quyết theo hai hướng [93]:

* Hướng thứ nhất - Chọn trước độ bền " R_{nd} " cho "vòng đá neo hoá gia cường" theo yêu cầu chịu tải. Sau đó người thiết kế tiến hành tính toán chiều dày cần thiết cho "vòng đá neo hoá gia cường" " D " để xác định chiều dài vì neo " L " theo công thức:

$$D = R_1 \cdot \left[\sqrt{\frac{R_{nd}}{(R_{nd} - 2 \cdot P_b)}} - 1 \right]. \quad (10.16)$$

Khoảng cách giữa các vì neo (mật độ neo) được xác định tùy thuộc bởi đặc tính liên kết giữa vì neo và khối đá. Trong trường hợp vì neo có kết cấu liên kết tại phần đuôi neo (đuôi lỗ khoan) từ công thức (10.12) ta có:

$$R_{nd} = (K_{gc} \cdot R_d) = \left[R_d \cdot 1,48 \cdot \left(\frac{P}{L \cdot A^2} \right)^{0,27} \right]. \quad (10.17)$$

Sau khi lưu ý rằng $L=D$, từ biểu thức (10.17) dễ dàng tìm ra khoảng cách giữa các vì neo " A ":

$$A = \sqrt{\frac{P}{D \cdot \left(\frac{R_{nd}}{R_d \cdot 1,48} \right)^{\left(\frac{1}{0,27} \right)}}}. \quad (10.18)$$

Trong trường hợp vì neo liên kết toàn thân (liên kết với khối đá trên suốt chiều dài lỗ khoan), từ công thức (10.13) ta có:

$$R_{nd} = K_{gc} \cdot R_d = R_d \cdot \left[1 + \frac{2,65 \cdot \sqrt{L} \cdot N^{0,58}}{\sqrt[3]{R_d}} \right]. \quad (10.19)$$

Từ đây, giá trị số lượng vì neo tính trên một mét vuông bề mặt công trình ngầm cần gia cường sẽ được tính theo công thức:

$$N = \left\{ \left[\frac{R_{nd}}{R_d} - 1 \right] \cdot \frac{\sqrt[3]{R_d}}{2,65 \cdot \sqrt{D}} \right\}^{\left(\frac{1}{0,58} \right)}. \quad (10.20)$$

* Hướng thứ hai - Chọn trước chiều dày " D " cho "vòng đá neo hoá gia cường" theo yêu cầu chịu tải. Sau đó, tiến hành tính toán xác định độ bền cần thiết " R_{nd} " cho "vòng đá neo hoá gia cường" theo công thức:

$$R_{nd} = \left(\frac{2 \cdot P_b \cdot R_b}{R_b^2 - R_1^2} \right) \quad (10.21)$$

Trong đó $R_b = (R_1 + D)$. Sau khi tìm ra R_{nd} , bằng các biểu thức (10.18), (10.20) dễ dàng xác định được khoảng cách giữa các vì neo có kết cấu liên kết tại đuôi “A” và mật độ vì neo có khả năng liên kết toàn thân “N”.

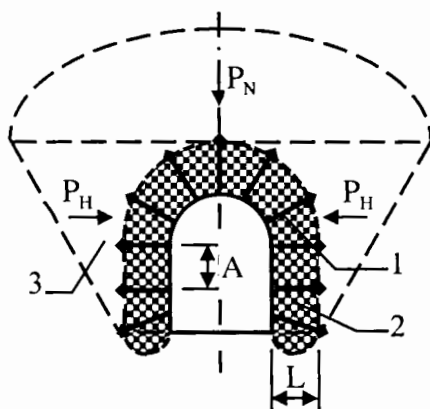
Trong trường hợp vì neo không được lắp dựng bao kín toàn bộ chu vi công trình ngầm, sơ đồ tính toán có thể thể hiện trên hình H.10.4: 1 - Kết cấu vì neo; 2 - Vòng đá neo hoá gia cường; 3 - Vùng phá huỷ giả định trong khối đá biên công trình ngầm; P_N , P_H - Giá trị áp lực nóc và áp lực hông tương ứng tác dụng lên kết cấu “vòng đá neo hoá gia cường”. Khác với trường hợp trên, “vòng đá neo hoá gia cường” sẽ là một kết cấu hở có hình dạng lặp lại đường biên ngoài phần phía trên công trình ngầm.

Khi đó, trình tự tính toán vì neo có thể thực hiện như sau [93]:

* Bước 1 - Từ các điều kiện địa cơ học-công nghệ, người thiết kế sẽ tiến hành lựa chọn trước chiều dày “vòng đá neo hoá gia cường” “L” (chiều dài vì neo).

* Bước 2 - Tiến hành khảo sát trạng thái cơ học “vòng đá neo hoá gia cường” dưới sự tác dụng của áp lực mỏ từ phía nóc và hông công trình ngầm để xác định giá trị độ bền nhỏ nhất cần thiết “ R_{nd} ” cho toàn bộ hệ thống “vì neo-khối đá”.

* Bước 3 - Cuối cùng bằng các biểu thức (10.18) và (10.20), người thiết kế có thể tính toán và tìm ra các giá trị thông số cấu tạo vì neo (như khoảng cách, mật độ vì neo...) cần thiết tùy thuộc bởi đặc tính liên kết giữa vì neo và khối đá [93].



H.10.4. Sơ đồ tính toán vì neo như một kết cấu gia cường khối đá khi công trình ngầm có mặt cắt ngang hình vòm-tường thẳng đứng (theo [90]).

Phương pháp tính toán các thông số vì neo có xét tới khả năng mang tải khối đá thông qua hệ thống “vì neo-khối đá” cho phép người thiết kế tìm được các thông số cấu tạo vì neo hợp lý hơn so với nguyên lý “treo” và nguyên lý “khâu” truyền thống. Tuy nhiên, phương pháp do tác giả [93] đề xuất vẫn chưa xét tới một số đặc tính của bản thân vì neo (đường kính thân neo, vật liệu dính kết, vật liệu cốt neo...). Đây chính là phương hướng hoàn thiện phương pháp tính này trong tương lai.

10.4. Chiều dày lớp bảo vệ đáy moong chịu tác dụng của áp lực nước ngầm

Khi thiết kế mỏ lộ thiên, người thiết kế cần phải để lại một lớp bảo vệ đủ lớn tại đáy moong khai thác nếu phía dưới tồn tại một tầng nước ngầm cao áp. Chiều dày lớp bảo vệ đáy moong phải đảm bảo độ bền cơ học cho lớp bảo vệ dưới tác dụng của nước ngầm cao áp và môi trường bao quanh.

Vấn đề xác định giá trị thích hợp nhỏ nhất chiều dày lớp bảo vệ mặc dù có ý nghĩa quan trọng về kinh tế (tận dụng tối đa trữ lượng lý thuyết khoáng sản có ích) và kỹ thuật-công nghệ (đảm bảo an toàn cho sản xuất) song cho tới nay vẫn chưa được giải quyết một cách thoả đáng.

Dưới đây giới thiệu kết quả nghiên cứu của tác giả [88, 89] về một phương pháp tính toán chiều dày lớp bảo vệ đáy moong khai thác chịu tác dụng của nước ngầm cao áp.

10.4.1. Sơ đồ tính lớp bảo vệ đáy moong khai thác

Hiện nay, để tính toán chiều dày lớp bảo vệ, người thiết kế mới chỉ dừng lại ở phương pháp dựa trên nguyên lý cân bằng trọng lực giữa tự trọng của bản thân lớp bảo vệ và giá trị áp lực tác dụng của nước ngầm. Bản chất của phương pháp này như sau: trong trường hợp xấu nhất khi trên mặt moong không tồn tại các loại vật thể khác (máy móc, thiết bị thi công, công nhân...), từ điều kiện cân bằng áp lực nước ngầm $P_n=(H_n \cdot \gamma_n)$ và tự trọng của lớp bảo vệ $P_d=(h \cdot \gamma)$ ta có:

$$P_n=P_d \text{ hoặc } (H_n \cdot \gamma_n)=(h \cdot \gamma). \quad (10.22)$$

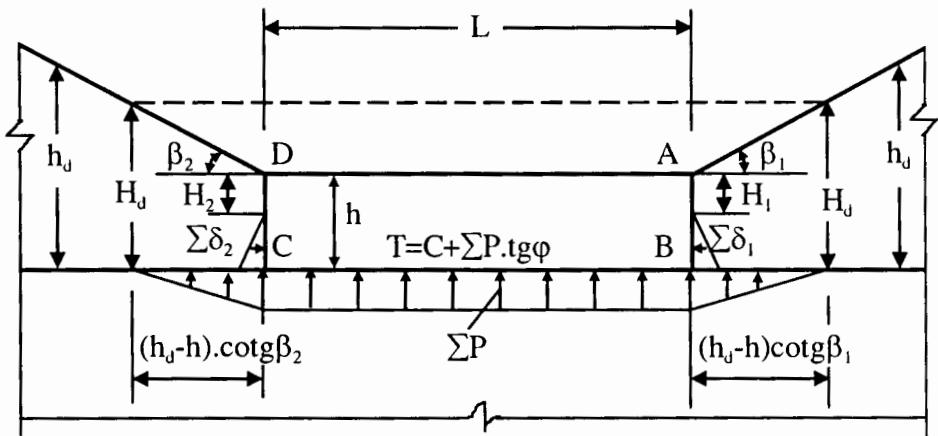
Trong đó: H_n - Chiều cao cột nước ngầm cao áp; γ_n - Trọng lượng thể tích nước ngầm; h - Chiều dày lớp bảo vệ; γ - Trọng lượng thể tích đá lớp bảo vệ.

Từ (10.22) dễ dàng xác định chiều dày lớp bảo vệ “h”:

$$h = \left(\frac{H_n \cdot \gamma_n}{\gamma} \right). \quad (10.23)$$

Chiều dày “h” tính theo biểu thức (10.23) được gọi là chiều dày lớp bảo vệ theo điều kiện cân bằng trọng lực “ H_d ”. Rõ ràng điều kiện cân bằng trọng lực (10.22) chưa xét tới khả năng mang tải của khối đá trong chính lớp

bảo vệ và các điều kiện tác dụng khác của môi trường. Phương pháp tính toán trên đây quá đơn giản hoá những điều kiện làm việc của lớp bảo vệ và chưa khai thác độ bền cơ học của khối đá lớp bảo vệ.



H.10.5. Sơ đồ tổng hợp ngoại lực tác dụng lên lớp bảo vệ (theo [88]).

Hình H.10.5 thể hiện sơ đồ tổng hợp ngoại lực tác dụng lên lớp bảo vệ đáy moong “ABCD”. Tổng hợp lực tác dụng theo phương thẳng đứng sẽ được tính từ biểu thức:

$$\sum P = (P_n - P_d) = (H_n \cdot \gamma_n - h \cdot \gamma). \quad (10.24)$$

Từ công thức (10.24) dễ dàng nhận thấy, giá trị $\sum P > 0$ trong vùng đáy moong “BC” và ở phần phía ngoài sườn moong giới hạn bởi điều kiện $h \leq H_d$. Ngoài giới hạn đáy “BC”, giá trị P_d sẽ tăng dần lên (do chiều dày h_d tăng dần lên) và sẽ nhanh chóng cân bằng với áp lực nước P_n . Do giá trị ngoại lực tác dụng lên lớp bảo vệ ở ngoài đáy “BC” không đáng kể, cho nên các nhà địa cơ học có thể bỏ qua chúng trong quá trình tính toán chiều dày của lớp bảo vệ [88, 89].

Theo phương nằm ngang, áp lực tác dụng lên các mặt “AB” và “CD” tương ứng sẽ là $\sum \delta_1$ và $\sum \delta_2$. Giá trị của chúng phụ thuộc vào đặc tính cơ lý đất đá, các góc nghiêng β_1, β_2 thành moong [88]. Tổng giá trị ngoại lực tác dụng theo phương nằm ngang sẽ bằng:

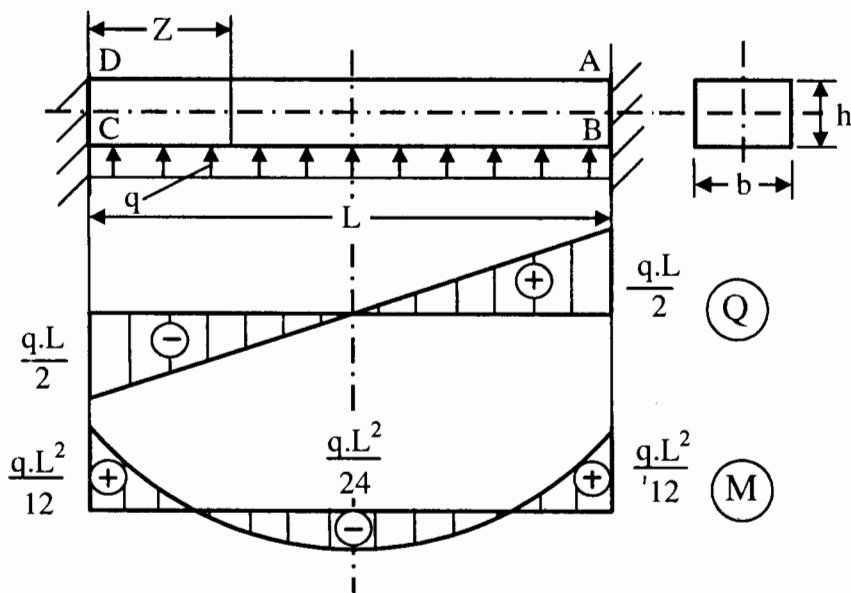
$$\sum \delta = |\sum \delta_1 - \sum \delta_2|. \quad (10.25)$$

Tổng ngoại lực $\sum \delta$ cân phải thẳng sức cản của lực dính, lực nội ma sát trên mặt đáy “BC” của lớp bảo vệ: $T = (C + \sum \delta \cdot \tan \varphi)$. Trong đó: C - Lực dính kết của các phần tử đá trên mặt trượt đáy “BC”; φ - Góc ma sát

trong của đá. Trị số $\sum \delta_1, \sum \delta_2$ nhỏ nên giá trị tổng hợp lực $\sum \delta$ có giá trị không đáng kể. Khi đó: $\sum \delta \ll T$. Vì vậy, khi xem xét nội lực của lớp bảo vệ, các nhà địa cơ học hoàn toàn có thể bỏ qua thành phần nằm ngang của ngoại lực $\sum \delta$. Sơ đồ tính toán lớp bảo vệ được mô tả như một thanh siêu tĩnh có hai bậc tự do (có hai mối liên hệ thừa) chịu tác dụng của áp lực theo phương thẳng đứng phân bố đều “q” hướng từ dưới lên trên dọc theo suốt phương nằm ngang (H.10.6):

$$q = \sum P \cdot b = (H_n \cdot \gamma_n - h \cdot \gamma) \cdot b. \quad (10.26)$$

Trong đó: b - Chiều rộng của đáy moong khai thác.



H.10.6. Sơ đồ tính toán và biểu đồ nội lực của lớp bảo vệ (theo [88, 89]).

Bằng phương pháp lực, sau khi thiết lập hệ phương trình chính tắc và giải hệ phương trình đó, các nhà địa cơ học sẽ tìm ra các đại lượng “lực chưa biết” của dầm siêu tĩnh. Từ đây, “dầm siêu tĩnh” biến thành “dầm tĩnh định” và các đại lượng nội lực sẽ tính được tại mặt cắt “Z” bất kỳ của dầm (lớp bảo vệ đáy moong khai thác). Lực cắt Q, mômen uốn M trong giới hạn $0 \leq Z \leq L$ sẽ được tính từ các biểu thức [40]:

$$Q = \frac{q \cdot L}{2} \cdot \left(\frac{2Z}{L} - 1 \right); \quad M = \frac{q \cdot L^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{6} + \frac{Z^2}{L^2} - \frac{Z}{L} \right). \quad (10.27)$$

Tại các vị trí đặc trưng với:

$$* Z = 0 \quad \text{ta có} \quad Q = -(q.L/2); \quad M = + q.L^2/12; \quad (10.28)$$

$$* Z = L/2 \quad \text{ta có} \quad Q = 0; \quad M = + q.L^2/24; \quad (10.29)$$

$$* Z = L \quad \text{ta có} \quad Q = +(q.L/2); \quad M = + q.L^2/12; \quad (10.30)$$

10.4.2. Phương pháp tính chiều dày lớp bảo vệ đáy moong khai thác

Chiều dày lớp bảo vệ đáy moong “h” cần phải thoả mãn các điều kiện bền tại những vị trí có đặc tính tổng hợp nội lực nguy hiểm nhất tương ứng với một trong các điều kiện sau đây: $\{Q_{\max}, M_{\max}\}$ hoặc $\{Q, M_{\max}\}$ hoặc $\{Q_{\max}, M\}$.

Từ kết quả tính toán trên đây, dễ dàng nhận thấy, tại hai vị trí đầu và cuối của lớp bảo vệ AB và CD có tập hợp nội lực nguy hiểm nhất (M và Q đạt giá trị lớn nhất). Trên cơ sở các điều kiện bền của vật liệu tạo nên lớp bảo vệ, kích thước hình học của chúng và các giá trị nội lực tương ứng, tác giả [88, 89] đã tiến hành nghiên cứu xác định chiều dày “h” hợp lý cho lớp bảo vệ đáy moong khai thác.

10.4.2.1. Tính chiều dày “h” từ điều kiện bền theo ứng suất pháp

Điều kiện bền theo ứng suất pháp cho lớp bảo vệ chịu uốn có thể xác định theo công thức [40]:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} \leq R_u. \quad (10.31)$$

Trong đó: R_u - Giới hạn bền uốn của vật liệu tạo nên lớp bảo vệ; M - Giá trị mômen nguy hiểm; W - Mômen chống uốn của lớp bảo vệ, $W=(b.h^2)/6$.

Như vậy, sau khi kết hợp (10.31) với (10.28), (10.30) tác giả [88, 89] xác định được:

$$\sigma_{\max} = \frac{q.L^2}{2.b.h^2} \leq R_u. \quad (10.32)$$

Từ (10.26) và (10.32) dễ dàng tìm ra:

$$\sigma_{\max} = \frac{(H_n \cdot \gamma_n - h \cdot \gamma).L^2}{2.h^2} \leq R_u. \quad (10.33)$$

Miền xác định của “h” phải thoả mãn hệ bất phương trình sau đây:

$$\begin{cases} H_d > h > 0; \\ 2.R_u.h^2 + (\gamma.L^2)h + [(H_n \cdot \gamma_n).L^2] \geq 0. \end{cases} \quad (10.34)$$

Sau khi giải hệ bất phương trình (10.34), tác giả [88, 89] thu được miền nghiệm của hệ như sau:

Sau khi kết hợp (10.37), (10.38) với (10.26) tác giả [88, 89] tìm được:

$$\tau_{\max} = \frac{3(H_n \cdot \gamma_n - h \cdot \gamma) \cdot L}{4 \cdot h} \leq R_c. \quad (10.39)$$

Từ điều kiện (10.39), tác giả [88, 89] xác định được miền giá trị hợp lý của chiều dày lớp đất đá bảo vệ đáy moong khai thác “h” từ điều kiện bền theo ứng suất tiếp như sau:

$$h \geq \frac{3 \cdot L \cdot H_n \cdot \gamma_n}{3 \cdot L \cdot \gamma + 4 \cdot R_c}. \quad (10.40)$$

Giá trị R_c có thể xác định từ điều kiện bền Mohr-Coloumb ứng suất trên mặt trượt dẻo tới hạn $R_c = C + \sum \sigma_n \cdot \tan \varphi$. Tại đây: $\sum \sigma_n$ - Tổng giá trị áp lực tác dụng theo phương nằm ngang lên các mặt AB, CD của lớp bảo vệ.

Để xác định giá trị tổng áp lực hông theo phương nằm ngang $\sum \sigma_n$ tác dụng lên lớp bảo vệ, tác giả [88, 89] đã sử dụng các kết quả nghiên cứu từ lý thuyết tính toán áp lực tác dụng lên tường chắn đất. Sơ đồ tính tải trọng $\sum \sigma_n$ theo phương nằm ngang tác dụng lên lớp bảo vệ giả định với chiều dày “h” được thể hiện trên hình H.10.7.

Giá trị áp lực chủ động lớn nhất $E_{1.\max}$ và cường độ áp lực chủ động lớn nhất σ_1 tác dụng lên mặt AB từ phía khối đất đá lăng trụ trượt ABE theo mặt trượt BE được xác định theo biểu thức [88, 89]:

$$E_{1.\max} = 0,5 \cdot MC_1 \cdot \gamma \cdot h^2 - NC_1 \cdot C \cdot h. \quad (10.41)$$

$$\sigma_1 = MC_1 \cdot \gamma \cdot h - NC_1 \cdot C. \quad (10.42)$$

Tại đây: β - Góc nghiêng của thành đáy moong so với phương nằm ngang; φ - Góc ma sát trong của đất đá; θ_1 - Góc trượt nguy hiểm nhất của mặt trượt BE so với phương thẳng đứng AB; MC_1 và NC_1 - Các hàm số lượng giác phụ thuộc vào các góc β , φ và θ_1 ;

$$MC_1 = \frac{\cos \beta \cdot \sin \theta_1 \cdot \cos(\theta_1 + \varphi)}{\sin(\theta_1 + 2\varphi) \cdot \cos(\theta_1 + \beta)}; \quad (10.43)$$

$$NC_1 = \frac{\cos \beta \cdot \cos \varphi + \cos(\theta_1 + \beta) \cdot \cos(\theta_1 + \varphi)}{\sin(\theta_1 + 2\varphi) \cdot \cos(\theta_1 + \beta)}. \quad (10.44)$$

Tương tự như trên, giá trị áp lực chủ động lớn nhất $E_{2.\max}$ và cường độ áp lực chủ động lớn nhất σ_2 tác dụng lên mặt AB từ phía khối đất đá lăng trụ trượt ABG theo mặt trượt BG được xác định theo biểu thức:

$$E_{2.\max} = 0,5 \cdot MC_2 \cdot \gamma \cdot h^2 - NC_2 \cdot C \cdot h. \quad (10.45)$$

$$\sigma_2 = MC_2 \cdot \gamma \cdot h - NC_2 \cdot C. \quad (10.46)$$

Tại đây: MC_2 và NC_2 – Các hàm số lượng giác được suy ra từ các biểu thức (10.43) và (10.44) với $\beta=0$, θ_2 – Góc trượt nguy hiểm nhất của mặt trượt BG so với phương thẳng đứng AB;

$$MC_2 = \frac{\sin\theta_2 \cdot \cos(\theta_2 + \varphi)}{\sin(\theta_2 + 2\varphi) \cdot \cos(\theta_2)}; \quad (10.47)$$

$$NC_2 = \frac{\cos\varphi + \cos(\theta_2) \cdot \cos(\theta_2 + \varphi)}{\sin(\theta_2 + 2\varphi) \cdot \cos(\theta_2)}. \quad (10.48)$$

Các chiều sâu H_1^* , H_2^* bắt đầu xuất hiện các giá trị áp lực đất đá tác dụng lên mặt phẳng thẳng đứng giả định AB được tính từ các công thức:

$$H_1^* = \frac{NC_1 \cdot C}{MC_1 \cdot \gamma}; \quad H_2^* = \frac{NC_2 \cdot C}{MC_2 \cdot \gamma}. \quad (10.49)$$

Trong các biểu thức (10.41)÷(10.49): C – Lực dính kết của đất đá trên các mặt trượt BE, BG; θ_1 , θ_2 - Các góc trượt nguy hiểm được tìm từ các điều kiện:

$$\frac{d(E_{1,\max})}{d\theta_1} = 0; \quad \frac{d(E_{2,\max})}{d\theta_2} = 0. \quad (10.50)$$

Như vậy, tổng giá trị áp lực tác dụng lên mặt hông AB (và tương tự như vậy lên mặt hông CD – hình H.10.5) sẽ được tính theo công thức:

$$\sum \sigma_n = \sigma_1 - \sigma_2. \quad (10.51)$$

Từ (10.42), (10.46) và (10.51) ta có:

$$\sum \sigma_n = \gamma \cdot h \cdot MC - C \cdot NC. \quad (10.52)$$

Tại đây: $MC=(MC_1-MC_2)$; $NC=(NC_1-NC_2)$.

Sau khi kết hợp (10.39) và (10.52) tác giả [88, 89] tìm ra:

$$\frac{3 \cdot (H_n \cdot \gamma_n - h \cdot \gamma) \cdot L}{4 \cdot h} \leq C + \operatorname{tg}\varphi \cdot (MC \cdot \gamma \cdot h - NC \cdot C). \quad (10.53)$$

Khi $h>0$, sau khi biến đổi (10.53) tác giả [88, 89] nhận được bất phương trình:

$$A_1 \cdot h^2 + B_1 \cdot h + C_1 \geq 0. \quad (10.54)$$

Trong đó: $A_1=(4 \cdot \operatorname{tg}\varphi \cdot \gamma \cdot MC)$; $B_1=(4C+3 \cdot L \cdot \gamma - 4 \cdot NC \cdot C \cdot \operatorname{tg}\varphi)$; $C_1=(3 \cdot L \cdot H_n \cdot \gamma_n)$.

Sau khi kết hợp với điều kiện $0<h<H_u$, miền nghiệm của (10.54) sẽ nằm trong khoảng như sau:

$$\frac{H_n \cdot \gamma_n}{\gamma} > h \geq \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4 \cdot A_1 \cdot C_1}}{2 \cdot A_1}. \quad (10.55)$$

Từ (10.55) tác giả [88, 89] nhận thấy, giá trị chiều dày tối ưu “h” cho lớp bảo vệ theo điều kiện bền ứng suất tiếp sẽ bằng:

$$h = \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4.A_1.C_1}}{2.A_1} \quad (10.56)$$

Như vậy, sau các bước khảo sát và tính toán trên đây, người thiết kế sẽ nhận được hai giá trị chiều dày tối ưu “h” cho lớp bảo vệ theo điều kiện bền ứng suất pháp (theo công thức 10.36) và theo điều kiện bền ứng suất tiếp (theo công thức 10.56). Sau đó, người thiết kế sẽ chọn giá trị nhỏ nhất từ hai đại lượng chiều dày “h” tính lần lượt theo hai điều kiện bền theo ứng suất tiếp và ứng suất pháp để sử dụng cho công tác thiết kế độ sâu moong khai thác trong điều kiện cụ thể.

Sau khi xem xét bất đẳng thức (10.40), tùy theo mức độ bền của lớp đất đá bảo vệ đặc trưng bởi R_c , tác giả [88, 89] nhận thấy:

* Nếu $R_c=0$ (khi người thiết kế bỏ qua độ bền cắt của vật liệu tạo nên lớp bảo vệ) thì chiều dày nhỏ nhất của lớp bảo vệ sẽ bằng H_d :

$$h = \frac{3.L.H_n.\gamma_n}{3.L.\gamma} = \frac{H_n.\gamma_n}{\gamma} = H_d \quad (10.57)$$

* Nếu $R_c=C$ (khi $\sum \sigma_n=0$, người thiết kế bỏ qua lực ma sát, chỉ xét tới lực dính kết giữa các phần tử cấu thành lớp bảo vệ) thì chiều dày nhỏ nhất của lớp bảo vệ sẽ bằng “ h_1 ”:

$$h_1 = \frac{3.L.H_n.\gamma_n}{3.L.\gamma + 4.C} \quad (10.58)$$

Rõ ràng, khi $R_c=C>0$, ta có $h_1 < H_d$.

* Nếu $R_c=[C+\sum \sigma_n.tg\varphi]$ thì chiều dày nhỏ nhất của vật liệu cấu thành lớp bảo vệ sẽ bằng “ h_2 ”:

$$h_2 = \frac{3.L.H_n.\gamma_n}{3.L.\gamma + 4.(C + \sum \sigma_n.tg\varphi)} \quad (10.59)$$

Như vậy, cùng với sự gia tăng độ bền của vật liệu lớp bảo vệ, giá trị chiều dày bền cần thiết nhỏ nhất cho chúng sẽ giảm xuống: $h_2 < h_1 < H_d$. Do đó, việc xác định chiều dày hợp lý cho lớp bảo vệ có ý nghĩa lý thuyết và thực tế. Giá trị chiều dày lớp bảo vệ tính toán theo phương pháp mới đề xuất luôn nhỏ hơn so với giá trị thu được khi sử dụng phương pháp cân bằng trọng lực [88, 89].

Phương pháp tính chiều dày lớp bảo vệ chịu tác dụng của áp lực nước ngầm trên đây không chỉ sử dụng để thiết kế giải pháp bảo vệ cho moong khai thác mỏ lộ thiên mà còn có thể sử dụng để tính lớp bảo vệ tại đáy của các loại công trình xây dựng khác làm việc trong những điều kiện địa cơ học tương tự.

KẾT LUẬN

Cơ học đá là bộ môn khoa học cơ sở mang tính ứng dụng trong lĩnh vực xây dựng công trình ngầm và khai thác tài nguyên khoáng sản. Những kiến thức cơ bản và các bài toán ứng dụng của cơ học đá đóng vai trò rất quan trọng trong tất cả các giai đoạn khảo sát, thiết kế, xây dựng công trình ngầm, chuẩn bị và khai thác khoáng sản.

Các đặc điểm cấu trúc và trạng thái cơ học khối đá có vai trò quyết định trong quá trình xác định tổ hợp những đặc tính biến dạng-ứng suất-bền cho khối đá thực tế. Những đặc tính này là các thông tin đầu vào làm cơ sở để tiến hành giải quyết nhiều bài toán địa cơ học liên quan tới khối đá bao quanh công trình ngầm. Sự hiểu biết không chuẩn xác những tính chất cơ lý của khối đá sẽ cung cấp những số liệu ban đầu sai lệch cho quá trình tìm kiếm lời giải hữu hiệu cho những bài toán địa cơ học ứng dụng.

Sự khác biệt lớn giữa mẫu đá và khối đá chính là nguyên nhân cơ bản gây nên nhiều khó khăn trong quá trình nghiên cứu chúng trong phòng thí nghiệm. Mặc dù các phương pháp giải tích toán-cơ, phương pháp mô hình hoá có khả năng mềm mại và đặc tính linh hoạt cao, song việc sử dụng chúng một cách hiệu quả vẫn gặp nhiều khó khăn vì nguyên nhân: vấn đề tương thích giữa khối đá tự nhiên và các mô hình khối đá lý thuyết vẫn chưa được giải quyết một cách thoả đáng.

Ngoài ra, do khối đá có cấu tạo phức tạp, quá trình tác động tương hỗ trong hệ thống “khối đá-công trình ngầm” xảy ra rất phức tạp, cho nên hiện nay các nhà địa cơ học vẫn chưa thể thống nhất quan điểm trong quá trình giải quyết một số vấn đề cơ bản thuộc lĩnh vực cơ học đá như sau: vấn đề xác định các đặc tính biến dạng, các đặc tính bền, phá huỷ của khối đá; vấn đề định nghĩa chuẩn xác và xác định giá trị trường ứng suất nguyên sinh trong khối đá v.v...

Những kiến thức được các tác giả trình bày trong cuốn sách “Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ” chủ yếu được chọn lọc và hệ thống từ những nguồn tài liệu nước ngoài. Những kết luận mang tính ứng dụng chủ yếu được các tác giả nước ngoài xây dựng trên cơ sở các thí nghiệm thực hiện trong những điều kiện tại chính nước họ. Vì vậy, quá trình sử dụng những kết luận, phương pháp thiết kế, tính toán, đánh giá... của các tác giả nước ngoài vào điều kiện Việt Nam đòi hỏi phải có những nghiên cứu bổ sung để điều chỉnh sao cho chúng phù hợp với điều kiện địa cơ học phức tạp tại nước ta.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Баклашов И. В. Деформирование и разрушение породных массивов. М., Недра, 1988.
2. Баклашов И. В., Картозия Б. А. Механические процессы в породных массивах. М., Недра, 1986.
3. Баклашов И. В., Картозия Б. А. Механика горных пород. М., Недра, 1975.
4. Баклашов И. В., Картозия Б. А. Механика подземных сооружений и конструкции крепей. М., Недра, 1992.
5. Борисов А. А. Механика горных пород и массивов. М., Недра, 1980.
6. Берон А. Е., Чирков С. Е. Исследование прочности горных пород в условиях трехосного неравномерного сжатия. Л., Наука, 1972.
7. Борщ-Компаниец В. И. Механика горных пород массивов и горное давление. М., Изд. МГИ, 1968.
8. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений. М., Недра, 1982.
9. Ватолин Е. С., Черняков А. Б., Рубан А. Д., Потапов А. М. Методы и средства контроля состояния и свойств горных пород в массиве. М., Недра, 1989.
10. Во Чонг Хунг. Силовое и кинематическое взаимодействие металлической крепи с породным массивом. Сборник научных трудов "Строительство горных выработок на предприятиях горнодобывающих народного хозяйства". М., МГИ, 1989, стр. 79-85.
11. Во Чонг Хунг. Обоснование параметров комбинированной крепи горных выработок для условий слоистых трещиноватых пород угольных шахт. Дисс. Канд. Тех. Наук. М., МГИ, 1989.
12. Гаркушин П. К. Критерии устойчивости горных выработок. Уголь Украины, Октябрь-Ноябрь, 1996, стр. 34-36.
13. Глушко В. Т., Ямщиков В. С., Яманский А. А. Геофизический контроль в шахтах и тоннелях. М., Недра, 1987.
14. Глушко В. Т., Цай Т. И., Ваганов И. И. Охрана выработок глубоких шахт. М., Недра, 1975.
15. Дашко Р. Э. Механика горных пород. М., Недра, 1987.
16. Димов И. К. Устойчивость единичных горизонтальных выработок с круглым поперечным сечением во времени. Дисс. Канд. Тех. Наук. М., МГИ, 1970.
17. Докукин А. В., Чирков С. Е., Норель Б. К. Моделирование напряженно-деформированного состояния угольных пластов. М., Наука, 1981.
18. Дружко Е. Б., Заславский Ю. З., Перепичка Ф. И. Устойчивость основных горных выработок. Донецк, Изд. "Донбасс", 1975.
19. Дуда Е. Г. и др. Исследование физико-механических свойств горных пород упрочненных цементацией. КузНИИ-шахтостроя. Кемерово, Вып. №14, 1975, стр. 123-140.
20. Ержанов Ж. С. Теория ползучести горных пород и ее приложения. Алма-Ата, Наука, 1964.
21. Ержанов Ж. С. Ползучесть соляных пород. Алма-Ата, Наука, 1977.
22. Ерофеев Л. М., Мирошникова Л. А. Повышение надежности крепи горных выработок. М., Недра, 1988.
23. Заславский И. Ю., Дружко Е. Б. Новые виды крепи горных выработок. М., Недра, 1989.

24. Заславский И. Ю., Дружок Е. Б., Пшеничный В. А. Устойчивость горных выработок при комбайновой проходке. Шахтное строительство, № 4, 1980, стр. 15-18.
25. Иванов Н. Р. Инженерно-геологические исследования в горном деле. Л., Недра, 1987.
26. Кандауров И. И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. М., Госстройиздат, 1966.
27. Картозия Б. А. Влияние структурно-механических особенностей породного массива на величину смещений в горных выработках. Уголь, № 6, 1988, стр. 6-12.
28. Каретников В. Н., Клейменов В. Б., А. Г. Нуждихин. Крепление капитальных и подготовительных горных выработок. М., Наука, 1989.
29. Каспарьян Э. Б. Устойчивость горных выработок и скальных породах. Л., Наука, 1985.
30. Кацауров И. Н. Горное давление. Механика горных пород. Выпуск 2. М., Изд. МГИ, 1972.
31. Козел А. М. Устойчивость пород в вертикальном стволе при усложнении горно-геологических условий рудников. Горный Журнал, № 4, 1994, стр. 49-53.
32. Кошелев К. В., Трумбачев В. Ф. Повышение устойчивости капитальных горных выработок в больших глубинах. М., Недра, 1972.
33. Кошунов В. А. Определение механических свойств горного массива по испытаниям трещиноватых образцов пород. В книге "Прогноз геомеханических процессов и управление горным давлением на шахтах". Л., ВНИМИ, 1985.
34. Крупенников Г. А. Горнотехнические и механико-статистические критерии выбора аналитических методов исследования проблем горной механики. Труд ВНИМИ, № 76, 1970, стр. 33-35.
35. Курленя М. В., Попов С. Н. Теоретические основы определения напряжений в горных породах. Наука, Сибирское отделение в Новосибирск, 1983.
36. Литвинский Г. Г. Научная концепция прогноза давления в подземных выработках. Угол Украины, № 8, 1996, стр. 9-12.
37. Максимов А. П. Выдавливание горных пород и устойчивость подземных выработок. М., Госгортехиздат, 1963.
38. Максимов А. П. Горное давление и крепь выработок. М., Недра, 1973.
39. Петухов И. М., Линков А. М. Механика горных ударов и выбросов. М., Недра, 1983.
40. Писаренко Г. С. и др. Справочник по сопротивлению материалов. Киев, Изд. "Наукова думка", 1975.
41. Работнов Ю. Н. Ползучесть элементов конструкций. М., Наука, 1966.
42. Рац М. В. Неоднородность горных пород и их физических свойств. М., Наука, 1968.
43. Рукин В. В., Руппенейт К. В. Механизм взаимодействия обделки напорных тоннелей с массивом горных пород. М., Наука, 1969.
44. Руппенейт К. В. Деформируемость массивов трещиноватых горных пород. М., Недра, 1975.
45. Смирнов В. И. Сооружение подземных емкостей коммунфлетыми взрывами и выбор методов их закрепления. Шахтостроительство, № 12, 1973, стр. 14-17.
46. Тимофеев. О. В. Способы обеспечения устойчивости горных выработок. В книге Записки ЛГИ, Т.67, Выпуск 1, Современные проблемы горной науки. Л., 1975, стр. 161-165.

47. Тимофеев. О. В., Трушко В. Л., Матвеев П. Ф., Микулин Е. И. Проблемы обеспечения устойчивости горных выработок в условиях глубоких горизонтов. Горный Журнал, № 6, 1994, стр. 39-41.
48. Ухов С. Б. Скальные основания гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1975.
49. Фисенко Г. Л. Предельные состояния горных пород вокруг выработок. М., Недра, 1976.
50. Фисенко Г. Л. Методы количественной оценки структурных ослаблений массива горных пород в связи с анализом их устойчивости. В книге "Современные проблемы механики горных пород". Л., Наука, 1972, стр. 21-29.
51. Фироненко-Бородич М. М. Механические теории прочности. М., МГУ, 1961.
52. Флорин В. А. Основы механики грунтов. Т.2. М., Госстройиздат, 1961.
53. Шехудин В. К. Задачник по горным работам проведению и креплению горных выработок. М., Недра, 1985.
54. Ямщиков В. С. Контроль процессов горного производства. М., Недра, 1989.
55. Barton N. Recent experiences with the Q-system of tunnel support design. Proc. Symposium on Exploration for Rock Engineering. Johannesburg, Volume 1, 1976.
56. Barton N., Grimstad E. Workshop on Norwegian Method of Tunnelling. September 13-17, 1993, New Delhi.
57. Barton N. Design of tunnels using NMT, and verification with UDEC-BB. International Seminar on Development and Transfer of New Technologies in Rock Engineering for Vietnam. Hanoi, 3-1995, p. 144-168.
58. Bieniawski Z. T. Geomechanics classification in rock engineering applications. In: Proc. of 4th Int. Congress on Rock Mechanics (ISRM, Montreux), Volume 2. Rotterdam: A. A. Balkema, 1979, p. 51-58.
59. Bieniawski Z. T. Rock mechanics design in mining and tunnelling. Rotterdam/Boston, A. A. Balkema, 1984.
60. Bieniawski Z. T. Strata control in mineral engineering. Rotterdam, A. A. Balkema, 1987.
61. Charles J. Rock mechanics and engineering. Cambridge at the University Press, 1972.
62. Choi D. S., Dahl H. D., von Schonfeldt H. Design of longwall development headings. Trans. SME-AIME, 1980, V. 268, p. 1761-1764.
63. Choi D. S., McCain D. L. Ground control aspects of longwall coal mining. In: Proc. of Conf. on Rapid Excavation and Tunnelling. AIME. New York, 1983, V. 1, p. 178-189.
64. Deere D. U. Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock Mechanics and Engineering Geology, Volume 1, Number 1, 1964, p. 17-22.
65. Everling G., Jacobi O. Longwall mining in Germany: rock pressure and design of mine layouts. In Proc. of 6th Int. Strata Control Conf. (Banff.), 1977, p. 1-2.
66. Hoek E., Brown E. T. Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotechnical Engineering (ASCE), 1980, V. 106 (GT9).
67. Hoek E., Brown E. T. Underground excavation in rock. London, Institution of Mining and Metallurgy, 1980.

68. Hoek E. Geotechnical design of large openings in depth. In: Proc. of Conf. on Rapid Excavation and Tunnelling, AIM, New York, 1981.
69. Hoek E., Brown E. T. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. In Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp. University Toronto, 1988.
70. Kidybinski A. Classification of rock for longwall mining and surface subsidence (AIME, New York), 1982, p. 31-38.
71. Laubscher D. H. Selection of mass underground mining methods. In: D. R. Stewart (ed.), Design and operation of caving and sub-level stopping mines, New York: AIME, 1981, p. 843-851.
72. Lauffer H. Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. Geologie und Bauwesen, Volume 24, Number 1, 1958, p. 46-51.
73. Merritt A. H. Geologic prediction for underground excavations. Proc. First North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference, AIM, New York, 1972.
74. Onodera T. F. Dynamic investigation of foundation rock in situ. Proc. 5th Symp. on Rock Mechanics. Oxford and New York, 1963.
75. Peng S. S. Coal mine ground control. New York: Wiley, 1978, p. 208-232.
76. Peng S. S., Chiang H. S. Longwall mining. New York: Wiley, 1984.
77. Roesner E. K., Poppen S. A. G., Konopka J. S. Stability during shaft sinking - a design guideline for ground support of circular shafts. In: Proc. of 1st Int. Conf. on Stability in Underground Mining. New York, AIME, 1983.
78. Salustowicz A. Gzinnik czask. w Zagadmemach mechaniki gorotwory. Przegląd Gorniczy, 1959, №1-2.
79. Stini I. Tunnelbaugeologie. Springer-Verlag. Vienna, 1950, 366 pages.
80. Szwilski T. B. Sizing chain pillars around longwall panels. In: Proc. of 1st Int. Conf. on stability in Underground Mining (AIME, New York), 1983, p. 535-558.
81. Terzaghi K. Rock defects and loads on tunnel supports. In: Rock Tunnelling with Steel Supports. Editors R. V. Proctor and T. White. Published by Commercial Shearing and Stamping. Co., Youngstown, 1946, p. 15-99.
82. Unal E. Design guidelines and roof control standards for coal mine Roofs. Ph.D. Thesis, p. 355. Pennsylvania State University, 1983.
83. Unrug K., Szwilski T. B. Strata capability in longwall mining. In: Proc. of 2st Int. Conf. on stability in Underground Mining (AIME, New York), 1984, p. 131-147.
84. Walter Witke. Felsmechanic. Springer-Verlag. Berlin Heidelberg New York Tokyo, 1984.
85. Wickham G.E., Tiedemann H.R, Skinner E.H. Support determination based on geologic predictions. Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conference, AIME, New York, 1972, p. 43-64.
86. Wittaker B. N. A review of progress with longwall mine design and layout. In: Proc. of State-of-the-Art of Ground Control in Longwall Mining and Mining Subsidence (AIME, New York), 1982, p. 77-84.
87. Võ Trọng Hùng. Tính kết cấu chống giữ công trình ngầm xây dựng trong môi trường đất đá nứt nẻ. Tuyển tập các công trình khoa học Trường đại học Mỏ-Địa chất, Tập 17, 1991, tr. 19-21.

88. Võ Trọng Hùng. Nghiên cứu xây dựng sơ đồ tính toán lớp bảo vệ đáy moong khai thác chịu tác dụng của nước ngầm cao áp. Tạp chí Công nghiệp Mỏ, Số 4, 1992, tr. 12-14.
89. Võ Trọng Hùng. Nghiên cứu tính toán chiều dày lớp bảo vệ chịu ảnh hưởng của áp lực nước ngầm trong khai thác lộ thiên. Tuyển tập các công trình khoa học Hội nghị cơ học toàn quốc lần thứ 5. Hà Nội, 1993, Tập 5, tr. 78-83.
90. Võ Trọng Hùng. Ảnh hưởng của trạng thái cơ học khối đá đến hiệu quả công tác khoan nổ mìn trong thi công đường hầm. Tuyển tập các công trình khoa học Hội nghị cơ học toàn quốc lần thứ 5. Hà Nội, 1993, Tập 5, tr. 84-87.
91. Võ Trọng Hùng. Vô chống hỗn hợp nhiều lớp sử dụng khả năng mang tải của khối đá. Bài giảng Cao học. Trường đại học Mỏ-Địa chất. 1993. 84 trang.
92. Võ Trọng Hùng. Đặc điểm cấu trúc và vấn đề xác định trường ứng suất nguyên sinh khối đá. Tạp chí Các Khoa học về Trái đất, Số 4, 1994. tr. 167-169, 190.
93. Võ Trọng Hùng. Tính toán các thông số vì neo trong hệ “Vì neo-khối đá” gia cường. Tạp chí Năng lượng, Số 8, 1994, tr.15-16.
94. Võ Trọng Hùng. Ổn định và bền vững công trình ngầm. Bài giảng Cao học. Trường đại học Mỏ-Địa chất. 1996. 204 trang.
95. Võ Trọng Hùng, Nguyễn Phúc Nhân. Ảnh hưởng của khe nứt tới kích thước vùng phá huỷ xung quanh đường hầm. Tạp chí Công nghiệp Mỏ, Số 2, 1996, tr. 6-8.
96. Võ Trọng Hùng. Vật liệu, kết cấu chống mới trong xây dựng công trình ngầm và mỏ. Bài giảng Cao học. Trường đại học Mỏ-Địa chất. 1998, 190 trang.
97. Võ Trọng Hùng. Nghiên cứu tính toán kích thước trụ bảo vệ an toàn cho hai công trình ngầm gần nhau. Tuyển tập các công trình Hội nghị khoa học kỹ thuật mỏ toàn quốc lần thứ 12, 8/1999, tr. 69-75.
98. Võ Trọng Hùng. Cơ sở cơ học đá và ứng dụng trong khai thác mỏ. Bài giảng Cao học. Trường đại học Mỏ-Địa chất. 1999. 253 trang.
99. Võ Trọng Hùng. Tối ưu hoá thiết kế xây dựng công trình ngầm và hệ thống công trình ngầm. Bài giảng Cao học. Trường đại học Mỏ-Địa chất. 1999. 203 trang.
100. Võ Trọng Hùng. Nghiên cứu nâng cao hiệu quả công tác khoan nổ mìn khi thi công các đường hầm. Tuyển tập các công trình khoa học Trường đại học Mỏ-Địa chất, Tập 31, 11/2000, tr. 105-112.
101. Võ Trọng Hùng. Công nghệ đào và chống lò tiên tiến. Bài giảng Cao học. Trường đại học Mỏ-Địa chất. 2001. 230 trang.
102. Ngô Văn Sỹ. Nghiên cứu một số yếu tố địa cơ của khối đá phục vụ công tác đào chống lò. Báo cáo tổng kết đề tài cấp Bộ. Bộ Năng lượng. Viện Khoa học Công nghệ Mỏ. 1995. 71 trang.

MỤC LỤC

Mở đầu	3
Chương 1 - Vị trí của cơ học đá trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ	5
1.1. Cơ học đá và vấn đề điều khiển áp lực mỏ	5
1.2. Các hệ thống khai thác hầm lò thông dụng hiện nay	7
1.3. Công tác thiết kế kỹ thuật	9
1.4. Vai trò của các số liệu địa kỹ thuật trong thiết kế	13
1.5. Một số thành tựu trong lĩnh vực cơ học đá	15
Chương 2 - Đặc điểm và tính chất của đá	21
2.1. Tổng quan	21
2.2. Tính chất biến dạng của đá	24
2.3. Tính chất bền của đá	30
2.4. Tính chất lưu biến của đá	37
Chương 3 - Đặc điểm cấu trúc và trạng thái cơ học của khối đá	49
3.1. Tổng quan	49
3.2. Đặc tính liên khối của khối đá	50
3.3. Đặc tính nứt nẻ, phân lớp và phân phiến của khối đá	55
3.4. Đặc tính cơ học của khối đá phân lớp, nứt nẻ	62
3.5. Đặc tính không đồng nhất, dị hướng của khối đá	73
3.6. Trường ứng suất nguyên sinh của khối đá	86
Chương 4 - Các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá khi xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ	95
4.1. Tổng quan	95
4.2. Các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá khi xây dựng công trình ngầm	95
4.2.1. Quá trình biến dạng đàn hồi	95
4.2.2. Quá trình phá huỷ của khối đá	113
4.2.3. Quá trình biến dạng không đàn hồi	128
4.3. Các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá bao quanh giếng đứng	139
4.4. Các quá trình địa cơ học xảy ra trong khối đá khi khai thác mỏ	147
4.4.1. Chuyển dịch của đất đá khi khai thác trong lò chợ	147
4.4.2. Biến dạng và phá huỷ của đất đá vách trực tiếp và vách cơ bản	150
4.4.3. Đặc tính chu kỳ xuất hiện của áp lực mỏ trong lò chợ	158
4.4.4. Đặc tính của áp lực mỏ khi khai thác khoáng sản bằng lò chợ dài	167
4.5. Đặc điểm biến dạng và phá huỷ của khối đá gần gương công trình ngầm nằm ngang có chiều dài lớn	189

Chương 5 - Chất lượng khối đá và độ ổn định của công trình ngầm	199
5.1. Tổng quan	199
5.2. Một số phương pháp so sánh giá trị ứng suất thứ sinh lớn nhất với độ bền của khối đá	207
5.2.1. Phương pháp Đrújko-Zaxlavxki-Trejniak	208
5.2.2. Phương pháp Glusko-Xai-Vaganov	212
5.2.3. Phương pháp Koseliov-Trumbatriov	214
5.2.4. Phương pháp Sekhudin	215
5.2.5. Phương pháp Bulutriov	220
5.2.6. Phương pháp Kuznhisakhtoxtroi	229
5.2.7. Phương pháp Timofeev	232
5.3. Một số phương pháp dự báo vùng biến dạng không đàn hồi trong khối đá tại biên công trình ngầm	235
5.3.1. Phương pháp Izakxon	235
5.3.2. Phương pháp Baklasov-Kartozia	238
5.4. Một số phương pháp dự báo giá trị biến dạng lớn nhất của khối đá tại biên công trình ngầm	239
5.4.1. Phương pháp lý thuyết dự báo mức độ dịch chuyển của khối đá	239
5.4.2. Phương pháp VNIMI	240
5.5. Một số phương pháp sử dụng chỉ tiêu ổn định tổng hợp cho khối đá bao quanh công trình ngầm	243
5.5.1. Phương pháp Bulutriov	244
5.5.2. Phương pháp Deere-Merritt	247
5.5.3. Phương pháp Wickham	249
5.5.4. Phương pháp Bieniawski	252
5.5.5. Phương pháp Barton-Lien-Lunde	260
5.5.6. Phương pháp Hoek-Brown	273
5.5.7. Phương pháp Litvinxki	276
5.6. Một số phương pháp dự báo mức độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm thẳng đứng	281
5.6.1. Phương pháp XNHIP	281
5.6.2. Phương pháp Ximbarevitv-Kozel	284
5.6.3. Phương pháp Roesner-Poppen-Konopka	286
5.7. Nhận xét về các phương pháp dự báo mức độ ổn định cho khối đá bao quanh công trình ngầm	288
Chương 6 - Độ ổn định của trụ bảo vệ	295
6.1. Tổng quan	295
6.2. Độ bền và độ cứng của trụ bảo vệ	295

6.3. Độ cứng của máy nén và giá trị ứng suất phá huỷ của mẫu	297
6.4. Công tác nghiên cứu thực nghiệm cho trụ bảo vệ	302
6.5. Độ bền của trụ bảo vệ	310
6.5.1. Phương pháp Obert-Duvall-Young	311
6.5.2. Phương pháp Holland-Gaddy	312
6.5.3. Phương pháp Holland	313
6.5.4. Phương pháp Salamon-Munro	313
6.5.5. Phương pháp tính độ bền cho trụ bảo vệ từ các thử nghiệm thực tế	315
6.5.6. So sánh các công thức tính độ bền cho trụ bảo vệ	318
6.6. Phương pháp tính toán trụ bảo vệ	320
Chương 7 - Độ ổn định của nền công trình ngầm	323
7.1. Tổng quan	323
7.2. Sơ lược lịch sử phát triển của quá trình nghiên cứu	323
7.3. Khả năng mang tải của đất đá tại nền công trình	327
7.3.1. Cơ chế phá huỷ của đất đá tại nền công trình	327
7.3.2. Phương pháp Prandtl	329
7.3.3. Khả năng mang tải giới hạn của vật liệu có trọng lượng	331
7.3.4. Hiệu ứng tỷ lệ khi xác định các thông số bền	334
7.3.5. Sự ảnh hưởng của nước ngầm đến độ bền của đất đá	334
7.3.6. Đặc tính không đồng nhất của khối đá tại nền công trình	335
7.3.7. Sự ảnh hưởng của nứt nẻ đến độ bền của khối đá nền công trình	337
7.4. Khả năng mang tải của trụ bảo vệ	339
7.5. Đặc tính biến dạng của lớp đá nền công trình ngầm	341
7.6. Thông số bùng nền	341
7.7. Trụ bảo vệ linh hoạt	345
7.8. Tính giá trị áp lực đất đá tác dụng từ phía nền công trình ngầm	346
7.8.1. Phương pháp Ximbarevitr	346
7.8.2. Phương pháp Xlexarev	350
7.8.3. Phương pháp Lutkin	351
Chương 8 - Hiện tượng “nổ đá” và phương pháp điều khiển	359
8.1. Tổng quan	359
8.2. Một số thành tựu nghiên cứu hiện tượng “nổ đá” gần đây	360
8.3. Một số trường hợp “nổ đá”	362
8.4. Phân tích các số liệu quan sát về hiện tượng “nổ đá”	366
8.5. Quy luật cân bằng năng lượng và hiện tượng “nổ đá”	368
8.6. Cơ chế của hiện tượng “nổ đá”	372
8.7. Kiểm soát hiện tượng “nổ đá”	374

Chương 9 - Duy trì và nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm	376
9.1. Tổng quan	376
9.2. Một số biện pháp nâng cao độ ổn định cho công trình ngầm	389
9.3. Công nghệ thi công và mức độ ổn định của công trình ngầm	391
9.4. Các điều kiện địa cơ học và mức độ ổn định của công trình ngầm	393
9.5. Kết cấu chống giữ công trình ngầm	393
9.6. Bảo toàn và khôi phục độ bền tự nhiên của khối đá	398
9.6.1. Phương pháp hoá học gia cường	399
9.6.2. Phương pháp vật lý gia cường	399
9.6.3. Phương pháp cơ học gia cường	400
9.6.4. Phương pháp hoá-lý gia cường	400
9.7. Kết cấu chống giữ sử dụng khả năng mang tải của khối đá	401
Chương 10 - Một vài bài toán cơ học đá ứng dụng	426
10.1. Trụ bảo vệ an toàn cho hai công trình ngầm nằm gần nhau	426
10.2. Chống giữ công trình ngầm trong khối đá nứt nẻ	429
10.3. Hệ thống “vì neo-khối đá” gia cường	437
10.4. Chiều dày lớp bảo vệ đáy moong chịu tác dụng của áp lực nước ngầm	442
10.4.1. Sơ đồ tính lớp bảo vệ đáy moong khai thác	442
10.4.2. Phương pháp tính chiều dày lớp bảo vệ đáy moong khai thác	445
Kết luận	450
Tài liệu tham khảo	451
Mục lục	456

PGS.TS. VÕ TRỌNG HÙNG
TS. PHÙNG MẠNH ĐẮC

CƠ HỌC ĐÁ ỨNG DỤNG
TRONG XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM VÀ KHAI THÁC MỎ

Chịu trách nhiệm xuất bản: PGS.TS. Tô Đăng Hải

Biên tập: Đỗ Minh Ngọc

Sửa bản in: Minh Thành

Vẽ bìa: Hương Lan

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 TRẦN HƯNG ĐẠO, HÀ NỘI

In 1000 cuốn, khổ 16x24 cm, tại Nhà in Hà Nội. Giấy phép xuất bản số 150-330 do Cục xuất bản cấp ngày 18 tháng 7 năm 2005. In xong và nộp lưu chiểu tháng 9 năm 2005.



PGS. TS. VÕ TRỌNG HÙNG
TS. PHÙNG MẠNH ĐẮC

**CƠ HỌC DÁ ỨNG DỤNG TRONG XÂY DỰNG
CÔNG TRÌNH NGẦM VÀ KHAI THÁC MỎ**

