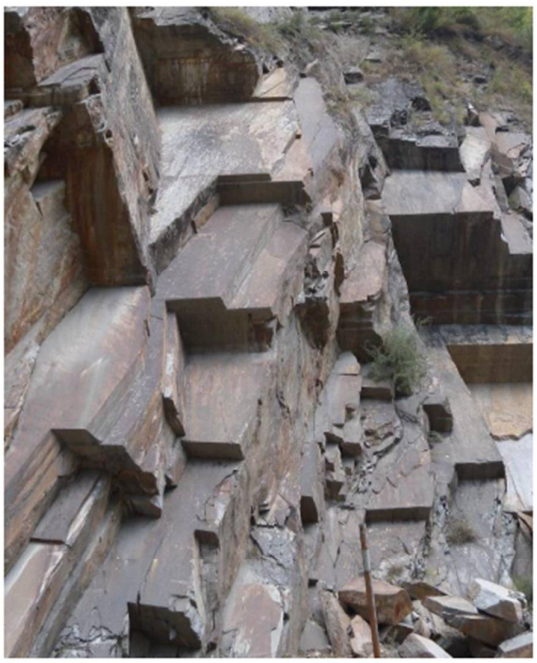
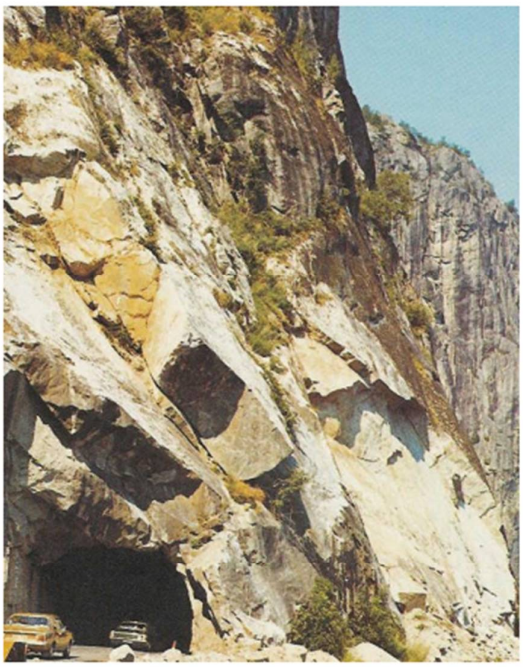
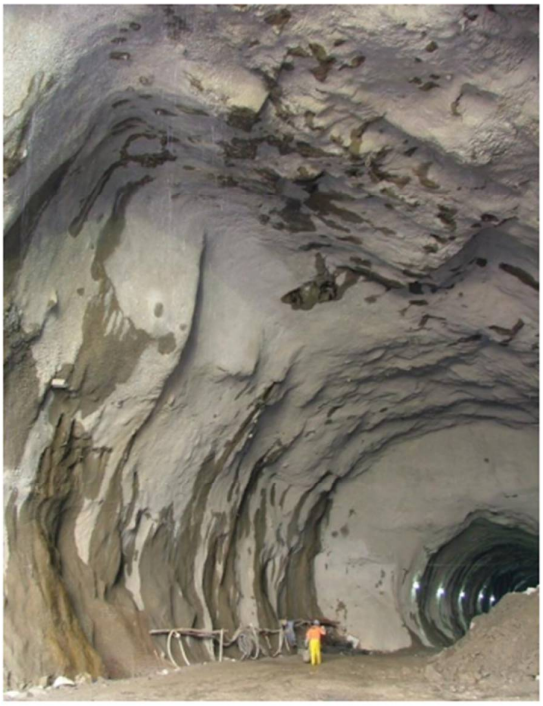




HỆ THỐNG Q - ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG KHỐI ĐÁ - CHỈ DẪN TỔNG HỢP CÓ MINH HỌA SAU 40 NĂM SỬ DỤNG TRONG XÂY DỰNG NGẦM THEO NMT

N. Barton and E. Grimstad 2014



www.nickbarton.com

CHỈ DẪN TỔNG HỢP VỀ HỆ THỐNG-Q ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG KHỐI ĐÁ - SAU 40 NĂM SỬ DỤNG TRONG XÂY DỰNG NGẦM THEO NMT - CÓ MINH HỌA

Các tác giả[1]: Nick Barton[1] và Eystein Grimstad[2]

[1] *Công ty Nick Barton & Associates, Høvik, Na Uy, nickrbarton@hotmail.com*

[2] *Công ty Geolog Eystein Grimstad, Oslo, Na Uy, eystein.grimstad@vikenfiber.no*

Biên dịch: Nguyễn Đức Toản[3]

[3] *Dự án Hầm đường bộ Đèo Cả, Hầm đường bộ đèo Cù Mông (QL1A). Sử dụng phương pháp của Áo NATM, Hệ thống-RMR của Bieniawski.*

TÓM TẮT TÀI LIỆU

Tài liệu này cung cấp một chỉ dẫn có nhiều minh họa về cách hoạt động/vận hành của Hệ thống Q, với nhiều ví dụ minh họa sự sử dụng. Không chỉ có việc ghi chép mô tả khối đá lộ thiên, mà cả ghi chép lỗ khoan lấy lõi và đánh giá địa chất gương hầm cũng được minh họa với nhiều ví dụ định lượng. Hệ thống Q được phát triển 40 năm trước để mô tả chất lượng khối đá theo một cách thức định lượng, bằng cách sử dụng sáu tham số quan trọng và cho điểm số chất lượng. Những tham số này đầu tiên liên quan đến địa chất cấu trúc, nhất là số lượng tập hợp khe nứt, độ nhám của chúng, có chất lấp nhét sét hay không, sau đó có thêm các tác động của nước ngầm và tỷ số ứng suất/cường độ đá. Kết quả là có một thang điểm dạng logarit từ 0,001 đến 1000. Tất cả các điểm số của các thông số chính sẽ được đưa ra trong Chỉ dẫn này, và kèm theo các ghi chú kèm một tờ đánh giá địa chất hiện trường cũng như các ví dụ về cách áp dụng. Được liên kết với giá trị Q và nhịp hay chiều cao của hang đào trong đá, và cũng phản ánh mục đích cuối cùng của hang đào, là một biểu đồ cập nhật về lựa chọn kết cấu chống đỡ (KCCĐ) và gia cố hầm cho phần vòm và phần tường của các hang ngầm. Các đường hầm và hang ngầm lớn với nhịp từ khoảng 3m đến 60m sẽ được ứng dụng. Khoảng 20 năm trước đây KCCĐ bêtông phun (BTP) có lưới thép S(mr)[2] đã được cải tiến bởi hai tác giả, trong đó thay thế bêtông phun có lưới thép bằng bêtông phun gia cường bằng cốt sợi, gọi là S(fr)[3]. Các bulông neo kiểu mới có ống bọc PVC (loại CT) được sử dụng vì có tính kháng ăn mòn tốt hơn. Hệ thống Q đã luôn phản ánh các quan niệm về KCCĐ vĩnh cửu một lớp, gọi là B+S(fr), như một nội hàm của Phương pháp Làm hầm của Na Uy (NMT - *Norwegian Method of Tunnelling, trong đó B là Bolts/Bolting* = Bulông neo được lắp đặt một cách có hệ thống). Trong suốt 40 năm sử dụng vừa qua, giá trị Q đã thể hiện là có những mối liên hệ mang tính kinh nghiệm với vận tốc sóng địa chấn trong đất đá, môđun biến dạng, và biến dạng hội tụ của hầm hay hang ngầm. Trị số Q cũng có thể sử dụng để giúp định lượng hóa các lợi ích của kỹ thuật bơm vữa trước với áp lực cao vào khối đá, và để đánh giá độ thấm của khối đá. Ngoài ra, giá trị Q cũng được mở rộng ứng dụng cho dự báo khoan hầm bằng máy TBM toàn tiết diện (*Tunnel Boring Machine*), và tài liệu này có đưa ra một bản tổng kết kiểu đồ thị ngắn gọn.

Từ khóa: khối đá, phân loại, đường hầm, lõi khoan, kết cấu chống đỡ, vận tốc sóng địa chấn

Giới thiệu

Na Uy là một nước có dân số ít, nhưng lại có tới 3500km hầm thủy điện, khoảng 180 gian máy phát điện ngầm, và chừng 1500km hầm đường bộ và đường sắt. Điều này có nghĩa là, luôn cần phải xây dựng các đường hầm, gian máy và các kho ngầm có tính *kinh tế*, đặc

[1] Về hai tác giả và hoàn cảnh ra đời bài viết này, xin xem thêm liên kết trên trang web của Hội Xây dựng Ngầm Na Uy / NFF: http://tunnel.no/forty-years-with-the-q-system/ - ND
[2] S(mr) = *Mesh Reinforced Shotcrete*: Bêtông phun gia cường bằng lưới thép thanh - ND.
[3] S(fr) = *Fiber Reinforced Shotcrete*: Bêtông phun gia cường bằng cốt sợi - ND.

biệt là trước khi phát hiện ra các nguồn dầu mỏ ở Biển Bắc. Việc phát minh ra hệ thống Q năm 1973 là phản ánh điều nói trên, và kết cấu chống đỡ (KCCĐ) gia cố hầm một lớp gồm bêtông phun (BTP) và neo đá có vai trò như là hệ chống đỡ vĩnh cửu đã trở thành một tiêu chuẩn, cả trước và sau khi ra đời hệ thống Q. Hệ thống Q được phát triển từ một cơ sở dữ liệu đầu tiên gồm khoảng hơn 200 công trình, trong đó 60% là ở bán đảo Scandinavia, và đại diện cho *năm mươi loại đất đá khác nhau,* điều mà có thể gây ngạc nhiên cho những ai nghiên cứu về các loại đá thường gặp là granit và gơ-nai kỷ tiền-Cambri. Các dự án thủy điện ở Na Uy và Thụy Điển chiếm đa số trong các công trình đầu tiên này, với một dải rộng các kích cỡ và chức năng của hang đào (ví dụ, hầm tiếp cận, hầm dẫn nước, gian máy). Trong khoảng những năm từ 1986 đến 1993, Grimstad và Barton đã thu thập số liệu của 1.050 trường hợp xây dựng mới, để đưa ra một phiên bản điều chỉnh về lựa chọn các phương pháp chống đỡ hầm theo hệ thống Q. Các biện pháp chống đỡ này được cố tình chọn để độc lập với việc áp dụng hệ thống Q. Hầu hết chúng được đưa ra từ các dự án hầm đường bộ, mà ở đó nói chung là có sử dụng các mức độ chống đỡ nhiều hơn. Bản cập nhật này đặc biệt đã thay thế bêtông phun có lưới thép S(mr) bằng bêtông phun gia cường bằng cốt sợi S(fr). Vào năm 2002, khoảng 800 trường hợp dự án nữa được bổ sung, cho phép có được các phương án độc lập hơn về chiều dày S(fr) và khoảng cách neo đá. Giá trị Q đã được ghi chép, nhưng không được sử dụng trong nhiều trường hợp. Một số kết quả thiếu nhất quán đã được nhận thấy, bao gồm ba trường hợp sập đổ hầm mà ở đó đã không sử dụng các khuyến nghị theo phương pháp Q (xem Phụ lục 4). Người sử dụng hệ thống Q phải lưu ý rằng, một phiên bản Q thiếu kiểm chứng - có một vài sai lỗi - gần đây đã được Viện địa kỹ thuật Na Uy (NGI[4]) khuyến nghị sử dụng, mặc dù các tác giả ngày nay thiếu sự tham gia hay đồng thuận. Các tác giả trẻ tuổi này (rõ ràng là) đã không có mặt trong quá trình phát triển ban đầu của Q, và cũng không tham gia vào lần cập nhật Q dựa trên số liệu mới năm 1993.

Hệ thống-Q được phát triển vì sao và như thế nào

Một câu hỏi từ Ban Năng lượng Nhà nước Na Uy (Statkraft[5]) - mà nó được chuyển đến cho tác giả đầu tiên của Q lúc đó đang làm việc tại NGI vào năm 1973 - là như sau: "*Tại sao các gian máy thủy điện của Na Uy lại có một dải biến dạng rộng thế?*". Thấy rằng, cần phải có một phương pháp mới và mang tính tích hợp, vì các lý do như sau: Thiếu các phương pháp định lượng để mô tả chất lượng khối đá vào năm 1973, vì chỉ có phương pháp RQD[6] của Deere từ năm 1964; nhu cầu phải xem xét các kích thước, chiều sâu và các mức ứng suất có thể của hang đào, cùng với các biện pháp chống đỡ khác nhau được sử dụng vào thời đó. Sau 6 tháng nghiên cứu kỹ lưỡng các số liệu công trình thực tế, bằng cách sử dụng một danh mục được điều chỉnh liên tục về các thông số khối đá và các điểm số chất lượng cũng được cập nhật liên tục, cuối cùng đã có thể trả lời được câu hỏi của Statkraft. Khoảng thời gian 6 tháng này đã giúp cho ra đời hệ thống Q, bởi ba tác giả là Barton, Lien và Lunde (1974), mà nó cuối cùng đã trở thành một trong những phương pháp phân loại khối đá chính được sử dụng trong ngành mỏ và xây dựng dân dụng khắp thế giới. Nó thường được dùng cùng với RQD và RMR[7] (của Bieniawski - phiên bản 1989), mà cả hai phương pháp ấy đều đã ra đời trước Q. Cả RMR và Q đều tận dụng chỉ số RQD, và trong trường hợp của Q, thì RQD % được dùng một cách trực tiếp, trừ phi nó < 10% (trị số nhỏ nhất được sử dụng là 10%).

[4] NGI = *Norwegian Geotechnical Institute*: Viện Địa kỹ thuật Na Uy - ND.
[5] NVE - Statkraft = *Norwegian Water Resources and Electricity Administration*: Ban Năng lượng Nhà nước Na Uy - ND.
[6] RQD*: Rock Quality Designation* - Phân loại/Chỉ số Chất lượng Khối đá, tác giả: Deere - ND
[7] RMR = *Rock Mass Rating:* Phương pháp Đánh giá/Phân loại Khối đá, của Bieniawski - ND.

Mô tả ngắn gọn Phương pháp phân loại khối đá

Phương pháp *thử và sai*[8] bằng cách sử dụng hai, ba, bốn và cuối cùng là sau tham số, với sự điều chỉnh liên tiếp các điểm số đánh giá nhằm có được sự phù hợp nhất giữa chất lượng khối đá, kích thước hang đào, và các khối lượng chống đỡ, đã cho ra đời một trong những công thức đơn giản nhất được sử dụng thường xuyên trong ngành cơ học đá công trình, đó là:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \qquad (1)$$

Do nhu cầu phải có sự phân loại khối đá nhằm phù hợp với cơ sở dữ liệu đang có, nên các điểm số và định dạng của phương trình Q cuối cùng đã sinh ra một thang điểm gần giống logarit, với giá trị Q thay đổi từ khoảng 0.001 đến 1.000, từ các điều kiện địa chất xấu nhất (nhiều đứt gãy, bị nén ép, có nước ngầm) đến các điều kiện tốt nhất (khô, nguyên khối). Các định nghĩa chính thức và điểm số của sáu tham số được lập thành bảng trong Phụ lục A1. Cần lưu ý rằng ba cặp thông số *RQD/số hệ khe nứt, độ nhám khe nứt/biến đổi-lấp nhét khe nứt, nước ngầm/ứng suất-cường độ,* là đại diện gần đúng cho: kích cỡ tảng đá, cường độ kháng cắt giữa các tảng đá, và ứng suất hoạt động.

Bảng 1 - Tổng kết ngắn gọn về các thông số của hệ thống Q và bối cảnh của ghi chép dự án thực tế:

Định nghĩa các thông số Q	**Bối cảnh của ghi chép số liệu Q ở dự án thực tế**
RQD = Chỉ số Chất lượng Đá, là phần trăm các đoạn lõi khoan *tốt* dài > 100 mm *trong một miền chọn lựa.* (Trong mô tả địa chất hầm tưởng tượng các lõi khoan hay các đường quét).	Cơ sở dữ liệu ban đầu năm 1973 là 212 trường hợp thực tế các hầm và hang ngầm có một lớp vỏ hầm, dùng trong ngành thủy điện, đường bộ, đường sắt, kho chứa, nước thải.
Jn = đánh giá điểm cho số lượng tập hợp khe nứt (9 cho 3 tập hợp, 4 cho 2 tập hợp, v.v…) *trong cùng một miền.*	Khoảng 60% các trường hợp thực tế ban đầu là lấy từ các nước Scandinavia và khoảng 40% còn lại là lấy từ châu Âu, Mỹ, v.v…
Jr = đánh giá điểm cho độ nhám của tập hợp khe nứt ít thuận lợi nhất trong số các tập hợp khe nứt hoặc các đứt gãy có chất lấp nhét, *trong cùng một miền.*	Khoảng 50% các trường hợp thực tế ban đầu là được thống kê từ các dự án thủy điện ở Na Uy và Thụy Điển.
Ja = đánh giá điểm cho mức độ thay đổi hoặc độ lấp nhét sét của hệ khe nứt ít thuận lợi nhất trong số các tập hợp khe nứt hoặc các đứt gãy có chất lấp nhét, *trong cùng một miền.*	Lúc đầu, năm mươi loại đá được trình bày. Phần đa là các loại đá phun trào và đá biến chất, với một số lượng nhỏ các loại đá trầm tích yếu. Đã bao gồm nhiều vùng chịu cắt và đứt gãy có chứa đất sét, và nhiều trường hợp thực tế có các khe nứt bị bọc màng sét hay bị lấp nhét bởi sét.
Jw = đánh giá điểm cho nước ngầm chảy vào khu vực gương hầm và các hiệu ứng áp lực, mà chúng có thể gây cuốn trôi mất chất lấp nhét trong các khe nứt, *trong cùng một miền.*	Đã bao gồm nhiều trường hợp thực tế có tình trạng phong hóa khác nhau, trong đó mọi thông số Q đều bị ảnh hưởng tiêu cực.

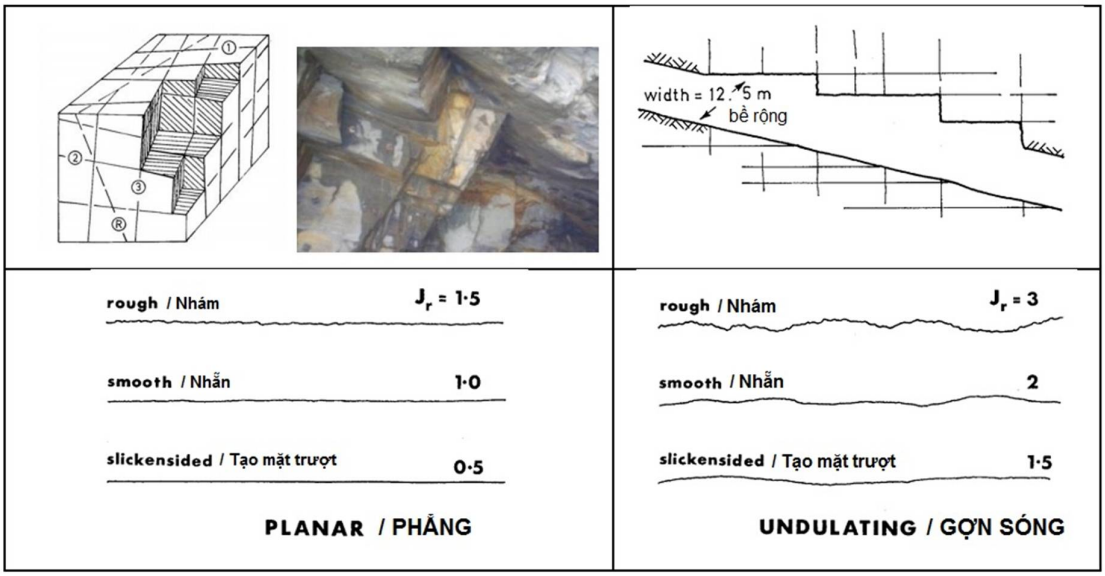
[8] *Trial and Error:* Nguyên tắc của phương pháp "Thử và Sai" là tuần tự thử triển khai các giả thuyết, loại bỏ dần các giả thuyết không đúng cho đến khi xác định được giải pháp tốt nhất. Phương pháp này được ứng dụng phổ biến trong cuộc sống khi đối diện với vấn đề mới phát sinh và trong nghiên cứu khoa học. Phương pháp này được thực hiện tuần tự qua một số bước và lặp lại cho đến khi đạt được kết quả mong muốn - ND.

Định nghĩa các thông số Q	**Bối cảnh của ghi chép số liệu Q ở dự án thực tế**
SRF[9] = Hệ số Giảm yếu do Ứng suất, đánh giá điểm cho mức độ đứt gãy, cho các tỷ số ứng suất/cường độ trong các loại đá nguyên khối cứng chắc, cho sự *nén ép* hoặc trương nở trong các loại đá mềm - *trong cùng một miền*.	Vào năm 1993 có bổ sung thêm 1050 trường hợp thực tế, hầu hết là từ các dự án hầm đường bộ. Bêtông phun lưới thép S(mr) được thay thế bởi bêtông phun cốt sợi thép S(fr). S(mr) dùng làm KCCĐ hầm được thay thế hoàn toàn bằng S(fr) vào năm 1983.
(Ghi chú: Trong phiên bản cải tiến năm 1993, đã bổ sung thêm ba cấp độ Hệ số Giảm yếu do Ứng suất SRF cao mới liên quan đến các hiệu ứng quan sát được về ứng suất lớn và nhu cầu chống đỡ lớn, đặc biệt cho trường hợp "bong tróc mảng" hoặc "nổ đá" trong *loại đá lúc đầu là nguyên khối*). Xem Phụ lục A1, Bảng 6b, L, M, và N. Hiện tượng phá hoại gây bởi ứng suất lớn: $\sigma_{\theta(max)} > 0.4\sigma_c$. (Tuy nhiên, trong các mỏ sâu có số lượng tập hợp khe nứt nhiều, thì phải sử dụng các giá trị SRF ban đầu thấp hơn - hồi năm 1974).	Những cập nhật này cung cấp các số liệu thực tế mà trong đó các khuyến nghị theo Q đã không được sử dụng, để đảm bảo "tính độc lập". Năm 2002, đã bổ sung thêm khoảng 800 trường hợp thực tế nữa có sử dụng S(fr), RRS (vì chống bêtông phun có gia cường) và bulông neo hệ thống làm KCCĐ vĩnh cửu. Sự phân bố quan sát được trong thực hành không dùng Q đôi khi là rộng, và có cả các trường hợp bị sập đổ tạo hang. Xem Phụ lục A4. Hiện có tổng cộng khoảng 2060 trường hợp thực tế làm hầm/hang ngầm, mà chúng là cơ sở để đưa ra các giải pháp chống đỡ và gia cường dựa theo Q trong ngành hầm.

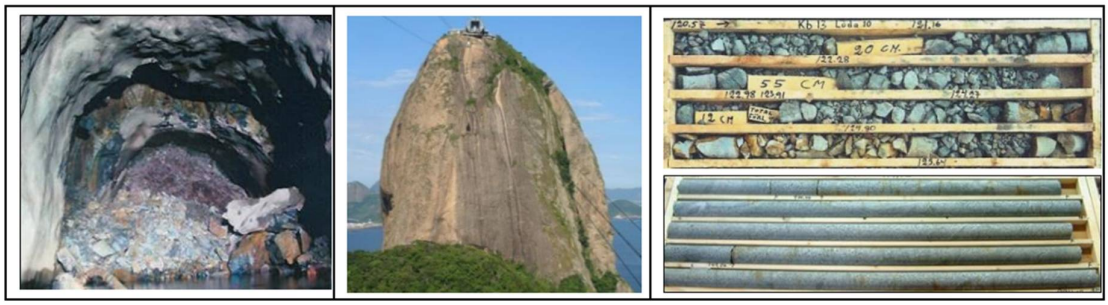
Hệ thống Q được thiết kế để hỗ trợ trong các Nghiên cứu Khả thi, và được dùng nhiều trong việc mô tả đặc điểm khối đá chi tiết khi lập bản đồ địa chất các vách đá lộ thiên, khi phân tích các vận tốc sóng địa chấn, và khi lập cột địa chất lõi khoan. Nó cũng được dùng một cách có hệ thống ngay khi việc đào hầm bắt đầu, vì cấp đất đá được mô tả sau mỗi chu kỳ khoan nổ mìn sẽ là một căn cứ để lựa chọn kết cấu gia cố (neo đá) và chống đỡ hầm (bêtông phun gia cường bằng cốt sợi). Việc lập mô hình số bằng phương pháp phần tử hữu hạn[10] (PTHH) không trả lời được "các câu hỏi hàng ngày (theo từng chu kỳ đào hầm)", do đó phương pháp bán kinh nghiệm là đắc dụng ở đây bởi vì việc theo dõi ghi chép số liệu kịp thời hiển nhiên là tối quan trọng. Trong các phần dưới đây, chúng tôi sẽ đưa ra các ví dụ có ảnh minh họa về mô tả cột địa chất theo lõi khoan, mô tả địa chất bề mặt đá phơi lộ, và mô tả địa chất gương hầm đào kín, để giúp cho người sử dụng có thể có được cảm nhận tốt về phương pháp Q. Hệ thống Q cần được sử dụng bởi các kỹ sư địa chất/địa kỹ thuật (ĐKT) sau khi họ đã được huấn luyện đủ tin cậy và có chút kinh nghiệm. Việc đánh giá khối đá ban đầu thường là xem xét mức độ phân phiến/nứt nẻ, số tập hợp khe nứt, nghĩa là: mức độ nứt nẻ chung và kích cỡ các khối đá, sau đó là đánh giá tổ hợp Jr/Ja bất lợi nhất, có xét đến các hướng khe nứt có lợi và bất lợi. Cái gì gây ra đào vượt quá/đào lẹm nhiều nhất (ví dụ xem Hình 1), và điều gì sẽ xảy ra nếu không có chống đỡ và gia cố? Kinh nghiệm cũng là rất quan trọng trong việc xác định dạng SRF cần thiết. Việc đánh giá thông số này gồm việc biết được chiều sâu hầm và cả mức ứng suất trong liên quan với cường độ khả dĩ của đá. Mức độ nứt nẻ/phá hoại khối đá gây bởi ứng suất, nếu đã xảy ra rồi, hoặc mức độ kháng cắt, và sự hiện diện của đất sét trong trường hợp có các vùng cà nát, mỗi yếu tố đó sẽ cho ta các đầu mối gợi ý để đánh giá giá trị SRF gần đúng. Nước ngầm cũng được đánh giá, dù có hay

[9] SRF = *Stress Reduction Factor* = Hệ số Giảm yếu do Ứng suất - ND.
[10] FEM = *Finite Element Method*: **Phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH)** là phương pháp số gần đúng để giải các bài toán được mô tả bởi các phương trình vi phân đạo hàm riêng trên miền xác định có hình dạng và điều kiện biên bất kỳ mà nghiệm chính xác không thể tìm được bằng phương pháp giải tích.

không có các kết quả thí nghiệm thấm hoặc thí nghiệm Lugeon[11] trong các giai đoạn đánh giá ban đầu, và khi không có các số liệu đo đạc địa phương.



Hình 1 - Vài minh họa về sự làm việc của các thông số Q, sử dụng số lượng tập hợp khe nứt (Jn) và độ nhám (Jr). Số lượng đủ nhiều của các tập hợp khe nứt có thể gây ra hoặc không gây ra đào vượt quá/đào lẹm. Khi Jn/Jr ≥6, đào lẹm có thể rất dễ xảy ra, ngay cả với nổ mìn kỹ thuật cao. J_a mà cao thì rõ ràng là có thể hỗ trợ trong trường hợp này.

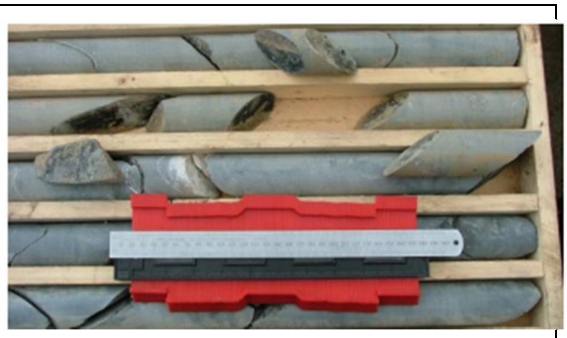


Hình 2 - So sánh chất lượng khối đá xấu nhất (Q ≈ 0,001) và tốt nhất (Q ≈ 1.000). Dạng đồ thị Logarit của thang giá trị Q, bao hàm sáu đại lượng, đã chứng tỏ là một ưu điểm lớn, và tạo ra các công thức kinh nghiệm đơn giản để liên hệ với vận tốc sóng, mô-đuyn, và biến dạng. Dải giá trị số lớn cho thấy là đúng với thực tế khi xét đến sự biến thiên của mô-đun và cường độ kháng cắt.

[11] Lugeon Test: Trích Tiêu chuẩn Ngành TCN 83-1991 (TCVN 9149-2012): Để nghiên cứu tính thấm nước của đá ở nền các công trình thủy công, lần đầu tiên, 1933, M. Lugeon đã đề xuất và áp dụng ép nước thí nghiệm vào hố khoan. Từ đó phương pháp này được dùng rộng rãi trong xây dựng thủy công. Nó được phát triển, bổ sung và thay đổi ít nhiều nhưng các điểm có tính nguyên lý vẫn được bảo tồn. Cho đến nay (Hội nghị đập lớn thế giới lần thứ XI năm 1985 ở Thụy Điển) phương pháp này vẫn được coi là một trong các phương pháp cơ bản để đánh giá đúng đắn tính thấm nước và hiệu quả của công tác phun xi măng trong đá.
Theo Lugeon, mỗi thí nghiệm ép nước được tiến hành dưới áp lực 10 kg/cm^2 (tương đương 100m cột nước) giữ không đổi trong toàn quá trình thí nghiệm và kéo dài trong thời gian 10 phút, kết quả thí nghiệm sẽ tính được lưu lượng (nước) tiêu hao, theo đơn vị Lugeon. Đó là lưu lượng nước tiêu hao trong 1 phút trên 1m dài - đoạn hố khoan thí nghiệm dưới áp lực 100m nước, xác định theo công thức: $Q_L = Q/L$. Các thí nghiệm Lugeon thường tiến hành trong các hố khoan đường kính nhỏ (46 đến 76 mm).

Các ví dụ về mô tả lõi khoan với Q

Ở các công trình mà có xuất lộ các mặt đá kém do phong hóa, thì để có cái nhìn đầu tiên về khối đá ta nên dựa vào khoan lấy lõi. Khuyến nghị rằng một số lượng đáng kể hoặc đa số các hố khoan phải được thực hiện chệch đi so với phương thẳng đứng, bởi vì có nhiều công trình nằm xiên đã bị lấy mẫu không tốt từ các lỗ khoan đứng. Trong một hầm đường sắt gần đây ở Na Uy, tất cả năm lỗ khoan đã được khoan theo các hướng khác nhau, do đó việc lấy mẫu cho các lớp đất uốn lượn và có độ xiên lớn đã được hiệu quả hơn nhiều. Các lỗ khoan đứng có thể đưa ra kết quả chất lượng cao sai lầm, và độ thấm bé không đúng thực tế.

	
Granit bị phong hóa mạnh. Có một vài đoạn lõi khoan trong hộp mẫu này là đủ dài để tính RQD, cụ thể: 0, 20, 0, & 0%. Thay RQD < 10% bằng 10% khi tính toán Q.	Phiến sét xen kẹp với đá vôi. Đánh giá Jr = 1 và 1.5 do đó hệ số độ nhám khe nứt JRC[12] thấp. Dải giá trị Q = (30-50)/9 x (0.5-1)/(3-4) x 0.66/1 ≈ 0.8-0.9
Granit chất lượng tốt được lấy mẫu trong một lỗ khoan xiên. Dải giá trị Q = (65-100)/(6-9) x (1-1.5)/1 x 0.66/1 ≈ 5 - 25. Lưu ý rằng RQD tiếp tục chức năng của nó khi các đoạn lõi khoan dài > 10cm. RQD cũng chỉ ra tính bất đẳng hướng.	Các khe nứt đã biến đổi một phần trong đá tro núi lửa. Khi khoan lấy lõi gần đến chiều sâu đặt hầm (175m), mức độ liên kết khe nứt cho ta gợi ý để đánh giá Jw trước khi làm thí nghiệm Lugeon. Dải giá trị Q = (10-25)/(12-15) x 1.5/(2-4) x (0.5-0.66)/2.5 ≈ 0.1 - 0.3
Một vùng địa chất yếu có chứa sét trương nở, được lấy mẫu từ khảo sát hiện trường hầm đi dưới đáy biển Finnfast ở Na Uy. Trong hộp là lượng lõi khoan thu hồi từ một lỗ khoan xuyên từ mặt gương hầm. Dải giá trị Q ≈ 10/(15-20) x 1/(13-16) x (1.0-)/2.5 ≈ 0.01 - 0.02	Một vùng địa chất cà nát trong đá phiến sét đen, được lấy mẫu từ khảo sát hiện trường hầm đi dưới đáy biển Rogfast. Lỗ khoan dùng để thí nghiệm xuyên địa chấn, từ đáy biển-đến-lỗ khoan. Dải giá trị Q ≈ (10-30)/(15-20) x (1-2)/(6-8) x (1.0-0.5)/2.5 ≈ 0.01 - 0.02

[12] JRC = *Joint Roughness Coeficient*: Hệ số Độ nhám Khe nứt - ND.

Hình 3 - Sáu hộp lõi mẫu tương phản lấy từ các dự án hầm đường sắt và đường bộ ở Na Uy và Hồng Kông. Ở cả hai quốc gia, chính quyền yêu cầu bắt buộc phải dùng hệ thống Q để ghi chép cột địa tầng theo lõi mẫu và đánh giá địa chất gương hầm. Về hai trường hợp khó khăn/thách thức nhất: Vùng địa chất yếu ở hầm Finnfast là khá khô cả trong khi khoan lấy mẫu và sau khi đào hầm. Có một ít nước ngầm trong lỗ khoan ở hầm Rogfast.

Lời khuyên bổ sung liên quan đến mô tả lõi khoan

Vì các lõi khoan thường bị thiếu khi chất lượng đá là rất xấu do lượng thu hồi lõi kém (v.d. xem các hộp chứa trong Hình 3), nên sự thiếu chất lượng của khối đá cần phải được đánh giá bằng các phương pháp khác, như vận tốc sóng địa chấn hay điện trở suất. Khi lấy được các lõi khoan, và lượng thu hồi lõi là tốt, thì bốn thông số đầu tiên của hệ thống Q có thể được đánh giá với độ chính xác tương đối cao. Tuy nhiên, cần đặc biệt chú ý tới các điểm sau đây:

- Việc đánh giá thông số độ nhám J_r ở quy mô lớn và trung bình có thể gặp khó khăn nếu các khe nứt cắt chéo lỗ khoan với một góc tù, do các mẫu là ngắn.
- Vì nước thường được sử dụng để khoan, nên các chất lấp nhét chứa khoáng vật như sét mềm có thể bị rửa trôi, khiến cho khó đánh giá được chỉ số J_a trong một số trường hợp.
- Các khe nứt gần song song với lỗ khoan sẽ được ít thể hiện, và sẽ cho ta các giá trị RQD quá cao và các giá trị Jn quá thấp. Như thế cả Q và độ thấm đều sẽ bị ảnh hưởng.
- RQD thường được tính toán cho từng mét. Tuy nhiên J_n thường phải được đánh giá cho các đoạn dài vài mét, bằng cách quan sát các hộp lõi mẫu ở phía trên và phía dưới.
- Các thí nghiệm Lugeon hoặc mất nước thường được tiến hành trong quá trình khoan, và có thể tạo thành cơ sở cho việc đánh giá giá trị J_w. Vì việc bơm vữa thường làm giảm độ thấm, và có xu hướng cải thiện các thông số Q, nên sẽ có một lượng tăng lên về giá trị Q tính được trong trường hợp mô tả địa chất các phần khối đá được bơm vữa.
- Đánh giá hệ số giảm yếu do ứng suất SRF trong đá nguyên khối có thể thực hiện dựa vào chiều dày lớp đất phủ, hay chiều cao/độ dốc của một sườn núi bất kỳ. Nếu các phép đo ứng suất được tiến hành bên trong lỗ khoan, hoặc số liệu/kinh nghiệm từ các dự án gần đó là có sẵn, thì chúng phải được sử dụng sao cho độ lớn ứng suất khả dĩ có thể được so sánh với một ước đoán hay số đo về cường độ nén đơn trục của đá. (Việc cưa lõi và sự vỡ nát do ứng suất gây ra quanh hang hầm đều cho ta các đầu mối về các mức ứng suất liên quan với các cấp cường độ).

Mô tả địa chất các bề mặt đá lộ, có các ví dụ

Riêng ở các nước Bắc Âu, nơi mà việc tan băng đã làm lộ ra nhiều bề mặt đá, thì có thể dễ dàng có được sự đánh giá các giá trị phía cao của thang đo chất lượng đá, và thấy các điều kiện làm hầm tốt nhất, bằng cách quan trắc và lập bản đồ địa chất cho các khối đá thiên nhiên. Khi xem xét các mái dốc được đào/cắt để làm đường giao thông, cũng có thể dễ dàng mô tả được các điều kiện địa chất trong các địa hình đá tốt này. Tuy nhiên, sẽ cần phải tiến hành các phép đo khúc xạ địa chấn (xem phần tiếp theo), và khoan xiên có chủ đích vào các vùng địa chất yếu có vận tốc truyền sóng thấp, khi mà không có sẵn các khối đá lộ ở các vùng bằng phẳng hơn và thấp hơn. Dù sao, các vùng ít có vách đá lộ này vẫn có thể làm hầm qua được, như trong trường hợp của các hầm đường sắt tốc độ cao tương lai. Một trong những dự án này sắp được khởi động ở gần thủ đô Oslo.

Hơn 300 mái cắt sườn đá đã được đánh giá địa chất bằng chỉ số Q để nhận được đầu vào chất lượng đá cho việc dự báo làm hầm bằng máy khoan (khiên đào) toàn tiết diện Q_{TBM} cho các hầm đường sắt tương lai nói trên gần thành phố Oslo. Tuy nhiên việc mô tả địa chất đá lộ thiên này chỉ tạo ra số liệu thích hợp cho năm cấp đá trên cùng, do đó, cần phải có thêm các kết quả xuyên địa chấn và lấy mẫu lõi khoan tại các vùng giảm yếu, để có được thông tin thích hợp về các cấp đá thấp nhất. Trong Hình 4, có minh họa một số ví dụ đánh giá vách đá lộ thiên bằng cách sử dụng phương pháp Q, có dùng một dải biến thiên rộng về chất lượng khối đá trong vùng Oslo.

Trong một số hội nghị, đôi khi có các ý kiến rằng Na Uy chỉ có các loại đá granit và gơ-nai kỷ tiền-Cambri, vì thế có các điều kiện làm hầm quá tốt. Thực ra Na Uy chỉ có một số (phần trăm ít ỏi) các điều kiện làm hầm quá tốt, nhưng rất hay có sét trương nở, đôi khi có các mạch cát chảy, đá nổ ở chiều sâu lớn, và một số loại đá chịu cắt/vò nhàu mạnh có chứa sét, ở đó đòi hỏi phải có hệ chống đỡ nặng, và làm vỏ hầm bêtông cục bộ. Có ít nhất mười hõm chảo[13] bị sập lở đã được liệt kê trong lịch sử địa chất của vùng Oslo ngày nay.

Lời khuyên bổ sung liên quan đến Mô tả các bề mặt đá lộ

- Các khối đá nằm gần bề mặt quả đất thường bị nứt nẻ nhiều hơn là các khối đá không bị phong hóa nằm ở độ sâu lớn. Điều này có thể là rất đúng với các loại đá phiến, mà chúng thường có xu hướng phân hủy gần bề mặt. Thông thường chỉ có các khối đá có chất lượng khá tốt mới xuất lộ tại bề mặt.
- Các khối đá thiên nhiên thường bị bào tròn bởi băng tại các nước tây bắc Âu châu và bị phong hóa ở các nước khác, làm giảm khả năng nhìn thấy các khe nứt nguyên trạng, do đó việc mô tả một cách tin cậy độ nhám Jr và chất lấp nhét Ja là khá khó khăn. Thông số RQD thường sẽ bị đánh giá thấp đi từ các vỉa trồi tự nhiên, do phong hóa hoặc do phá hoại bởi băng tuyết, trong khi Jn sẽ có xu hướng bị đánh giá quá lên. Tuy nhiên, trong đá cứng chắc mà chúng đã bị bào tròn bởi băng, RQD sẽ bị đánh giá cao lên và Jn sẽ bị đánh giá thấp đi, do sự xói mòn các vật liệu liên kết khe nứt.
- Trong đá phong hóa, các khe nứt có thể bị ẩn giấu trên bề mặt. Do vậy các giá trị Q tương ứng với chiều sâu đặt hầm có thể bị đánh giá quá cao trong một vài trường hợp. Tuy vậy, tùy thuộc vào loại đá, chất lượng ở dưới sâu có thể thường bị đánh giá thấp đi một cách nghiêm trọng khi sử dụng các quan sát đo vẽ trên bề mặt, và lúc này cần phải có kinh nghiệm để thực hiện các điều chỉnh một cách đúng đắn.

Tính chất liền khối của mái cắt đá trên đường ôtô này có	Đá granit Drammen gần Hầm Lier. Khối đá có ba hệ

[13] Canđêra, miệng núi lửa rất to

thể được đánh giá bằng "hàng rào elg" 2m. Đá granit Cấp 1. Dải giá trị Q = (90-100)/(6-9) x (1.5-2)/(1-2) x (0.66-1)/1 ≈ 5 - 66. Đá nguyên khối, dai, cứng cho việc khoan hầm bằng máy TBM.	khe nứt thường gặp. Các khe nứt dưới ánh nắng mặt trời sáng rõ cho thấy có tổ hợp Jr/Ja ít thuận lợi nhất. Dải giá trị Q = 100/9 x 1.5/(1-2) x 0.66/1 ≈ 6-11
Đá phiến sét nứt nẻ nhiều ở gần các cửa hầm Oslo. Lưu ý các vết nứa ống mẫu nằm sát nhau. Phiến sét có xen kẽ các lớp đá vôi với nhiều mắt nhỏ chất lượng cao. Dải giá trị Q = (10-20)/9 x 1/(1-2) x 0.66/1 ≈ 0.4 - 1.5	Đá chịu lửa Hornfels bị vò nhàu (do cắt) và chứa sét nằm cạnh khối đá granit gần Asker dọc theo xa lộ E18. Ví dụ về ba dạng "tiếp xúc" Jr/Ja. Dải giá trị Q = (10-30)/(9-12) x (1-1.5)/(4-6) x (0.33-0.66)/5 ≈ 0.01 - 0.2

Hình 4 - Các vách đá lộ được chọn từ vùng Oslo, hầu hết liên quan đến các đường hầm đã xây hoặc quy hoạch. Lưu ý rằng trong trường hợp của đá chứa sét, độ thấm (và áp lực nước ngầm) có thể bị chia cách. Áp suất lớn có thể xảy ra chỉ ở một phía của một vùng đứt gãy, cho đến khi xuyên qua.

- Tại các mái cắt cao của đường bộ hay các mái dốc đào khác, các bề mặt khe nứt thường là lộ ra rõ sau khi nổ mìn phá đá, tạo thành căn cứ tin cậy cho việc đánh giá RQD, J_n, J_r và J_a.
- Các mái đá được đào theo các hướng khác nhau, nếu đủ cao, thì sẽ cho các giá trị Q khá giống như trong một đường hầm, nhưng các mái đào nhỏ trong đá phong hóa một phần thì nên được bỏ qua.
- Sự thấm nước ngầm trong hầm, J_w, rõ ràng là sẽ khó dự đoán nếu chỉ căn cứ vào đo vẽ hiện trường. Các thí nghiệm mất nước trong lỗ khoan và/hoặc các số liệu kinh nghiệm từ các công trình đã xây dựng trong các khối đá tương tự là cần thiết để có thể đánh giá đúng được các điều kiện nước ngầm.
- Dự báo giá trị SRF có thể thực hiện dựa vào các đặc điểm địa hình và kiến thức về tình trạng ứng suất trong các hang đào ngầm gần đó trong khu vực. Các sườn núi cao và dốc thường có trường ứng suất không đẳng hướng.
- Các cấu trúc địa chất, như các đứt gãy song song với sườn núi, và khe nứt bóc vỏ hình lưỡi liềm, là các chỉ dấu về các trường ứng suất lớn và bất đẳng hướng. Giới hạn của khe nứt bóc tại các sườn núi cao hoặc bong tróc mảng bên trong đường hầm là phụ thuộc vào mối quan hệ giữa ứng suất thứ sinh và cường độ nén của đá. Trong đá cứng, giới hạn này thường xảy ra trong khoảng 400 m đến 1100m của tầng phủ bên trên đường hầm. Điều này phụ thuộc vào cường độ nén của đá nguyên trạng và độ dốc của sườn núi.
- Đo đạc ứng suất bên trong các lỗ khoan có thể được thực hiện trước khi đào hầm trong một số dự án làm hầm hay thủy điện lớn, và điều này làm cho sự đánh giá SRF trở nên tin cậy hơn. Chú ý rằng sự phá hoại gây bởi ứng suất liên quan đến sự bắt đầu nói trên khi tỷ số giữa ứng suất tiếp dự báo lớn nhất so với cường độ

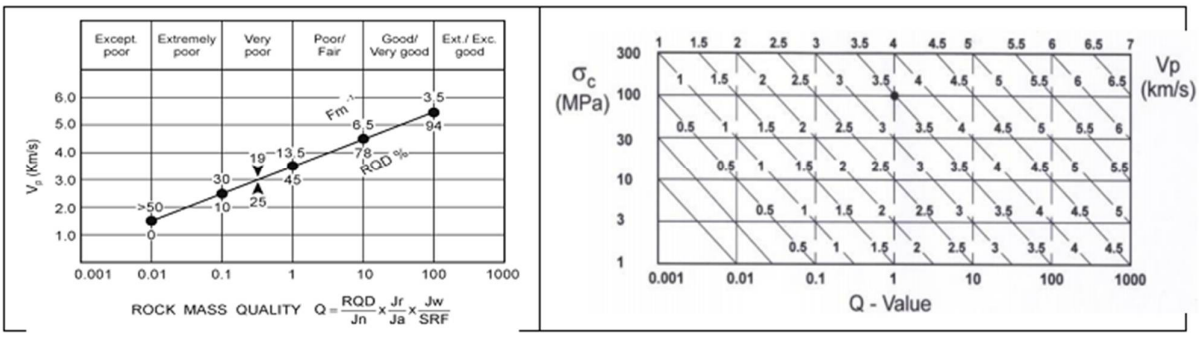
nén 1 trục (σ_θ/σ_c) là vượt quá ~0.4. Điều này biểu thị điểm bắt đầu cho các giá trị SRF tăng lên đáng kể. Kinh nghiệm này cũng được xác nhận trong khai mỏ và trong các hầm đường bộ đặt sâu.

- Việc đo vẽ mô tả địa chất các hầm đi dưới đáy biển là bị hạn chế chỉ ở các vỉa lộ mà chúng có thể nhìn thấy được ở cả hai bên của eo biển mà dưới đó đường hầm được thiết kế đi qua. Do đó, với các hầm đáy biển việc sử dụng các kỹ thuật địa chấn là quan trọng hơn nhiều. Tiến hành khoan lấy lõi từ trên bờ hoặc trên các đảo. Các lỗ khoan xiên có điều khiển hướng dài tới 1000m có thể được thực hiện để đo phổ địa chấn từ đáy biển tới lỗ khoan. Đôi khi hiếm hơn, do vấn đề kinh phí, việc khoan lấy lõi có thể được tiến hành từ trên một tàu biển. Việc khảo sát này sẽ được tiến hành cho hầm đường bộ Rogfast dài 27km đi sâu 390m dưới đáy biển, và đây sẽ là hầm đường bộ dài nhất thế giới.

Sử dụng vận tốc sóng địa chấn và Q để nội suy địa chất giữa các hố khoan

Một mối tương quan dựa trên thực nghiệm giữa trị số Q và vận tốc sóng dọc (*P-wave*) rút ra từ các đo đạc địa chấn khúc xạ nông đã được đưa ra bởi Barton năm 1995, bằng phương pháp thử-và-sai kéo dài trong vài năm (Hình 5 và 6). Các vận tốc sóng dọc đã được dựa trên một cơ sở dữ liệu thực nghiệm lớn lấy từ các công trình trong đá cứng ở Na Uy và Thụy Điển, nhờ sự tập hợp tài liệu kỹ lưỡng của Sjøgren và những người khác (1979), bằng cách sử dụng các biên dạng/trắc dọc địa chấn (tổng cộng 113 km) và các kết quả lấy mẫu lõi khoan định hướng theo trắc dọc cục bộ (tổng cộng 2.85 km lõi khoan). Mối quan hệ V_P-Q ban đầu có dạng đơn giản như dưới đây, và nó thích hợp cho *các đá cứng có độ rỗng thấp,* và đặc biệt áp dụng cho địa chấn khúc xạ nông, tức là ở độ sâu 20 đến 30m, như được khuyến nghị bởi Sjøgren.

$$V_P \approx 3.5 + \log Q \quad \text{(km/s)} \qquad (2)$$

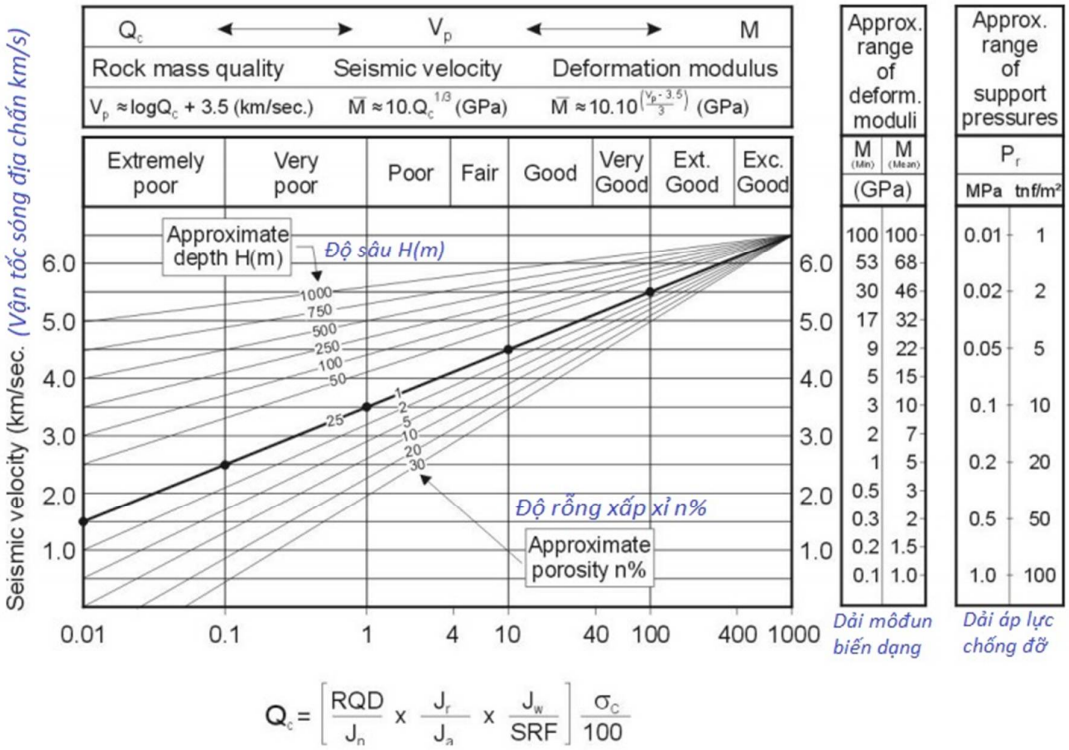


Hình 5 Bên trái: Đá cứng, đường xu hướng trung bình khúc xạ địa chấn nông theo Sjøgren và những người khác (1979). Thang đo Q được bổ sung bởi Barton (1995), có dùng mối tương quan đá cứng $V_P \approx 3.5 + \log Q$. Khi giữ Q = 1: $V_P \approx 3.5$ km/s, thì việc đánh giá xấp xỉ Q-V_P với một dải rộng chất lượng là rất dễ dàng (v.d. với đá cứng nguyên khối: Q = 100: $V_P \approx 5.5$ km/s). Bên phải: Tổng quát hóa nhằm bao hàm loại đá có các giá trị σ_c khác nhau. Các giá trị vẫn áp dụng cho địa chấn nông. Nguồn của hình này được giải thích trong tài liệu của Barton năm 2006.

Một dạng liên hệ tổng quát hơn giữa giá trị Q và vận tốc sóng dọc P nhận được bằng cách chuẩn hóa giá trị Q với bội số UCS/100 hay σ_c/100, trong đó cường độ nén 1 trục UCS được biểu thị bằng MPa (Q_c = Q x σ_c/100). Dạng Q_c có ứng dụng rộng hơn, vì có thể bao hàm được đá yếu và phong hóa, với một sự hiệu chỉnh cho độ lỗ rỗng.

$$V_P \approx 3.5 + \log Q_c \ \text{(km/s)} \qquad (3)$$

Việc đưa ra các công thức kinh nghiệm cho áp lực chống đỡ (ban đầu trong tài liệu của Barton và nnk năm 1974) và cho mô-đun biến dạng tĩnh (trong tài liệu của Barton năm 1995, 2002) đã gợi ý về một mối liên hệ gần như nghịch đảo giữa *nhu cầu áp lực chống đỡ* và *môđun biến dạng* của khối đá. Sự đơn giản hóa khá ngạc nhiên này không phải là thiếu logic. Tuy nhiên nó đặc biệt áp dụng đúng với độ nhám khe nứt ở dải giữa $J_r = 2$.



Hình 6. Đường "chéo trung tâm" đậm là giống với đường dốc xiên cho trong Hình 5, và điều này áp dụng cho các kết quả khúc xạ địa chấn nông ở chiều sâu danh nghĩa 25-30m. Trong thực hành, độ rỗng danh nghĩa 1% (đá cứng điển hình) có thể được thay bằng độ rộng lớn hơn nếu đá bị phong hóa mạnh, và khi đó các đường nghiêng dốc hơn (bên dưới 'đường chéo trung tâm") có thể gợi ý một sự hiệu chỉnh gần đúng cho V_P. Chú ý rằng đá nứt nẻ nhiều với các khe nứt mở có thể có vận tốc sóng thấp hơn so với trong đất bão hòa. Các đường ít dốc hơn nằm ở phía trên "đường chéo trung tâm" thể hiện độ sâu lớn hơn (50, 100, 250m v.v…), và các đường này hiệu chỉnh V_P cho các hiệu ứng chiều sâu hay ứng suất đã được ghi chép. Các đường-chiều sâu này được suy ra từ một số tập hợp các phổ sóng địa chấn ngang qua lỗ khoan sâu, với việc đánh giá Q của các lõi khoan tương ứng (Barton 2002). Lưu ý bản chất nghịch đảo của các môđun biến dạng (tĩnh) và áp lực chống đỡ cho trong các cột bên tay phải. Những điều rút ra này được trình bày trong tài liệu của Barton năm 1995 và 2002. Về việc xử lý địa chấn chi tiết hơn, ví dụ các tác động của bất đẳng hướng mà chúng thể hiện rõ khi khối đá là khô hay nằm phía trên mực nước ngầm, xin xem vô số trường hợp được minh họa và tổng kết trong cuốn sách của Barton năm 2006.

Mô tả địa chất khối đá trong các đường hầm bằng cách kiểm tra từng chu kỳ đào

Vai trò sau hết của hệ thống Q là ghi chép rõ chất lượng khối đá của mỗi bước đào tiến gương hầm, và nhờ đó hỗ trợ việc lựa chọn cấp KCCĐ cuối cùng (S_{fr}) và gia cố neo (B). Việc này không thể làm được bằng cách mô hình hóa PTHH một số ít lần hay loại bỏ

phương pháp kinh nghiệm, như đề xuất bởi một số tác giả gần đây ở Đức, Áo, Thụy Sĩ và Canađa. Bêtông phun gia cường bằng cốt sợi thép hay sợi tổng hợp Polypropylene cùng với neo đá theo hệ thống được chống gỉ (B + S_{fr}) đã tạo nên kết cấu "vỏ hầm" hay vỏ hang ngầm đơn lớp thông dụng ở Na Uy. Có một số ít ứng dụng các vòm/vì chống bằng bêtông phun có gia cường cốt thép (RRS), và đôi khi cả vòm/sườn bêtông đúc sẵn (CCA[14]) tại các đoạn hầm ngắn đi qua địa chất xấu. Tất cả các biện pháp này đều được lựa chọn với sự trợ giúp của biểu đồ chống đỡ-Q (xem phần tiếp theo). Tuy nhiên, các điều kiện đặc biệt có thể đòi hỏi phải có các biện pháp đặc biệt, vì vậy các phương pháp dựa trên Q nói chung có thể được điều chỉnh cho phù hợp. Điều này sẽ được thảo luận trong phần sau.

Ở Na Uy, sau khi có một số sự cố/kinh nghiệm xấu trong quá khứ, một quy định gọi là "nửa giờ của Chủ đầu tư" (*the Owner's half-hour*) đã được áp dụng cho việc kiểm tra và mô tả đặc trưng đất đá gương hầm sau mỗi lần nổ mìn. Nội dung ở đây là các kỹ sư địa chất đại diện cho Chủ đầu tư (CĐT) và Nhà thầu thi công đều có thể đánh giá Q một cách riêng rẽ.

Nếu điều kiện cho phép, việc này được tiến hành trước khi bắt đầu công tác lắp đặt kết cấu chống đỡ và gia cố tạm thời hay vĩnh cửu, theo sau chu kỳ đào sau cùng từ 2 đến 5m. "Nửa giờ" này được dự trữ (và hoàn toàn tốn chi phí) sao cho kỹ sư địa kỹ thuật đại diện cho Nhà thầu thi công, và kỹ sư địa chất của CĐT có thể cùng nhau bàn bạc đi đến thống nhất về chất lượng (hay thiếu chất lượng) của khối đá vừa khai lộ. Có một phương pháp tiêu chuẩn như hệ thống Q, và có thời gian thảo luận, thì sẽ có đủ độ tin cậy, và kỹ sư ĐKT của cả hai bên có thể học hỏi lẫn nhau. Rõ ràng là, các kỹ sư địa chất tại dự án phải làm việc theo ca nếu công tác đào hầm được tiến hành trong hai hoặc ba ca mỗi ngày.

Việc mô tả ghi chép về mặt cấu trúc-địa chất (loại đá và hệ khe nứt) và đánh giá Q dĩ nhiên là phải làm sau khi thông gió sạch hết khí nổ mìn, và sau khi đục tẩy ("chọc om" đá long rời) bởi Nhà thầu. Thực tế là bêtông phun trộn ướt được sử dụng, ngược lại với phương pháp trộn khô, cộng với số lượng khá ít công nhân và máy móc trong các hầm Na Uy, có ý nghĩa rằng chất lượng không khí nói chung là tốt hơn nhiều so với những gì diễn ra tại nhiều nước khác. Điều này khiến cho việc kiểm tra đánh giá khối đá dễ hơn, và do đó kết quả thường chính xác hơn. Việc làm hầm một lớp vỏ đòi hỏi tính tin cậy cao. Một số ví dụ về mô tả Q trong hầm được minh họa ở Hình 7.

Phân loại khối đá phải được thực hiện ở gần phần đỉnh hầm, bằng cách sử dụng một lồng nâng điều khiển bằng thủy lực, lắp trên máy khoan hầm. Sẽ rất dễ đánh giá sai đá bị biến đổi và sự có mặt của sét khi đứng quá xa bên dưới vòm hầm ở các hầm lớn.	*Kiểm tra KCCĐ bêtông phun (S_{fr}) ban đầu cũng phải được tiến hành từ trên cao ở phần vòm hầm, bằng cách sử dụng một xà-beng để kiểm tra các "chỗ hổng/rỗng". Các vùng bêtông dính bám kém do xịt nước làm sạch không đủ cần phải được sửa chữa.*

[14] CCA = *Cast Concrete Arches*: Vòm/vì chống hầm bằng bêtông đúc sẵn - ND

Ba hệ khe nứt (Jn = 9), có bề mặt phẳng và nhám (Jr = 1,5). Đá cát kết tại hầm Bremanger ở miền Tây Na Uy. Nhận thấy rằng, vị trí có đào lẹm với ba hệ khe nứt phát triển rõ đã lôi kéo sự chú ý của các kỹ sư đánh giá Q, nhưng có thể là bị nứt nẻ hơn bất cứ chỗ nào khác. Dải giá trị Q = (30-60)/(6-9) x 1.5/1 x 1/1 ≈ 5-20.	*Hang ngầm nông, có các lớp phủ sét hoặc bị phong hóa trên vài hệ khe nứt. Đá granit có RQD cao (90-100%) và kích cỡ tảng đá lớn. Điều này dẫn tới cần phải có các thông số Q bổ sung để phản ánh được chất lượng thấp. Sự đào lẹm là nghiêm trọng do tỷ số Jn/Jr ≥ 6 bất lợi. Dải giá trị Q = (90-100)/9 x 1.5/(2-4) x 0.66/2.5 ≈ 1 - 2.*
Nát vỡ do ứng suất lớn trong đá hoa/cẩm thạch trên tường của các hầm dẫn nước Jinping I, trong đó hai máy TBM đường kính lớn cuối cùng đã bị tháo dỡ, do lớp phủ > 2 km. Được hoàn thành bằng khoan nổ mìn: tổng cộng bốn // các hầm. Dải trị số Q = (90-100)/(2-3) x (2-4)/1 x (0.5-1)/(50-200) ≈ 1.	*Gương hầm trong đá phiến sét (được bơm vữa gia cố trước). Lưu ý lớp S(fr) đầu tiên và các bulông neo (loại CT) vĩnh cửu gần sát với gương trước đó. Bước đào an toàn 3m. Thực tế, chất lượng trước đó của đá phiến sét đã được cải thiện bằng bơm vữa trước với áp lực 10 MPa. $Q_{\text{hiệu dụng}}$ đã tăng lên từ ≈ 1 tới 30.*

Hình 7: Một vài hình ảnh để minh họa nhu cầu kiểm tra hầm sau khi nổ mìn phá đá và trước khi đưa ra các quyết định về kết cấu chống đỡ và gia cố cuối cùng. Cũng đưa ra một số đánh giá giá trị Q đa dạng.

Vì các tiết diện hầm có thể là rất lớn, và vì nổ mìn toàn tiết diện là thông thường (và tốt hơn) khi chất lượng đá tốt cho phép, nên chiều cao của vòm hầm thường hàm nghĩa là: bắt buộc phải kiểm tra khối đá từ một lồng nâng bằng thủy lực và được chiếu sáng tốt. Chất lượng khối đá (đặc biệt là khi chất lượng xấu) chỉ có thể được quan sát thấy khi càng sát gần với bề mặt đá. Các đặc trưng như các đứt gãy có sét lấp nhét là khó bị bỏ qua hơn. Để kiểm tra gương hầm và ra quyết định được tốt, cần có sẵn búa địa chất và một thước chia độ để kéo dài tầm với và tránh việc di chuyển lồng nâng quá nhiều. Trong khi một số công ty tư vấn có thể đã thực hiện lập mô hình số cho khối đá đại diện và các cấp chống đỡ hầm, thì hiện nay đó là thời gian dùng để quyết định tại chỗ loại chống đỡ nào và không chờ đợi các

quyết định từ bên ngoài. Điều này thật quan trọng khi mà mỗi gương đào tiến được điển hình từ 40 đến 80m mỗi tuần trong các hầm theo phương pháp NMT dùng một lớp vỏ.

Có hai trường hợp sập đổ khối đá trong hầm đường bộ đã được công khai xứng đáng trong 20 năm vừa qua ở Na Uy, may mắn là không có người bị thương hay tử vong nào. Cả hai trường hợp đều liên quan đến việc áp dụng không đúng hệ thống Q, với một sai sót trong một trường hợp là đánh giá Q =70, trong khi đó sau tai nạn thì các kỹ sư địa chất độc lập chỉ đánh giá là Q=0.07, dĩ nhiên là với lợi thế của sự nhận thức muộn sau khi xảy ra vấn đề, gồm cả sự quan trắc kỹ lưỡng sau tai nạn. Nói cách khác đã có một sai số là 1000:1 trong đánh giá Q, do không nhận ra được đoạn có nhiều sét của một hầm đi dưới đáy biển, do các thói quen kiểm tra phần vòm cũng như đánh giá Q không đúng đắn.

Tác động của hướng các cấu trúc địa chất đến giá trị Q

Trong các năm vừa qua, nhiều người đã bình luận về sự thiếu vắng *rõ ràng* của hướng khe nứt trong việc phát minh và ứng dụng giá trị Q. Không giống trường hợp trong hệ thống RMR, không có thuật ngữ cụ thể cho một "điểm số hướng". Tuy nhiên, có chỉ dẫn nhằm cố gắng xét đến hệ khe nứt hoặc đứt gãy ít thuận lợi nhất trên quan điểm đào lẹm hay mất ổn định tiềm tàng, khi lựa chọn tỷ số Jr/Ja thích hợp. Khía cạnh này của hệ thống Q đôi khi đòi hỏi khá nhiều kinh nghiệm hơn so với yêu cầu khi sử dụng RMR, bởi vì người ta phải hình dung được các hậu quả của việc tiếp tục đào hầm trong trường hợp không cung cấp được sự chống đỡ "đặc trưng" cụ thể. Việc mô hình hóa 3 chiều (3D, v.d. phần mềm 3DEC[15]) trước cho các trường hợp như vậy có thể đã được thực hiện.

Hình 8a trình bày hai trường hợp mà chúng có thể dùng để minh họa. Ở bên trái là một chi tiết nhỏ từ một trong nhiều hầm áp lực của Na Uy. Một đứt gãy nhỏ có gra-phít/than chì phủ bọc có hướng cắm gần song song với trục hầm, trong khi đó vuông góc với trục hầm là một hệ khe nứt có lấp nhét clorit. Nếu được xem xét riêng rẽ thì các tỷ số Jr/Ja tương ứng có thể là 1.5/3 và 2/4. Đặc trưng lấp nhét graphit chạy dọc theo trục hầm dài nhiều mét, và là nguyên nhân chính gây ra đào vượt và tiềm năng mất ổn định lớn. Ngay cả nếu các tỷ số Jr/Ja là không tương đương, thì tổ hợp Jr/Ja = 1.5/3 cũng áp dụng trong trường hợp này, trong khi đặc trưng có hướng vuông góc ổn định hơn với Jr/Ja = 2/4 chỉ đóng góp vào việc làm giảm RQD.

Trong trường hợp cửa hầm không có chống đỡ của hầm đường bộ cũ bên bờ biển cho trong Hình 8b, hệ khe nứt gần thẳng đứng nhẵn có đường phương gần song song với trục hầm đã tạo nên tỷ số Jr/Ja thích hợp là 1/2. Với một chất lượng khối đá cửa hầm cục bộ bằng 100/(9x2) x 1/2 x 1/2.5 ≈ 1 (chú ý: 2 x Jn và SRF = 2.5 cho các cổng hầm) thì người ta đã có thể lựa chọn hệ neo B = 1.7m cách tâm và 7 cm bêtông phun S(fr) (xem phần tiếp theo), nếu hầm cũ này đã được trải qua quá trình ra quyết định về KCCĐ theo Q ngày nay. Tuy nhiên, đường hầm này đã tồn tại rất lâu mà không cần chống đỡ, do vậy hệ thống Q được xem là thiên về an toàn, nếu được áp dụng đúng. Một số chuyên gia mô hình số hình như không đồng ý ở đây. Tất nhiên có các lý do chính đáng cho việc này khi các kỹ sư mô phỏng máy tính làm cho tất cả các hệ khe nứt trở thành liên tục.

[15] 3DEC: *Distinct Element Code*: Là một phần mềm mô hình số ba chiều theo phương pháp phần tử rời rạc (DEM), dùng cho phân tích địa kỹ thuật cao cấp gồm đất, đá, nước ngầm, kết cấu chống đỡ, và kết cấu gạch đá xây. Nó mô phỏng ứng xử của các môi trường không liên tục (như đá nứt nẻ hay kết cấu gạch xây vữa) chịu tải trọng tĩnh hay động.

Hình 8 a và b: Một số chi tiết về hướng đặc thù trong một hầm áp lực đào trong đá granit và trong một hầm đường bộ cũ dọc theo bờ biển phía tây của Na Uy trong đá phiến/diệp thạch nguyên khối. Hệ khe nứt hay đứt gãy bất lợi nhất cho sự ổn định cho ta tỷ số Jr/Ja thích hợp, và chống đỡ bổ sung có thể là cần nhiều theo chiều dọc hầm.

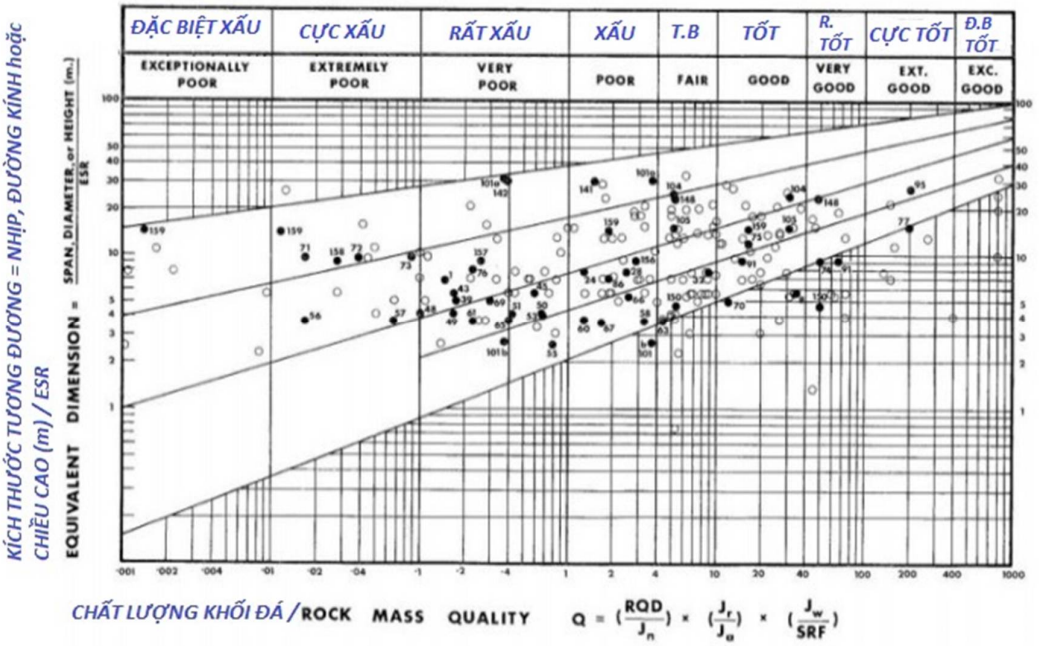
Lựa chọn kết cấu chống đỡ hầm dựa trên Q - Vài thông tin lịch sử

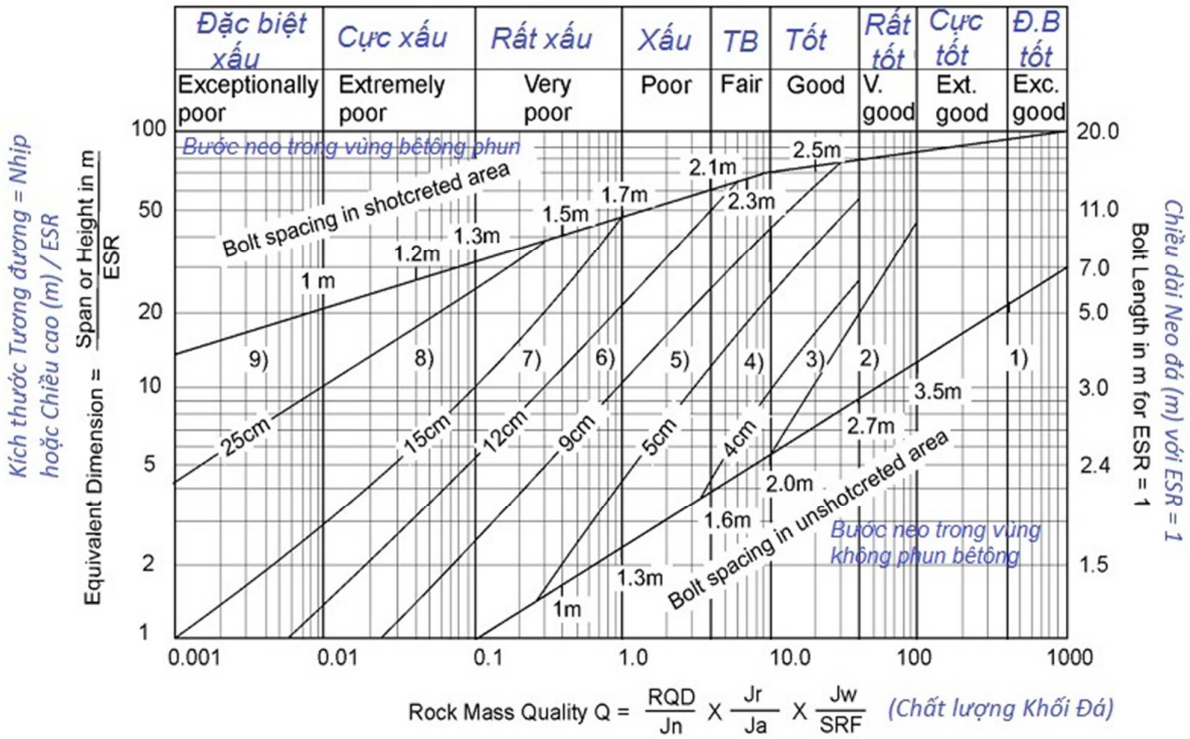
Hệ thống Q ban đầu được phát triển từ hơn 200 số liệu thực tế, lấy chủ yếu từ các nước Tây Bắc Âu và một số là từ nguồn quốc tế. Các phương pháp làm vỏ chống đơn lớp hồi đầu những năm 1970 sử dụng hệ thống neo đá và bêtông phun gia cường lưới thép B + S(mr). Bảng khuyến nghị chọn KCCĐ được dựa trên vị trí của số liệu ghi chép thực tế trong đồ thị "giá trị Q - nhịp hầm", như minh họa ở Hình 9a (Barton và nnk 1974). Với việc bổ sung dần thêm 1050 số liệu bởi Grimstad, các khuyến nghị chọn KCCĐ đã được đơn giản hóa thành phương pháp đồ thị cho trong Hình 9b (Grimstad & Barton 1993).

Trong phiên bản Q gốc của Barton và nnk 1974, các khuyến nghị chọn KCCĐ khối đá được "phân tách" bởi các hệ số điều kiện RQD/Jn (tức là kích thước tảng đá tương đối) và Jr/Ja (cường độ kháng cắt giữa các tảng đá). Nói cách khác, các kích cỡ tảng đá nhỏ (và lực dính thấp) rõ ràng (và hợp logic) là đòi hỏi nhiều S(mr) hơn, trong khi đó nội ma sát thấp thì rõ ràng (và hợp logic) là đòi hỏi khoảng cách neo đá gần nhau hơn. Về sau, nhận thấy rằng (Barton 2002) Q hay cụ thể hơn là Qc gần giống với tích số của "c" và "tanφ". Mối quan hệ bán kinh nghiệm (*hậu nghiệm/quy nạp*) của hai thành phần cường độ khối đá này là khác nhiều so với công thức đại số phức tạp theo cách diễn dịch (*tiên nghiệm*) của "tiêu chuẩn cường độ" khối đá dựa trên chỉ số cường độ địa chất GSI[16] của Hoek-Brown (Barton 2014), cái mà quá nhiều người lớp trẻ sử dụng với mô hình hóa PTHH môi trường liên tục, để nhận được "ứng xử" mang tính biểu kiến của hầm mà họ tin là đúng sự thật.

Như sẽ thảo luận ở phần sau, sẽ là khôn ngoan để kết hợp các phương pháp kinh nghiệm với các phương pháp số nếu kỹ sư muốn "thiết kế" KCCĐ hầm dựa trên mô phỏng máy tính. Các vùng "phá hoại dẻo" cường điệu thường thấy trong các mô hình số, và biến dạng được máy tính đưa ra, cần phải được rà xét với sự nghi ngờ, và đôi khi phải hiệu chỉnh, bởi số liệu biến dạng theo Q thực nghiệm. Một phương pháp rất đơn giản sẽ được minh họa sau đây. Kết quả bán kinh nghiệm là gần hiện thực hơn so với mô hình hóa *tiên nghiệm*.

[16] GIS = *Geological Strength Index*: Chỉ số Cường độ Địa chất





CÁC DẠNG GIA CỐ

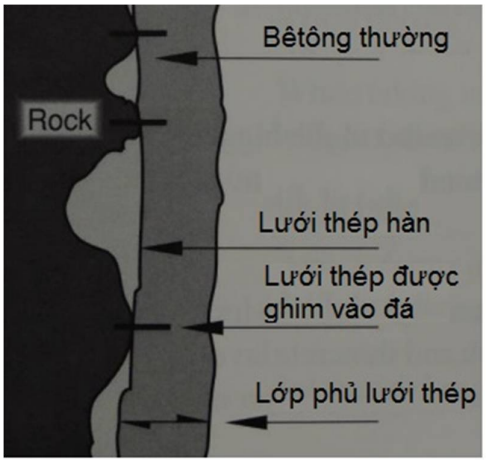
1) Không gia cố
2) Neo đá điểm xuyết, sb
3) Neo đá có hệ thống, B
4) Neo có hệ thống (và bêtông phun không gia cường, 4-10cm, B(+S)
5) Bêtông phun gia cường cốt sợi và neo đá, 5-9cm, Sfr+B
6) Bêtông phun gia cường cốt sợi và neo đá, 9 - 12cm, Sfr+B
7) Bêtông phun gia cường cốt sợi và neo đá, 12 - 15cm, Sfr + B
8) Bêtông phun gia cường cốt sợi > 15cm, sườn BTP gia cường cốt thép và neo đá, Sfr, RRS+B
9) Vỏ bêtông đúc sẵn, CCA

Hình 9, Phía trên: Đồ thị chọn KCCĐ dựa theo giá trị Q của Barton & nnk (1974), với mỗi ô trong số 38 ô đều có một khuyến cáo về chống đỡ BTP và gia cố Bulông neo riêng. Đã có 212 ghi chép số liệu, và vào lúc đó phương pháp vỏ chống đơn lớp tiêu chuẩn là gồm B+S(mr) - nghĩa là, neo đá và BTP có lưới thép. Khoảng năm 1983 BTP lưới thép S(mr) đã không còn được dùng như một biện pháp chống đỡ hầm ở Na Uy nữa, sau khi phát minh ra BTP cốt sợi S(fr) trộn bằng quá trình ướt và phun bằng robot hồi 1978/1979. Chú ý rằng NHỊP (bề rộng của hầm hoặc hang ngầm) được chia cho một hệ số yêu cầu an toàn "sử dụng hầm" ESR[17] (sẽ được giải thích sau).

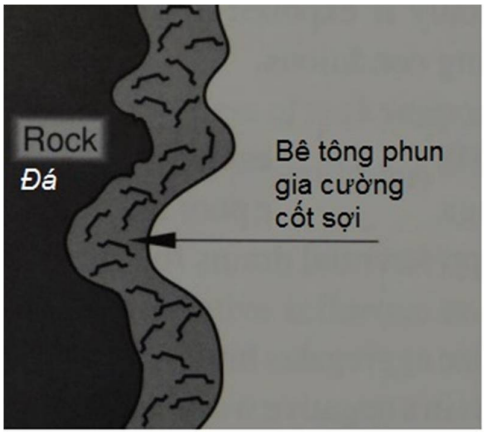
Hình dưới: Đồ thị khuyến cáo chọn KCCĐ hầm của Grimstad & Barton 1993, dựa trên 1050 số liệu mới. Đồ thị này đưa ra kết cấu vỏ chống đơn lớp vĩnh cửu, dùng cho cả hang ngầm lớn. Như sẽ được ghi chú sau trong Hình 13, năm 2006 đã có một vài điều chỉnh nhỏ về chiều dày BTP bé nhất, được mô tả trong tài liệu của Grimstad 2007, dựa trên kinh nghiệm của 800 số liệu mới tập hợp trong năm 2002/2003. Ngoài ra, trong Hình 13, kết cấu sườn BTP có gia cường cốt thép (RRS), liệt kê dưới mục số 8, được gán các kích thước cụ thể cho một dải rộng các kích cỡ hầm và giá trị Q.

Các thành phần của hệ chống đỡ dựa trên hệ thống Q: Bêtông phun cốt sợi S(fr), bulông neo (kiểu CT), và Vì chống bêtông phun có gia cường (RRS)

Phần này bao gồm các minh họa về một số hạng mục cơ bản của các khuyến nghị KCCĐ theo Q đã thể hiện trong Hình 9: có cả BTP lưới thép S(mr) của quá khứ và BTP cốt sợi S(fr) của ba mươi năm vừa qua. Các ảnh chụp và hình vẽ được dùng nhằm có được sự khúc chiết và tính hoàn chỉnh độc lập.

	
Vì hệ thống Q được phát triển năm 1973, các trường hợp thực tế về vỏ chống đơn lớp (gồm chống đỡ BTP vĩnh cửu và gia cường neo đá) đã có chất lượng thấp hơn các trường hợp thực hiện ở các thập kỷ sau. Đây là một ví dụ về thi công kém chất lượng của BTP lưới thép S(mr), với mọi nhược điểm được trông thấy rõ.	Minh họa trong sách của Vandevall 1991 về các nhược điểm của BTP lưới thép: ba quá trình, rủi ro bị rỗng và/hoặc bật nảy nhiều, ăn mòn lưới thép do các dòng điện phân, thi công chậm.

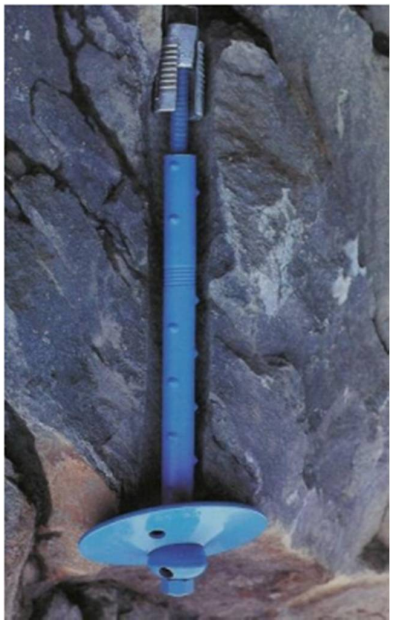
[17] ESR = *Excavation Support Ratio*: Tỷ số Chống đỡ Hang đào / Hệ số Gia cố Đào. Hầm càng quan trọng thì tỷ số này càng bé - ND.

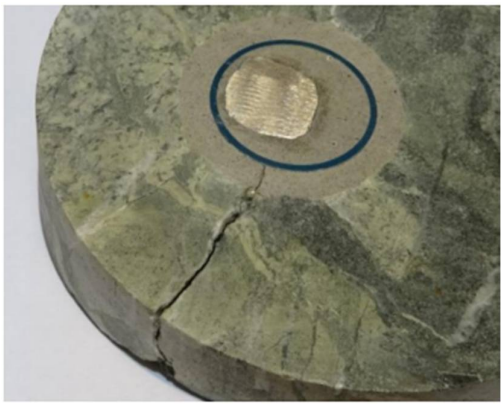
	
Bêtông phun gia cường cốt sợi thép trộn ướt- được phun sau khi xịt nước sạch kỹ, và neo đá chống gỉ (v.d. loại CT), là những thành phần quan trọng nhất của các khuyến nghị chọn KCCĐ theo hệ thống Q cải tiến. Ảnh chụp cho thấy PP làm hầm Na Uy (NMT) đang trong quá trình thực hiện. Một lớp S(fr) cuối cùng sẽ hoàn tất kết cấu chống đỡ cho hầm đường sắt được bơm vữa trước vào khối đá để gia cường này.	Minh họa trong sách của Vandevall, 1991 về ưu điểm rõ ràng của S(fr): dính bám tốt hơn, không bị rỗng, ít ăn mòn hơn, độ thấm bé hơn nhiều, nhanh hơn, và rẻ hơn cho mỗi mét dài. Một điều khác thường là một số tư vấn Áo vẫn khuyến nghị sử dụng S(mr).

Hình 10: Các ưu điểm của BTP cốt sợi S(fr) so với BTP lưới thép S(mr) được nhận thấy dễ dàng nhờ các ví dụ so sánh này. Các sơ họa từ cuốn sách của Vandevall "Làm hầm xuyên Thế giới" (1991) là không hề phóng đại.

Thực tế của phương pháp làm hầm Na Uy NMT đơn vỏ chống, so với phương pháp làm hầm Áo NATM[18] vỏ chống kép, là mỗi thành phần chống đỡ đều phải được *tin cậy một cách vĩnh cửu*. Không có chuyện lơ là/xem nhẹ về sự đóng góp của bêtông phun tạm thời, bulông neo tạm thời, cùng dầm chống thép tạm thời, và chỉ dựa/trông cậy vào một vỏ hầm cuối cùng, như trong NATM. Do đó, người ta phải cẩn thận hơn về sự lựa chọn và về chất lượng của các thành phần chống đỡ và gia cố B+S(fr) + RRS (sau cùng/ngẫu nhiên). Hình 10 (phần dưới) minh họa việc ứng dụng S(fr). Hình 11 minh họa (dưới dạng một trình diễn rút gọn) sự làm việc của neo đá CT. Và sau cùng, Hình 12 minh họa một số chi tiết gia cường bên trong và bề ngoài cuối cùng của RRS (bêtông phun gia cường vì thép).

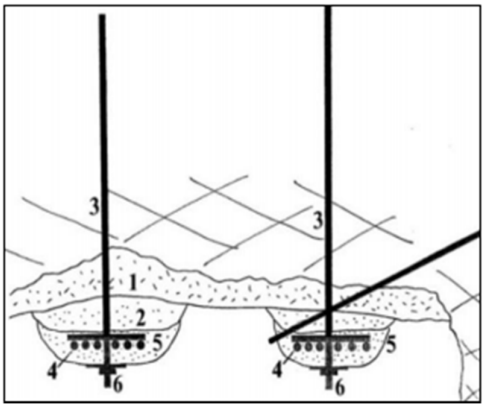
[18] NATM = *New Austrian Tunnelling Method*: Phương pháp làm Hầm mới của Áo. *NATM được dựa trên quan niệm rằng đất nền xung quanh hang hầm không chỉ làm việc như là tải trọng ngoài, mà còn như là một yếu tố tự mang tải. Nói chung, các hoạt động đào và chống đỡ là được điều chỉnh liên tục để phù hợp với các điều kiện đất nền, mà luôn xét đến các yêu cầu kỹ thuật/thiết kế. Ứng xử của đất nền, dưới dạng các chuyển vị của vỏ chống, được đo đạc để kiểm tra tính ổn định của hang đào và nhằm tối ưu hóa quá trình đào và chống đỡ. Tùy thuộc vào các điều kiện của dự án (v.d. hầm đặt nông trong đất yếu, hầm đặt sâu trong đá) và các kết quả đo đạc địa kỹ thuật, sẽ quyết định được các yêu cầu đối với một loại chống đỡ cụ thể. Các điều khoản của hợp đồng xây lắp là có tính linh hoạt, nhằm đảm bảo rằng loại và lượng chống đỡ kinh tế nhất sẽ được sử dụng. - ND*

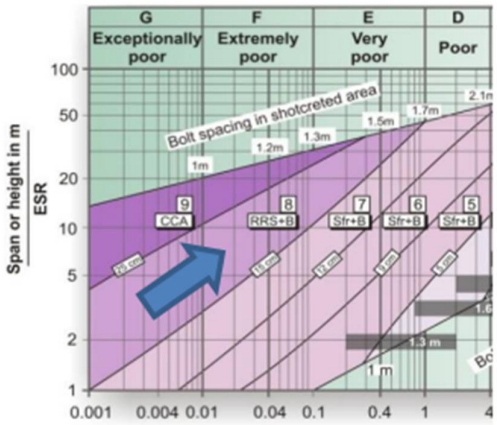




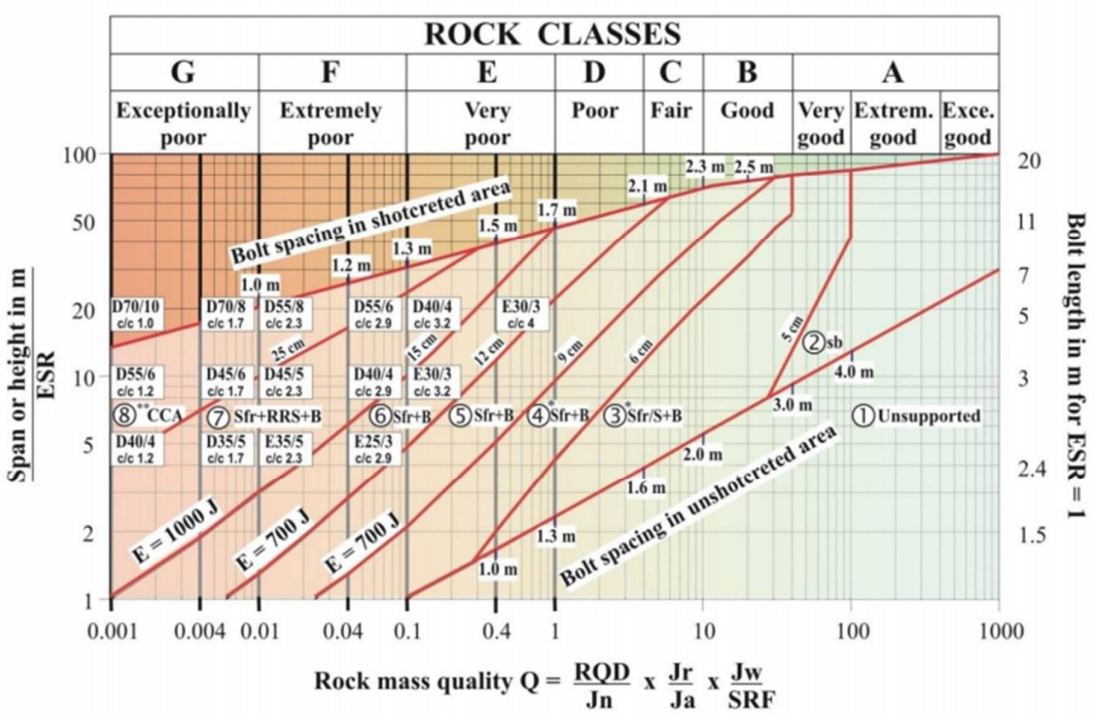
Neo CT được khoan lấy mẫu rộng ra: Biến dạng khe nứt/nứt tách sát với neo (một cơ chế được dự báo khi lắp đặt gần với gương hầm) không khởi đầu một quá trình ăn mòn tiềm tàng, mà nó có thể xảy ra với bulông truyền thống không có vỏ bọc bằng nhựa tổng hợp PVC.

Hình 11: Vì vỏ hầm một lớp (NMT) chỉ dựa vào S(fr) chất lượng cao và neo đá bền vững, nên các phương pháp bảo vệ chống ăn mòn đa lớp được phát triển bởi Ørsta Stål giữa thập kỷ 1990, đã trở thành một phần quan trọng của NMT. Ảnh bên trái thể hiện một ống bọc PVC màu xanh: PVC có thể là đen hay trắng.





Hình 12: Một vài chi tiết minh họa nguyên lý của các sườn chống BTP gia cường cốt thép (RRS), là một thành phần quan trọng của các khuyến nghị theo hệ thống Q để gia cố các khối đá rất yếu. Ảnh trên cùng bên trái lấy từ một bài giảng của Nhà thầu hầm-mỏ LNS do Hội Xây dựng Ngầm Na Uy (NFF[19]) xuất bản, sơ họa thiết kế lấy từ Barton (1996), mũi tên màu xanh cho thấy biện pháp gia cố-chống đỡ đặc biệt RRS "nằm" trong vùng nào của đồ thị Q (xem chi tiết phóng to trên Hình 13). Bức ảnh về RRS đã hoàn thành là chụp một bên của ga ngầm Nhà hát Quốc gia ở trung tâm Oslo, trước khi tháo dỡ cột chống bên dưới một lớp đá phủ chỉ dày 5m cộng với 15m cát + sét. Một lớp vỏ hầm bêtông cuối cùng/vĩnh cửu được đúc bên ngoài RRS vì lý do thẩm mỹ kiến trúc.



CÁC CẤP HẠNG GIA CỐ

1) Không gia cố
2) Gia cố neo điểm xuyết/cục bộ, **sb**
3) Gia cố neo có hệ thống, và bêtông phun (BTP) không gia cường hoặc gia cường cốt sợi, 5-6cm, **Sfr/B+S**
4) BTP gia cường cốt sợi và neo đá, 6-9cm, **Sfr+B**
5) Bêtông phun gia cường cốt sợi và neo đá, 9-12cm, **Sfr(E700)+B**
6) BTP gia cường cốt sợi và neo đá, 12-15cm, **Sfr+B**
7) Bêtông phun gia cường cốt sợi > 15cm + các sườn BTP được gia cường, **Sfr(E1000)+RRS+B**
8) Vỏ bêtông đúc, **CCA** hoặc **Sfr(E1000) + RRS+B**

Neo đá có đường kính 20 - 25 mm

E = Hấp thụ năng lượng trong bêtông phun gia cường cốt sợi ở độ uốn 25 mm trong thí nghiệm bản ép.

= RRS có tổng số 6 thanh thép gia cường thành hai lớp trong các sườn BTP dày có khoảng cách là 1.7m. Mội hộp tương ứng với các giá trị Q ở bên trái của hộp.

*) Tới 10cm trong các nhịp lớn

) Hoặc **Sfr+RRS+B

Hình 13: Đồ thị chống đỡ theo Q cải tiến lần đầu xuất bản bởi Grimstad năm 2007. Các chi tiết về thiết kế các sườn chống BTP gia cường cốt thép (RRS) cho trong các "ô" ở bên trái của sơ đồ

[19] NFF = *Norsk Forening for Fjellspreningsteknikk = Norwegian Tunnelling Society*: Hội Xây dựng Ngầm Na Uy - ND.

chống đỡ-Q là được rút ra từ việc tổ hợp của kinh nghiệm và một số mô hình số tiêu biểu bởi một nhóm nhỏ các chuyên gia cũ của Viện ĐKT Na Uy - NGI. Các chi tiết về mô hình số này được cho trong tài liệu của Grimstad và nnk (2002, 2003). Chú ý rằng mỗi "ô" chứa một ký tự "D" (double/kép) hay chữ "E" (single/đơn) để biểu thị số lượng lớp cốt thép gia cường (Hình 12a thể hiện cả hai dạng). Theo sau chữ "D" hay "E" các "ô" thể hiện chiều dày (sườn) BTP lớn nhất tính bằng cm (từ 30 đến 70 cm), và số lượng thanh thép trong mỗi lớp (3 đến 10). Đường thứ hai trong mỗi "ô" thể hiện quãng cách giữa các sườn BTP cốt sợi S(fr) từ 1m - 4m. Các "ô" được định vị trong Biểu đồ chống đỡ Q sao cho bên trái tương ứng với giá trị Q thích hợp (từ 0.4 đến 0.001). Chú ý các mức hấp thu năng lượng E=1000 Jun (cho dung sai biến dạng lớn nhất), 700 Jun, và 500J trong dải còn lại (khi mà có lượng biến dạng dự kiến thấp hơn). Ghi chú: Dùng BTP cốt sợi S(fr) để tạo ra vòm chống bên dưới các thanh thép. Lưu ý (từ Barton và nnk 1974) rằng chiều dài neo (bên phải Hình 13) là được ước lượng từ: L = 2 + 0.15 NHỊP/ESR (m). Với thành/tường hầm L = 2 + 0.15 CHIỀU CAO/ESR (m). Với các hang ngầm lớn có dùng neo cáp dự ứng lực, hệ số 0.15 được thay bằng 0.4 trong mỗi trường hợp. Nhớ rằng CHIỀU CAO là để chỉ toàn bộ chiều cao hang đào. Xem các giá trị Tỷ số Gia cố Đào ESR cập nhật ở Bảng 3.

Cần chú ý là biểu đồ chống đỡ theo Q phiên bản 1993 (cho trong Hình 9) đã khuyến nghị sử dụng (tại mọi thời điểm) chỉ 4-5cm bêtông phun *không gia cường* trong cấp 4 mà thôi. Việc áp dụng bêtông phun *không gia cường* kết thúc trong thập kỷ 1990, ít nhất là ở Na Uy.

Hơn nữa, chiều dày xuống đến 4cm cũng không được áp dụng ở Na Uy nữa, do rủi ro đã được ghi nhận của việc bị khô đi quá nhanh trong khi nó được bảo dưỡng. Biểu đồ Q từ năm 1993 (Hình 9) và cả phiên bản cập nhật 2002/2003 đã chỉ ra một cấp 3 rất hẹp chỉ gồm có bulông neo trong một hầm rộng 10m khi Q cao đến 10-20. Việc chỉ sử dụng neo này là không còn được chấp nhận ở Na Uy trong trường hợp các hầm giao thông. Cấp 3 năm 1993 và 2002/2003 đã bị bỏ đi trong đồ thị 2007 mới nhất này (Hình 13) mà nó đã được vi chỉnh bởi Grimstad khi còn làm việc tại NGI năm 2006. Tuy nhiên với các hầm ít quan trọng hơn có ESR = 1.6 và lớn hơn, thì việc chỉ dùng các neo đá điểm xuyết (*spot bolts*) là vẫn đúng đắn. Do vậy chúng ta có thể phân biệt giữa các hầm giao thông (đường bộ & đường sắt) với các hầm dẫn nước áp lực của thủy điện, hầm cấp nước v.v… (Xem bảng ESR ở phần sau).

Triết lý làm hầm một lớp chống đỡ theo phương pháp Na Uy NMT, tổng kết năm 1992

Ngay trước khi xuất bản các khuyến nghị lựa chọn chống đỡ hầm theo hệ thống Q cải tiến bởi Grimstad và Barton (1993), một nhóm đa công ty - đa tác giả từ Na Uy (Barton, Grimstad, Aas, Opsahl, Bakken, Pedersen và Johansen), từ các tổ chức như Viện NGI (2 người), Selmer, Veidekke, Entreprenørservice, NoTeBy và Statkraft, đã mô tả các yếu tố chính của phương pháp làm hầm Na Uy, gọi là NMT. Phương pháp này là để cạnh tranh rõ ràng với phương pháp NATM có hai lớp vỏ hầm tốn kém hơn. Bài báo hai phần này in trong Tạp chí World Tunnelling[20] (Barton và nnk 1992) đã mô tả việc đo vẽ-ghi chép Q, mô hình số trên máy tính, lựa chọn KCCĐ hầm, thi công bêtông phun trộn ướt S(fr) bằng máy phun tự động/robot, các tính chất của cấu kiện chống đỡ, và hệ thống hợp đồng thi công-xây lắp hầm kiểu Na Uy. Ba chữ viết tắt NMT ngày nay đã rất nổi tiếng sau 20 năm được tham chiếu đến và đưa vào giảng dạy ở các khóa đào tạo đại học bên ngoài Na Uy. Điều này là có ích cho việc phân biệt nó với NATM khá khác xa.

[20] Tạp chí Xây dựng Hầm thế giới - ND.

Bảng 2- Giải thích chi tiết ý nghĩa/công dụng các 'Ngăn kéo" Bàn thiết kế NMT ở Hình 14.

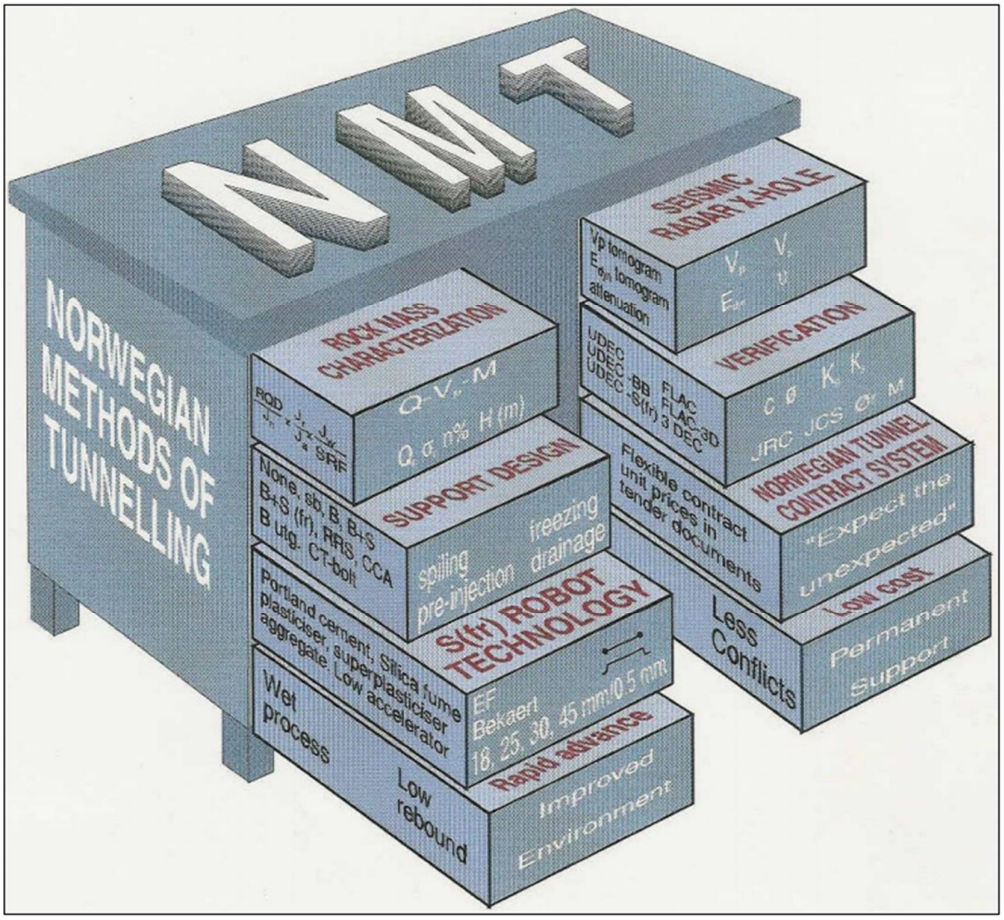
Các ngăn kéo bên trái Bàn NMT	Các ngăn kéo bên phải Bàn NMT
Mô tả đặc trưng khối đá *sử dụng sáu thông số Q =* $\frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja} \times \frac{Jw}{SRF}$ *Một mối quan hệ giữa Q và* V_P *và môđun biến dạng M được chỉ ra, sử dụng* Q_c, σ_c, *và độ rỗng đất đá n% và chiều sâu H(m) hay mức ứng suất.*	***Khảo sát hiện trường****, dùng khúc xạ địa chấn, radar, chụp quét ảnh ngang lỗ khoan* V_P *hay* E_{dyn},, *hoặc chụp quét ảnh tắt dần. (Ghi chú:* $Q_{địa\ chấn}$ *= 1/hệ số suy giảm về mặt con số là gần với môđun M, GPa).*
Các biện pháp thiết kế chống đỡ *bao gồm không vỏ chống, neo điểm (sb), neo hệ thống (B), B+S, B+S(fr), RRS, CCA. (Neo Butg*[21] *không ứng suất trước - có bơm vữa, neo ngàm một đầu có keo resin liên kết và tạo ƯST, neo kiểu CT). Cũng có thể dùng neo vượt trước, thoát nước, bơm vữa trước vào khối đá, và đóng băng đất.*	***Kiểm toán các thiết kế chống đỡ bằng mô hình số,*** *bằng cách sử dụng phần mềm thương mại như UDEC*[22]*, UDEC-BB, UDEC-Sfr, FLAC*[23]*, FLAC-3D và 3DEC. Các thông số tương ứng là JRC, JCS,* φ_r*, M, Kn và Ks, c +* φ.
Công nghệ robot phun BT S(fr) *sử dụng ximăng Portland, bọt/muội điôxit silic (silica fume*[24]*), phụ gia hóa dẻo, phụ gia siêu dẻo, cốt liệu và phụ gia thúc đẩy ninh kết (chậm) không chưa kiềm. Cốt sợi thép: Loại EE 20-25mm (trước đây), loại Bekaert 30-35mm / 0.5mm. (Ngày nay: cốt sợi Barchip PP 48mm, 0.4/1.4mm).*	***Hệ thống hợp đồng làm hầm kiểu Na Uy****, sử dụng một dạng hợp đồng linh hoạt, với các đơn giá cho mọi biên pháp chống đỡ có thể trong các tài liệu đấu thầu: dùng khẩu hiệu "dự báo cái chưa dự kiến được".*
Đào tiến nhanh *nhờ bêtông phun trộn ướt S(fr), tạo ra lượng bật nảy thấp và môi trường được cải thiện.*	***Giá thành thấp và*** *ít xung đột, KCCĐ đơn lớp vĩnh cửu - trong tương phản với NATM vỏ chống kép.*

Về các loại bulông neo và cốt sợi trong các kiểu KCCĐ dựa trên Q

- Thuật ngữ của hệ thống Q thời gian đầu B_{utg} trình bày ở trên là để nói đến loại *bulông neo bơm vữa không tạo ứng suất trước*, mà chúng rất cứng. Việc sử dụng loại neo này phải được xem xét cẩn thận khi có biến dạng lớn ban đầu, tróc vỡ đá hoặc nổ đá. Bơm vữa cho các neo đá ngàm một đầu quá sớm có thể làm tăng các tác động bất lợi gây tróc mảng, và neo có thể bị phá hoại kéo với số lượng lớn. Tốt hơn là nên bơm vữa cho neo khi biến dạng đã chậm đi. Một giải pháp thay thế rất được khuyến cáo đó là dùng các neo kiểu-D có tính năng hấp thụ năng lượng/biến dạng.
- Các loại cốt sợi EE không còn được dùng ở Na Uy vào giữa những năm 1990. Cốt sợi thép của hãng Bekaert dài 30-35mm, trong số nhiều loại khác, dần dần được thay thế bởi các cốt sợi Polypropylene, như loại Barchip Kyodo dài 48mm, trong một số lĩnh vực của ngành công nghiệp xây dựng ngầm. Tuy nhiên, điều khá quan trọng là các loại cốt sợi này được làm nhám bề mặt để đảm bảo tính dính kết và kháng biến dạng của chúng. Tính năng làm việc qua các thập kỷ như

[21] UTG = *Untensioned Grouted*: Không tạo dự ứng lực, có bơm vữa - ND.
[22] UDEC = *Universal Distinct Element Code*: Chương trình Phần tử Rời rạc Tổng quát, của Công ty Itasca - ND.
[23] FLAC = *Fast Lagrangian Analysis of Continua*: Phần mềm Phân tích Sai phân Nhanh cho Môi trường Liên tục, của Hãng Itasca - ND.
[24] Microsilica: Muội (hơi/bọt) microsilica; Silic điôxyt mịn: *Là loại ôxyt silic vô định hình có độ tinh khiết và hàm lượng ôxyt silic cao, có hoạt tính puzơlan cao. Cũng được gọi là* silica fume (muội điôxit silic), *vật liệu này thay thế cho một lượng phần trăm nhỏ ximăng, cũng không hẳn vì thuộc tính người ta thường nghĩ là cải thiện cường độ bêtông của nó, mà là vì hiệu ứng phụ có lợi của nó làm tăng tính dính bám, tăng độ chống thấm, giảm lượng phụ gia, và, đối với bêtông phun khô, giảm đáng kể lượng bụi và bật nảy rơi vãi khi phun - ND.*

được mong đợi của các loại cốt sợi polypropylene là vẫn chưa thể lập hồ sơ được, nhưng việc dùng nhiều trong các mảng của ngành xây dựng ngầm như trong các hầm đường bộ và đường sắt đi dưới đáy biển và khi dự kiến có các biến dạng lớn, là một tín hiệu tích cực.



Hình 14: Bàn ngăn kéo của các nhà làm hầm "thiết kế-và-thi công", dùng bởi Barton (1996) để tổng kết các thành phần cơ bản của NMT cho bạn đọc quốc tế. Bảng 2 đưa ra một tóm tắt về "nội dung" của mỗi ngăn kéo, có sử dụng các câu nối kết bổ sung.

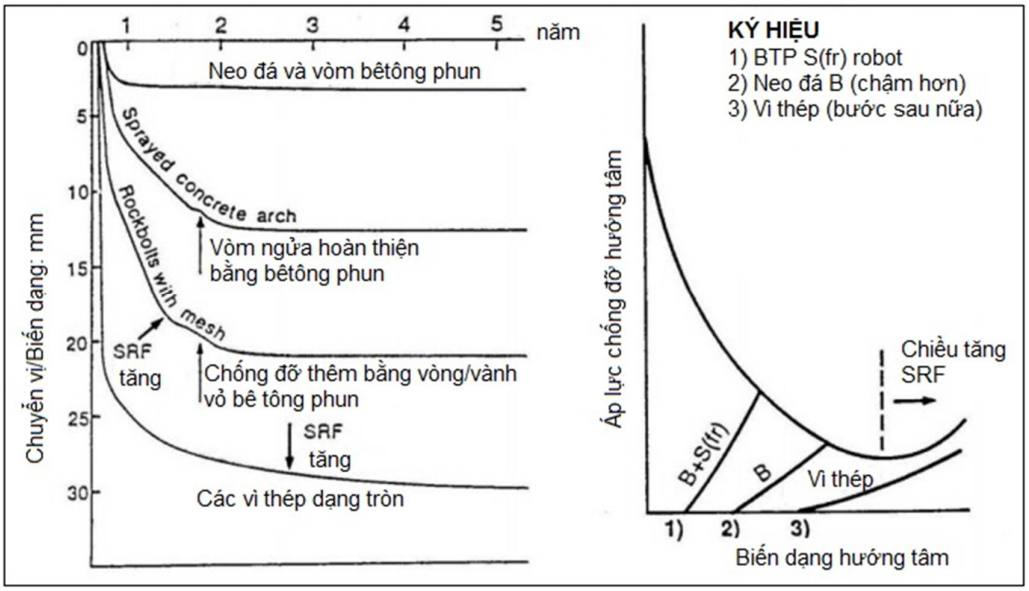
So sánh phương pháp làm hầm Na Uy NMT một lớp chống đỡ với phương pháp làm hầm Áo NATM hai lớp chống đỡ

Việc sử dụng vì chống thép hình đã được bỏ đi trong thực hành phương pháp NMT vỏ chống đơn lớp, do sự lỏng rời tiềm tàng của khối đá được chống đỡ không đủ trên chu vi của hang đào. Rất khó đạt được sự tiếp xúc đủ chắc chắn giữa các vì thép và khối đá, đặc biệt là khi có đào lẹm lớn. Các kết quả thực nghiệm có sử dụng các phương pháp chống đỡ khác nhau được minh họa ở Hình 15. Đồ thị bên trái thể hiện các kết quả của đoạn hầm làm thử trong đá bùn kết (Ward và nkk 1983). Năm năm theo dõi/quan trắc đã cho thấy rõ tính năng làm việc khác nhau rất nhiều của bốn dạng chống đỡ và gia cố khác nhau.

Trong đồ thị bên phải, theo Barton & Grimstad 1994, độ cứng tương phản của B+S(fr) và các dầm chống thép được minh họa thành một đường cong "áp lực nén ép-biến dạng hội tụ", với hàm ý (và thực tế) rằng SRF (các mức độ rão rời, xem PHỤ LỤC A) có thể xảy ra khi

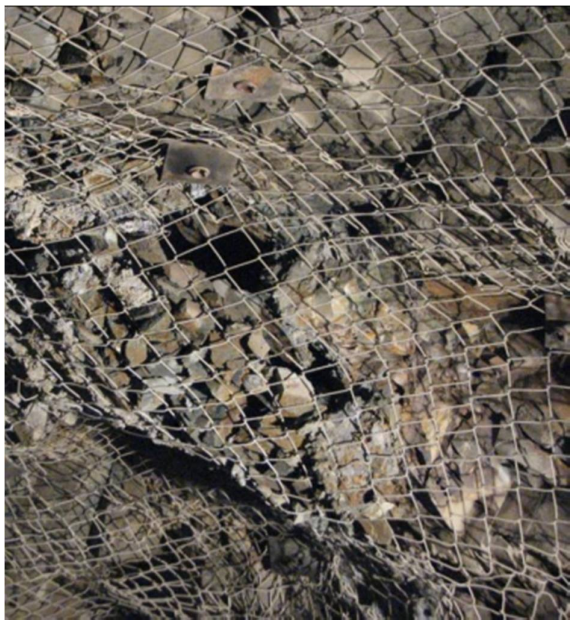
dùng vì chống thép. Cần phải rõ ràng rằng, việc sớm áp dụng S(fr) bằng robot phun bêtông, và việc lắp đặt hệ neo đá được bảo vệ chống rỉ vĩnh cửu ngay từ đầu, như trong phương pháp làm hầm Na Uy NMT đơn vỏ, là dễ dàng tạo ra kết quả hoàn toàn khác so với kết quả đạt được khi sử dụng phương pháp NATM.

Trong NATM, tất cả các bộ phận được sử dụng phổ biến gồm khung chống thép hình, bêtông phun có lưới thép, và neo đá, đều được xem là chống đỡ tạm, và "không được xét đến" trong thiết kế lớp vỏ hầm bêtông cuối cùng. Các biện pháp chống đỡ tạm thời được giả thiết là cuối cùng sẽ bị gỉ/ăn mòn. Do vậy có lẽ không ngạc nhiên là việc quan trắc biến dạng hội tụ mới là một phần quan trong đến thế của NATM, vì một mức độ lỏng rời khối đá hình như rất dễ xảy ra khi thường xuyên sử dụng vì thép đến vậy. Các quy trình thi công tiêu chuẩn trong NATM vỏ kép được minh họa trong các tiêu chuẩn Áo, và được trích ra ở đây để đối chiếu (Hình 18) vì nó khác một cách đáng kể với NMT đơn vỏ.

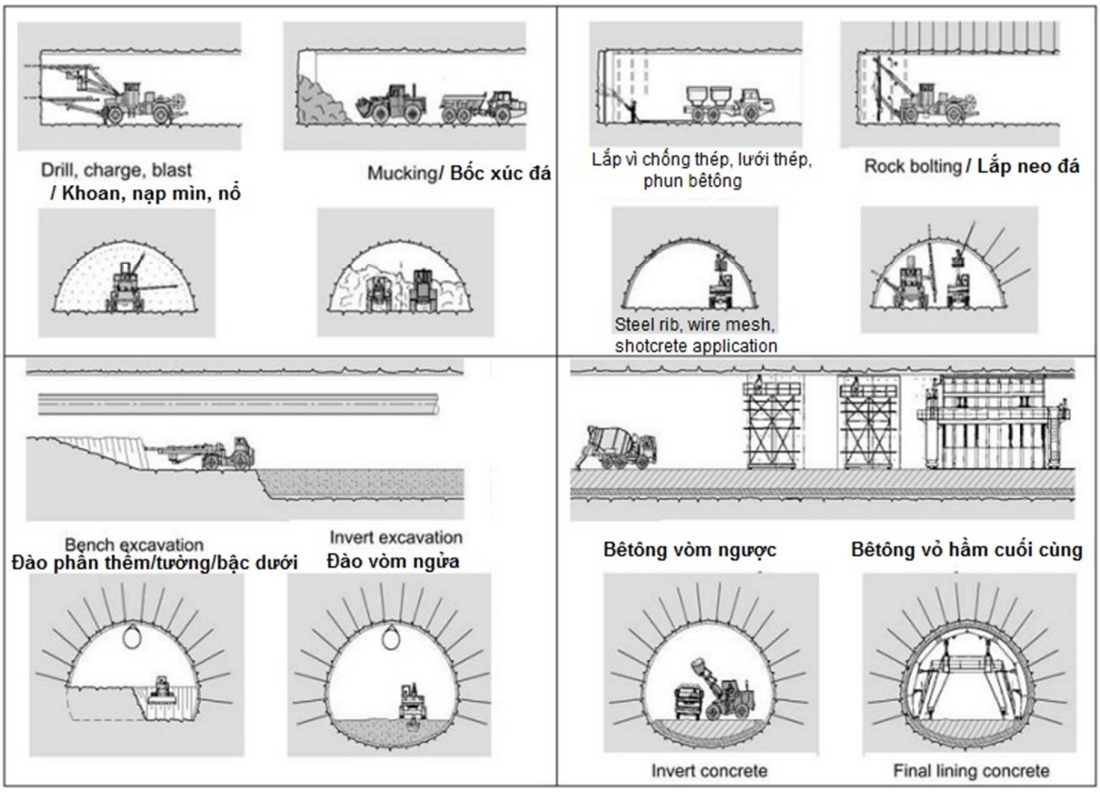


Hình 15: Bên trái: Các kết quả của 5 năm theo dõi các tiết diện hầm thử nghiệm trong đá bùn kết, sử dụng bốn loại chống đỡ+gia cường khác nhau, theo Ward và nnk (1983). Ưu điểm nổi trội của B+S trong tương quan với các vì chống thép là rõ ràng. 35 năm vừa qua của B+S(fr), như được thực hành ở Na Uy, có lẽ đã cho một kết quả thậm chí còn tốt hơn. Hình bên phải: Biểu thị độ cứng tương đối của các KCCĐ khác nhau, theo Barton & Grimstad 1994. SRF có thể tăng lên do sự rão rời khối đá trong trường hợp dùng các dầm chống thép. Xem Hình 16, mà nó minh họa sự khó khăn ẩn tàng của việc kiểm soát biến dạng hầm bằng các vì chống thép/dầm thép mắt cáo.

Hình 16: Bên trái: Minh họa về thách thức của việc tạo tiếp xúc tốt giữa biên đào và các vì chống thép, ngay cả trong trường hợp có đào lẹm hạn chế. Trong NATM, các vì chống thép "được phun phủ bêtông", cùng S(mr) và neo đá được xem là tạm thời, và không được xét đến trong thiết kế lớp vỏ hầm vĩnh cửu cuối cùng. Hình bên phải: Các khung chống thép thực sự là một kiểu chống đỡ hầm rất dễ biến dạng. Tuy nhiên, trong loại đá chịu nén ép như được minh họa, thì việc dùng RRS cũng có thể gặp khó khăn, trừ phi các bulông neo tự khoan là được dùng để neo các sườn chống RRS trong đá xấu (quá ứng suất) mà nó có thể bao quanh hầm trong những trường hợp như vậy.



Hình 17: Bên trái: Minh họa một "thành phần bị thiếu" của chống đỡ. Khi khối đá là nứt nẻ nhiều và có lực dính thấp, nếu chỉ lắp bulông neo và lưới thép là rõ ràng không đủ. Hình phải: Minh họa việc sử dụng các vì chống thép và BTP gia cường lưới thép tạm thời, mà cả hai cấu kiện này đều tiềm tàng gây ra tăng biến dạng và mất mát cường độ. Có thể hiện một vùng sạt lở cục bộ và biến dạng lớn.



Hình 18: Sơ đồ trình tự thi công của một hầm NATM điển hình, thường được dùng trong cả đá mềm và đá cứng, trích từ cuốn "Phương pháp làm Hầm mới của Áo" do Hội Địa cơ học Áo OeGG[25] xuất bản năm 2010. Phương pháp này đã được quan sát ở nhiều quốc gia khi Q là "xấu", "trung bình", "tốt" tức là Q = 1 đến 10, trong đó NMT hoàn toàn có thể thích hợp và nhanh hơn, rẻ hơn.

Trong tương phản với trình tự các bước thi công của NATM cho trong Hình 18, trong NMT thì việc đào hầm thường là toàn tiết diện, vừa nhằm đạt tốc độ cao, vừa tránh một tiết diện phần vòm khá bất lợi (như minh họa trong Hình 18). Nó khiến có thể gây ra đẩy trồi/bùng nền nếu hầm đặt ở độ sâu khá lớn và không nằm trong nền đá tốt. Chống đỡ cuối cùng trong NMT thường là B+S(fr), trong khi NATM vỏ chống kép thì lớp chống đỡ cuối cùng chỉ là một vỏ bêtông vĩnh cửu, mà nó cũng làm chặt các băng thoát nước và màng chống thấm. Vỏ bêtông cuối cùng được thiết kế để chịu mọi tải trọng tới hạn từ khối đá. Hệ thống vì chống thép, BTP S(mr), và neo đá tạm được giả thiết là sẽ bị ăn mòn trong lâu dài và không được tính vào trong kết cấu chịu tải của lớp vỏ BT cuối cùng. Triết lý thiết kế này, mà nó gây ngạc nhiên cho nhiều người, gây thêm lãng phí về thời gian và tiền bạc của NATM.

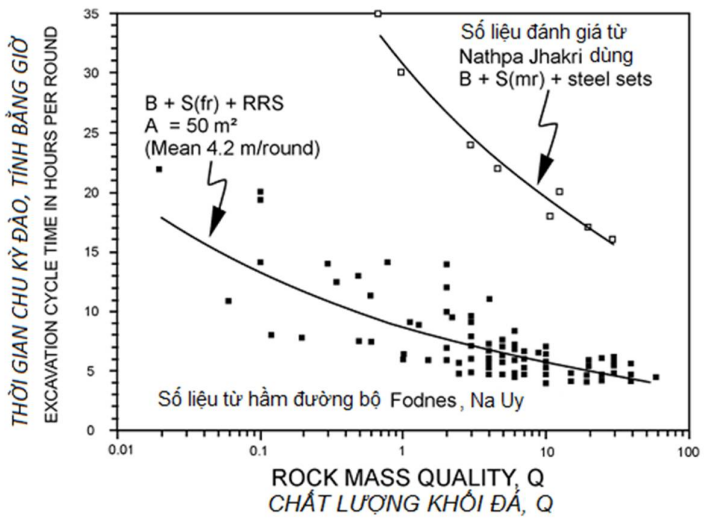
Chắc hẳn sự chênh lệch về giá thành giữa NATM và NMT là nằm trong khoảng 1:3 đến 1:5, nhưng điều này phụ thuộc vào chất lượng đất đá, và do vậy, vào kiểu và lượng chống đỡ hầm. Sự khác nhau về chi phí cũng tùy thuộc vào chênh lệch giá nhân công ở các quốc gia khác nhau. Có thể có một tỷ lệ khác nhau tới 1:10 về số lượng nhân sự tham gia làm hầm, và tốc độ thi công của NATM - bao gồm cả việc lắp đặt màng chống thấm (3D) và đôi khi cả vỏ hầm cuối cùng dày (Barton & Grimstad 2014) - là chậm hơn nhiều so với NMT đơn vỏ, do bởi mọi công đoạn thi công, như được thể hiện trong Hình 18. Những ai sử dụng NATM sẽ thường chỉ ra các điều kiện địa chất xấu, nơi mà NATM có xu hướng được sử dụng. Điều này chỉ có thể được công nhận một phần, bởi vì các thủ tục NATM vỏ kép cũng được quy

[25] ÖGG = *Österreichische Gesellschaft für Geomechanik = Austrian Society for Geomechanics*: Hội địa Cơ học Cộng hòa Áo - ND.

định dùng cho các loại đất đá có chất lượng tương đương với các điều kiện địa chất mà NMT thích dụng nhất. Điều này đã được quan sát thấy ở nhiều quốc gia.

Các hầm đường bộ và đường sắt của Na Uy có chất lượng cao, với mọi công nghệ được lắp đặt gồm hệ thống thông gió, chiếu sáng, thoát nước, an toàn, và thông tin-liên lạc, có đơn giá khoảng 18.000 đến 27.000 USD cho một mét dài hầm đường bộ và từ 25.000 - 33.000 USD / m cho hầm đường sắt, tùy thuộc vào kích cỡ của hầm. Văn liệu làm hầm quốc tế lại thường ghi nhận con số lớn tới 80.000 - 100.000 USD / mét cho trường hợp các hầm vỏ kép NATM.

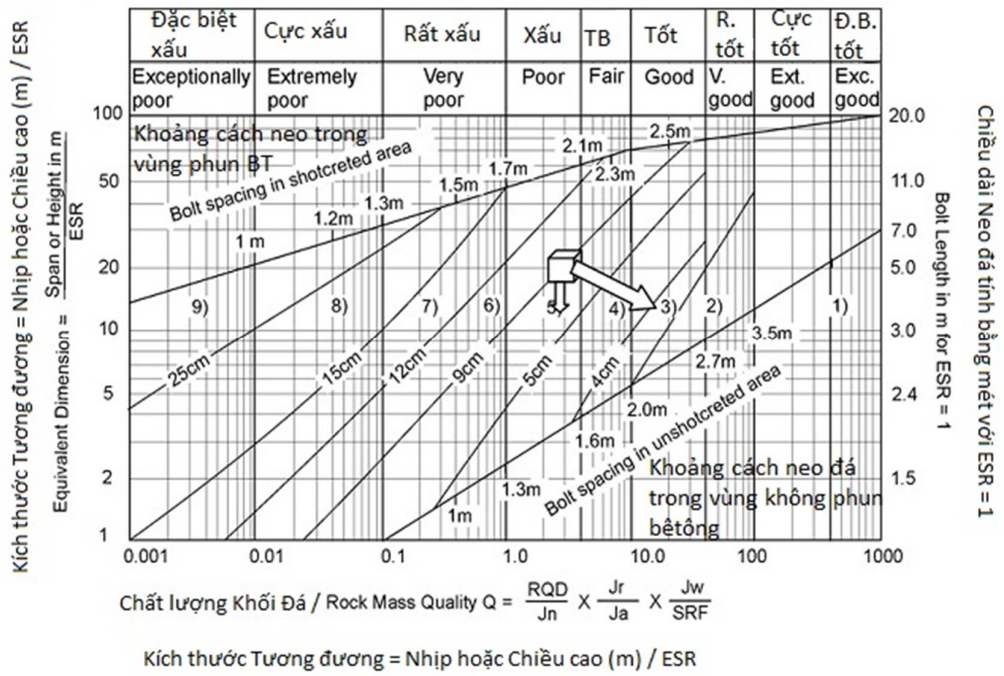
Về tốc độ đào hầm, các kỷ lục thế giới của Na Uy gần đây là 164 m và 173m trong các tuần tốt nhất bởi hai nhà thầu Na Uy khác nhau, và một tốc độ trung bình toàn dự án 104m/tuần cho 5.8km hầm trong các đá/địa tầng chứa than, mà hiển nhiên đòi hỏi phải có chống đỡ và gia cố đáng kể, cho thấy rằng NMT là một quá trình hiệu quả hơn. Hình 19 thể hiện nguồn của việc làm hầm đơn vỏ NMT rất nhanh, gọi là thời gian chu kỳ đào nhanh. Thời gian này thường ít hơn 10 giờ cho một dải rộng các giá trị Q (từ 1 đến 100), và có thể thấp tới 5 đến 6 giờ ở phần cuối cao nhất của thang chất lượng khối đá, ở đó hệ thống gia cố và chống đỡ là nhẹ và ít cần thiết.



Hình 19: Thời gian chu kỳ (khoan các lỗ mìn, nạp thuốc nổ, nổ mìn, đợi thông gió cho sạch hết khí bản-độc, đục tẩy/chọc om đá rời, đo vẽ mô tả địa chất, bốc xúc đá thải, gia cố và chống đỡ) như được quan sát bởi Grimstad ở hầm đường bộ Fodnes, có diện tích mặt cắt ngang 50-55m^2. Để so sánh, thời gian chu kỳ đào cho các phương pháp chống đỡ tạm dùng nhiều sức người trong một dự án thủy điện ở Ấn Độ cũng đã được thể hiện, trong liên quan với các giá trị Q đã được đánh giá. Một vỏ hầm bêtông cuối cùng sẽ bổ sung thêm sự khác nhau về thời gian chi phí của NATM so với NTM

Sử dụng hệ thống Q cho chống đỡ tạm thời trước khi đổ bêtông vỏ hầm vĩnh cửu theo NATM

Khi hệ thống Q được xuất bản lần đầu năm 1974, nó được thiết kế để cung cấp một chỉ dẫn về chống đỡ vĩnh cửu phù hợp cho một loạt các kích cỡ hầm và hang ngầm. Bằng cách thức lời chú thích ở cuối trang, đã khuyến nghị rằng hệ thống Q cũng có thể được dùng để hướng dẫn lựa chọn *chống đỡ tạm thời.* Quy tắc cơ bản được khuyến nghị là "5Q và 1.5ESR". Điều này hàm nghĩa một sự chuyển dịch chéo, xuống dưới và sang phải, trên biểu đồ chống đỡ-Q, như được minh họa bởi ví dụ trong Hình 20. Phương pháp này đã được dùng một cách có hệ thống bởi các cơ quan quản lý metro/tàu điện ngầm, đường bộ và đường sắt Hồng Kông trong ít nhất 25 năm, cùng thời với giai đoạn đầu xây dựng các đường hầm và các ga metro ngầm theo phong cách-NATM.



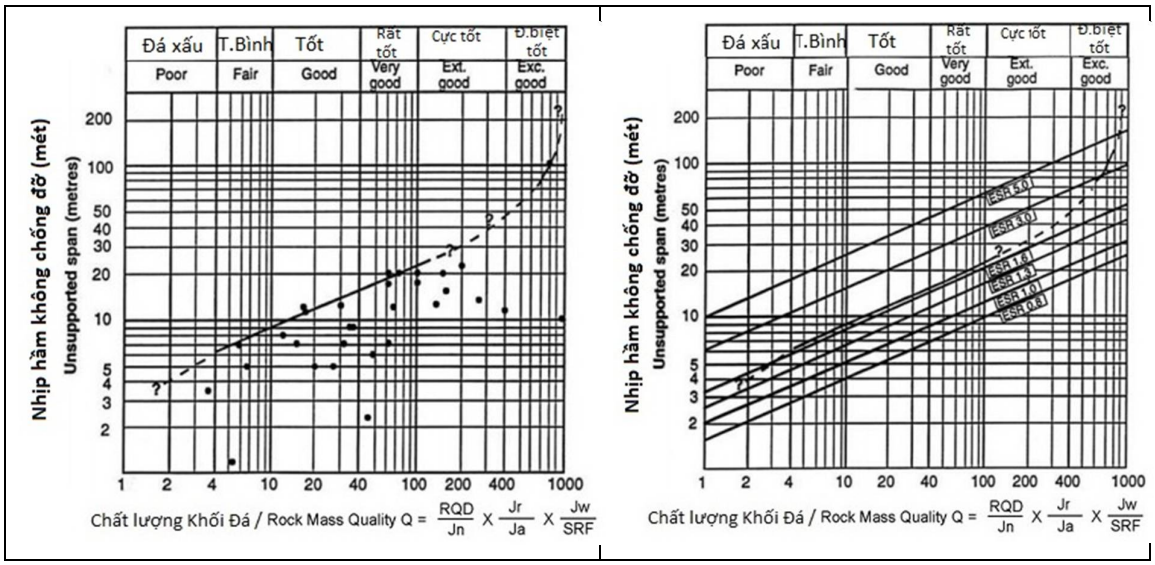
Hình 20: Sử dụng biểu đồ chống đỡ-Q 1993 như minh họa, "quy tắc vàng" của Barton và nkk (1974) để lựa chọn chống đỡ tạm thời được thể hiện cho trường hợp làm hầm kiểu-NATM ở Hồng Kông. Áp dụng 5Q và 1.5ESR, đồ thị nhịp hầm-giá trị Q di chuyển xuống phía dưới và sang bên phải, đảm bảo hệ chống đỡ B+S(fr) ít hơn nhưng vẫn đủ an toàn trong khi đợi 1 đến 2 năm mới đổ bêtông lớp vỏ cuối cùng. Tác giả Barton đã dần dần chuyển sang chấp nhận cách thực hành này khi rà soát lại các dự án ở Hong Kong, nhưng lúc đầu có bị ngạc nhiên bởi sự sử dụng rộng rãi của nó ngay trong những năm 1990.

Bảng 3 (bên trái) thể hiện các giá trị ESR được khuyến nghị trong bài báo của Barton & Grimstad (1994) cho nhiều kiểu đào hầm khác nhau. Với đòi hỏi ở quy mô toàn cầu về tăng cường an toàn trong hai thập kỷ vừa qua, các vùng mới cập nhật khuyến nghị của bảng ESR được thể hiện ở bên phải. Bảng ESR xuất bản năm 1994 là *đúng* trong những năm 1970 và thập kỷ 1980. Tuy nhiên, nhu cầu về an toàn đã tăng lên trên toàn thế giới và cả ở Na Uy, đặc biệt là trong trường hợp các hầm giao thông mà ở đó các miếng đá rơi nhỏ là được chấp nhận với các hầm đường bộ *nhỏ* trong thập kỷ 1970. Ngày nay, không cho phép có bất kỳ sự rơi mảnh đá nào, thậm chí cả ở trong các hầm giao thông cỡ nhỏ. Các hầm đường sắt và đường bộ nhỏ hiện nay phải có ESR = 1. Các nhà máy xử lý nước thải với nhiều máy móc thiết bị đắt tiền và là nơi làm việc hàng ngày thì phải có ESR = 0.9 - 1.1, và ngày càng quan trọng hơn các hang lớn làm kho chứa ngầm. Các hầm đường sắt và đường bộ lớn có thể cần ESR = 0.5-0.8. Các khuyến nghị cập nhật 2014 này được lập thành bảng ở phía tay phải của các giá trị năm 1994.

Bảng 3: Bên trái- Các giá trị ESR sử dụng trong thập kỷ 1990 (Barton & Grimstad 1994) được lập thành bảng. Một số cải tiến/cập nhật khuyến nghị cho hiện tại do nhu cầu về an toàn lớn hơn được cho ở cột bên phải (2014). Chú ý các chữ in nghiêng nhằm nhấn mạnh sự không thay đổi từ năm 1994 đến 2014.

Hình thức đào hầm		Tỷ số gia cố đào ESR (1994)	ESR (2014)
A	*Các mỏ khai thác lộ thiên tạm thời, v.v…*	2 - 5	2 đến 5
B	*Các mỏ lộ thiên vĩnh cửu, các hầm dẫn nước cho nhà máy thủy điện (trừ hầm áp lực cao), hầm hoa*	1.6 - 2.0	*1.6 đến 2.0*

Hình thức đào hầm		Tỷ số gia cố đào ESR (1994)	ESR (2014)
	tiêu, các hầm ngách và hang dẫn đào từng phần trên gương hầm lớn, buồng ngầm tiêu năng		
C	*Các hang lớn làm kho chứa ngầm,* các nhà máy xử lý nước, các hầm đường bộ và đường sắt cỡ nhỏ, *các hầm công vụ/tiếp cận*	1.2 - 1.3	0.9 đến 1.1 *Kho chứa ngầm* *1.2 - 1.3*
D	*Gian máy thủy điện ngầm,* các hầm đường bộ và đường sắt cỡ lớn, *các hang ngầm lớn phòng thủ dân sự, các cửa hầm, các đoạn hầm giao nhau*	0.9 - 1.1	Các hầm đường sắt và đường bộ chính 0.5 đến 0.8
E	*Các gian máy phát điện hạt nhân ngầm, các ga ngầm đường sắt, các tổ hợp ngầm thể thao và công cộng, các nhà máy ngầm, các hầm chứa đường ống dẫn khí ga lớn*	0.5 - 0.8	*0.5 đến 0.8*



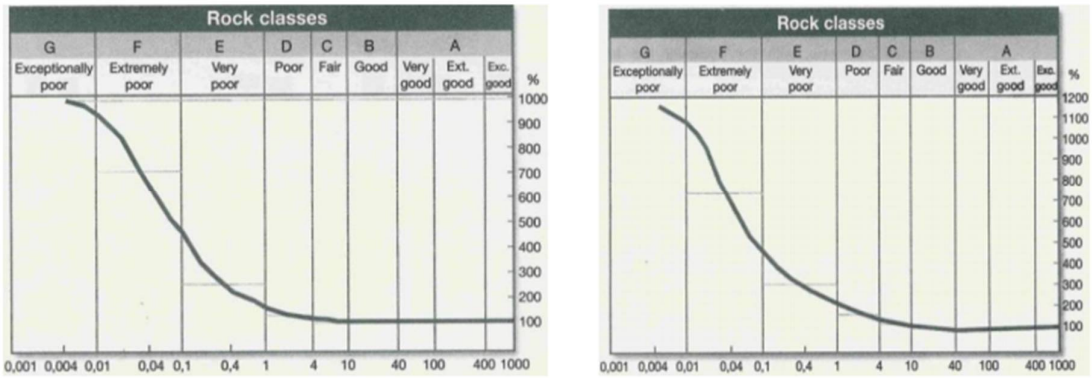
Hình 21: Ý nghĩa của tỷ số gia cố đào ESR, nhằm hiệu chỉnh NHỊP HẦM thành Nhịp tương đương. Cách mà ESR điều chỉnh nhịp tương đương được thể hiện bởi các đường nét đứt, với giả thiết rằng ESR = 1.6 đánh dấu đường biên không chống đỡ (cho hầm thủy điện; theo Barton 1976). Chú ý rằng "nhịp không chống đỡ" trong hệ thống Q nói đến bề rộng của hang đào. Trong tài liệu của Bieniawski 1989 về sử dụng RMR, "nhịp không chống đỡ" là khoảng cách dọc từ gương đào đến vị trí gia cố/chống đỡ gần nhất. Hai loại "nhịp" này đôi khi gây nhầm lẫn, do sự ưa thích sử dụng biểu đồ "thời gian tự chống đỡ" do Bieniawski phát triển.

THỜI GIAN VÀ CHI PHÍ TƯƠNG ĐỐI TRONG QUAN HỆ VỚI GIÁ TRỊ Q

Từ kết quả nghiên cứu khoảng 50 km đào hầm chủ yếu ở Na Uy nhưng cũng ở cả Thụy Điển, Roald đã đưa ra hai hình vẽ về mối quan hệ giữa thời gian tương đối và chi phí trong xây dựng hầm với giá trị Q, thể hiện ở Hình 22. Các đường xu hướng quan trọng này sau đó được xuất bản thành bài báo của Barton, Roald và Buen năm 2001, trong đó chủ đề chính là sự cải thiện chất lượng khối đá bằng bơm vữa trước. Thực tế, đây là khảo sát đầu tiên về những cải thiện khả dĩ của một vài thông số Q, như là kết quả của bơm vữa trước áp lực cao.

Một thảo luận ngắn về chủ đề này được cho ở gần cuối của Chỉ dẫn minh họa này về hệ thống Q.

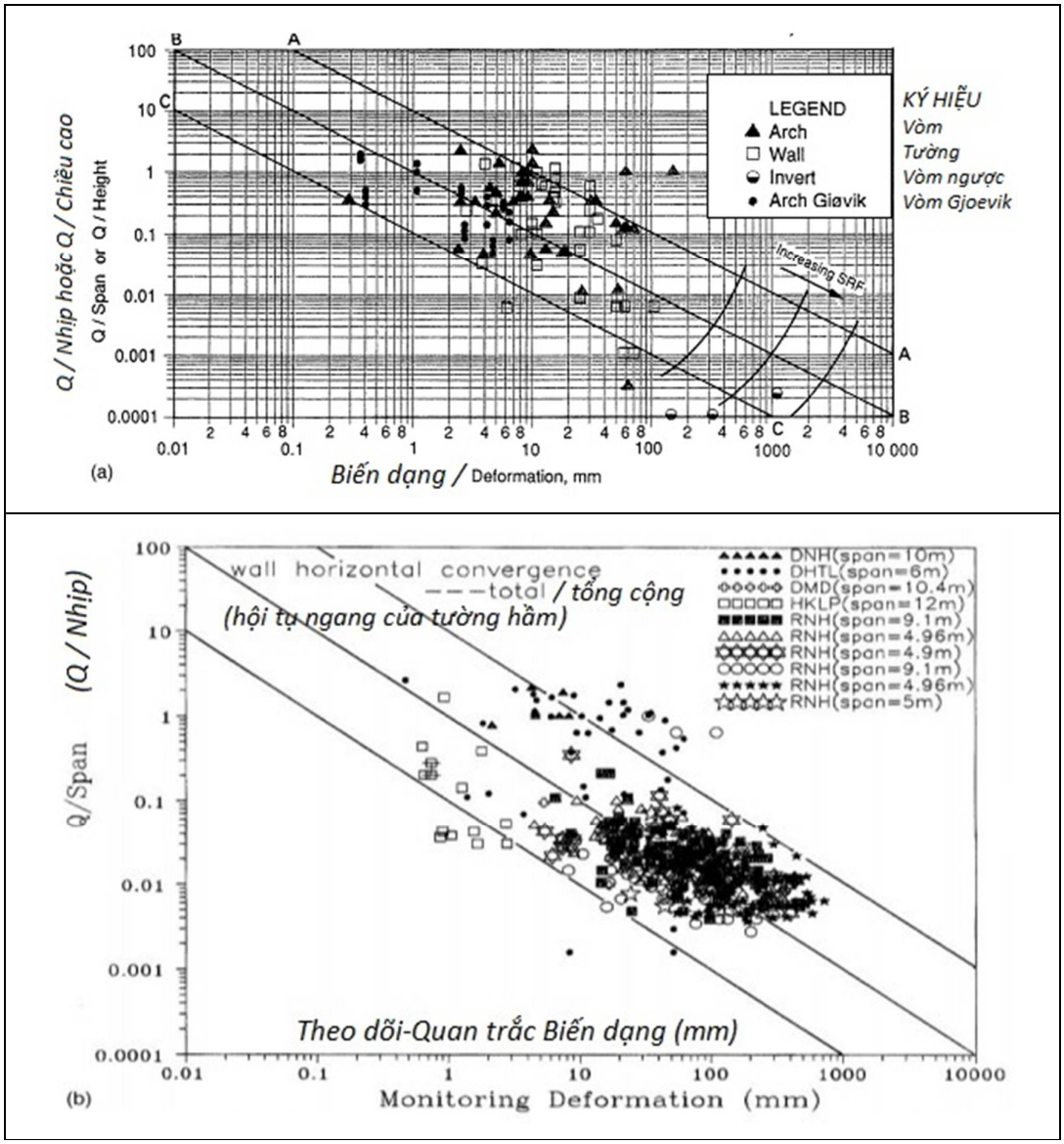
Hình 22 thể hiện sự ảnh hưởng mạnh của giá trị Q đến thời gian và kinh phí làm hầm. Điều này được khẳng định một cách độc lập bằng cách sử dụng các thay đổi về thời gian chu kỳ đào với Q, như đã được ghi chép bởi Grimstad trong một hầm đường bộ ở Tây Na Uy. Điều này được thể hiện trong Hình 19. Các đường xu hướng chung được cho trong Hình 22 về chi phí tương đối cũng có thể được rút ra một cách độc lập từ cách áp dụng cứng nhắc các khuyến nghị hệ thống-Q cho hệ chống đỡ vòm và tường hầm trên toàn bộ dải giá trị Q, và cho một dải rộng các độ lớn nhịp hầm. Với thông tin hiểu biết về các giá trị Q, sẽ suy ra được chi phí xây dựng.



Hình 22: Thời gian tương đối (phần trên bên trái) và giá thành (phần trên bên phải) trong xây dựng hầm trong mối quan hệ với giá trị Q, theo một khảo sát 50 km hầm đã thi công của Roald, và được Barton và nkk xuất bản năm 2001.

Đánh giá biến dạng của hầm hay hang ngầm liên quan đến Q

Thấy rằng, dải số rộng của Q (0.001 đến khoảng 1000) đã đề cập đến ở phần giới thiệu, giúp cho phép có được các công thức rất đơn giản để liên hệ giá trị-Q với các thông số ảnh hưởng đến tính chất làm việc của đá. Hình 23 thể hiện các đường xu hướng dữ liệu trung tâm với $\Delta \approx$ NHIP/Q: một biểu thức đơn giản đến ngạc nhiên được phát hiện sau khi nhận được số liệu từ Đài Loan.



Hình 23: Đồ thị log-log của Q/nhịp và biến dạng được xuất bản bởi Barton và nkk 1994, với số liệu mới từ quan trắc MPBX[26] của hang đào trên vòm đỉnh và toàn nhịp 60m của hang ngầm Olympic Gjøvik. Shen và Gua (bài đang được duyệt) sau đó đã cung cấp dữ liệu tương tự cho nhiều hầm ở Đài Loan. Khi được khảo sát, xu hướng trung tâm của hàng trăm số liệu có dạng đơn giản là Δ(mm) ≈ NHỊP (m) /Q.

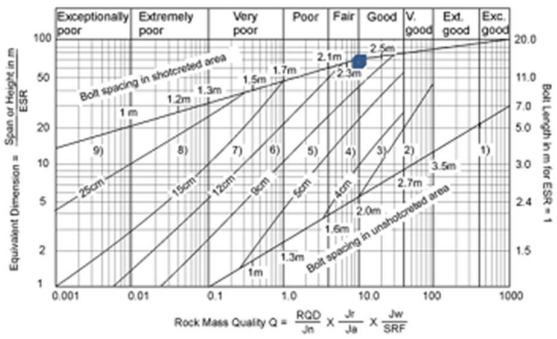
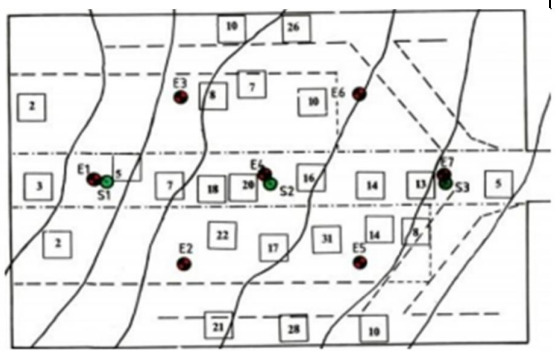
Bảng 4: Các công thức kinh nghiệm 4, 5, 6 rút ra từ hình 23, với sự phân tán giảm và vi chỉnh, bằng cách dùng các tỷ số ứng suất/cường độ cho yếu tố chất lượng. Các ví dụ áp dụng trong các hang ngầm ở Ấn Độ và Na Uy. Nhận thấy đã có sự gần đúng rất sát với nhiều trường hợp, bao gồm các ga metro ngầm ở Hồng Kông, trong đó tính nứt nẻ kéo dài/liên tục trong các mô hình số đã cho thấy những lượng biến dạng quá lớn so với số liệu đo đạc. Các phương trình bán kinh nghiệm một lần nữa lại cho các kết quả tốt.

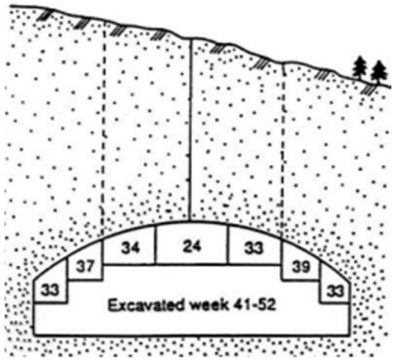
[26] MPBX: *Multipoint Borehole Extensometers*: Giãn nở kế Đa điểm trong Hố khoan

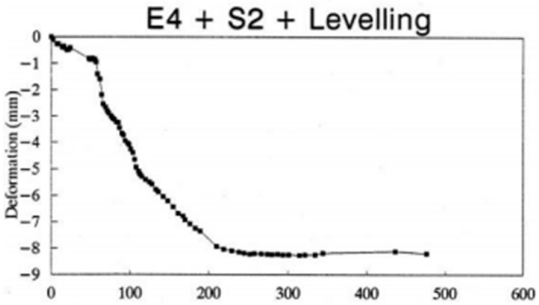
$\Delta = \frac{NHIP}{Q}$	$\Delta_v = \frac{NHIP}{100Q}\sqrt{\frac{\sigma_v}{\sigma_c}}$	$\Delta_h = \frac{CAO}{100Q}\sqrt{\frac{\sigma_h}{\sigma_c}}$	$k_0 = \left(\frac{NHIP}{CHIEU\ CAO}\right)^2 \left(\frac{\Delta_h}{\Delta_v}\right)^2$
Hang ngầm phát điện Nathpa Jakri		**Hang ngầm Olympic Gjoevik**	
$\Delta_v = \frac{20{,}000}{100 \times 3} \times (6/35)^{1/2} = 28$ mm $\Delta_h = \frac{50{,}000}{100 \times 3} \times (4/35)^{1/2} = 56$ mm (NHỊP = 20m, CHIỀU CAO = 50m, Q = 3, σ_v=4 MPa, σ_h = 6 MPa, σ_c = 35MPa) (Trong khoảng giữa của dải số đo giãn nở kế đa điểm trong hố khoan MPBX cho vòm và tường hầm).		$\Delta_v = \frac{60{,}000}{100 \times 10} \times (1/75)^{1/2} = 6.9$ mm (NHỊP = 60m, $Q_{trung\ bình}$ = 10, σ_v = 1 MPa ở độ sâu 40m, σ_c = 75 MPa) (Hầu như giống với các giá trị đo được bằng 9 giãn nở kế đa điểm trong hố khoan MPBX, và hầu như tương tự với các kết quả phân tích máy tính UDEC-BB).	

Mô tả địa chất theo Q, vỏ chống đỡ đơn B+S(fr) theo NMT, và biến dạng, tại hang ngầm Gjovik

Hang ngầm Olympic Gjøvik đã là một sự kiện cột mốc trong ngành cơ học đá công trình Na Uy và thực hành cơ học đá nói chung, kết hợp được kinh nghiệm của một số hãng tư vấn hàng đầu Na Uy, các viện nghiên cứu, và các nhà thầu thi công. Hệ thống Q đã được sử dụng tốt, như thể hiện trong biểu đồ c) và d) trên Hình 24.

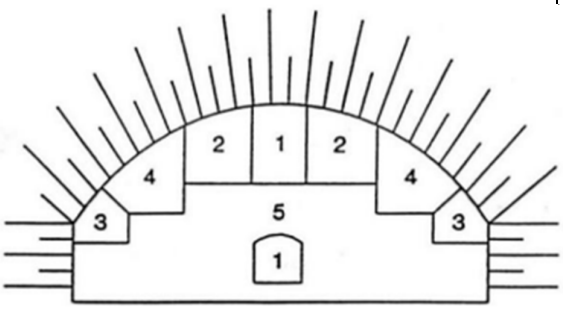
Phần tiết diện vòm trên lớn nhất thế giới, đang chờ để hạ nền.	BTP cốt sợi S(fr) trung bình dày 10cm. Chú ý có chỗ đào lẹm tới > 1m.
	
$Q_{max} \approx 10$, nhịp 62m. Bulông neo k/c 2.5m + BTP S(fr)10cm + neo cáp.	Các giá trị-Q của vòm (các ô): MPBX dài bên ngoài: màu đỏ.





Các vị trí lắp đặt giãn nở kế MPBX (ba hàng), các tuần đào trong năm 1991.

Biến dạng trung tâm 8mm, các đầu: 7.0mm và 7.5mm



Neo đá k/c 2.5m L=6m, + neo cáp dự ứng lực tao kép L=12m, khoảng cách 5m

Các cuộc thi đấu đầu tiên: Khúc côn cầu trên băng tại Olympic Mùa đông 1994.

Hình 24: Vài chi tiết về hang ngầm Olympic Gjøvik. Ý tưởng thiết kế của Jan Rygh, nghiên cứu thiết kế bởi Fortifikasjon và NoTeBy, mô hình số để thẩm tra thiết kế bằng phần mềm UDEC-BB, MPBX bên ngoài, bản đồ sóng địa chấn, các số đo ứng suất, và đánh giá Q bởi Viện NGI, MPBX bên trong, các tải trọng neo đá và neo cáp, mô hình hóa, các khía cạnh nghiên cứu bởi Quỹ SINTEF[27] - Trường NTNU[28]. Tuy nhiên, quan trọng trên hết là: sự thi công hiệu quả trong 6 tháng sử dụng các hầm tiếp cận kép, bởi Liên danh Veidekke-Selmer. Hang ngầm này là một ví dụ về đào hầm theo NMT được thoát nước. Chi tiết về các khía cạnh cơ học đá và cơ học đá công trình của dự án, gồm cả mô hình số (Lớp A) để dự báo, được cho trong bài báo nhiều tác giả gồm Barton và nkk năm 1994.

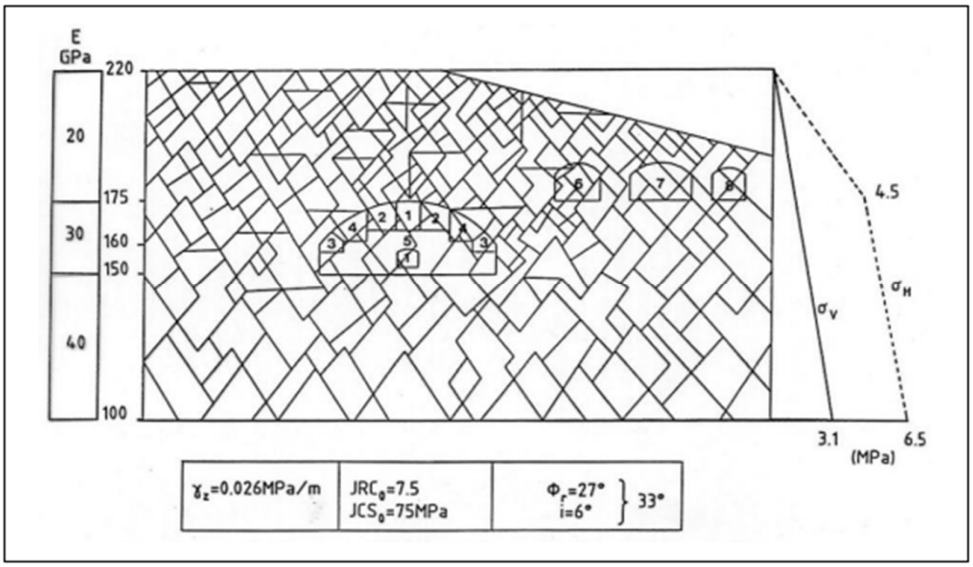
Việc đào hang ngầm hiệu quả và thi công hệ chống đỡ vĩnh cửu theo phong cách-NMT đơn vỏ, mà nó chỉ mất 6 tháng trong năm 1991, đã giúp đào được 140.000m^3 đá gơ-nai đỏ và xám. RQD hầu hết trong khoảng 60-90%, và UCS trung bình là 90MPa. Kích thước hang thô 60 x 24 x 90m thể hiện một bước nhảy lớn (đến 100%) về hang ngầm nhịp lớn của thế giới cho mục đích sử dụng công cộng, với sức chứa khoảng 5.400 người khi có các sự kiện nghệ thuật, hòa nhạc, v.v… mà chúng đều đã diễn ra trước các cuộc đua khúc côn cầu trên băng Olympic mùa đông 1994 (tức là lễ khai mạc lớn), và thường xuyên diễn ra trong các năm sau đó.

Bốn hố khoan đã được dùng để khảo sát hiện trường, trong đó hai lỗ khoan là nghiêng. Các lỗ khoan thăm dò này được dùng để ghi chép giá trị Q (Hình 26a), đo sóng địa chấn (dải

[27] SINTEF = *Stiftelsen for industriell og teknisk forskning = The Foundation for Scientific and Industrial Research*: Quỹ Nghiên cứu Khoa học và Công nghiệp Na Uy - ND.
[28] NTNU = *Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet = Norwegian University of Science and Technology*: Trường đại học Khoa học và Công nghệ Na Uy - ND.

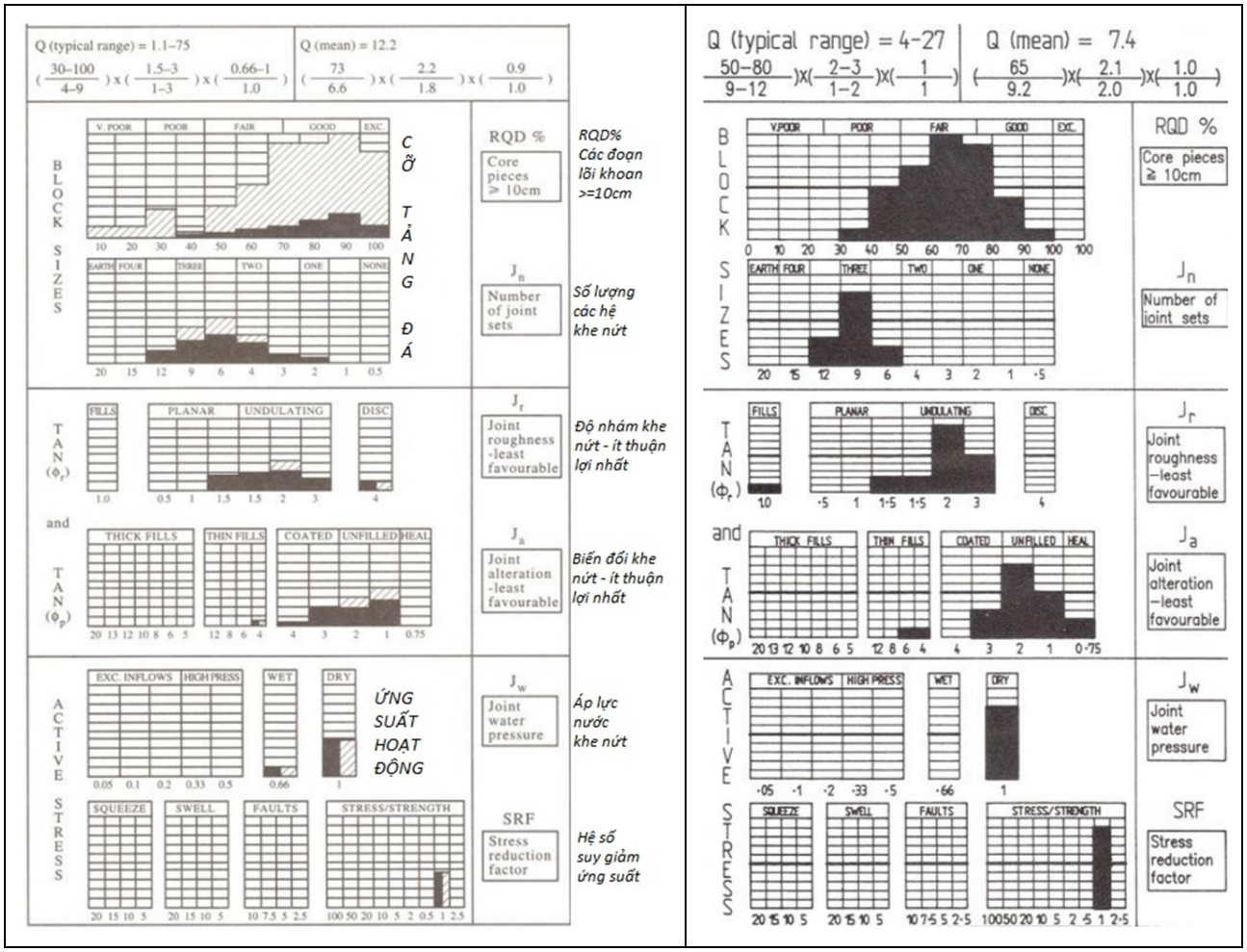
sóng V_P là từ 3.5 đến 5.5 km/s), với các vận tốc cao do chiều sâu 30 đến 50m và ứng suất ngang 3 đến 5 MPa.

Việc thể hiện hệ thống khe nứt liên hợp, các ứng suất biên cao mang tính thuận lợi, mô-đun biến dạng phụ thuộc-chiều sâu, và tám giai đoạn đào chính được dùng khi mô hình hóa hang ngầm Gjøvik bằng phần mềm UDEC-BB, được cho trong Hình 25. Các biến dạng đứng được mô phỏng số phía trên vòm hang chính là cỡ khoảng 4 và 5mm tùy thuộc vào chiều sâu được mô hình hóa là 30 hay 50m (tương ứng với từng đầu hang ngầm). Mô hình số thứ ba cho trong Hình 25 có số liệu đầu vào không đổi, nhưng có bao gồm ba hang ngầm Bưu điện ở phía "bên phải" (các giai đoạn thi công # 6, 7, và 8). Các hang liền kề này làm cho biến dạng thẳng đứng của vòm trung tâm tăng lên 7mm. Các kết quả đo MPBX (Hình 24f) sử dụng giãn nở kế bên trong của SINTEF và bên ngoài của Viện NGI, cộng với các kết quả đo cao độ mặt đất (sụt lún chứ không đẩy trồi), là từ 7 đến 8mm.



Hình 25: Bố trí/kích thước của các hang ngầm Gjøvik, các giai đoạn thi công, các mô-đun đàn hồi phụ thuộc chiều sâu, và các tính chất của khe nứt dùng trong phần mềm UDEC-BB. Xem Barton và nnk (1994) để biết chi tiết hơn.

Nhớ rằng giả thiết về tính liên tục của khe nứt trong mô hình số này là khác xa với "mô hình hóa chậm/lười" mà chúng ta thường thấy, trong đó mọi hệ khe nứt được làm cho liên tục (để đơn giản hóa). Vì thế, biến dạng tính toán được là quá lớn, và do đó các tác giả của chúng cảm thấy cần phải phê bình các phương pháp bán kinh nghiệm, trong khi thực tế là họ đã đánh giá quá mức các lượng biến dạng và "các vùng phá hoại dẻo" do việc mô tả không thực tế về cấu trúc địa chất.



Hình 26: Một so sánh về ba giai đoạn đo vẽ/mô tả đánh giá Q. Bên trái: Khoan lấy lõi (gạch chéo) và mô tả thành/tường hang ngầm cục bộ (màu đen: là chỗ không có lớp phủ bêtông phun). Bên phải: Mô tả phần vòm đỉnh của hang ngầm Gjøvik. Ba kỹ sư địa chất khác nhau có trách nhiệm mô tả đánh giá đồ thị Q này một cách độc lập.

Các ứng dụng xa hơn của hệ thống Q - Bơm vữa trước vào khối đá có thể làm thay đổi các giá trị Q hiệu dụng

Barton, Roald và Buen (2001) và Barton 92002) đã đề xuất, một cách gây tranh cãi với hầu hết các ý tưởng đổi mới, rằng một số, mà có lẽ là đa số các tham số-Q, *trong thực tế* có thể được cải thiện bằng kỹ thuật bơm vữa trước áp lực cao điển hình từ 5 đến 10MPa bằng hỗn hợp ximăng-microsilica mịn đến siêu mịn, như thường được dùng ở Na Uy. Đề xuất này có vẻ đã được chứng minh là đúng theo thời gian, vì một số người làm việc trong ngành kỹ thuật nền móng đập và khai mỏ cũng đã báo cáo những phát hiện như vậy.

Tác giả Barton đã mô tả Q một cách có hệ thống từ tất cả các lõi khoan và phân tích mọi số đo độ thấm cho các hầm đường sắt Jong-Asker và Baerum của chủ đầu tư JBV (Jernbaneverket[29]). Các kinh nghiệm tiếp sau đó chỉ ra rằng một số các yêu cầu về nước ngầm (do tư vấn quy định) cho hai hầm Jong-Asker đầu tiên là chưa đủ độ chặt chẽ: đã rất cẩn thận với môi trường mặt đất tự nhiên bên ngoài (và xây dựng thêm), nhưng một phần

[29] JBV = *Jernbaneverket* = *Norwegian National Rail Administration*: Cục Đường sắt Quốc gia Na Uy - ND.

công tác bơm vữa trước đã không đủ hiệu quả cho môi trường bên trong hầm. Nước nhỏ giọt vẫn còn xảy ra ở một số nơi, khi sử dụng các tiêu chí nước ngầm thiếu chặt chẽ nhất từ 8 đến 16 lít/phút/100m hầm. Tuy nhiên, trong trường hợp hầm đường sắt Baerum 5km sau đó, mà khối đá được bơm vữa trước một cách có hệ thống có sử dụng nhiều lỗ bơm hơn và áp lực cao nhất quán hơn, thì đã đạt được một kết quả hầm rất khô. Các thống kê về những chu kỳ đào mới có bơm vữa trước đã cho thấy rằng thiết kế hệ chống đỡ cuối cùng NMT đơn vỏ của Tư vấn, như cho trong Hình 27, hiện nay được cho là quá thiên về an toàn.

Hình 27: Đá vôi có nhiều mắt nhỏ và đá phiến được bơm vữa trước của hầm đường sắt Bærum có vẻ đã làm tăng cấp Q (khoảng hai hoặc ba cấp) do tác dụng của việc bơm vữa gia cố khối đá áp lực cao. Hình trên bên trái: Lớp BTP S(fr) 5cm đầu tiên và neo CT-bolt có bản đệm với khoảng cách ~1.5m. Hình trên bên phải: Đầu neo và bản đệm đã được phủ bằng lớp BTP S(fr) cuối cùng. Đường hầm hiện nay có KCCĐ và gia cố NMT đơn vỏ hoàn thiện, mà bên ngoài trông có vẻ quá an toàn. Chất lượng của đá phiến/đá vôi (và đôi khi có các khối macma thẳng đứng) đã được cải thiện bởi bơm vữa trước áp lực cao.

Liên quan đến việc lấy nhiều lõi khoan đánh giá Q (hàng kilomet), được khảo sát tới các độ sâu lớn hơn chiều sâu đặt hầm, thấy rằng đã có sự cải thiện về chất lượng khối đá nhờ kỹ thuật bơm vữa trước. Không chỉ 99,999% bặt bêtông phun là khô, mà còn thấy rằng thiết kế KCCĐ B+S(fr) dựa trên Q được các tư vấn thực hiện trước đó, là thiên về an toàn. Điều này có thể rút ra ngay bằng cách xem kỹ các ảnh trong Hình 27 mà nó đại diện cho nhiều trường hợp tương tự khác.

Bảng 5 thể hiện hai mô hình giả thiết về sự cải thiện các thông số Q "trước-và-sau", nhằm minh họa các khả năng có thể xảy ra. Các mô hình bơm vữa trước không có quan hệ gì đến hai ảnh của hầm Baerum, và được trình bày bởi Barton (2011/2012). Đã đưa ra các khuyến nghị lần lượt về: giảm nhu cầu chống đỡ hầm, giảm biến dạng hầm, tăng mô-đun biến dạng, và tăng vận tốc sóng địa chấn, như là kết quả của việc bơm vữa trước (thông số sau cùng được Barton viết thành bài năm 2006). Một cách tự nhiên, người ta trông đợi rằng ít nhất thì Jw = 0.5 hay 0.66 sẽ trở thành 1.0 ('khô') như là kết quả của sự bơm vữa trước thành công. Các thông số khác cũng được lợi, bao gồm cả RQD *hiệu dụng*, và Jn *hữu hiệu*. Cũng có sự chuyển dịch của các tỷ số Jr/Ja thấp hơn đối với các hệ khe nứt (có thể là chặt khít nhất) *không được bơm vữa*, dẫn đến các tỷ số Jr/Ja *hiệu dụng* cao hơn, và do đó thậm chí tới các giá trị Q *hiệu dụng* sau bơm vữa cao hơn.

Bảng 5: Hai 'mô hình' giả tưởng nhưng không phi thực tế về sự cải thiện thông số Q tiềm năng như là kết quả của sự bơm vữa trước vào khối đá (theo Barton 2011/2012).

MÔ HÌNH BƠM VỮA TRƯỚC *THIÊN VỀ AN TOÀN*	**MÔ HÌNH BƠM VỮA TRƯỚC *CÓ TÍNH THỰC TẾ HƠN***
RQD tăng từ 30 đến 50% **Jn giảm từ 9 đến 6** **Jr tăng từ 1 đến 2** **(do sự trám kín của phần lớn hệ khe nứt #1)** **Ja giảm từ 2 đến 1** **(do sự trám kín của phần lớn hệ khe nứt #1)** **Jw tăng từ 0.5 đến 1** **SRF không đổi từ 1.0 đến 1.0**	**RQD tăng từ 30 đến 70%** **Jn giảm từ 12 đến 4** **Jr tăng từ 1.5 đến 2** **(do sự trám kín của phần lớn hệ khe nứt #1)** **Ja giảm từ 4 đến 1** **(do sự trám kín của phần lớn hệ khe nứt #1)** **Jw tăng từ 0.66 đến 1** **SRF cải thiện từ 2.5 đến 1.0**
ĐIỀU KIỆN ƯỚT ***Trước khi bơm vữa trước*** ***Q = 30/9 x 1/2 x 0.5/1 = 0.8***	**ĐIỀU KIỆN ƯỚT** ***Trước khi bơm vữa trước*** ***Q = 30/12 x 1/4 x 0.66/2.5 = 0.2***
$V_P \approx 3.4$ km/s $E_{khối\ đá} \approx 9.3$ GPa $K \approx 1.3 \times 10^{-7}$ m/s **Ví dụ cho một hầm 10m: Neo đá B k/c 1.6m, BTP S(fr) dày 10cm**	$V_P \approx 2.8$ km/s $E_{khối\ đá} \approx 5.8$ GPa $K \approx 5.0 \times 10^{-7}$ m/s **vd gia cường cho một hầm 10m: Neo đá B k/c 1.4m, BTP S(fr) dày 13cm**
ĐIỀU KIỆN KHÔ ***Sau khi bơm vữa trước*** **Q = 50/6 x 2/1 x 1/1 = 17**	**ĐIỀU KIỆN KHÔ** ***Sau khi bơm vữa trước*** **Q = 70/4 x 2/1 x 1/1 = 35**
$V_P \approx 4.7$ km/s $E_{khối\ đá} \approx 25.7$ GPa $K \approx 5.9 \times 10^{-7}$ m/s **Ví dụ cho một hầm 10m: Neo đá B k/c 2.4m** **(Cách tiếp cận thiên về an toàn hiện nay cũng có thể đòi hỏi một lớp vỏ BTP S(fr) đơn do yêu cầu về Tỷ số Gia cố Đào ESR thấp hơn trong trường hợp các hầm giao thông).**	$V_P \approx 5.0$ km/s $E_{khối\ đá} \approx 32.7$ GPa $K \approx 2.9 \times 10^{-7}$ m/s **vd. gia cường cho một hầm 10m: Neo đá điểm xuyết/cục bộ** **(Cách tiếp cận thiên về an toàn hiện nay cũng có thể đòi hỏi một lớp vỏ BTP S(fr) đơn do yêu cầu về ESR thấp hơn trong trường hợp các hầm giao thông).**

Trong tài liệu của Barton (2002), đã ghi chép lại sự quay hướng (đo được) của mọi ten-xơ (chẵn) độ thấm chính như là kết quả của bơm vữa ximăng trước vào một công trình đập. Sự quay này được đo lường bằng cách dùng kỹ thuật chụp ảnh/ghi hình trong nước (đa hố khoan) 3D bởi Quadros và Correa Filho (1995). Nhờ đó ta biết rằng các hệ khe nứt có thể trở nên bị bít kín ngay cả ở áp lực thấp (max. 2 MPa) với ximăng Portland không phải loại tốt nhất và bentonite. Với các loại vật liệu bơm vữa được tối ưu hóa ngày nay và hai mươi năm kinh nghiệm bơm vữa trước áp lực cao (5 - 10MPa) vừa qua, như thường được áp dụng ở Na Uy, có lẽ đã đến lúc phải ghi công cho các lợi ích của bơm vữa trước, như đã được khuyến nghị bởi một số Nhà thầu làm hầm ở Na Uy, những người đã được thụ hưởng đầu tiên các lợi ích của điều kiện đất đá được cải thiện tốt hơn.

Các ứng dụng xa hơn của hệ thống Q - Độ thấm của khối đá có thể liên hệ với "các giá trị Q"

Một 'tính chất' thú vị và liên quan đến bơm vữa trước của giá trị Q, một kết quả mà rõ ràng là chỉ khả dĩ với dải số liệu Q lớn, là có *các bằng chứng* về một mối quan hệ nghịch đảo giữa Q và giá trị Lugeon. Điều này là rất đúng cho trường hợp *các khối đá không chứa sét*. Sự minh chứng về mặt lý thuyết được cho trong tài liệu của Barton (2006, chương 9), dựa trên sự phân tích một thí nghiệm Lugeon (với một áp suất duy trì 1 MPa) như là một thí nghiệm gây biến dạng nhẹ. Một công thức 'tải trọng móng' Boussinesq kép được sử dụng,

cộng với hàm bậc ba liên hệ lưu lượng với mũ ba của độ mở khe nứt, khi các độ mơ là đủ lớn (tức > 0.5mm). Xem chi tiết trong Barton 2013.

Bảng 6 thể hiện cần mong đợi điều gì về các số hạng gần đúng trong các khối đá (hầu như không chứa sét). Sự sai khác lớn từ sơ đồ đơn giản các giá trị được lập bảng, theo một hướng này hoặc hướng khác, có thể khuyến cáo sự cần thiết phải dự kiến có các khe nứt chứa sét, hoặc loại đá yếu có tính biến dạng như phillite, hay đá giải-ứng suất, gây ra độ thấm thấp hơn hay cao hơn, một cách tương ứng, mặc cho các giá trị thấp hơn của Q.

Bảng 6: Đánh giá ước tính về độ thấm, khi không có sét (theo barton 2006). Có các luận cứ lý thuyết được coi là đúng để nêu mối liên hệ giữa Lugeon và Q_c, do các hiệu ứng khả biến dạng. Q_c (=Q x σ_c) cho đá phiến sét (Hình 28) có thể đã tăng lên do bơm vữa trước từ 1 đến khoảng 100, với kết quả là có những cải thiện tính chất tương ứng: ví dụ Lugeon 0.01, và có thể cả V_P = 5.5km/s.

Qc	0.1	1	10	100
Lugeon	10	1	0.1	0.01
K (m/s)	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
V_P (km/s)	2.5	3.5	4.5	5.5

Hình 28: Một hầm đã được bơm vữa trước thành công (một đoạn hoàn chỉnh của hầm đường sắt Bærum) mà kết quả là khiến cho "99.9995" bề mặt bêtông phun là khô (không ẩm).

Sự "đơn giản hóa quá mức" rõ ràng của các thông số tương quan ở trên, đặc biệt là sự đưa vào *độ thấm phụ thuộc ứng suất và chiều sâu* vốn đã phức tạp, đã khiến phải đưa ra một mô hình Q_{H2O} tổng quát hơn để đánh giá độ thấm. Mô hình này có một hệ số phụ thuộc theo chiều sâu được đưa ra theo kinh nghiệm, và Jr/Ja được đảo ngược thành một tỷ số có tính logic hơn *Ja/Jr*. Điều này được trình bày trong tài liệu Barton 2013a.

Các ứng dụng xa hơn của hệ thống Q - Q trong phương pháp máy khoan hầm toàn tiết diện Q_{TBM}

Sẽ là thích hợp để kết thúc tài liệu chỉ dẫn có minh họa sử dụng Q này, bằng cách đưa ra một cái nhìn ngắn gọn về Q khi áp dụng trong làm hầm TBM. Thực chất, sau tham số Q đã được thêm vào khoảng mười lăm năm trước đây, để bao hàm các thông số tương tác đất đá-máy TBM, kể cả sự so sánh rất qua trọng về cường độ khối đá (SIGMA) với lực mâm cắt TBM trung bình F. Sự phát triển mô hình đào hầm dùng Q_{TBM} theo từng giai đoạn được mô tả trong tài liệu của Barton năm 2000.

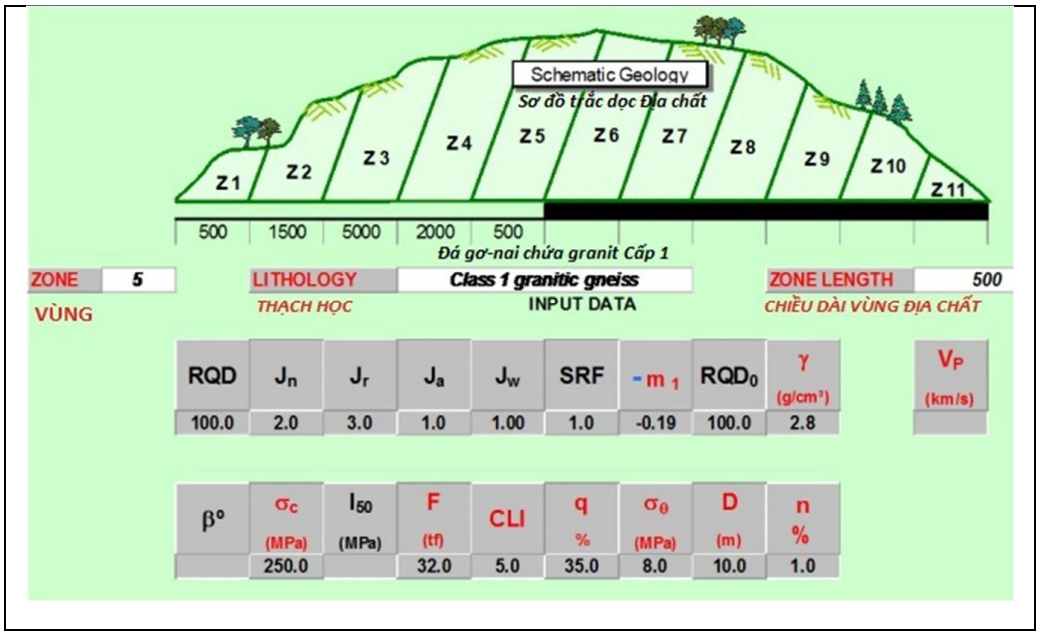
Thỉnh thoảng và ngược với trực giác, tốc độ khoan xuyên (PR / *penetration rate*) của TBM có thể giảm đi mặc cho lực đẩy của mâm cắt tăng lên. Đáng nói là, điều này có vẻ là một kết quả "không biết" đối với nhiều người làm thiết kế và thi công TBM. Tuy vậy, nó là một kết quả đã được lập thành tài liệu (Barton, 2000). Nó bị gây ra bởi một loại đá/khối đá mà nó có cường độ đủ lớn để chống lại tác dụng của lực mâm cắt tăng cường, và khiến tốc độ khoan giảm đi. Do đó, điều quan trọng nhất là phải có một phương pháp thiết kế mà trong đó lực đẩy của mâm cắt được so sánh với ước lượng cường độ khối đá, và nhờ đó một kết quả dự báo mà nó có thể khớp/phù hợp với thực tế, tức là tốc độ khoan PR giảm ngay cả với lực đẩy TBM tăng lên khi đá là quá cứng và liền khối (Q cao, UCS cao).

Việc đánh giá SIGMA được dựa trên Q một cách chắc chắn, dựa trên Q_c một cách cụ thể hơn, nói cách khác là có liên quan UCS. Việc sử dùng cách dự báo Q_{TBM} liên quan đến tốc độ xuyên PR, độ chính xác trong một dải lực đẩy F = 32 tấn (máy TBM mạnh) xuống đến F= 8 tấn (khoan khiên kín mặt/"đào mò"[30]), đã được xác nhận.

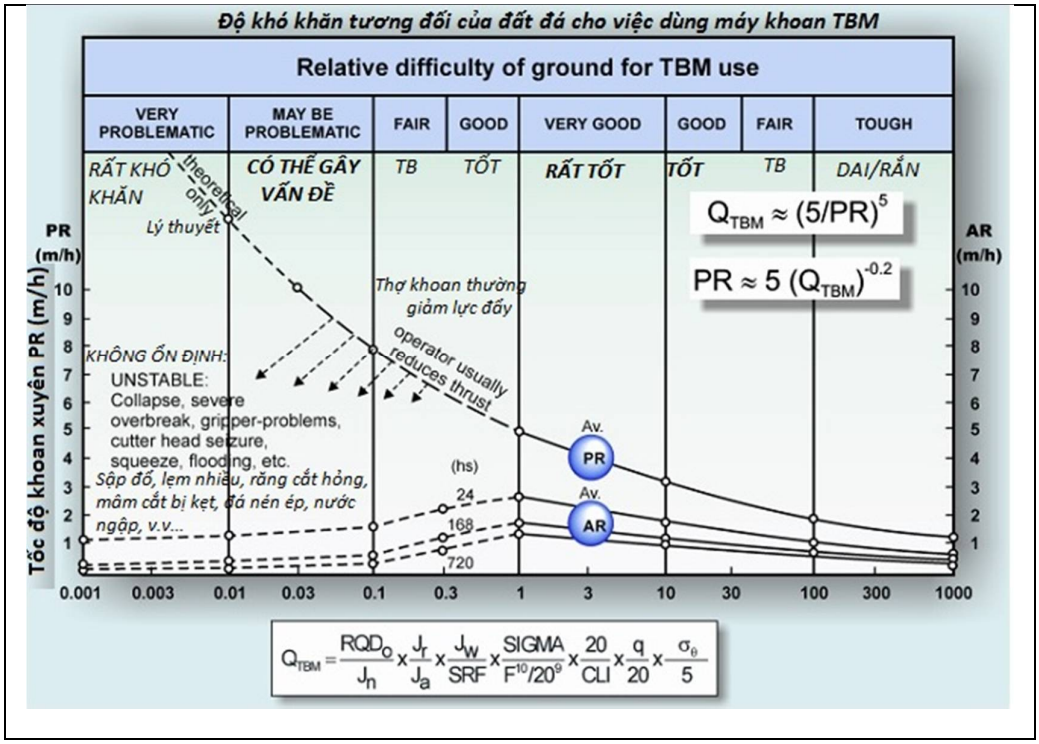
$$SIGMA = 5\gamma Q_c^{1/3} \quad (8)$$

trong đó γ = khối lượng riêng/dung trọng của đá (gam/cm^3) và đơn vị của SIGMA là MPa (dải giá trị ≈ 1 đến 100 MPa).

Khía cạnh quan trọng khác của thiết kế thi công TBM là đánh giá Q theo *hướng đào hầm*. Điều này đặc biệt quan trọng cho TBM vì các hệ khe nứt gần nhau và dốc là dễ khoan xuyên (ngang) bởi TBM, nhưng có thể thể hiện một RQD cao gây hiểu nhầm theo một hố khoan thăm dò thẳng đứng. Ngược lại, đất đá có hệ khe nứt (hay phân lớp) gần nằm ngang đòi hỏi nhiều năng lượng phá đá hơn, làm chậm tốc độ xuyên PR, và có thể thể hiện một RQD thấp hơn nếu khoan lấy mẫu theo hố khoan thẳng đứng. (RQD_0 nhận được từ ghi chép hàng trăm mái dốc đá phục vụ cho một hầm TBM sắp thi công gần Oslo được cho trong Hình 31).



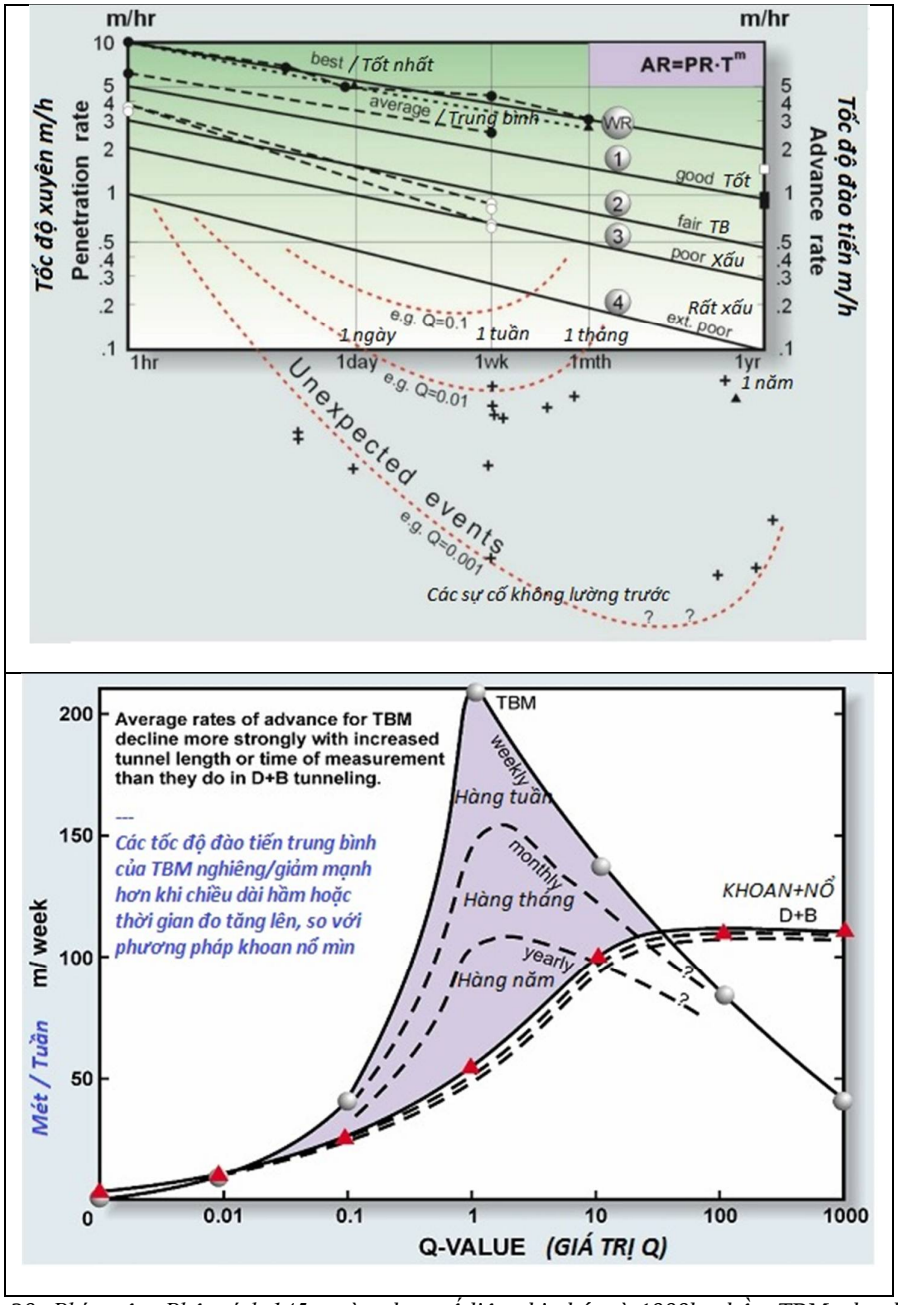
[30] *Blind-hole drilling/Blind shoving*: Đào kín bằng khiên, là quá trình đẩy một khiên đào hầm dưới nước tiến lên trong khi mặt đào/mâm cắt của nó đóng kín - ND.



Hình 29: Phía trên: Một ví dụ về "bàn phím" số liệu đầu vào cho mô hình khoan hầm toàn tiết diện Q_{TBM}, mà nó được nhập số bằng các thông số Q thích hợp cho mỗi vùng địa chất được mô hình, cho dù là 500m đá granit liền khối (tiến độ đào chậm như được dự báo trong trường hợp minh họa này) hay là một vùng đứt gãy lớn (cũng có tiến độ đào thấp thậm chí dừng hẳn, do lực đẩy cắt của máy khoan bị giảm và cần thời gian lắp kết cấu gia cố). Chú ý rằng m_1 ở hàng trên cùng của màn hình nhập số liệu đầu vào là độ dốc trễ tiến độ, mà nó liên hệ chặt với giá trị Q (thông thường) khi chất lượng khối đá/làm hầm là rất tồi (0.1 - 0.001: xem các đường xu hướng màu đỏ trong Hình 30a).

Hình bên dưới: Danh sách mở rộng các tham số được cho ở bên phải của sáu thông số Q (với RQD_0 hướng theo trục đào hầm), bao gồm sự so sánh lực cắt của máy khoan F (được chuẩn hóa với 20 tấn) với một giá trị cường độ khối đá $SIGMA = 5\gamma Q_c^{1/3}$ MPa, trong đó γ = dung trọng. Số hạng chỉ số vòng đời răng cắt CLI[31] do NTH/NTNU[32] đưa ra, và hàm lượng thạch anh/quartz (q) cũng được dùng dưới một dạng chuẩn hóa trong mô hình Q_{TBM}. Số hạng cuối cùng Q_{TBM} là một sự hiệu chỉnh chiều sâu hầm, với ứng suất hai trục trên gương hầm (σ_θ) được giả thiết ≈ 5 MPa cho mỗi 100m chiều dày tầng phủ trên nóc hầm (như vậy ở chiều sâu 100m thì không có sự ảnh hưởng. Xem tài liệu của Barton (2000 và 2013b) về chi tiết tiên lượng khoan hầm toàn tiết diện Q_{TB}.

[31] CLI = *Cutter Life Index*: Chỉ số Tuổi thọ Răng cắt (của máy khoan hầm TBM) - ND.
[32] NTH = *Norges Tekniske Høgskole = Norwegian National Institute of Technology:* Viện Công nghệ Quốc gia Na Uy.

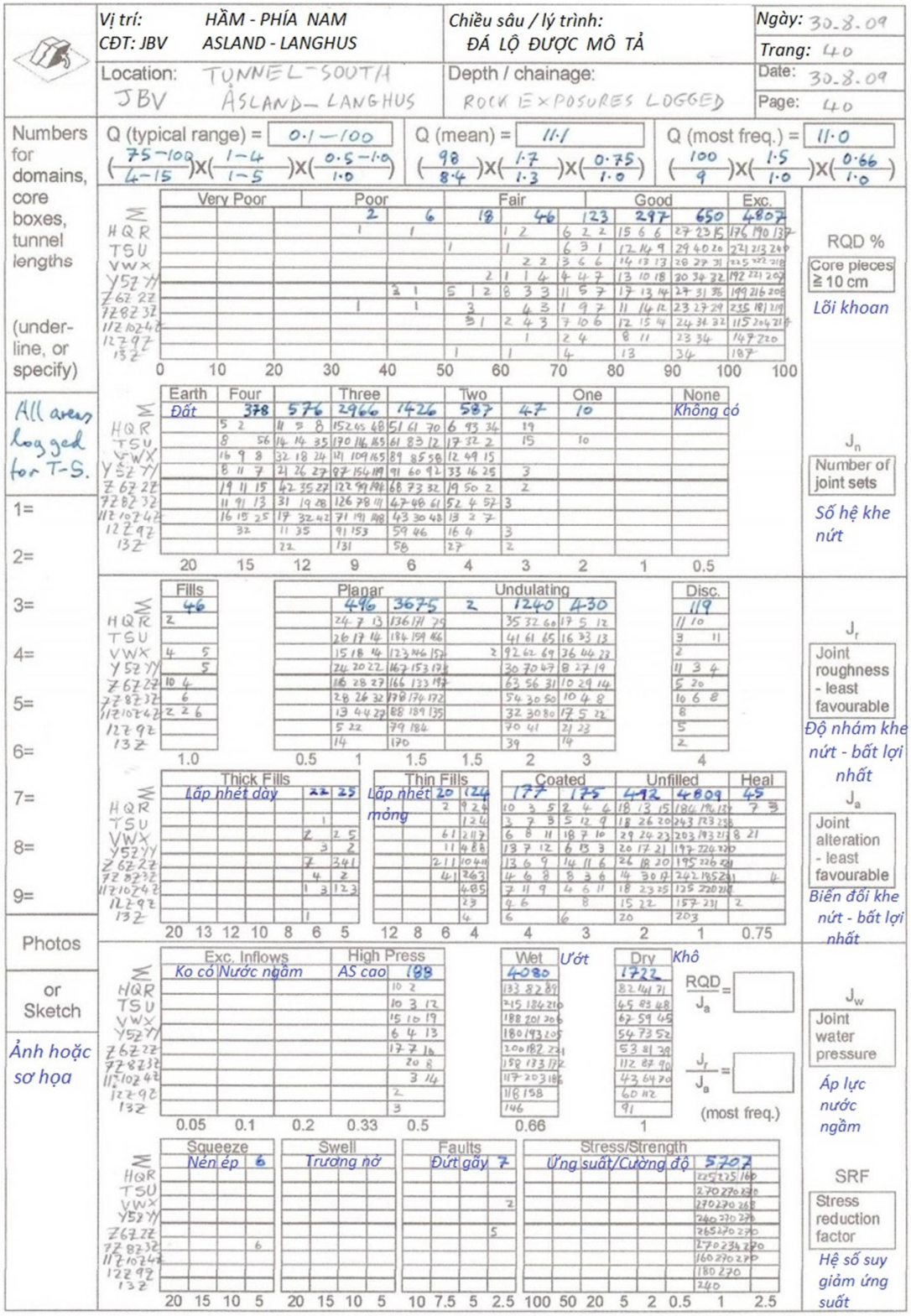


Hình 30: Phía trên: Phân tích 145 trường hợp số liệu ghi chép từ 1000km hầm TBM, cho thấy xu hướng tiến độ bị chậm dần theo thời gian (xem độ dốc -m) cho hầu hết các trường hợp máy khoan kiểu mâm cặp hở. Thực tế, các số liệu về kiểu khiên đào kép cũng có đường xu hướng tương tự, mặc dù hiệu suất tốt hơn của máy này có thể làm giảm độ chậm tiến độ trong vài trường hợp. Vô số số liệu trên thế giới về máy khoan của hãng Robbins cũng cho thấy có sự giảm dần tiến độ đào trong một khoảng thời gian dài. Các dự án dùng khiên EPB[33] với răng đào và đĩa cắt có các đường xu hướng tương tự nhưng có năng suất thấp hơn (Barton, 2013b). "Các trường hợp không thể dự kiến trước" - chẳng hạn các lần dừng thi công trong các vùng đứt gãy - có liên quan nhiều đến các giá trị Q, do vậy các giá trị Q thấp thường hàm nghĩa về độ dốc âm (-m) lớn về trễ tiến độ. (Chú ý: Hệ số hữu dụng $U = T^{-m}$, trong đó T tính bằng giờ, tức là Hệ số hữu dụng là phụ thuộc theo thời gian, và do đó các đường cong Tốc độ đào (AR) là được cho trong Hình 29b trong 24 giờ, 168 giờ và 720 giờ: 1 ngày, 1 tuần,, 1 tháng).

Hình bên dưới: Một bài tập so sánh khoan-nổ mìn (dựa trên thời gian chu kỳ đào kiểu Na Uy) với tính năng một máy TBM trung bình, mà nó thể hiện các tốc độ trung bình theo tuần khá nhanh, các tốc độ theo tháng chậm hơn, và tốc độ một năm mà nó cần các giá trị Q và Q_{TBM} trung tâm, nếu TBM muốn đào nhanh

[33] EPB TBM = *Earth Pressure Balance Tunnel Boring Machine*: Máy khoan hầm toàn tiết diện kiểu Cân bằng áp lực đất - ND. AR = *Advance Rate: Tốc độ đào*

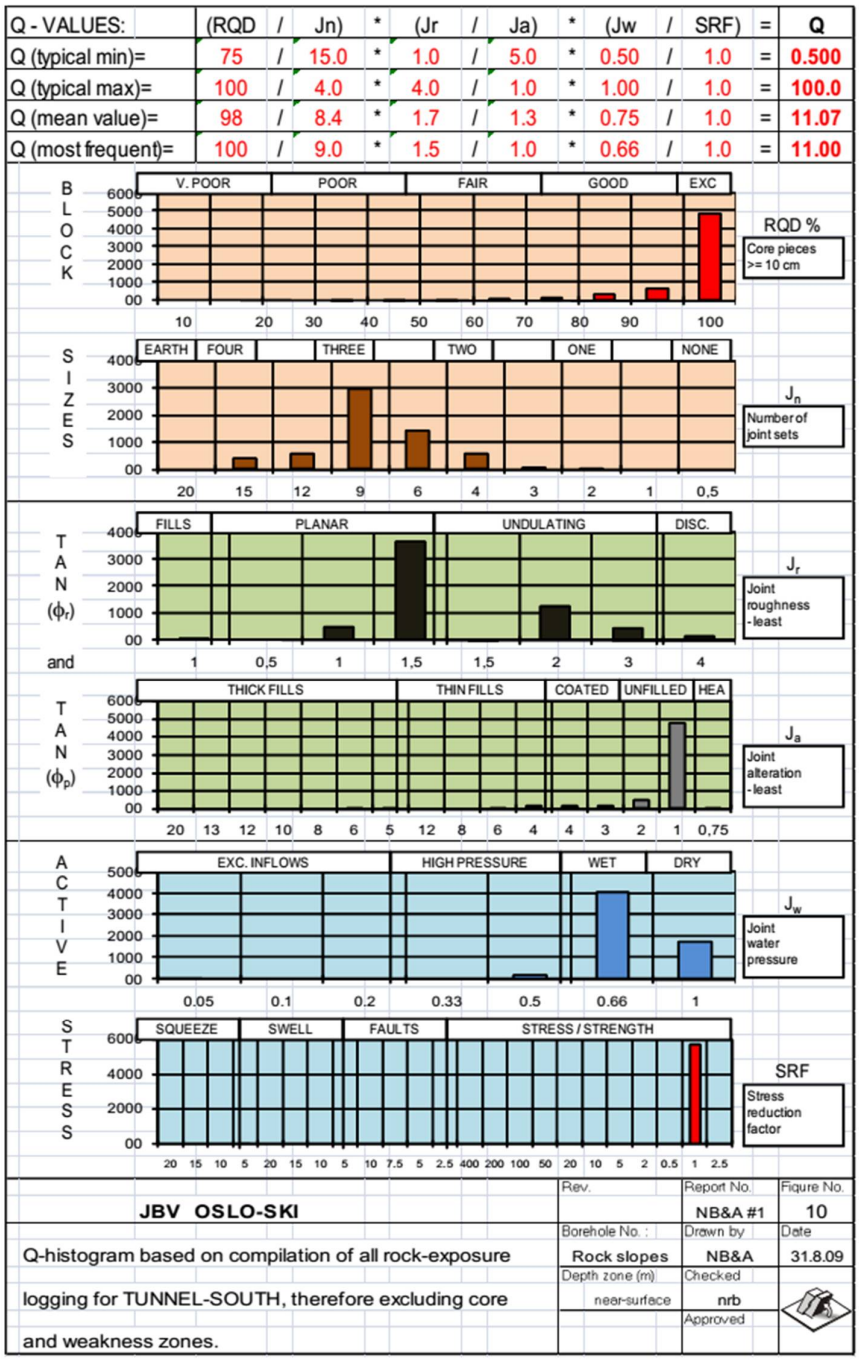
hơn khoan-nổ. Do quá trình chuẩn hóa số liệu, Q và Q_{TBM} có thể có các độ lớn giống nhau, mặc dù có thể khác nhau nhiều khi dùng lực đẩy tiến của khiên cao hay thấp.



Hình 31: Một ví dụ về thu thập dữ liệu thông số Q từ khoảng 200 mái cắt đá xung quanh một dự án hầm TBM được quy hoạch ở Oslo-Ski, trong đó hầm phía nam dài 8 km. Năm cấp đất đá được xác định,

cộng với ba cấp đá khác (không thể hiện) dựa trên kết quả ghi chép lõi khoan qua vùng giảm yếu và phân tích vận tốc sóng P khúc xạ địa chấn. (Theo Barton và Gammelsæter, 2010).

Chú ý rằng mỗi chữ cái (ghi tay, H, R, T, U, Ư, X, Z, 3Z, 8Z, v.v…) viết ở bên trái của bảng mô tả hiện trường là để nói đến một mái cắt đá cụ thể mà dọc theo nó các thông số Q (thường là 9 bộ) được ghi chép. Năm ý kiến về cho điểm các tham số Q đại diện nhất đã được đưa ra cho mỗi 5m của mái dốc. Hơn 5.700 điểm số riêng biệt đã được trình bày. Trong trường hợp đo vẽ Q cho TBM, tính chất Jr và Ja của mọi hệ khe nứt chính được ghi lại, vì chúng đều ảnh hưởng đến tốc độ xuyên của mâm cắt. RQD_0 theo hướng tiến hầm sẽ phản ánh tập hợp có ảnh hưởng nhất đến độ xuyên (hay độ xuyên bé), và giá trị này sẽ có thể chiếm ưu thế trong kết quả mô tả Jr/Ja. Khi đo vẽ Q cho mục đích ổn định và chọn hệ chống đỡ hầm, chỉ có các số liệu thống kê Jr/Ja có xu hướng bất lợi nhất là được dùng để tính toán Q, như các chỉ dẫn chuẩn tắc đã được tham chiếu đến trước đây trong tài liệu hướng dẫn Q có minh họa này.



Hình 32: Thống kê tham số Q tương tự (Hình 31) được vẽ bằng chương trình EXCEL.

Các kết luận

1. Giá trị Q đại diện cho chất lượng hoặc thiếu chất lượng của khối đá, và hệ thống Q liên kết Q với các biện pháp chống đỡ và gia cường vĩnh cửu đơn lớp (B + Sfr), đã chứng tỏ được giá trị của nó trong vòng 40 qua. Nó đã được sử dụng rộng rãi cả ở Na Uy và nhiều nước khác, như là một trong những công cụ kinh nghiệm tiêu chuẩn để mô tả đặc trưng đất đá, và như một phương pháp để hỗ trợ việc thiết kế hầm và hang ngầm trong ngành cơ học đá công trình.
2. Các biện pháp chống đỡ và gia cường hầm và hang ngầm khởi đầu được dựa trên hệ neo đá và bêtông phun có lưới thép, khi mà hệ thống Q được đưa ra lần đầu vào năm 1974. Sự phát triển của bêtông phun trộn ướt, gia cường bằng cốt sợi thép và phun bằng máy tự động, đã được áp dụng đầu tiên ở Na Uy trong hàng ngầm nhà máy thủy điện năm 1979, và ở hầm đường bộ Holmestrand năm 1981. Sau đó, đã xuất hiện thế hệ neo đá mới (CT-Bolt^{TM} - 1993) được bảo vệ nhiều lớp để chống gỉ.
3. Các khuyến nghị chống đỡ theo HT-Q được cập nhật năm 1993 để phản ánh sự sử dụng rộng rãi B+S(fr) làm chống đỡ *vĩnh cửu đơn lớp*. Có khoảng 1250 số liệu ghi chép thực tế theo PP này từ 1993, và đã tích lũy thêm được 800 trường hợp nữa từ 2002. Tất nhiên có hàng chục đến hàng trăm ngàn ứng dụng thực tế, số lượng tùy thuộc vào việc có tham chiếu/đề cập hay không đến các cá nhân hay nhóm kỹ sư địa chất mà họ vẫn áp dụng Q hàng ngày ở khắp các quốc gia.
4. Bên cạnh sự sử dụng rộng rãi của PP trong ngành xây dựng dân dụng, thì ngành công nghiệp mỏ ở tất cả các quốc gia khai mỏ chính (Mỹ, Canada, Brazil, Peru, Chile, Úc, v.v…) luôn tích cực sử dụng HT-Q để gia cố, chống đỡ các đường sá trong mỏ "vĩnh cửu", cũng như sử dụng phổ biến bốn thông số Q đầu tiên (RQD, Jn, Jr và Ja) cùng với ứng suất/cường độ, kích thước mái dốc (bậc chân khay ở mỏ), và hướng cấu trúc vào việc phân biệt các loại đất nền ổn định, chuyển tiếp/trung gian, hay sập lở - có nghĩa là, các bậc mái dốc cần được gia cố tạm thời bằng neo cáp. Tuy nhiên, trong ngành xây dựng dân dụng, chúng tôi khuyến cáo là cần dùng đủ sáu thông số Q. Việc thiếu thông số về đứt gãy cho các bậc chân khay ở mỏ do một công ty tư vấn đã đơn phương loại bỏ chỉ số SRF, và việc thiếu số hạng Jw cho các mỏ có nước, là các điểm yếu tiềm tàng của giá trị Q bị cắt xén.
5. Giá trị Q và dạng thức điều chỉnh của nó Qc, nhận được bằng cách làm chuẩn hóa với UCS/100, có nhiều ứng dụng tiềm năng trong cơ học đá công trình. Nó có thể được làm tương quan với vận tốc sóng dọc địa chấn V_P (km/s), mô-đun biến dạng (tĩnh) M hay $M_{khối\ đá}$ (GPa), biến dạng theo chiều đứng hay ngang, và đã được liên kết tạm thời với giá trị Lugeon của các khối đá không chứa sét. Ở dạng Q_{H2O} điều chỉnh, độ thấm-phụ thuộc theo chiều sâu trong trường hợp đá chứa sét hay biến dạng dường như cũng có thể là tiên đoán được ở các mức độ gần đúng.
6. Trong 15 năm vừa qua giá trị Q đã được đưa vào trong một tham số tổng hợp/toàn diện hơn, gọi là Q_{TBM}. Nó có các thông số bổ sung về tương tác máy-đất nền, và được dùng làm căn cứ để tiên lượng cho việc làm hầm bằng khiên đào TBM. Trên cơ sở nhiều số liệu (1000 km) liên quan đến sự chậm trễ tiến độ của máy khoan TBM trong những năm vừa qua (cũng thấy trong các ghi chép của thế giới), thì giá trị Q trong các điều kiện đá yếu (Q<1) có thể được đưa ra để giải thích về các lần chậm tiến độ và thậm chí dừng thi công khi gặp phải các vùng đứt gãy phức tạp. Mức độ chậm trễ tiến độ là có liên quan lớn tới các giá trị Q.

Tài liệu tham chiếu

Austrian Society for Geomechanics (2010). NATM: The Austrian Practice of Conventional Tunnelling.

Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*. 6: 4: 189-236.

Barton, N. (1976). Unsupported underground openings. Rock Mechanics Discussion Meeting, Befo, Swedish Rock Mechanics Research Foundation, Stockholm, 61 -94.

Barton, N., Grimstad, E., Aas, G., Opsahl, O.A., Bakken, A., Pedersen, L. & Johansen, E.D. (1992). Norwegian Method of Tunnelling. WT Focus on Norway, World Tunnelling, June/August 1992.

Barton, N. & Grimstad, E. (1994). The Q-system following twenty years of application in NMT support selection. *43rd Geomechanic Colloquy, Salzburg. Felsbau,* 6/94, 428-436.

Barton, N. (1994). A Q-system case record of cavern design in faulted rock. *5th Int. Rock Mechanics and Rock Engineering Conf., Tunnelling in difficult conditions,* Torino, Italy, 16.1 - 16.14.

Barton, N., By, T.L., Chryssanthakis, P., Tunbridge, L., Kristiansen, J., Løset, F., Bhasin, R.K., Westerdahl, H. & Vik, G. (1994). Predicted and measured performance of the 62m span Norwegian Olympic Ice Hockey Cavern at Gjøvik. *Int. J. Rock Mech, Min. Sci. & Geomech. Abstr*. 31:6: 617-641. Pergamon.

Barton, N. (1 995). The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote Lecture, *8th ISRM Congress*, Tokyo, 3: 1023-1032, Balkema, Rotterdam.

Barton, N. (1996). Investigation, design and support of major road tunnels in jointed rock using NMT principles. Keynote Lecture, IX Australian Tunnelling Conf. Sydney, 145-159.

Barton, N. (2000). *TBM tunnelling in jointed and faulted rock.* 173p. Balkema, Rotterdam.

Barton, N., Buen, B. & Roald, S. (2001). Strengthening the case for grouting Tunnels & Tunnelling International, Dec. 2001: 34-36, and Jan. 2002: 37-39.

Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* Vol. 39/2:185-216.

Barton, N. (2006). *Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy*. Taylor & Francis, UK & Netherlands, 729 p.

Barton, N. & B. Gammelsæter (2010). Application of the Q-system and QTBM prognosis to predict TBM tunnelling potential for the planned Oslo-Ski rail tunnels. *Nordic Rock Mechanics Conf.*, Kongsberg, Norway.

Barton, N. (2011). From empiricism, through theory, to problem solving in rock engineering. ISRM Cong., Beijing. 6th Müller Lecture. Proceedings, Taylor & Francis, Vol. 1, Qian & Zhou (eds), 3-14.

Barton, N. (2012 a). Defining NMT as part of the NATM SCL debate. *TunnelTalk*, Ed. Shani Wallace. Sept. 2012, 4 p.

Barton, N. (2012 b). Assessing Pre-Injection in Tunnelling. Tunnelling Journal, Dec.2011/Jan. 2012, pp. 44-50.

Barton, N. (2013 a). Integrated empirical methods for the design of tunnels, shafts and caverns in rock, based on the Q-system. 3rd Int. Symp. on *Tunnels and Shafts in Soil and Rock*, SMIG/Amitos, 17p. Nov. 2013, Mexico City.

Barton, N. (2013 b). TBM prognoses for open-gripper and double-shield machines: challenges and solutions for weakness zones and water. FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK - BERGMEKANIKK - GEOTEKNIKK, Oslo, 21.1 -21.17.

Barton, N. (2014). Lessons learned using empirical methods applied in mining. Keynote lecture. 1 st. Int. Conf. on Applied Empirical Methods in Mining. Lima, Peru, 24p.

Barton, N. and Grimstad, E. (2014). 40 years of Q-system lessons. Tunnelling Journal.

Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. 251 p. J. Wiley.

Grimstad, E. & Barton, N. (1993). Updating of the Q-System for NMT. *Proc. of Int. Symp. on Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support,*

Fagernes, 1993, (Eds Kompen, Opsahl and Berg. Norwegian Concrete Association, Oslo, 46-66.

Grimstad, E. (1996), Stability in hard rock affected by high stress and supported by sprayed concrete and rock bolts. *Proc., 2nd Int. Symp. On Sprayed Concrete, Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support.* Gol, Norway.

Grimstad, E., K. Kankes, R. Bhasin, A. W. Magnussen and A . Kaynia (2002). Rock Mass Q used in designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and Energy Absorption" *4th Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Davos, Switzerland.

Grimstad, E., K.Kankes, R. Bhasin, A. W. Magnussen and A.Kaynia (2003).Updating the Qsystem for Designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and General Support. Proceedings, *Underground Construction*, London.

Grimstad, E. (2007). The Norwegian method of tunnelling - a challenge for support design. *XIV European Conference on Soil Machanics and Geotechnical Engineering.* Madrid.

Grimstad, E., Tunbridge, L., Bhasin, R., and Aarset, A. (2008). Measurements of Forces in Reinforced Ribs of Sprayed Concrete. *5th. Int. Conf. on Sprayed Concrete*. Lillehammer, Norway.

Kristiansen, J. and Hansen, S.E. (1993). Cavern Stadium - displacement measurements. *Final Report on the Research Project for the Rock Cavern Stadium,* SINTEF-NGI-Østlandsforskning, Norway.

Løset, F. and Bhasin, R. (1992). Engineering geology - Gjøvik Ice Hockey Cavern. *Research Project: 'Publikumshall I Berg'*, SINTEF-NGI-Østlandsforskning, Norway.

Quadros, E. F. & Correa Filho, D. (1995). Grouting efficiency using directional (3-D) hydraulic tests in Pirapora Dam, Brazil. Proc. 8th ISRM congress, Tokyo. Fujii, ed., 823-826.

Sjøgren, B., Øfsthus, A. & Sandberg, J. (1979). Seismic classification of rock mass qualities. *Geophys. Prospect.*, 27: 409-442.

Ward, W.H., P. Todd and N.S.M.Berry. (1983). The Kielder Experimental Tunnel: Final Results. Geotechnique 33, 3, 275-291.

Vandevall, M. (1990). *Dramix - Tunnelling the World.* NV Bækert S.A, 1991 edition.

PHỤ LỤC A1 - Các định nghĩa tham số Q và điểm số để tham chiếu. Tờ đánh giá Q (trang sau) là một hình thức rút gọn của các bảng này được dùng khi mô tả tại hiện trường (lõi khoan, các mặt lộ đá, hay các gương hầm). Xem Phụ lục A4 để biết chi tiết về Jr/Ja, và Phụ lục A5, các Bảng A5.1 và A5.2 để biết các dữ liệu ứng suất cao đặc thù liên quan đến các giá trị SRF lớn nhất trong trường hợp đá liền khối.

1. Chỉ tiêu Chất lượng Đá		**RQD %**
A	Rất tồi / Rất xấu	0 - 25
B	Xấu	25 - 50
C	Trung bình	50 - 75
D	Tốt	75 - 90
E	Tuyệt vời/Rất tốt	90 - 100

Ghi chú: *i) Khi RQD được báo cáo hay đo đạc là ≤ 10 (kể cả giá trị 0), thì một giá trị danh nghĩa bằng 10 sẽ được dùng để đánh giá Q.*
ii) Các khoảng tăng trị số RQD bằng 5, tức là 100, 95, 90, v.v…. là đủ độ chính xác

2. Số hệ khe nứt		**Jn**
A	Liền khối, không có hoặc ít khe nứt	0.5 - 1
B	Một hệ khe nứt	2
C	Một hệ khe nứt + các khe nứt ngẫu nhiên	3
D	Hai hệ khe nứt	4
E	Hai hệ khe nứt + các khe nứt ngẫu nhiên	6
F	Ba hệ khe nứt	9
G	Ba hệ khe nứt + các khe nứt ngẫu nhiên	12
H	Hoặc hơn 4 hệ khe nứt, và các khe nứt ngẫu nhiên + nứt nẻ mạnh, cục nhỏ/'hạt đường', v.v…	15
J	Đá bị cà nát, giống như đất	20

Ghi chú: *i) Với các chỗ giao cắt trong hầm, dùng (3.0 x Jn.*
ii) Với các cửa hầm, dùng (2.0 x Jn).

3. Chỉ số độ nhám khe nứt		**Jr**
a) Tiếp xúc tường đá (thành khe nứt), và b) Tiếp xúc tường-đá trước đới cắt 10cm		
A	Các khe nứt không liên tục	4
B	Nhám hoặc không đều, lượn sóng	3
C	Nhẵn, lượn sóng	2
D	Dạng mặt trượt, lượn sóng	1.5
E	Nhám hoặc không đều, phẳng,	1.5
F	Nhẵn, phẳng	1.0
G	Mặt trượt, phẳng	0.5

Ghi chú: *i) Các mô tả trên - theo thứ tự - nói đến các đặc điểm quy mô nhỏ và các đặc điểm quy mô trung bình.*

c) Không có tiếp xúc tường đá khi chịu cắt		
H	Đới/vùng chứa khoáng vật sét đủ dày để không có tiếp xúc đá-tường	1.0
J	Đới chứa cát, sỏi hoặc vỡ vụn đủ dày để không có tiếp xúc tường đá	1.0

Ghi chú: *ii) Cộng thêm 1.0 nếu bước trung bình của hệ khe nứt chính lớn hơn 3m.*
iii) J_r = 0,5 có thể lấy cho các khe nứt mặt trượt, phẳng có các cấu trúc tuyến (cấu tạo đường), miễn là các cấu trúc tuyến có hướng sao cho gây ra cường độ nhỏ nhất.
iv) Phân loại Jr và Jr được áp dụng cho hệ khe nứt hoặc đứt gãy mà nó bất lợi nhất cho sự ổn định xét từ quan điểm phương hướng và sức kháng cắt, τ (trong đó $\tau \approx \sigma n \tan^{-1}$ (Jr/Jn).

4. Chỉ số biến đổi bề mặt khe nứt		**ϕr** (góc ma sát tàn dư, gần đúng)	**Ja**
a) Tiếp xúc tường-đá (không có lấp nhét khoáng vật, mà chỉ dính mỏng trên bề mặt)			
A	Chất lấp đầy gắn chặt, cứng, không bị mềm hoá, không thấm, v.d. thạch anh hay epidot	-	0.75
B	Các thành khe nứt không bị biến đổi, chỉ có các vết ôxyt sắt trên mặt	25 - 35^0	1.0
C	Các tường khe nứt bị biến đổi nhẹ. Có màng khoáng vật không bị mềm hoá, các hạt cát, đá bị phân hủy không chứa sét, v.v…	25 - 30^0	2.0
D	Màng bùn hoặc sét-cát, thành phần sét nhỏ (không bị mềm hoá).	20 - 25^0	3.0
E	Màng mềm hoặc chứa khoáng vật sét ma sát thấp, v.d. kaolinit hoặc mica. Cũng có thể là clorit, talc, thạch cao, graphit, v.v… và những lượng nhỏ sét trương nở.	8 - 16^0	4.0
b) Tiếp xúc tường-đá trước đới cắt 10cm (có chất lấp nhét khoáng vật mỏng)			
F	Các hạt chứa cát, đá vụn nát/phân hủy không chứa sét, v.v…	25 - 30^0	4.0
G	Chất lấp đầy là khoáng vật sét quá cố kết chặt, không bị mềm hoá (liên tục, nhưng có chiều dày < 5mm)	16 - 24^0	6.0
H	Chất lấp đầy là khoáng vật sét quá cố kết trung bình hoặc thấp, bị mềm hoá (liên tục, nhưng có chiều dày < 5mm)	12 - 16^0	8.0
J	Chất lấp đầy là sét trương nở, v.d. montmorilonit (liên tục, chiều dầy < 5mm). Giá trị J_a phụ thuộc vào hàm lượng phần trăm của các hạt cỡ sét trương nở, và tiếp xúc với nước, v.v…	6 - 12^0	8 - 12
c) Không có tiếp xúc tường-đá khi bị cắt (chất lấp nhét khoáng vật dày)			
KL M	Các đới hoặc dải đá bị cà nát hoặc phân hủy, và sét (xem G, H, J về mô tả điều kiện sét).	6 - 24^0	6, 8, hoặc 8 - 12
N	Đới hoặc dải sét, á sét, á cát, một phần sét nhỏ (không bị mềm hoá).	-	5.0
OP R	Đới hoặc dải sét dày, liên tục (xem G, H, J về mô tả tình trạng sét).	6 - 24^0	10, 13, hoặc 13 - 20

5. Hệ số suy giảm do nước ngầm trong khe nứt		**Áp lực nước (kg/cm^2)**	**Jw**
A	Hang đào khô hoặc có ít nước chảy, lưu lượng < 1 lít/phút cục bộ	< 1	1.0
B	Lưu lượng và áp lực trung bình, < 5 lít/phút cục bộ, đôi khi bị xói rửa chất lấp đầy khe nứt	1-2.5	0.66
C	Lưu lượng lớn hoặc áp lực cao trong đá cứng chắc với khe nứt không có chất lấp đầy	2.5-10	0.5
D	Lưu lượng lớn hoặc áp lực cao, bị xói rửa đáng kể chất lấp nhét	2.5-10	0.33
E	Lưu lượng và áp lực đặc biệt lớn khi mới nổ mìn, giảm dần theo thời gian	> 10	0.2 - 0.1
F	Lưu lượng và áp lực đặc biệt cao, chảy liên tục ít suy giảm	> 10	0.1 - 0.05

Ghi chú:

i) Các hệ số C đến F là đánh giá thô. Tăng Jw nếu lắp đặt các biện pháp thoát nước.

ii) Các vấn đề đặc biệt gây bởi sự tích tụ băng tuyết là chưa được xét đến.

iii) Đối với sự mô tả tổng quát khối đá ở xa khỏi phạm vi ảnh hưởng của gương đào, thì khuyến nghị dùng Jw = 1.0, 0.66, 0.5, 0.33 v.v… khi chiều sâu tăng lên chẳng hạn từ 0-5m, 5-25m, 25-250m đến > 250m, với giả thiết rằng RQD/Jn là đủ thấp (v.d. 0.5-25) cho sự kết nối thủy lực tốt. Điều này sẽ giúp điều chỉnh Q cho một số tác động của ứng suất hữu hiệu và sự mềm hóa do nước, kết hợp với các giá trị mô tả SRF thích hợp. Từ đó, sẽ có được các mối quan hệ với mô-đun biến dạng tĩnh phụ thuộc chiều sâu và vận tốc sóng địa chấn, theo cách thức đã sử dụng tại thời điểm chúng được phát triển.

6. Chỉ số/yếu tố giảm ứng suất		**SRF**
a) Tiếp xúc tường đá (thành khe nứt), và b) Tiếp xúc tường-đá trước đới cắt 10cm		
A	Gặp nhiều đới yếu chứa sét hoặc đá bị phân hủy hoá học, đá xung quanh bị nới lỏng mạnh (độ sâu hầm bất kỳ).	10
B	Một đới yếu chứa sét hoặc đá bị phân hủy hóa học (chiều sâu hang đào ≤ 50m)	5
C	Một đới yếu chứa sét hoặc đá bị phân hủy hóa học (chiều sâu hầm > 50m)	2.5
D	Nhiều đới cắt trong đá tốt (không chứa sét), đá xung quanh bị nới lỏng (độ sâu hầm bất kỳ)	7.5
E	Một đới cắt trong đá cứng chắc (không chứa sét), (chiều sâu hang đào ≤ 50m)	5.0
F	Một đới cắt trong đá cứng chắc (không chứa sét), (chiều sâu hang đào > 50m)	2.5
G	Các khe nứt mở, bị nới lỏng, nứt nẻ mạnh hoặc thành các cục nhỏ (độ sâu hầm bất kỳ)	5.0

Ghi chú:

i) Giảm các giá trị SRF này khoảng 25-50% nếu các đới cắt liên quan chỉ gây ảnh hưởng chứ không cắt hang ngầm. Điều này cũng đúng với việc mô tả địa chất.

b) Đá tốt, các vấn đề về ứng suất trong đá		σ_C/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
H	Ứng suất thấp, gần mặt đất, các khe nứt mở	> 200	< 0.01	2.5

J	Ứng suất trung bình, điều kiện ứng suất thuận lợi	200 - 10	0.01 - 0.3	1
K	Ứng suất cao, cấu trúc rất chặt. Thường thuận lợi cho sự ổn định, có thể là không thuận lợi cho sự ổn định của vách/tường hầm	10 - 5	0.3 - 0.4	0.5 - 2
L	Bắn đá nhẹ sau > 1 giờ trong đá dạng khối.	5 - 3	0.5 - 0.65	5 - 50
M	Bắn đá và nổ đá sau một vài phút trong đá liền khối.	3 - 2	0.65 - 1	50 - 200
N	Nổ đá mạnh (nổ biến dạng) và xảy ra các biến dạng động lực ngay lập tức trong đá liền khối/cứng chắc.	< 2	> 1	200 - 400

Ghi chú:

ii) Đối với trường ứng suất tự nhiên dị hướng mạnh (nếu đo được): Khi $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, thì giảm σ_C còn 0,75 σ_C. Nếu $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, giảm σ_C còn 0,5σ_C, trong đó: σ_C là cường độ kháng nén nở hông của đá, σ_1 và σ_3 là các ứng suất chính nhỏ nhất và lớn nhất, và σ_θ = ứng suất tiếp lớn nhất (tính toán từ lý thuyết đàn hồi).

iii) Có một vài trường hợp số liệu thực tế mà trong đó chiều dày lớp đất phủ trên nóc hầm kể từ mặt đất nhỏ hơn bề rộng nhịp hang đào. Khi đó khuyến nghị cần tăng giá trị SRF lên 2,5 đến 5 lần (xem H).

iv) Các trường hợp L, M, N thường là thích hợp nhất cho thiết kế chống đỡ đào hầm sâu trong các nền đá liền khối cứng chắc, với các tỷ số RQD/Jn từ ~50 - 200.

v) Đối với việc mô tả/đánh giá chung khối đá nằm cách xa vùng ảnh hưởng quanh gương đào, khuyến nghị nên dùng SRF = 5, 2.5, 1.0 và 0.5 khi chiều sâu hầm tăng lên với các gia số 0-5m, 5-25m, 25-250m đến > 250m. Việc này sẽ giúp điều chỉnh Q cho một vài hiệu ứng ứng suất hữu hiệu, kết hợp với các giá trị đánh giá mô tả thích hợp của Jw. Từ đó, sẽ có được các mối tương quan với mô-đun biến dạng tĩnh phụ thuộc chiều sâu và vận tốc sóng địa chấn, theo cách thức đã sử dụng tại thời điểm chúng được phát triển.

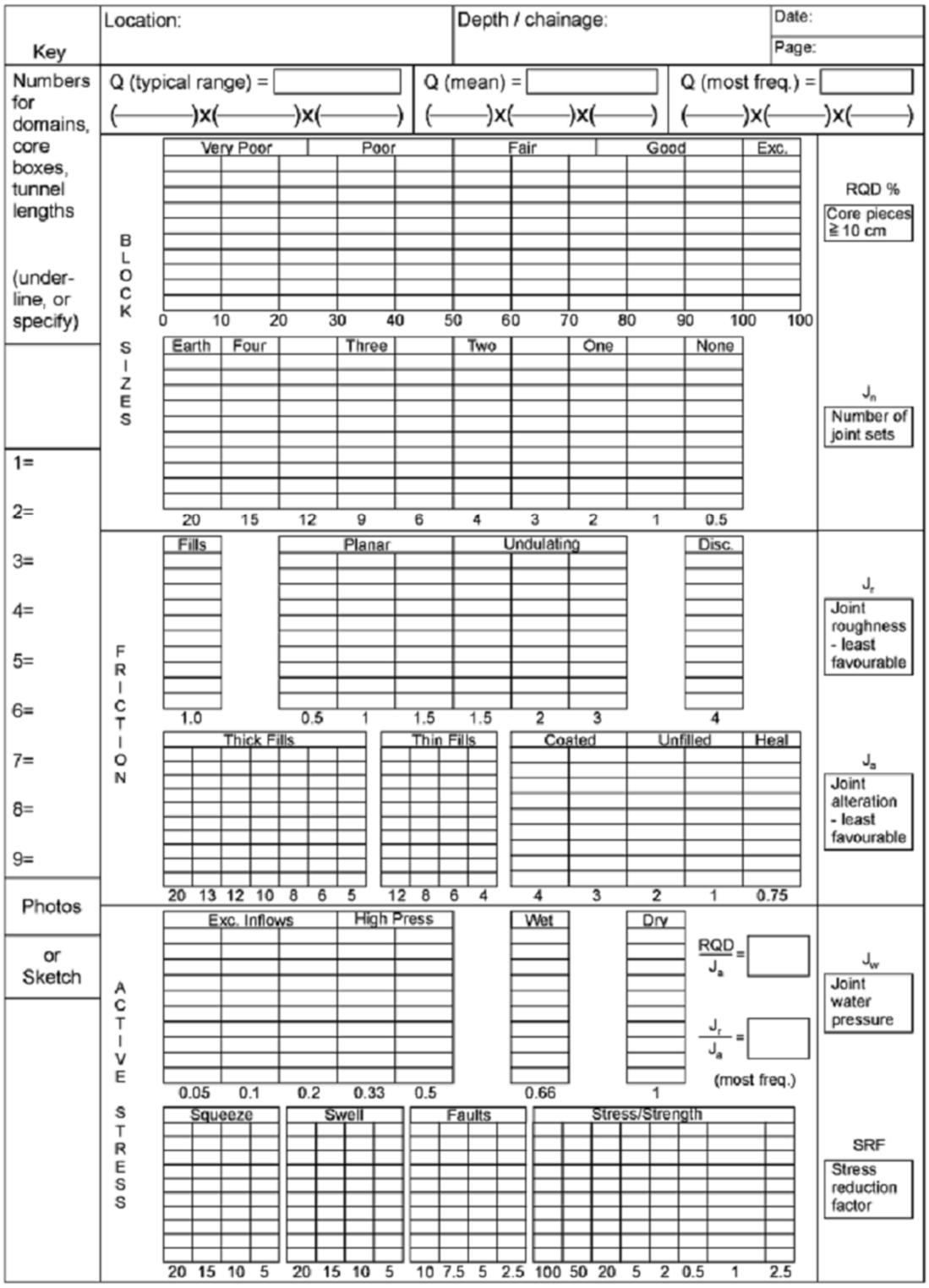
c) Đá bị nén ép: chảy dẻo khối đá yếu dưới ảnh hưởng của áp lực đá lớn		σ_θ/σ_c	SRF Hệ số giảm yếu do ứng suất
O	Áp lực đá nén ép vừa phải	1 - 5	5 - 10
P	Áp lực đá nén ép mạnh	> 5	10 - 20

Ghi chú:

vi) Các trường hợp đá nén ép có thể xảy ra với độ sâu $H > 350\ Q^{1/3}$ theo Singh 1993. Cường độ nén khối đá có thể được tính toán từ $SIGMA_{cm} \approx 5\ \gamma\ Qc^{1/3}$ (MPa) khi γ = khối lượng riêng của đá tính bằng t/m^3, và $Qc = Q \times \sigma c/100$, Barton 2000 [29].

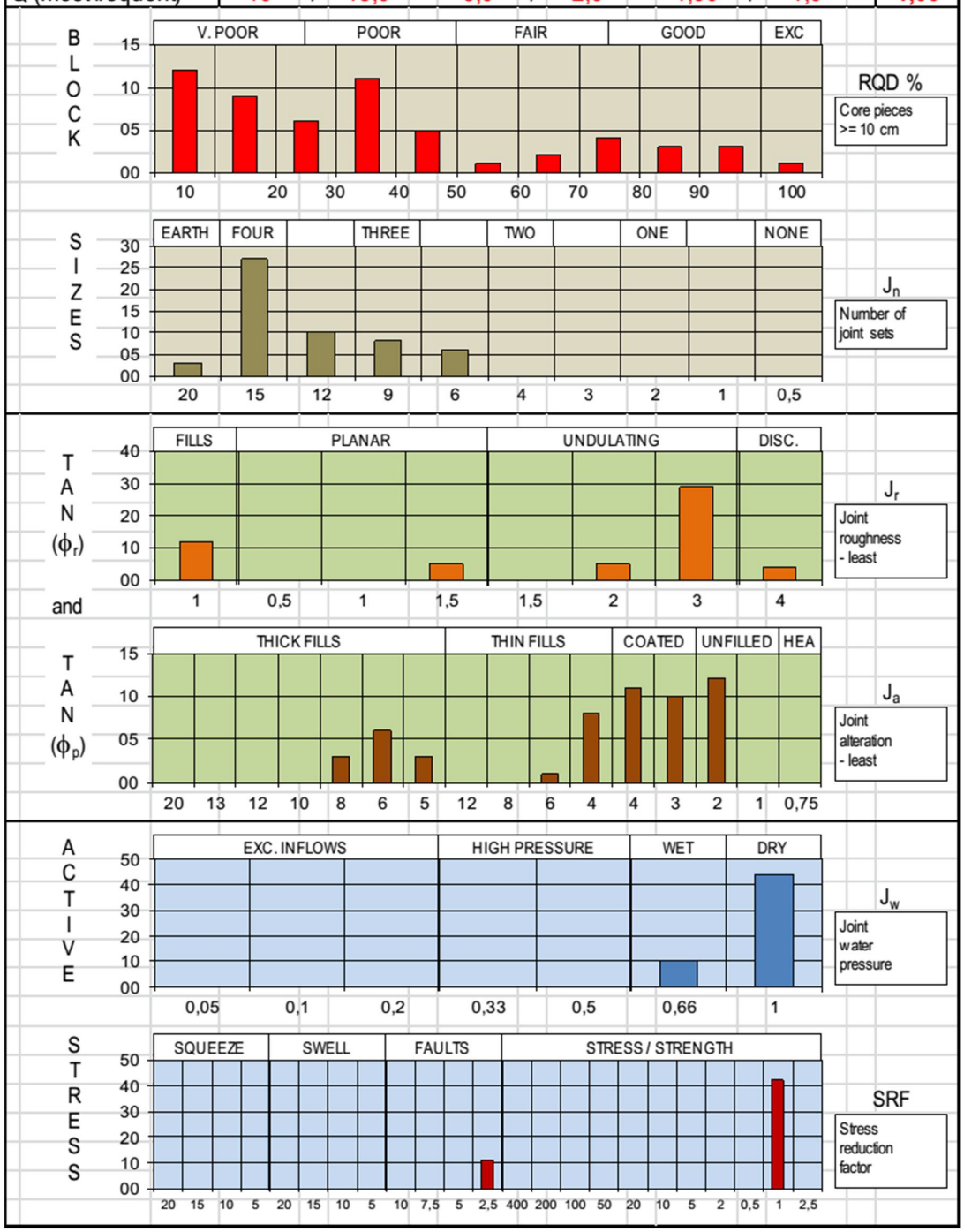
d) Đá bị nén ép: hoạt động nén ép hóa học, phụ thuộc vào áp lực nước ngầm		SRF
R	Áp lực đá nén ép vừa phải	5 - 10
S	Áp lực đá nén ép mạnh	10 - 15

PHỤ LỤC A2 - Tờ đánh giá thông số Q trống. Chú ý các mô tả (ngắn) và sự cho điểm trên và dưới mỗi khoảng trống để ghi chép số quan trắc. Rất thuận tiện để đánh số mỗi hàng (1 đến 9 và kết quả Σ) ở bên trái, nhằm định vị đúng (bằng hàng) 5m lõi khoan, hoặc 5m hầm đang được đánh giá v.d. 1 = 76.1-81.1m, 2=81.1-86.1m v.v… Sau đó người dùng có thể quay lại các vùng (miền, loại đá, khu vực đứt gãy) và trích xuất các quan sát đặc thù phục vụ phân tích riêng lẻ. Cho phép năm lần quan trắc trên 5m được đánh giá (lõi khoan, vết/mặt lộ, tường hầm).

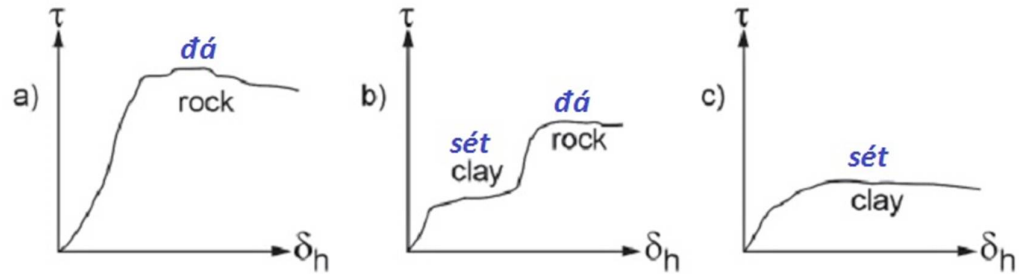


PHỤ LỤC A3 - Tờ đánh giá cho điểm đầy đủ với tính toán EXCEL cho các tham số Q. Chú ý bản chất phong hóa, nứt nẻ nhiều, chịu cắt và chứa sét của khối đá (thân quặng) này.

Q - VALUES:	(RQD	/	Jn)	*	(Jr	/	Ja)	*	(Jw	/	SRF)	=	Q
Q (typical min)=	10	/	15,0	*	1,0	/	6,0	*	0,66	/	2,5	=	0,029
Q (typical max)=	75	/	6,0	*	4,0	/	2,0	*	1,00	/	1,0	=	25,0
Q (mean value)=	38	/	12,8	*	2,4	/	3,9	*	0,94	/	1,3	=	1,29
Q (most frequent)=	10	/	15,0	*	3,0	/	2,0	*	1,00	/	1,0	=	1,00



PHỤ LỤC A4 - Một đặc điểm quan trọng của tính toán giá trị Q là tỷ số Jr/Ja đại diện cho lực kháng ma sát, và gần như đại diện cho hệ số ma sát giữa các tảng đá. Do đó, $\tan^{-1}$(Jr/Ja) cho ta một chỉ số sơ bộ về góc ma sát, với một thành phần "giãn nở" được cho thêm vào các góc ma sát góc trên bên trái, và một thành phần "co rút" được trừ khỏi các góc ma sát ở góc dưới bên phải. Chú ý ba dạng tiếp xúc, và các biểu đồ biến dạng-cường độ kháng cắt tượng trưng cho mỗi trường hợp. Thực tế ma sát nói trên là một phát triển ngẫu nhiên của Barton và nnk (1974), mà nó được phát hiện sau khi mọi thang điểm đánh giá cho thông số Q đã được hoàn thiện. Thực tế, Qc giống với 'c' x 'tanφ' (Barton 2012).



(a) Tiếp xúc tường đá (các lớp phủ mỏng)
(a) Rock wall contact (thin coatings)

	Ja/Jr =	0.75	1.0	2	3	4
		$\tan^{-1}$(Jr/Ja)°				
A. Khe nứt không liên tục	4	79°	76°	63°	53°	45°
B. Nhám, lượn sóng	3	76°	72°	56°	45°	37°
C. Nhẵn, lượn sóng	2	69°	63°	45°	34°	27°
D. Mặt trượt, không mấp mô	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
E. Nhám, phẳng	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
F. Nhẵn, phẳng	1.0	53°	45°	27°	18°	14°
G. Mặt trượt, phẳng	0.5	34°	27°	14°	9.5°	7.1°

(b) Tiếp xúc tường đá khi chịu cắt *(lấp nhét phủ mỏng)*
(b) Rock wall contact when sheared (thin fillings)

	Ja/Jr =	4	6	8	12
		$\tan^{-1}$(Jr/Ja)°			
A. Khe nứt không liên tục	4	45°	34°	27°	18°
B. Nhám, lượn sóng	3	37°	27°	21°	14°
C. Nhẵn, lượn sóng	2	27°	18°	14°	9.5°
D. Mặt trượt, không mấp mô	1.5	21°	14°	11°	7.1°
E. Nhám, phẳng	1.5	21°	14°	11°	7.1°
F. Nhẵn, phẳng	1.0	14°	9.5°	7.1°	4.7°
G. Mặt trượt, phẳng	0.5	7°	4.7°	3.6°	2.4°

(c) Không tiếp xúc tường đá khi chịu cắt *(chất lấp nhét dày)*
(c) No rock wall contact when sheared (thick fillings)

	Ja/Jr =	5	6	8	12	13	16	20
		$\tan^{-1}$(Jr/Ja)°						
Độ nhám danh nghĩa của các tường/thành đá khe nứt	1.0	11.3°	9.5°	7.1°	4.8°	4.4°	3.6°	2.9°

PHỤ LỤC A5 - Quan trắc các ứng suất lớn trong những hầm sâu (Grimstad, 1996)

Bảng A5.1: Bảng này thể hiện chiều dày tầng đất phủ, các cường độ nén và ứng suất chính được đo và đánh giá, σ_1, σ_2, σ_3, ứng suất tiếp tính toán σ_θ, và mối quan hệ σ_c/σ_1 và σ_θ/σ_c tại một số hầm đường bộ Na Uy và ở hai tổ hợp thủy điện ở Chile và China (Grimstad, 1996). Như với các dự án chất thải hạt nhân và khai mỏ, khi tỷ số $\sigma_\theta/\sigma_c \geq 0.4$ (xấp xỉ) thì hiện tượng tróc mảng do ứng suất sẽ bắt đầu, yêu cầu phải có SRF ≥ 5 (xem Phụ lục A1, Bảng 6b và Bảng A5.2 dưới đây).

Name	Rock type	Overburden (m)	σ_1 MPa	σ_3 MPa	σ_c MPa	Max.σ_θ MPa	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c
Strynefjellet	Banded gneiss	230-600**	20.4	3.5	47-127	56	4.3	0.4-1.2
Høyanger I	Granitic gneiss	650-800**	33.4	8.1	100-177	92	3.0-5.3	0.5-0.9
Høyanger II	Banded gneiss	900-1100**	29	14	55-126	73	1.9-4.3	0.6-1.3
Kobbskaret	Granite	200-600* **	26	11.5	90	67	3.5	0.7
Svartisen I	Granite	700**	21.4	12.1	181	52	8.4	0.3
Svartisen II	Mica gneiss	500 Δ	10.9	8.1	27	25	2.5	0.9
Tafjord	Gneiss, amphib.	500-1200*Δ	24.8	6.6	82-185	68	3.3-7.4	0.4-0.8
Fjærland	Granitic gneiss	600-1200**	25.7	6.5	110	71	4.2	0.7
Frudalen	Granitic gneiss	900-1200**Δ	30 ?	20 ?	70-150	ca. 70	2.3-6.0	0.4-1.0
Tosen	Silicate gneiss	400-600**	20 ?	10 ?	110-200	ca. 50	5.5-10	0.3-0.5
Fodnes	Gabbro, diorite	650-1100*Δ	30 ?	15 ?	100-150	ca. 75	3.3-5.0	0.5-0.8
Amla	Gabbro, diorite	100-400**	20 ?	5-10 ?	100-150	ca. 50	5-7.5	0.3-0.5
Lærdal	Banded gneiss	800-1400**	40 ?	22 ?	100-150	ca.100	2.5-3.8	0.7-1.0
Stetind	Granite	300-500?*Δ	9.3	3.8	90	24	10	0.3
Pehuencha, Chile	Andesite	400-1200 Δ	35 ?	15 ?	100-150	ca. 75	2.9-4.3	0.5-0.8
Ertan, China	Gabbro, diorite	300-400* **	40 ?	15 ?	105-160	ca. 90	2.7-4.5	0.6-0.9

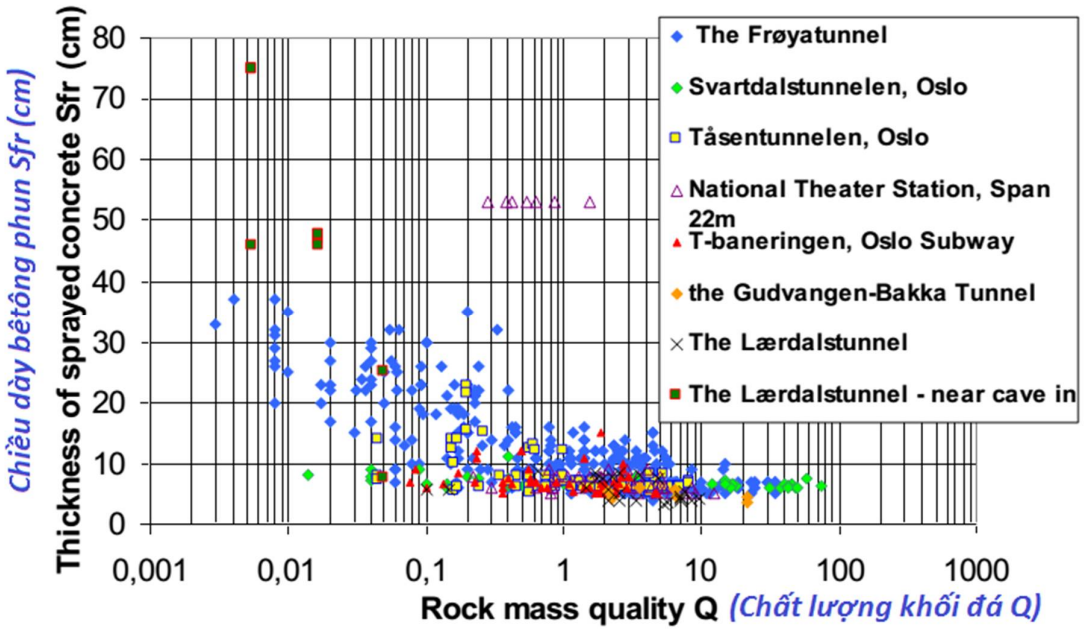
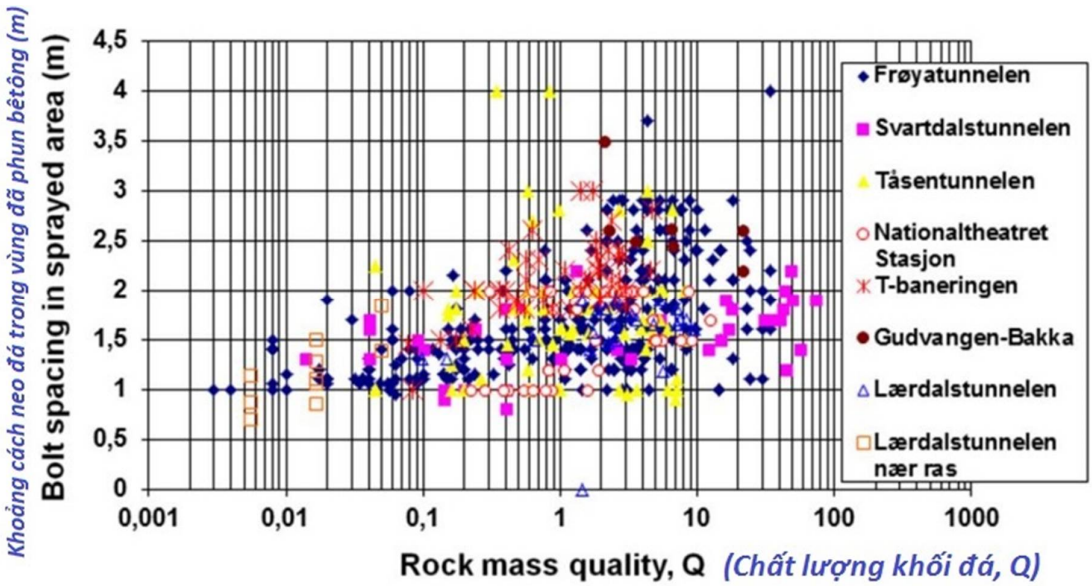
**

*Ứng suất pháp chính gần nằm ngang. * Ứng suất sườn thung lũng. Δ Ứng suất gần thẳng đứng. Cường độ chịu nén của khối đá thường bé hơn σ_c do sự nứt nẻ.*

Bảng A5.2: Mối quan hệ giữa cường độ nén đơn trục σ_c và ứng suất pháp chính σ_1, và giữa ứng suất tiếp σ_θ với σ_c, mỗi giá trị được so sánh với khoảng thời gian xảy ra biến dạng, và với biến dạng tổng đánh giá được. Các giá trị SRF ước tính cũng được đưa ra (Grimstad 1996).

Name/place	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF	Deformation time before observation	Type of damage	Estimated total deformation
Strynefjellet	4.3	0.4-1.2	5-200	16-21 years	SIR	20-60 ?mm
Høyanger I	3-5.3	0.5-0.9	5-150	4-8 years	SpR + DP	10-40 ?mm
Høyanger II	1.9-	0.6-1.3	50-400	4-8 years	SpR + DP	20-100 ?mm
Kobbskaret	3.5	0.7	50	2-24 months	SpR	20-50 ?mm
Svartisen II	2.5	0.9	150	6-18 months	SpR	30-50 ?mm
Tafjord	3.3-	0.4-0.8	5-100	2-3 years	SpR + SlS_{fr}	10-50 ?mm
Fjærland	4.2	0.7	50	5-7 years	SpR	10-40 ?mm
Frudalen	2.3-	0.4-1.0	5-200	1 - 25 weeks	CrS_{fr} + SpR	20-60 ?mm
Tosen	5.5-10	0.3-0.5	2-5	2-12 months	SpR	1-20 ?mm
Fodnes	3.3-	0.5-0.8	5-150	1-12 months	SpR+CrS_{fr}+	20-60 ?mm
Amla	5-7,5	0.3-0.5	2-5	1 week-2	SpR + CrS_{fr}	1-10 ?mm
Lærdalstunn.	2,5-	0,7-1,0	50-400	1-8 weeks	SpR+CrS_{fr}+	40-200 ?mm
Stetind	4	0,7	50 - 100	4-5 years	CrS_{fr} + SlS_{fr}	10-60 ?mm
Pehuenche,	2.9-	0.5-0.8	200-400❖	3-16 weeks	SlS_{mr} + DP	20-100 ?mm
Ertan, China	2.7-	0.6-0.9	50-200	1-24 months	$SlS_{fr,/mr/p}$ +	20-160 mm

❖ Cường độ chịu nén của *khối đá* là bé hơn σ_c do bởi nứt nẻ.

Kiểu phá hoại: SpR = bong tróc trong đá, SIR = tróc mảnh trong đá; CrSfr = nứt trong bêtông phun gia cường cốt sợi thép; CrSmr = nứt trong bêtông phun gia cường lưới thép; SlSfr = tróc mảnh trong bêtông phun gia cường cốt sợi thép; SlSmr = nứt trong bêtông phun gia cường lưới thép; SlSp = tróc mảnh trong bêtông phun thường; TB = kéo rách neo đá; PB = nhổ bật neo đá; DP = biến dạng hoặc kéo đứt bản đệm neo đá.

PHỤ LỤC A6 - Ghi chép số liệu thực tế về chiều dày bêtông phun và khoảng cách neo đá từ khoảng 800 trường hợp thu thập bởi Grimstad, trong đó các khuyến nghị của hệ thống Q *đã hầu hết được sử dụng* bởi các nhà thiết kế, mà đôi khi cũng gây ra một số thất bại. Số liệu tương tự cho 1050 trường hợp đã được đưa ra bởi Grimstad và Barton (1993). Một nhà phê bình người Đức cho rằng sự phân tán đại diện cho các lần thất bại của hệ thống Q. Một giải thích khác là nhiều nhà thiết kế khác nhau của những trường hợp này đã thiếu sự chỉ dẫn, đặc biệt là về khoảng cách neo.