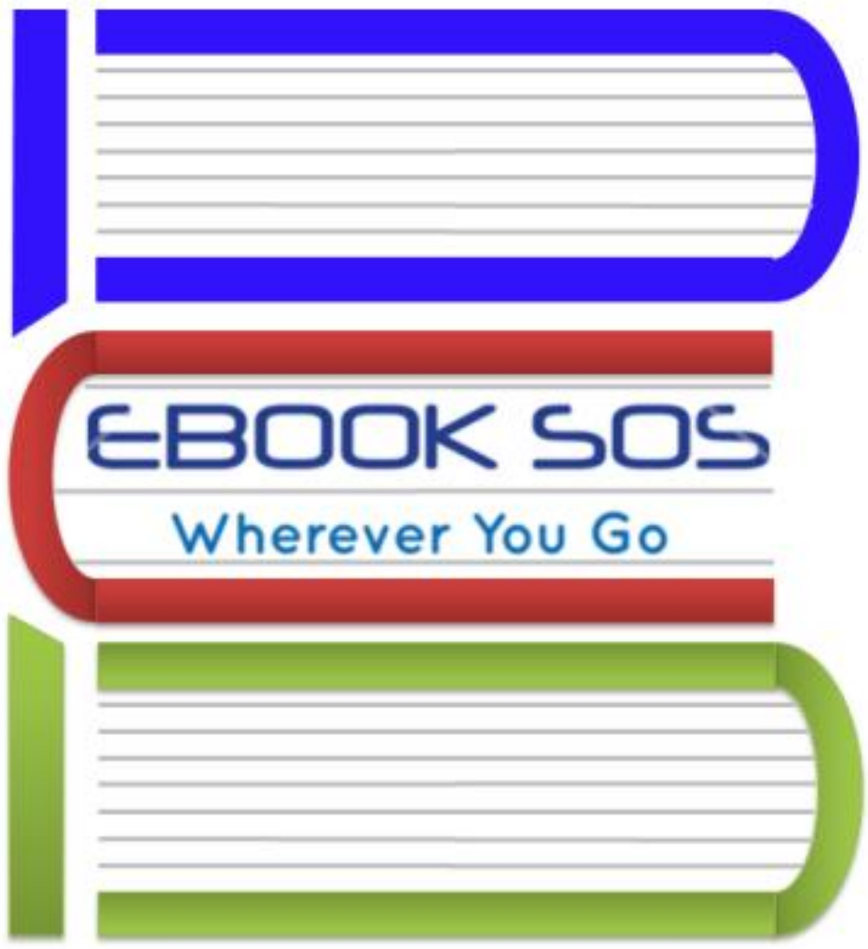
CƠ HỌC ĐẤT

R. WHITLOW

Tập hai



https://fb.com/ebook.sos
https://ebooksos.blogspot.com

BUYING EBOOKS ON AMAZON , KINDLE

Hỗ trợ mua ebook trên amazon.com, Kindle Giá Rẻ

EBOOK SOS có thể giúp bạn mua ebook trên Amazon với giá rẻ. Giá hỗ trợ = 10~20% giá của ebook Amazon.

Ebook/ Amazon	Price support
< $15	$1.5 ~ 35.000 vnd
$15 - $30	$3 ~ 70.000 vnd
$30 - $50	$4 ~ 90.000 vnd
$50 - $70	$6 ~ 130.000 vnd
$70 - $90	$7 ~ 150.000 vnd
> $90	10-20% ebook/ Amazon

☞ Email: ebooksos.vn@gmail.com
☞ Inbox: fb.com/ebook.sos

R.WHITLOW

CƠ HỌC ĐẤT

TẬP HAI

(In lần thứ 3)

Người dịch : NGUYỄN UYÊN
TRỊNH VĂN CƯỜNG
(Trường đại học Thủy lợi Hà Nội)

Người hiệu đính : VŨ CÔNG NGỮ
(Trường đại học Xây dựng Hà Nội).

W 7107 100

NHÀ XUẤT BẢN GIÁO DỤC – 1999

Basic soil mechanics

Second Edition

R. Whitlow

Longman Scientific & Technical
Copublished in the United States with
John Willey & Sons, Inc., New York

Chịu trách nhiệm xuất bản :
Giám đốc PHẠM VĂN AN
Tổng biên tập NGUYỄN NHƯ Ý

Biên tập :
PHẠM HÀ
Trình bày bìa :
ĐOÀN HỒNG
Biên tập kĩ thuật :
TRẦN THU NGA
Sửa bản in :
NGUYỄN UYÊN, PHẠM HÀ
Sắp chữ :
PHÒNG CHẾ BẢN (NXB GIÁO DỤC)

4(V)(07)
GD − 99 498/216 − 99

Mã số : 7B281T9

MỤC LỤC

Trang

Lời giới thiệu cho bản dịch tiếng Việt 7

Lời giới thiệu 9

Lời mở đầu cho lần xuất bản thứ hai 11

Lời mở đầu cho lần xuất bản thứ nhất 12

Bản liệt kê các kí hiệu 14

Chương 8. ÁP LỰC HÔNG CỦA ĐẤT

8.1. Cân bằng thủy tĩnh và cân bằng đàn hồi 21

8.2. Cân bằng dẻo và lí thuyết Rankine 24

8.3. Áp lực hông lên tường chắn : điều kiện thoát nước 29

8.4. Áp lực hông lên tường chắn : điều kiện không thoát nước 43

8.5. Lí thuyết Coulomb và tường nhám 49

8.6. Áp lực chủ động lên tường nhám 51

8.7. Áp lực bị động lên tường nhám 60

8.8. Vị trí đường tác dụng của áp lực chủ động 64

8.9. Điều kiện ổn định của tường trọng lực 66

8.10. Tường ngàm và tường hào 72

8.11. Tường đất có cốt 80

8.12. Tường cừ 84

8.13. Neo đất 98

Bài tập 101

Chương 9. ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC

9.1. Sự dịch chuyển ở mái dốc tự nhiên và nhân tạo 107

9.2. Lựa chọn các thông số độ bền kháng cắt cho thiết kế mái dốc 109

9.3. Trượt tịnh tiến trên mái dốc vô hạn 112

9.4. Cơ cấu phá hoại mái dốc trong đất dính 119

9.5. Ổn định không thoát nước – phân tích ứng suất tổng ($\varphi_u = 0$) 121

9.6. Mái dốc không đồng nhất không thoát nước ($\varphi_u = 0$) 126

9.7. Mái dốc ngập nước ($\varphi_u = 0$) 129

9.8. Vị trí của cung trượt nguy hiểm nhất 132

9.9. Phương pháp số ổn định của Taylor 136

9.10. Ổn định thoát nước – phân tích ứng suất hiệu quả 138

9.11. Hệ số ổn định tính với ứng suất hiệu quả 148

9.12. Xác định áp lực nước lỗ rỗng 153

9.13. Trượt không theo cung tròn 158

9.14. Ảnh hưởng của độ cong đầu cuối tới khối trượt bị hạn chế 160

9.15. Phương pháp phân tích nêm 162

9.16. Các yếu tố trong thiết kế mái dốc 167

9.17. Hệ số an toàn 170

Bài tập 172

Chương 10. TÍNH NÉN VÀ ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT

10.1. Các dạng chuyển vị của đất và nguyên nhân gây lún 178

10.2. Lún tức thời hay lún không thoát nước 184

10.3. Lún do cố kết 188

10.4. Tốc độ cố kết 202

10.5. Xác định c_v từ thí nghiệm nén (hộp nén oedometer) 210

10.6. Cố kết thứ cấp 225

10.7. Thí nghiệm gia tải liên tục 227

10.8. Giá trị và độ tin cậy của thí nghiệm cố kết 233

10.9. Đánh giá độ lún tổng bằng phương pháp Skempton – Bjerrum 238

10.10. Hiệu chỉnh cho sự gia tải dần dần 241

10.11. Nén của đất dạng hạt 243

Bài tập 243

Chương 11. SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN MÓNG

11.1. Giới thiệu 248

11.2. Các yếu tố trong thiết kế móng nông 250

11.3. Định nghĩa sức chịu tải 253

11.4. Sức chịu tải cực hạn của móng nông 256

11.5. Thiết kế ổn định giới hạn cho móng nông 260

11.6. Tiêu chuẩn độ lún cho thiết kế móng 274

11.7. Đánh giá sức chịu tải cho phép 280

11.8. Diễn dịch các thí nghiệm hiện trường để xác định sức chịu tải 284

11.9. Móng cọc 305

11.10. Công thức cọc động 308

11.11. Phương trình chịu tải tĩnh của cọc 308

11.12. Sức chịu tải của nhóm cọc 316

Bài tập 320

Chương 12. KHẢO SÁT HIỆN TRƯỜNG VÀ THÍ NGHIỆM TẠI HIỆN TRƯỜNG

12.1. Phạm vi và mục đích khảo sát hiện trường 324

12.2. Phạm vi và độ sâu khảo sát ở hiện trường 327

12.3. Các phương pháp khảo sát khu đất 328

12.4. Các phương pháp lấy mẫu đất 334

12.5. Thí nghiệm ở hiện trường 338

12.6. Quan trắc nước dưới đất 348

12.7. Các phương pháp địa vật lí 355

12.8. Báo cáo khảo sát ở hiện trường 359

Phụ lục. Tiêu chuẩn Châu Âu 7 về Nền Móng 361

Đáp số các bài tập 366

Tài liệu tham khảo 369

TẬP I[1)]

Chương 1. Nguồn gốc và thành phần của đất

Chương 2. Phân loại đất theo mục đích xây dựng

Chương 3. Các tính chất vật lí cơ bản của đất

Chương 4. Sự phân bố và tác động của nước trong đất

Chương 5. Thấm của nước trong đất

Chương 6. Ứng suất và biến dạng trong đất

Chương 7. Đánh giá độ bền chống cắt của đất

(1) Nguyên bản sách in một tập. Để tránh sách quá dày, bản dịch tác thành 2 tập, nên ở mỗi tập chúng tôi đều in lại tên các chương của tập kia và một số ục cần thiết khác để bạn đọc tiện theo dõi

Lời giới thiệu cho bản dịch tiếng Việt

Cơ học đất là một môn học kĩ thuật cơ sở mà sinh viên của tất cả các ngành xây dựng công trình đều phải học với khối lượng đáng kể (khoảng 60 giờ học trên lớp) và phải nắm vững để có kiến thức cơ bản của người kĩ sư. Hàng năm, hàng ngàn sinh viên các ngành này đòi hỏi có sách Cơ học đất để học và các kĩ sư cần có sách để tham khảo. Trong khi đó thì các sách về Cơ học đất quá ít, quá thiếu. Lâu nay chúng ta đã quen thuộc với nguồn sách từ Liên Xô cũ, nhưng còn quá ít sách từ các nguồn Bắc Mỹ và Tây Âu, nên chúng tôi thấy cần chọn sách từ nguồn này.

Chúng tôi đã xem xét một số quyển, từ những cuốn có tính kinh điển (như của K.Terzaghi) đến những cuốn viết độc đáo lí thú (như của Lambe), hay viết rất tỷ mỉ đầy đủ (như cuốn Advanced Soil Mechanics), và cuối cùng đã chọn dịch quyển Basic Soil Mechanics xuất bản lần thứ 2 của R.Whitlow (đã được in lại liên tiếp trong các năm từ 1990 đến 1993) vì thấy nó thích hợp hơn cả cho sinh viên và kĩ sư Việt Nam chúng ta.

Quyển sách này đã đề cập đến tất cả các vấn đề của Cơ học đất theo một hệ thống sáng sủa và theo một cách thức tốt : một mặt giải thích rõ về bản chất vật lí, cơ học của vấn đề, mặt khác luôn luôn đi kèm với những ví dụ tính toán dự báo rất cụ thể, thường gặp trong thực hành của người kĩ sư. Khối lượng quyển sách cũng hợp lí ; nó tuy lớn so với giờ học lí thuyết thông thường trên lớp, nhưng là vừa phải để sinh viên có được những kiến thức và kĩ năng cần thiết.

Nếu theo qui ước (tính từ K.Terzaghi – 1925) thì lịch sử phát triển Cơ học đất là ngắn, nhưng thực ra những kiến thức, những lí thuyết về đất đã có từ rất lâu (ít nhất là từ J.C. Coulomb – 1788) Qua mấy thập kỉ gần đây, Cơ học đất đã phát triển phong phú đến

mức không thể nào gói ghém trong một quyển sách nhỏ. Quyển sách dịch này được tách làm 2 tập (tập I từ chương 1 đến chương 7 và tập II từ chương 8 đến chương 12) sẽ cung cấp cho người học, người đọc một hệ thống tạm gọi là đầy đủ những hiểu biết về Cơ học đất ở mức vừa phải.

Chắc chắn là, cùng với sự phát triển rất mạnh các công trình xây dựng ở nước ta, nhiều quyển sách về Cơ học đất khác sẽ sớm tiếp tục được ra mắt bạn đọc

Hà Nội, 10 – 1995
GS TS Vũ Công Ngữ

Lời giới thiệu

Xây dựng và kĩ thuật công trình là một quá trình vừa đòi hỏi vừa kích thích trí tưởng tượng, trong đó các công trình đã được xây dựng là chỗ dựa vĩnh cửu cho trí tưởng tượng, kĩ năng và óc sáng tạo của tất cả những ai tham gia vào. Để hiểu được về các quá trình này cần phải biết : công trình làm bởi vật liệu gì, được kết nối với nhau ra sao, khả năng chịu đựng, làm việc, vận hành và bảo dưỡng chúng ra sao ; chúng được sửa chữa và thậm chí bị lún sụt như thế nào. Các nghiên cứu liên quan đến cả quá trình và sản phẩm là những nghiên cứu đa ngành bao gồm nhiều kĩ năng và chuyên môn khác nhau. Bản thân các công trình được thiết kế để thỏa mãn các yêu cầu chức năng và thẩm mĩ khác nhau nên có hình dạng và kích thước thay đổi, từ nhà ở gia đình nhỏ cho tới công sở, cửa hàng, khách sạn, ngân hàng, nhà hát, đường giao thông, cầu, trạm năng lượng, đập, công trình cảng và công trình ven bờ. Mỗi công trình đặt ra các vấn đề riêng biệt và cần có những quá trình hình thành quyết định phức tạp.

Thuật ngữ xây dựng bao hàm nhiều người làm các ngành nghề khác nhau như : người xây dựng, kiến trúc sư, kĩ sư kết cấu và công trình dân dụng, kĩ sư môi trường, người đo vẽ địa hình và khối lượng, các nhân viên giám sát công trình cũng như người chủ công trình. Tất cả công trình xây dựng trên nền thiên nhiên phải đạt được sự ổn định cực hạn của chúng. Chính ở đây đòi hỏi kiến thức và kĩ năng chuyên môn của kĩ sư địa chất và kĩ sư chuyên về đất và đội ngũ đông đảo cán bộ kĩ thuật thuộc các lãnh vực khác nhau này, phải kết hợp với nhau để tìm ra giải pháp cho nhiều bài toán xây dựng và thiết kế. Nhiều hư hỏng công trình là do thiếu kiến thức về đất ở dưới móng công trình. Có thể tránh được điều này nếu những dự đoán và đánh giá chính xác về điều kiện đất được đưa vào ngay từ giai đoạn thiết kế ban đầu cho mỗi dự án.

Cần nhớ rằng, các dự án xây dựng không cái nào giống cái nào và mỗi kết cấu trong chúng (trừ nhà ở có giá trị thấp) cũng đều

không lặp lại. Sản phẩm cuối cùng vừa rộng vừa phức tạp và đắt tiền, không thể loại bỏ, không có khuôn mẫu trước và không làm lại được. Do vậy, mỗi dự án mới đặt ra một loạt vấn đề mới cần các giải pháp mới, các giải pháp mới này lại đòi hỏi mỗi người kết hợp chặt chẽ kĩ năng, sự hiểu biết, kinh nghiệm, tài nhận xét và óc sáng tạo.

Mở đầu chương 11, tác giả cuốn sách này đã có suy nghĩ tổng quát khi nêu lên rằng : sức chịu tải không phải là tính chất nội tại của đất mà là đặc trưng chịu tương tác với móng công trình. Móng khác nhau trên cùng loại đất hay đất khác nhau ở dưới cùng loại móng sẽ có câu trả lời không giống nhau. Công trình tác động tới đất và đất tác động lại công trình. Nền (đất hay đá) là phần chủ yếu của công trình, nó chống đỡ cho công trình hay tự chống đỡ lấy. Khả năng thành tựu của bất cứ công trình nào (về kết cấu, vận hành hay kinh tế) phụ thuộc nhiều vào giải pháp xử lí các vấn đề liên quan tới nền công trình. Ngay cả trường hợp công trình có đại bộ phận là kết cấu nằm ở trên mặt đất thì thực tế phần giá trị khá lớn của hợp đồng vẫn luôn thuộc về kết cấu phần dưới của công trình.

Nhờ chuyên môn giỏi và kinh nghiệm phong phú ở Khoa Công trình và Bảo vệ môi trường thuộc Trường Đại học Bách khoa Bristol và với tư cách người cố vấn, tác giả đã làm nổi bật các yếu tố được đề cập trên trong cuốn sách này. Rất chính xác khi tác giả khẳng định là mọi nghiên cứu về vấn đề có bản chất kĩ thuật phức tạp như thế, phải bắt đầu với sự hiểu thấu một cách vững vàng các nguyên lí cơ bản. Bất cứ sinh viên nào theo đuổi sự nghiệp đi sâu vào công nghệ xây dựng phải có tối thiểu một số kiến thức và kĩ năng cơ bản về cơ học đất. Ý định đúng đắn của Whitlow đã được thể hiện trong các trang viết của cuốn sách. Các khái niệm và quan điểm được trình bày một cách sáng sủa, lại được củng cố thêm bằng các ví dụ mẫu và bài tập đa dạng vừa rất cần thiết cho việc đào sâu học tập của sinh viên vừa cập nhật và nâng cao kiến thức cho những người thực hành đã có nhiều kinh nghiệm.

Giáo sư Matthew M. Cusack
Chủ nhiệm Khoa Công trình và Bảo vệ
môi trường Trường Đại học Bách khoa Bristol

Lời mở đầu cho lần xuất bản thứ hai

Vào thời gian này, sau khoảng 10 năm kể từ lần xuất bản thứ nhất, hiện trạng kỹ thuật cơ học đất đã có những biến đổi lớn. Mục đích và đối tượng của cuốn sách vẫn giống như lần xuất bản thứ nhất – cuốn sách giáo khoa cơ sở để nghiên cứu môn học này. Tuy nhiên, trong một số chương, khía cạnh thiết kế đã được tăng cường để cung cấp nhiều nguyên tắc chỉ đạo hơn cho các kỹ sư thực hành.

Các chương 6 và 7 vẫn giữ nguyên trình tự ban đầu, trong chương 6 trình bày đầy đủ hơn các nghiên cứu lý thuyết hiện nay về đặc trưng ứng suất và biến dạng. Trong chương này, nay đề cập thêm bài giảng về lý thuyết trạng thái giới hạn – đang được thừa nhận là mô hình tin cậy của trạng thái ứng suất và biến dạng thể tích. Khái niệm về trạng thái đất chịu tải có thoát nước và không thoát nước cũng được đưa vào trong kết cấu bài giảng ở chương này và các chương sửa đổi khác. Các tiến bộ mới nhất về thí nghiệm gia tải liên tục được đề cập trong chương 10. Trong chương 11, các yêu cầu cho thiết kế, đặc biệt là việc xác định các thông số bằng thí nghiệm hiện trường được nhấn mạnh nhiều hơn.

Về tiêu chuẩn Châu Âu mới, tôi đã trình bày các nét chính của tiêu chuẩn Châu Âu 7 về Nền và Móng công trình ở dạng phụ lục. Vì tiêu chuẩn Châu Âu hiện chỉ là phác thảo nên còn quá sớm để đưa ra được các hướng dẫn hay dẫn giải chi tiết, nhưng độc giả có thể thấy sự thú vị với ý định chiến lược thiết kế chính dựa trên trạng thái giới hạn. Đề xuất phân loại công trình và vấn đề địa kĩ thuật theo các cấp địa kỹ thuật, mỗi cấp đòi hỏi mức độ chuyên môn và kinh nghiệm khác nhau, cũng được nhiều nhà thiết kế hoan nghênh.

Tôi đã được động viên nhiều bởi các lời khuyên và sự cổ vũ chân thành mà các độc giả đã viết cho tôi, và tôi hy vọng điều đó

sẽ còn tiếp tục. Cuốn sách dự định giúp cho công tác thực hành của các độc giả ở nhiều trình độ và mọi nhận xét thúc đẩy cải tiến sẽ được nghiêm túc tiếp thu cho các lần xuất bản sau.

Tôi xin cám ơn lời chỉ bảo và giúp đỡ của Tiến sĩ Ian Francis cũng như của các bạn đồng nghiệp tại trường Đại học Bách Khoa Bristol. Người hỗ trợ và giúp đỡ tin cậy nhất của tôi, một lần nữa lại là Marion, vợ tôi. Tính kiên nhẫn và trí tuệ của cô đã làm cho tôi khâm phục và biết ơn.

Roy Whitlow
Bristol 7 – 1989

Lời mở đầu cho lần xuất bản thứ nhất

Cuốn sách này dự kiến dùng làm sách giáo khoa chính về lí thuyết và các nguyên lí cơ bản của cơ học đất nhằm đáp ứng yêu cầu cho sinh viên, kĩ thuật viên và kĩ sư thực hành trong lĩnh vực công trình và kĩ thuật xây dựng. Tác giả coi rằng, người đọc đã có kiến thức cơ bản về toán học và khoa học, đặc biệt là các môn cơ học cơ sở.

Sách biên soạn chủ yếu để dùng cho sinh viên học tập dưới sự giảng dạy của giáo viên. Các cơ sở và nguyên lí trình bày rõ ràng, vắn tắt nhưng cũng giải thích khá đủ và dễ hiểu. Tác giả mong muốn sinh viên, ngoài việc dựa vào sức mình, có được sự giúp đỡ và khuyên bảo chuyên môn của các giáo viên giỏi. Nền móng của kiến thức tốt không thể chối cãi được phải là : nắm chắc các nguyên lí cơ sở.

Theo kinh nghiệm giảng dạy của tác giả, ứng dụng các nguyên lí là cách học tốt nhất. Do vậy, cuốn sách có nhiều ví dụ mẫu ngay trong bài giảng và ở các bài tập áp dụng cuối mỗi chương. Điều quan trọng đối với sinh viên là phải nắm vững nhanh nhất các bài

toán thực tiễn đơn giản, nên trong một số trường hợp riêng biệt lại giới thiệu bài toán trước khi trình bày phần lí thuyết.

Mặc dù tên sách chỉ là cuốn Cơ học đất cơ sở, nhưng rất có thể là nhiều độc giả còn muốn lưu giữ sách lại để nghiên cứu sâu hơn và sau này dùng cho thực tế xây dựng. Do vậy, ngoài kiến thức cơ sở, còn có một số chủ đề có nội dung và ví dụ ở mức độ cao hơn giành cho số bạn đọc có nhiều kinh nghiệm thực tế. Danh sách các tài liệu tham khảo cho ở cuối sách sẽ có ích cho sinh viên khi cần tìm đọc thêm. Số lượng các chủ đề khá toàn diện đủ để đáp ứng các yêu cầu của sinh viên mọi giai đoạn trong chương trình học tập cũng như cho công nhân và các kĩ sư chuyên ngành tự học thêm.

Tôi xin bày tỏ lòng biết ơn các Nhà xuất bản, các hội, các tổ chức và cá nhân cho phép sử dụng các tài liệu đã công bố.

Tôi xin cám ơn sự giúp đỡ và động viên của các bạn đồng nghiệp tại trường Đại học Bách khoa Bristol và đặc biệt là Tiến sĩ M.M. Cusack, Chủ nhiệm Khoa của tôi, đã viết lời giới thiệu cho cuốn sách. Cũng xin cám ơn sự giúp đỡ của ngài C.R.Bassett cùng các đồng sự thuộc trường Cao đẳng Kĩ thuật Guilford. Cuối cùng, xin thành thật cám ơn Marion, vợ tôi, không chỉ đánh máy giúp bản thảo mà còn nhiệt thành giúp đỡ, hỗ trợ tôi trong suốt thời gian viết cuốn sách này.

Roy Whitlow
Bristol 3 – 1983

BẢN LIỆT KÊ CÁC KÍ HIỆU

A	diện tích
A, $\overline{A}$	hệ số áp lực nước lỗ rỗng
A_f	hệ số áp lực nước lỗ rỗng khi phá hoại
A_r	tỷ số diện tích của dụng cụ lấy mẫu đất
A_v	hệ số rỗng không khí
a	diện tích
B	chiều rộng móng
B, $\overline{B}$	hệ số áp lực nước lỗ rỗng
b	chiều rộng
C_c	chỉ số nén
C_g	hệ số cấp phối, hệ số hiệu chỉnh g cho cuội, sỏi
C_k	hệ số để tính hệ số thấm của Hazen
C_N	hệ số hiệu chỉnh N cho lớp đất phủ
C_r	hệ số hiệu chỉnh r cho cần khoan
C_s	chỉ số trương nở, hệ số nén của cốt đất
C_u	hệ số đồng đều
C_v	hệ số nén của chất lỏng trong lỗ rỗng
C_w	hệ số hiệu chỉnh w cho mặt nước ngầm
C_α	hệ số cố kết thứ cấp
c	lực dính biểu kiến trong khái niệm ứng suất tổng
c'	lực dính biểu kiến trong khái niệm ứng suất hiệu quả
c_{cu}	lực dính biểu kiến trong khái niệm ứng suất tổng được xác định bằng thí nghiệm cố kết không thoát nước.
c'_r	lực dính biểu kiến dư trong khái niệm ứng suất hiệu quả

c_u	lực dính biểu kiến trong khái niệm ứng suất tổng ở điều kiện không thoát nước
c_{uc}	lực dính khi thí nghiệm nén một trục nở hông
c_v	hệ số cố kết
c_s	hệ số trương nở
c_w	độ dính giữa đất và bề mặt công trình
D	độ sâu, đường kính, hệ số độ sâu
D_d	độ chặt khô tương đối
D_{10}, D_{60}	các kích cỡ hạt đặc trưng
D_r	độ chặt tương đối
d	độ sâu, đường kính, chiều dài đường thoát nước
E	môđun đàn hồi Young
E'	môđun đàn hồi khi thoát nước
E_o	môđun đàn hồi một chiều
E_u	môđun đàn hồi khi không thoát nước
e	hệ số rỗng
e_c	hệ số rỗng tới hạn
e_o	hệ số rỗng ban đầu
F	hệ số an toàn
f	hệ số hiệu chỉnh
f_s	ma sát mặt ngoài
f_y	ứng suất chảy của thép
G	môđun cắt
G_s	trọng lượng riêng của hạt đất
g	gia tốc trọng trường (9,81m/s^2)
H	chiều cao, bề dày lớp, độ dốc của mặt Hvoslev
H_c	chiều cao giới hạn của mái đào thẳng đứng không có chống đỡ
h	chiều cao, cột nước thủy tĩnh hay cột nước tĩnh
h_c	chiều cao mao dẫn
$\bar{h}$	chiều cao tới đường tổng hợp lực
I_b	chỉ số giòn
I_c	chỉ số nén (co ngót)
I_D	chỉ số độ chặt

I_L, I_p, I_q I_T, I_R, I_S	các hệ số ảnh hưởng ứng suất
I_z	thừa số ảnh hưởng biến dạng
I_p	hệ số ảnh hưởng chuyển vị
i	gradien thủy lực
i_c	gradien thủy lực giới hạn
J	lực thấm
j	áp lực thấm
K	môđun biến dạng thể tích
K_a, K_{AC}	hệ số áp lực đất chủ động
K_p, K_{PC}	hệ số áp lực đất bị động
K_o	hệ số áp lực đất tĩnh
K_s	hệ số áp lực đất (trong phương trình bài toán cọc)
k	hệ số thấm
L	chiều dài
LI	chỉ số chảy
LL	giới hạn chảy
LS	độ co ngót tuyến tính
l	chiều dài
M	khối lượng, độ dốc của đường trạng thái giới hạn
m	độ ẩm, hệ số ổn định của mái dốc
m_v	hệ số nén thể tích
N	thừa số ổn định mái dốc, số đo xuyên tiêu chuẩn (SPT)
N_c, N_q, N_γ	các hệ số của sức chịu tải
N_k	hệ số xuyên côn
n	độ rỗng, hệ số ổn định của mái dốc
P	lực, hợp lực của áp lực
P_A	hợp lực của áp lực chủ động
P_P	hợp lực của áp lực bị động
P_w	hợp lực của áp lực thủy tĩnh
PI	chỉ số dẻo
PL	giới hạn dẻo
p	áp lực, ứng suất pháp trung bình

p_m	ứng suất pháp lịch sử trung bình cực đại
pF	chỉ số hút ẩm của đất
p_w	áp lực hông của nước dưới đất
pH	giá trị độ axít/độ kiềm
Q	lưu lượng dòng thấm, tổng tải trọng trên cọc
q	vận tốc thấm, sức chịu tải, độ lệch ứng suất
q_a	sức chịu tải cho phép
q_b	sức chịu tải của mũi cọc
q_c	sức kháng mũi xuyên (tĩnh)
q_{net}	sức chịu tải thực
q_o	áp lực phụ thêm trên mặt
q_s	sức chịu tải an toàn, sức kháng ma sát mặt ngoài của cọc
q_u	sức chịu tải cực hạn
R	bán kính, lực kháng
R_c	hệ số quá cố kết
R_r	hệ số dư
r	bán kính
r_i, r_p, r_s	các hệ số nén
r_u	hệ số áp lực nước lỗ rỗng
S_p	hệ số cọc
S_r	độ bão hòa
S_s	mặt đặc trưng, áp lực hút ẩm của đất
S_t	độ nhạy (của đất sét)
SL	giới hạn co ngót
s	độ lún, bất biến ứng suất.
s_c	độ lún do cố kết
s_e, s_q, s_γ	các hệ số hình dạng (ở phương trình sức chịu tải)
s_i	độ lún tức thời
$\hat{s}_c$, $\hat{s}_i$	độ lún chấp nhận được
s_f	độ lún cuối cùng
T	lực căng bề mặt, lực xoắn, lực căng
T_v	yếu tố thời gian
t	nhiệt độ, thời gian, bất biến ứng suất

W 8107 100

U, U_z	độ cố kết
$\overline{U}$	độ cố kết trung bình
u, u_o, u_1	áp lực nước lỗ rỗng
u_a	áp lực khí lỗ rỗng
u_w	áp lực nước lỗ rỗng
V	thể tích, thể tích riêng
V_a	thể tích pha khí
V_s	thể tích pha rắn
V_v	thể tích lỗ rỗng
V_w	thể tích pha nước
v	thể tích riêng, vận tốc
v_s	vận tốc thấm
W	trọng lượng, tải trọng, lực
w	độ ẩm (trong cuốn sách này biểu thị độ ẩm bằng chữ m)
x	khoảng cách theo hướng x
y	khoảng cách theo hướng y
z	độ sâu, khoảng cách theo hướng z
z_o	độ sâu khe nứt do chịu kéo
$\bar{z}$	độ sâu tới đường hợp lực của áp lực
α	góc
α_f	góc của mặt phá hoại
α_r	hệ số ma sát của vòng đo
β	góc, góc của mái đất
β_c	góc giới hạn của mái đất
β_s	hệ số ma sát mặt ngoài (trong phương trình cọc)
Γ	phần bị chắn của thể tích riêng
γ	trọng lượng đơn vị thể tích
γ'	trọng lượng đơn vị hiệu quả (ngập trong nước)
γ_d	trọng lượng khô đơn vị
γ_s	trọng lượng đơn vị của hạt rắn
$\gamma_{sat.}$	trọng lượng đơn vị thể tích bão hòa
γ_w	trọng lượng đơn vị của nước
Δ	sai phân hữu hạn, độ lún chênh lệch
δ	góc ma sát ở vách (tường)

ε	biến dạng trực tiếp (pháp tuyến)
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	các biến dạng chính
ε_s	biến dạng cắt
ε_v	biến dạng thể tích
η	độ nhớt động
θ	góc
k	độ dốc của đường nở
k_t	hệ số nhiệt độ
λ	độ dốc của đường trạng thái giới hạn
μ	hệ số ma sát
μ_o, μ_1	các hệ số chuyển vị
ν, ν'	hệ số Poisson
ξ	hiệu suất của nhóm cọc, đặc trưng sai số
ρ	dung trọng tự nhiên, độ lún (chuyển vị bề mặt)
ρ'	dung trọng ngập nước
ρ_d	dung trọng khô
ρ_s	dung trọng của các hạt rắn
$\rho_{sat.}$	dung trọng bão hòa
ρ_w	dung trọng nước
ρ_α	suất điện trở biểu kiến
$\sum$	tổng, phép cộng
σ	ứng suất pháp tổng
σ'	ứng suất pháp hiệu quả
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	các ứng suất chính tổng
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	các ứng suất hiệu quả tổng
$\sigma'_{ha}, \sigma'_{hp}$	áp lực hông chủ động và bị động
σ_d	độ lệch ứng suất
σ'_h	ứng suất hiệu quả theo phương ngang
σ_n	ứng suất pháp tổng
σ'_n	ứng suất pháp hiệu quả
σ'_o	ứng suất hiệu quả của lớp phủ
σ'_p	ứng suất cố kết trước
σ_r	ứng suất hướng tâm
σ'_v	ứng suất hiệu quả theo phương đứng

σ_x, σ_y, σ_z	các thành phần ứng suất pháp theo hướng x, y và z
τ	ứng suất cắt
τ_f	cường độ chống cắt (ứng suất cắt khi phá hoại), cường độ chống cắt cao nhất (đỉnh)
τ_{max}	cường độ chống cắt cực đại
τ_m, $\tau_{mob.}$	cường độ chống cắt được huy động
τ_r	cường độ chống cắt dư
ϕ	hàm thế
φ	góc của cường độ chống cắt trong khái niệm ứng suất tổng
φ'	góc của cường độ chống cắt trong khái niệm ứng suất hiệu quả
φ'_c	góc giới hạn của cường độ chống cắt
φ_{cu}	góc của cường độ chống cắt trong khái niệm ứng suất tổng được xác định bằng thí nghiệm cố kết không thoát nước
φ'_f	góc lớn nhất của cường độ chống cắt
φ_m, $\varphi_{mob.}$	góc huy động của cường độ chống cắt
φ'_r	góc dư của cường độ chống cắt
φ_u	góc của cường độ chống cắt xác định trong điều kiện không thoát nước
$\varphi'_{ult.}$	góc cực hạn của cường độ chống cắt
χ	hệ số ứng suất hiệu quả cho đất bão hòa một phần
Ψ	hàm dòng
ψ	góc
ω	góc nghiêng

Chương 8

ÁP LỰC HÔNG CỦA ĐẤT

8.1. Cân bằng thủy tĩnh và cân bằng đàn hồi

Dưới mặt chất lỏng ở trạng thái cân bằng thủy tĩnh (không có dòng chảy), tại một điểm bất kỳ áp lực theo các phương là bằng nhau và tăng tuyến tính với độ sâu. Hình 8–1 cho thấy sự phân bố áp lực hông của chất lỏng đối với một mặt chắn. Vì thế, tổng lực đẩy hông cho mỗi chiều dài đơn vị của mặt chắn bằng diện tích của biểu đồ áp lực tam giác :

$$\text{Áp lực hông :} \qquad \sigma'_h = \gamma_w z$$

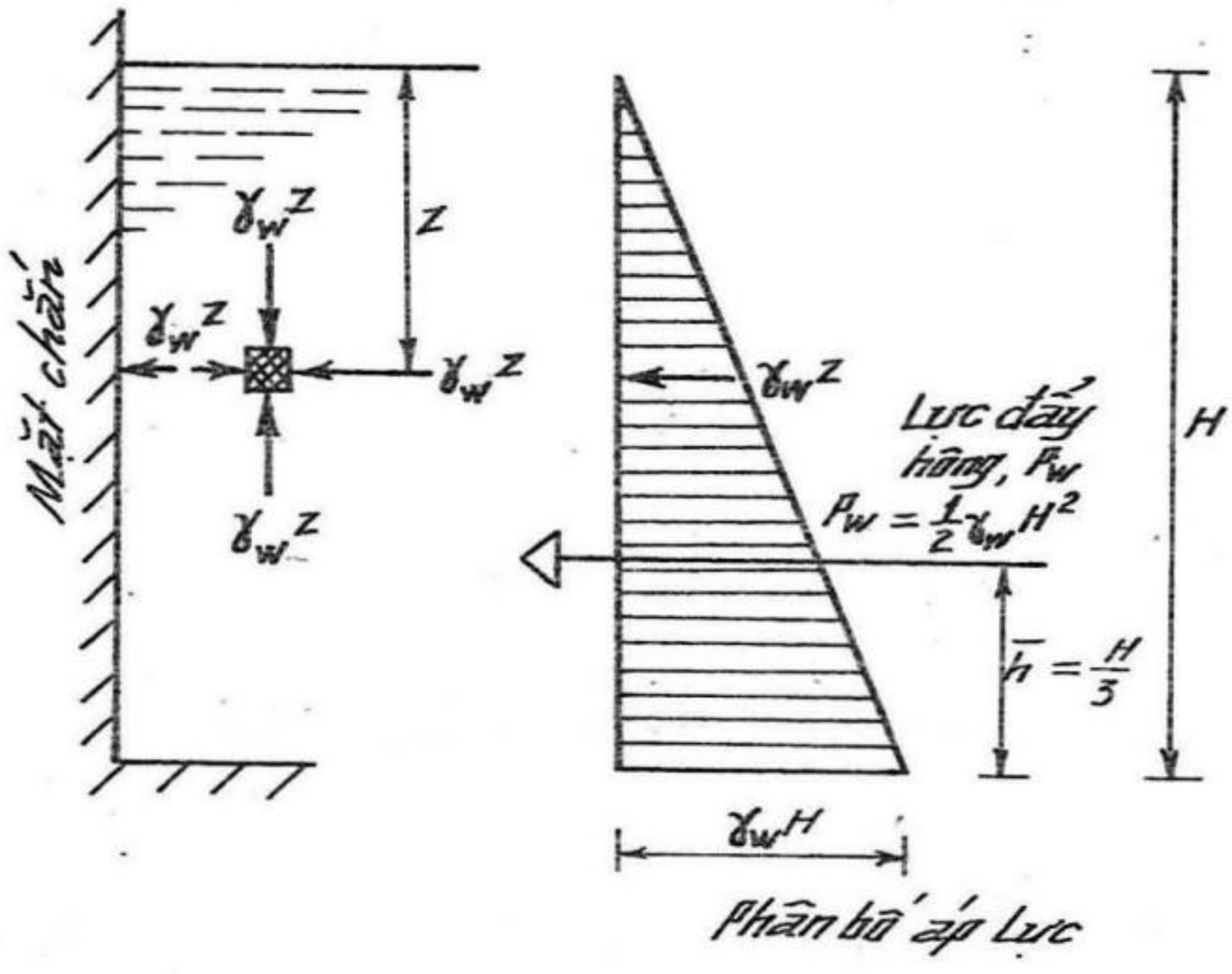
$$\text{Lực đẩy hông :} \qquad P_w = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 \qquad [8.1]$$

ở đây : γ_w – trọng lượng đơn vị của chất lỏng.

Đường tác dụng của P_w đi qua trọng tâm của diện tích biểu đồ áp lực, có nghĩa là $\bar{h} = \frac{1}{3}H$.

Trong đất, giữa các hạt đất, than đá, than cốc và các vật liệu hạt rời khác có sức cản nội ma sát phát triển giữa các hạt kề sát nhau. Độ lớn *áp lực hông của đất* phụ thuộc vào các đặc trưng độ bền kháng cắt của đất, điều kiện biến dạng hông, áp lực nước lỗ rỗng và trạng thái cân bằng của đất. Những yếu tố này đến lượt, chúng lại phụ thuộc vào điều kiện thoát nước, tác dụng qua lại giữa đất và tường, độ lớn và bản chất của các chuyển vị tương đối.

Một vật thể được gọi là ở trạng thái *cân bằng đàn hồi* khi một thay đổi nhỏ của ứng suất tác động lên nó gây ra một thay đổi



Hình 8–1. Áp lực hông tạo bởi chất lỏng

tương ứng về biến dạng. Ở trạng thái *cân bằng dẻo*, biến dạng không thuận nghịch diễn ra khi ứng suất không thay đổi. *Tiêu chuẩn phá hoại Mohr – Coulomb* (mục 6.4) là một cách biểu thị trạng thái cân bằng dẻo với giả thiết là, khi tăng ứng suất khối đất vẫn ở trạng thái cân bằng đàn hồi cho đến lúc đạt tới điều kiện chảy dẻo (phá hoại). Việc tính toán áp lực đất, liên quan tới ba trạng thái biến dạng sau :

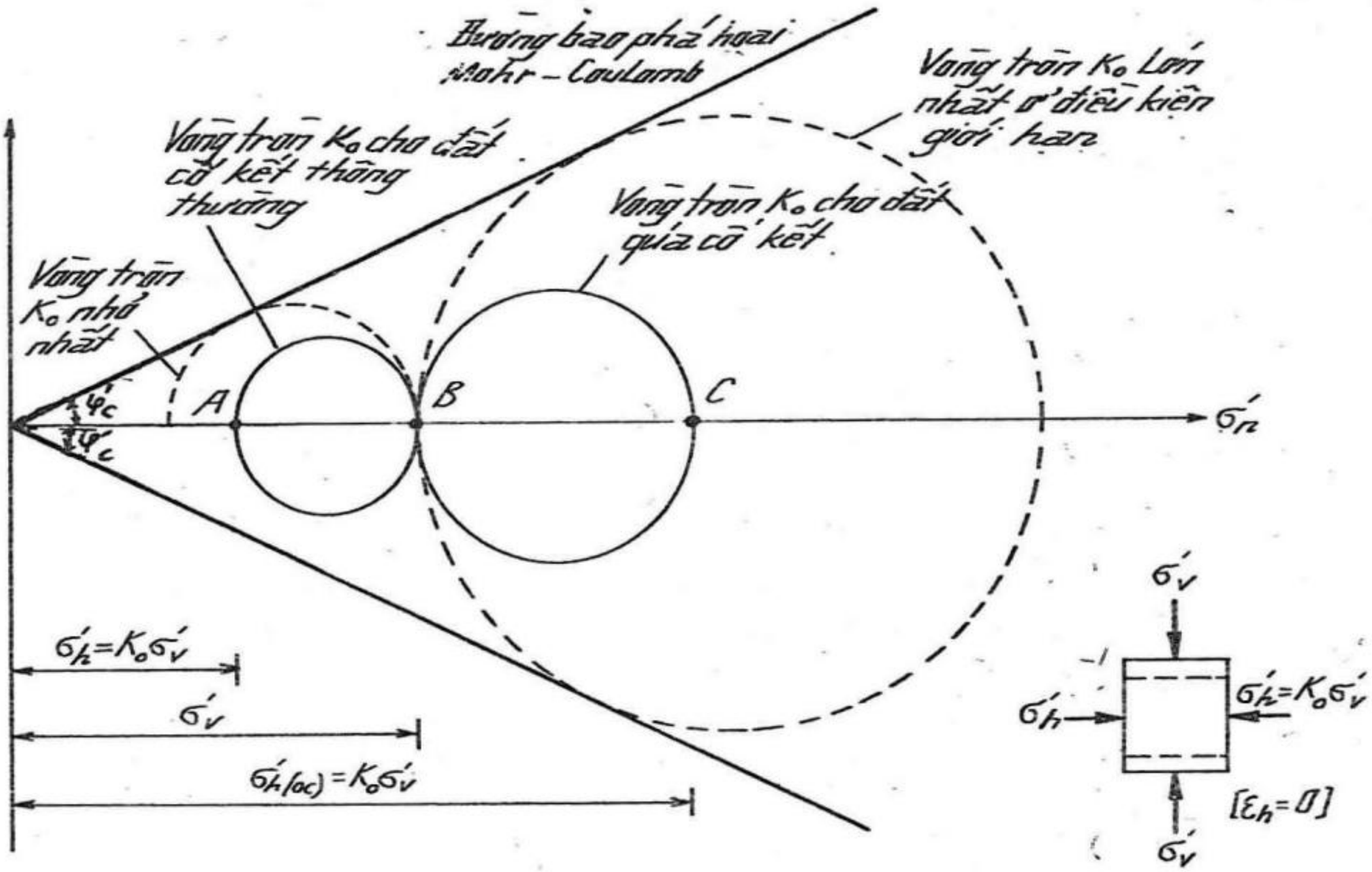
a) trạng thái tĩnh : cân bằng đàn hồi không có biến dạng hông ;
b) trạng thái chủ động : cân bằng dẻo kèm theo dãn nở hông ;
c) trạng thái bị động : cân bằng dẻo kèm theo co ép hông.

Áp lực đất tĩnh

Nếu trạng thái ứng suất trong khối đất nằm dưới đường bao phá hoại Mohr – Coulomb (hay đường trạng thái giới hạn) thì đất còn ở trạng thái cân bằng đàn hồi (hình 8–2). Cũng như thế, trầm tích ở điều kiện thiên nhiên có lượng biến dạng ngang không đáng kể. Trong các điều kiện này, khối đất được gọi là ở trạng thái *tĩnh* hay trạng thái K_o và quan hệ ứng suất hiệu quả nằm ngang σ'_h tương ứng với ứng suất hiệu quả thẳng đứng σ'_v tại một điểm bất kỳ như sau :

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v \qquad [8.2]$$

ở đây : K_o – hệ số áp lực đất tĩnh.



Hình 8–2. Áp lực đất tĩnh

Giá trị K_o phụ thuộc vào lịch sử chất tải / dỡ tải và mật độ tương đối của đất. Với đất cố kết thông thường, Jaky (1944) đề nghị quan hệ, khá phù hợp với giá trị quan sát (Bishop, 1958 ; Brooker và Ireland, 1965), sau đây :

$$K_o = 1 - \sin\varphi'_c \qquad [8.3a]$$

ở đây : φ'_c – giá trị φ' ở trạng thái cực hạn.

K_o tăng tới khoảng 1,0 cho đất hơi quá cố kết và tăng hơn nữa với hệ số quá cố kết R_c :

$$K_{o(oc)} = K_{o(nc)} \sqrt{(R_c)} \qquad [8.3b]$$

Giá trị cực đại của K_o tương ứng trạng thái trên đường trạng thái giới hạn (xem mục 6.6) có nghĩa $K_o \triangleright tg^2(45^o + \varphi'_c/2)$. Nếu

xảy ra nở hông, giá trị σ'_h giảm xuống cho tới khi xuất hiện trạng thái chủ động của chảy dẻo, nghĩa là $K_o \nless tg^2(45^o - \varphi'_c/2)$.

Tiến hành thí nghiệm gia tải một hướng trong phòng thí nghiệm có thể đo được giá trị K_o. Chẳng hạn, ở dưới đường trạng thái giới hạn, ta có :

$$\frac{dq'}{dp'} = \frac{3(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{\sigma'_1 + 2\sigma'_3} = \frac{3(1 - K_o)}{1 + 2K_o}$$

Rút ra được :

$$K_o = \frac{3 - dq'/dp'}{3 + 2dq'/dp'} \qquad [8.3c]$$

Từ phương trình [6.11], cũng có :

$$K_o = \frac{\nu'}{1 - \nu'} \qquad [8.3d]$$

Dùng thiết bị ép hông tự khoan (Mair và Wood, 1987), có thể đo được áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất tổng nằm ngang ở *hiện trường* rồi tính được K_o. Bảng 8–1 cho các giá trị điển hình của K_o.

BẢNG 8–1. PHẠM VI CÁC GIÁ TRỊ K_o

Loại đất	K_o
Cát rời	0,45 – 0,6
Cát chặt	0,3 – 0,5
Đất sét cố kết thông thường	0,5 – 0,7
Đất sét quá cố kết	1,0 – 4,0
Đất sét đầm chặt	0,7 – 2,0

8.2. Cân bằng dẻo và lí thuyết Rankine

Các vòng tròn tĩnh thấy trong hình 8–2 biểu thị trạng thái mà ở dưới trạng thái có phá hoại trượt. Tuy nhiên, với sự chảy dẻo hông, σ'_h sẽ tăng hay giảm, với đường kính vòng tròn Mohr biến đổi tương ứng (AB hay BC). Khi nở hông, trạng thái cân bằng dẻo

(phá hoại) đạt được tại giá trị σ'_h cực tiểu, khi ép co hông trạng thái giới hạn đạt tới giá trị σ'_h cực đại. Trong cả hai trường hợp này, sức chống cắt của đất được huy động toàn bộ. Rankine (1857) gọi tương ứng là trạng thái *chủ động* và *bị động* của đất. Độ lớn của σ'_h chỉ phụ thuộc vào độ bền kháng cắt của đất và ứng suất hiệu quả thẳng đứng, và là bài toán tĩnh định, có nghĩa là không yêu cầu tính đến giá trị chuyển vị.

Hãy xem xét khối đất không dính, đồng nhất, phạm vi bán vô hạn có góc ma sát trong là φ'. Tại một điểm bất kỳ ở dưới mặt nằm ngang, ứng suất hiệu quả lấy bằng :

$$\text{Ứng suất thẳng đứng } \sigma'_v = \sigma'_1$$

$$\text{Ứng suất nằm ngang } \sigma'_h = \sigma'_3$$

Các vòng tròn Mohr biểu thị hai trạng thái cân bằng dẻo có thể có, đều tiếp xúc với đường bao phá hoại (hình 8–3) bởi vì chúng đều quan hệ với một điều kiện giới hạn.

Các điểm A và C biểu thị trạng thái ứng suất hông liên hợp tương ứng với trạng thái chủ động và bị động :

$$OA = \sigma'_{ha} - \text{áp lực hông chủ động ;}$$

$$OC = \sigma'_{hp} - \text{áp lực hông bị động.}$$

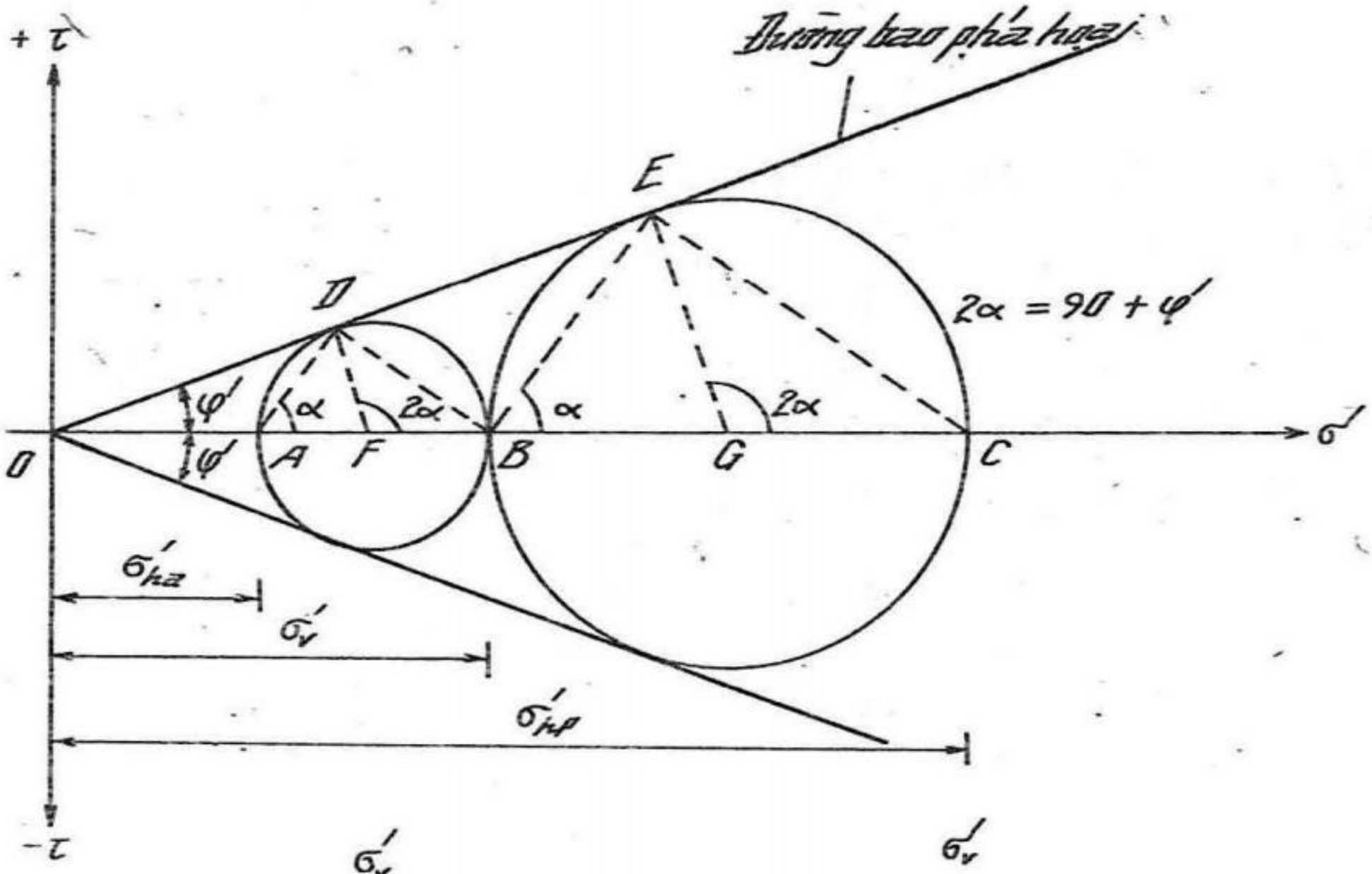
Khi *nở hông* sẽ dẫn tới $\sigma'_{ha} < \sigma'_v$.

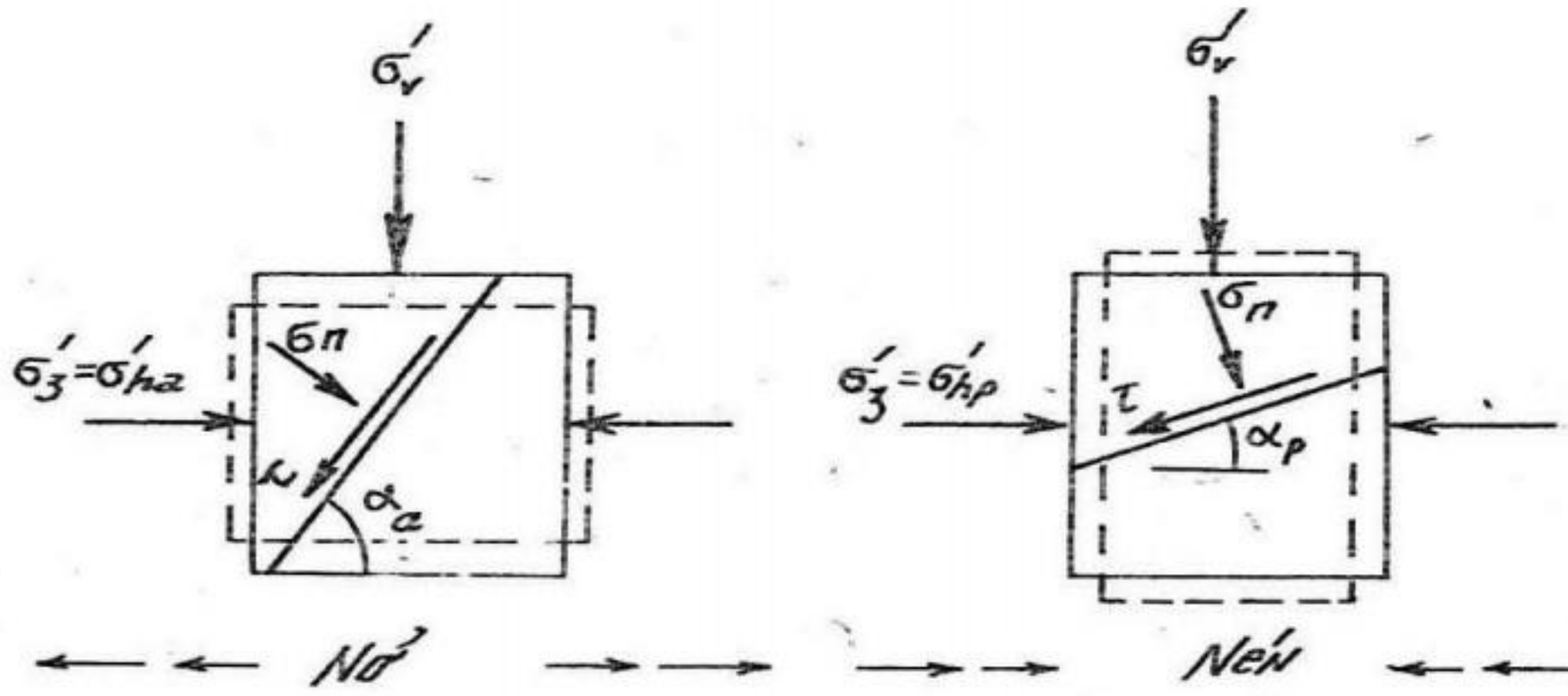
Khi *co ép hông* sẽ dẫn tới $\sigma'_{hp} > \sigma'_v$.

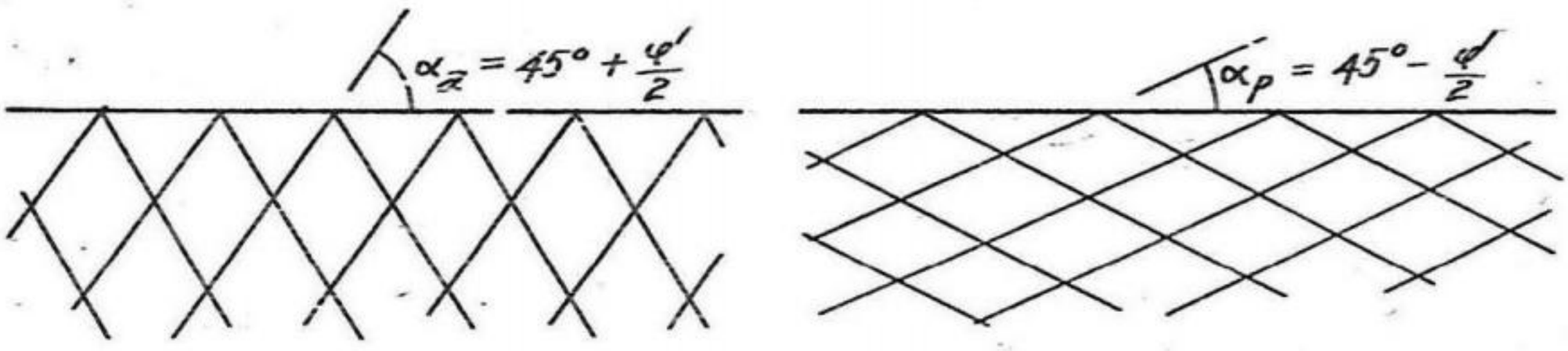
Từ vòng tròn Mohr, mặt phá hoại được định hướng tương ứng bởi góc α_a và α_p :

$$\alpha_a = \frac{1}{2}(2\alpha) = \frac{1}{2}(90^o + \varphi') = 45^o + \varphi'/2 \qquad [8.4a]$$

$$\alpha_p = \frac{1}{2}(180^o - 2\alpha) = \frac{1}{2}[180^o - (90^o + \varphi')] = 45^o - \varphi'/2 \qquad [8.4b]$$







Hình 8–3. Các trạng thái cân bằng dẻo của Rankine
a) trạng thái chủ động ; b) trạng thái bị động

Quan hệ giữa áp lực hông giới hạn và ứng suất thẳng đứng được biểu thị bằng *hệ số áp lực đất* :

$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v \quad (K_a - \text{hệ số áp lực đất chủ động})$$

$$\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v \quad (K_p - \text{hệ số áp lực đất bị động}).$$

Theo quan hệ lượng giác, hệ số áp lực đất có thể biểu diễn qua góc ma sát trong φ' của đất. Dựa theo hình 8–3, ta có :

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} = \frac{OA}{OB} = \frac{OF - AF}{OF + FB} = \frac{1 - AF/OF}{1 + FB/OF}$$

Nhưng AF = FB = FD và FD/OF = $\sin\varphi'$

Nên :

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'}$$

Do các tam giác ODB và ODA đồng dạng, cũng có $\frac{OB}{OD} = \frac{OD}{OA} = \frac{DB}{DA}$.

Nhưng $\frac{DB}{DA} = tg\alpha$, cho ta : $\frac{OB}{OA} = tg^2\alpha = tg^2\left(45^o + \frac{\varphi'}{2}\right)$

Nên $K_a = \frac{OA}{OB} = tg^2\left(45^o - \frac{\varphi'}{2}\right)$.

Vì vậy $K_a = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} = tg^2\left(45^o - \frac{\varphi'}{2}\right)$ [8.5a]

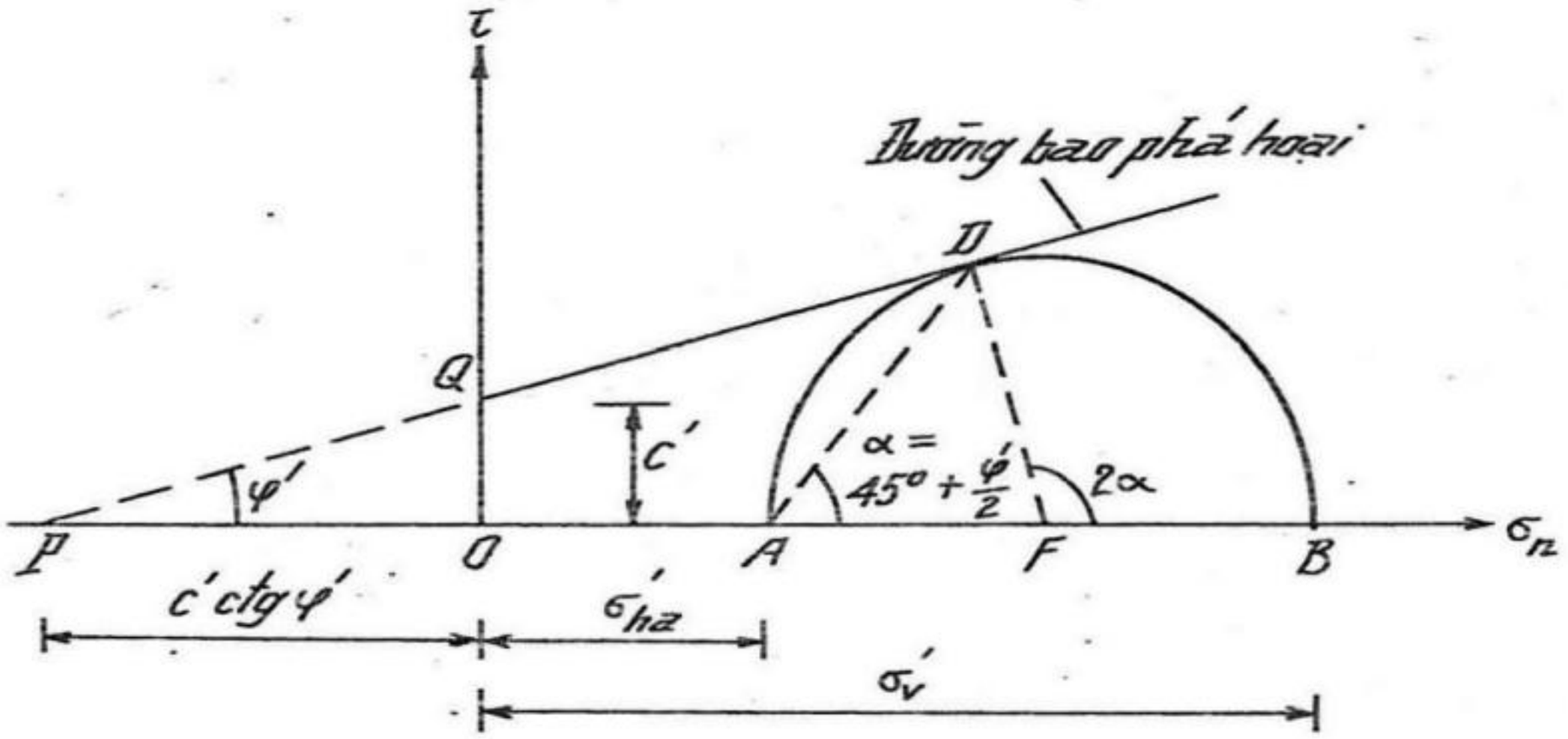
Tương tự, ta có :

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi'}{1 - \sin\varphi'} = tg^2\left(45^o + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad [8.5b]$$

Đất dính thoát nước và không thoát nước

Điều kiện thoát nước

Lý thuyết ban đầu của Rankine chỉ giải quyết áp lực trong vật liệu hạt (có ma sát) và không xem xét đến lực dính. Trong điều kiện không thoát nước và trong đất quá cố kết, độ bền cắt được biểu diễn toàn bộ hay một phần bằng lực dính biểu kiến (c_u hay c'). Dựa trên phương pháp Rankine, năm 1915 Bell công bố lời giải có lực dính dự phần thể hiện bằng một đoạn trên trục độ bền cắt (hình 8–4).



Hình 8–4. Vòng tròn Mohr cho áp lực chủ động trong đất dính

Ta thấy được vòng tròn Mohr cùng với đường bao phá hoại cho đất quá cố kết. Như trong trường hợp đất không dính, điểm xuất phát là tỷ số của các ứng suất hiệu quả :

$$\frac{PA}{PB} = \frac{c'ctg\varphi' + \sigma'_{ha}}{c'ctg\varphi' + \sigma'_{v}}$$

Nhưng cũng có :

$$\frac{PA}{PB} = \frac{PF - AF}{PF + BF} = \frac{1 - FD/PF}{1 + FD/PF} = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} = K_a$$

Vì vậy $c'ctg\varphi' + \sigma'_{ha} = K_a(c'ctg\varphi' + \sigma'_{v})$.

Sắp xếp lại $\sigma'_{ha} = K_a\sigma'_{v} + (K_a - 1)c'ctg\,\varphi'$.

Bây giờ, ta có :

$$(K_a - 1)c'ctg\varphi' = c' \frac{1 - \sin\varphi' - (1 + \sin\varphi')}{1 + \sin\varphi'} \frac{\cos\varphi'}{\sin\varphi'}$$

$$= -2c' \frac{\cos\varphi'}{1 + \sin\varphi'}$$

$$= -2c' \frac{\sqrt{(1 - \sin^2\varphi')}}{1 + \sin\varphi'}$$

$$= -2c' \sqrt{\left(\frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'}\right)} = -2c' \sqrt{K_a}$$

Vì thế, áp lực chủ động tính theo :

$$\sigma'_{ha} = K_a\sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} \qquad [8.6a]$$

Tương tự, tính được áp lực bị động :

$$\sigma'_{hp} = K_p\sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p} \qquad [8.6b]$$

Điều kiện không thoát nước

Các phương trình [8.6a] và [8.6b] được dùng khi chịu tải có thoát nước, biểu thị điều kiện lâu dài của cân bằng dẻo giới hạn. Với bài toán cân bằng *không thoát nước* (ngắn ngày) trong đất bão hòa, góc ma sát $\varphi_u = 0$ (xem mục 7.1), và vì $K_a = K_p = 1$ cho nên áp lực hông tổng bằng :

Áp lực chủ động $\quad \sigma_{ha} = \sigma_v - 2c_u \qquad [8.7a]$

Áp lực bị động $\quad \sigma_{hp} = \sigma_v + 2c_u \qquad [8.7b]$

8.3. Áp lực hông lên tường chắn : điều kiện thoát nước

Xét tường có các điều kiện đơn giản nhất (hình 8–5) : lưng tường nhẵn, thẳng đứng chắn giữ khối đất có bề mặt không chất tải, nằm ngang. Từ lý thuyết Rankine, tại độ sâu z, ta có :

$$\sigma'_{ha} = K_a\gamma'z \qquad [8.8]$$

ở đây : γ' – trọng lượng đơn vị thể tích hiệu quả của đất ;

$\gamma' = \gamma$ (ở trên mực nước ngầm) ;

$\gamma' = \gamma_{sat.} - \gamma_w$ (ở dưới mực nước ngầm).

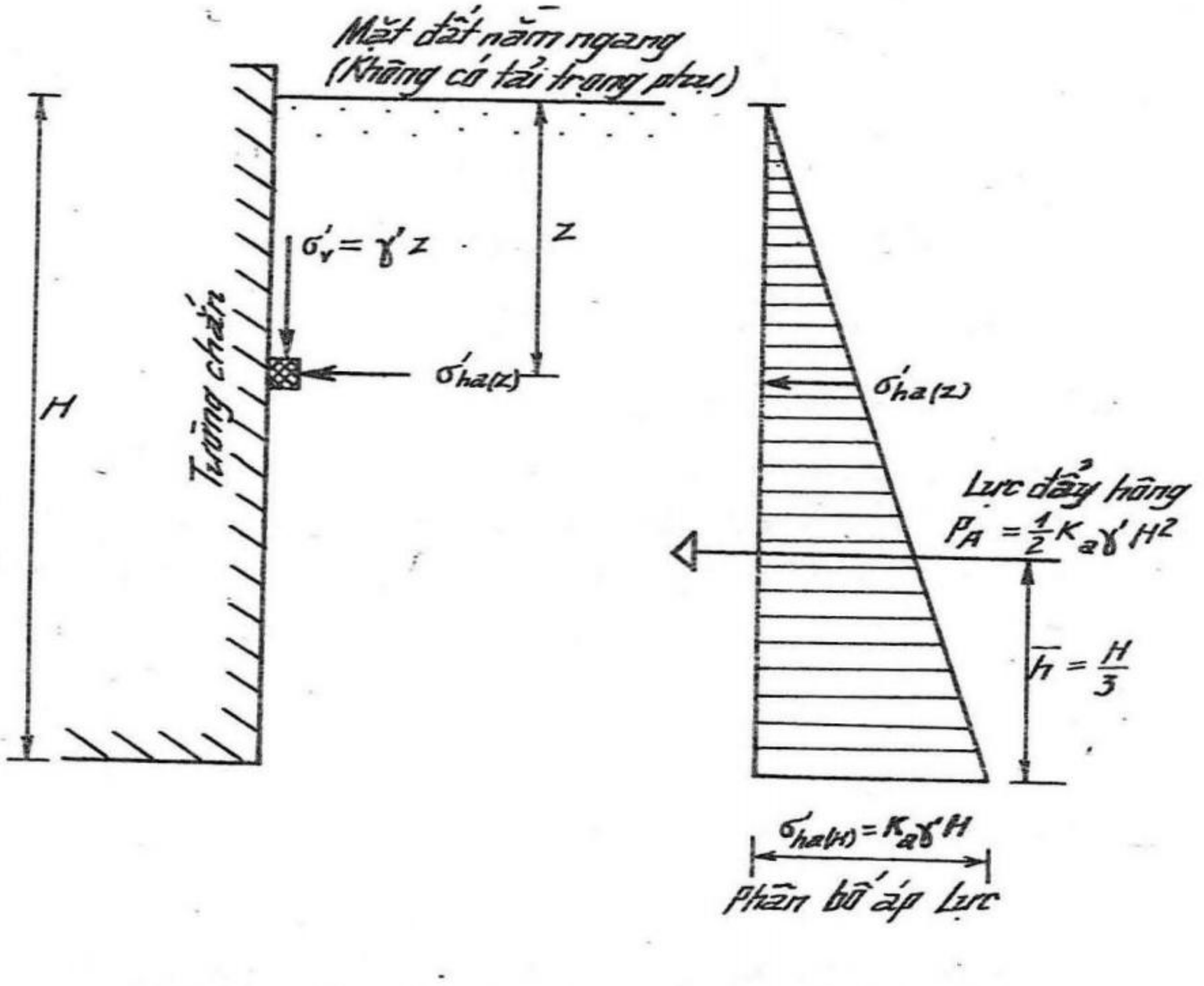
Tại chân tường, khi $z = H$ thì $\sigma'_{ha} = K_a\gamma'H$.

Tổng áp lực ngang của đất lên tường bằng diện tích của biểu đồ phân bố áp lực và tác dụng qua trọng tâm của diện tích này :

Cường độ áp lực đất chủ động tổng P_A tính theo :

$$P_A = \frac{1}{2}\sigma'_{ha}H = \frac{1}{2}K_a\gamma'H^2 \qquad [8.9]$$

P_A tác dụng lên lưng tường tại độ cao $\frac{1}{3}$ H kể từ chân tường.



Hình 8–5. Phân bố áp lực chủ động trong đất không dính

Ví dụ mẫu 8.1. *Một tường chắn có lưng tường nhẵn, thẳng đứng chắn giữ khối đất có bề mặt nằm ngang tới độ sâu 5,4m. Hãy tính độ lớn của tổng áp lực đất chủ động lên tường và đường tác dụng của nó. Đất có góc ma sát φ' là 30°, trọng lượng đơn vị γ là 19,8 kN/m³. Mực nước ngầm nằm ở dưới chân tường.*

Bài giải

Trước hết, tính giá trị K_a :

$$K_a = \frac{1 - \sin 30^o}{1 + \sin 30^o} = 0{,}333$$

Tại độ sâu 5,4m : $\sigma'_{ha} = 0{,}333 \times 19{,}8 \times 5{,}4 = 35{,}6 kN/m^2$

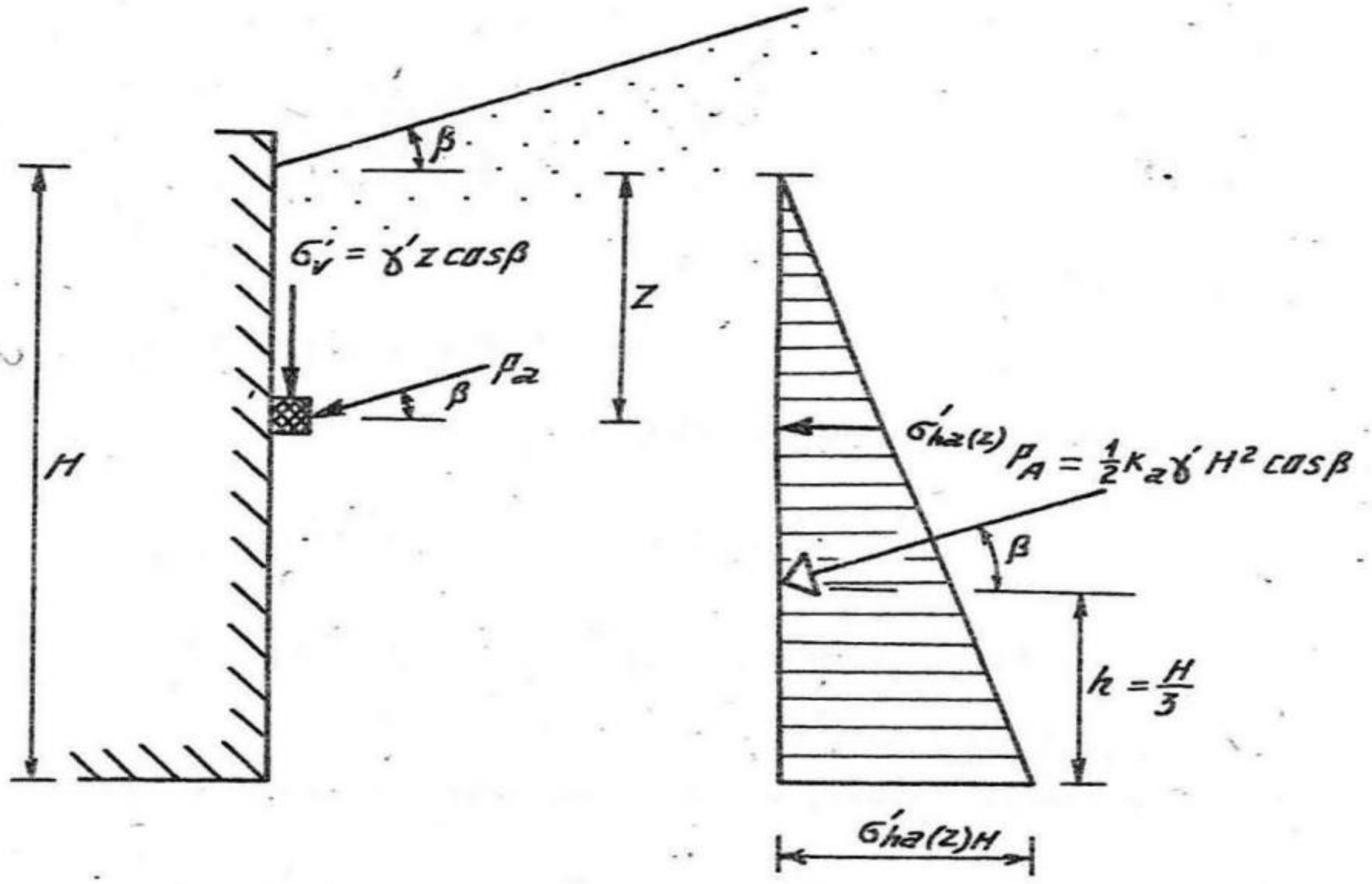
Tổng áp lực chủ động P_A :

$$P_A = \frac{1}{2} \times 35{,}6 \times 5{,}4 = \underline{96\,\text{kN/m}}$$

tác dụng tại độ cao cách chân tường là : $\frac{1}{3} \times 5{,}4 = \underline{1{,}8\,\text{m}}$.

Ảnh hưởng của mặt đất nghiêng

Nơi mặt đất nghiêng không chịu tải, ứng suất thẳng đứng tại độ sâu bất kỳ có giá trị $\sigma'_v = \gamma' z \cos\beta$ (hình 8–6). Giả định áp lực đất hông tác dụng lên lưng tường phẳng thẳng đứng sẽ song song với mặt đất. Từ vòng tròn Mohr, bằng giải tính có thể nhận được quan hệ giữa áp lực hông và ứng suất thẳng đứng. Mặc dù cả cách vẽ và giải tích có phức tạp hơn ; biểu thức cơ bản chủ yếu vẫn gần giống nhau.



Hình 8–6. Phân bố áp lực chủ động khi mặt đất nghiêng

Áp lực chủ động $\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v \cos\beta$,

Áp lực bị động $\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v \cos\beta$,

ở đây : $$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\varphi')}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\varphi')}} \qquad [8.10a]$$

và $$K_p = \frac{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\varphi')}}{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\varphi')}} = \frac{1}{K_a} \qquad [8.10b]$$

Nếu góc nghiêng của mặt đất bằng góc ma sát, tức là $\beta = \varphi'$, trạng thái chủ động và bị động trùng nhau và $\sigma'_{ha} = \sigma'_{hp} = \sigma'_v \cos\beta$. Đất sẽ ở trạng thái cân bằng dẻo giới hạn với một họ các mặt phẳng phá hoại song song với mặt đất. Trong đất hoàn toàn không dính ($c' = 0$), góc của mặt nghiêng không được vượt quá góc nghỉ là góc ma sát của đất ở trạng thái rời rạc nhất.

Ví dụ mẫu 8.2. *Làm lại ví dụ mẫu 8.1 cho trường hợp mặt đất nghiêng lên từ đỉnh tường với độ dốc 1 : 3.*

Bài giải

Góc nghiêng của mặt đất $\beta = \text{arctg}(1/3) = 18{,}44^\circ$.

$\cos\beta = 0{,}9487$ và $\cos\varphi' = 0{,}8660$.

$$\text{Nên } K_a \cos\beta = 0{,}9487 \frac{0{,}9487 - \sqrt{(0{,}9487)^2 - (0{,}8660)^2}}{0{,}9487 + \sqrt{(0{,}9487)^2 - (0{,}8660)^2}} = 0{,}399$$

Tại độ sâu 5,4m, ta có :

$$\sigma'_{ha} = 0{,}399 \times 19{,}8 \times 5{,}4 = 42{,}66 \text{ kN/m}^2.$$

và cường độ áp lực chủ động tổng

$$P_A = \frac{1}{2} \times 42{,}66 \times 5{,}4 = \underline{115\text{kN/m}}$$

tác dụng tại độ cao trên chân tường là $\frac{1}{3} \times 5{,}4 = \underline{1{,}8\text{m}}$, nghiêng với phương nằm ngang góc $18^\circ 44$ (độ dốc 1 : 3).

Ảnh hưởng của đất phân lớp

Ở nơi đất sau tường chắn gồm hai hay nhiều lớp, trước hết xác định sự phân bố áp lực hông trong mỗi lớp rồi vẽ biểu đồ hợp nhất. Giả sử tại mặt phân cách giữa hai lớp (lớp R nằm trên lớp S có các đặc trưng tương ứng φ'_R, γ_R và φ'_s, γ'_s và ứng suất hiệu quả thẳng đứng là σ'_v, thì kề sát trên mặt phân lớp $\sigma'_{ha} = K_{aR}\sigma'_v$ và kề sát dưới mặt phân lớp $\sigma'_{ha} = K_{aS}\sigma'_v$. Có bước nhảy đột biến của cường độ áp lực hông trong biểu đồ áp lực (xem ví dụ mẫu 8.3) ; trong thực tế điều này không xảy ra, vì rằng đã bỏ qua các ứng suất cắt nằm ngang dọc theo mặt phân lớp. Tuy nhiên giả thiết sự phân bố như thế là hợp lý, vì rằng hậu quả sai số về độ lớn và vị trí của cường độ tổng là không đáng kể

Ví dụ mẫu 8.3. *Một tường chắn có lưng tường nhẵn thẳng đứng chắn giữ khối đất tới độ sâu 12m. Khối đất gồm có hai lớp nằm ngang :*

Lớp trên : $c' = 0$; $\varphi = 28^o$; $\gamma = 18\ kN/m^3$; bề dày 7,0m.

Lớp dưới : $c' = 0$; $\varphi = 34^o$; $\gamma = 20\ kN/m^3$.

Mực nước ngầm nằm dưới chân tường. Hãy xác định độ lớn và cường độ áp lực chủ động tổng.

Bài giải

$$\text{Lớp trên } K_a = \frac{1 - \sin 28^o}{1 + \sin 28^o} = 0{,}361.$$

$$\text{Lớp dưới } K_a = \frac{1 - \sin 34^o}{1 + \sin 34^o} = 0{,}283$$

Giá trị áp lực tại lớp đất trên :

Tại $z = 0$ thì $\sigma'_{ha} = 0$

Tại $z = 7{,}0m$ thì $\sigma'_{ha} = 0{,}361 \times 18 \times 7 = 45{,}5\ kN/m^2$.

Giá trị áp lực tại lớp đất dưới :

Tại z = 7,0m thì $\sigma'_v = 18 \times 7 = 126\ kN/m^2$.

$$\sigma'_{ha} = 0{,}283 \times 126 = 35{,}7\ kN/m^2.$$

Tại z = 12,0m thì $\sigma'_v = 126 + 20 \times 5 = 226\ kN/m^2$.

$$\sigma'_{ha} = 0{,}283 \times 226 = 64{,}0\ kN/m^2.$$

Sự phân bố áp lực thấy ở trong hình 8–7, tổng diện tích của biểu đồ cho cường độ áp lực tổng cho mỗi mét dài của tường :

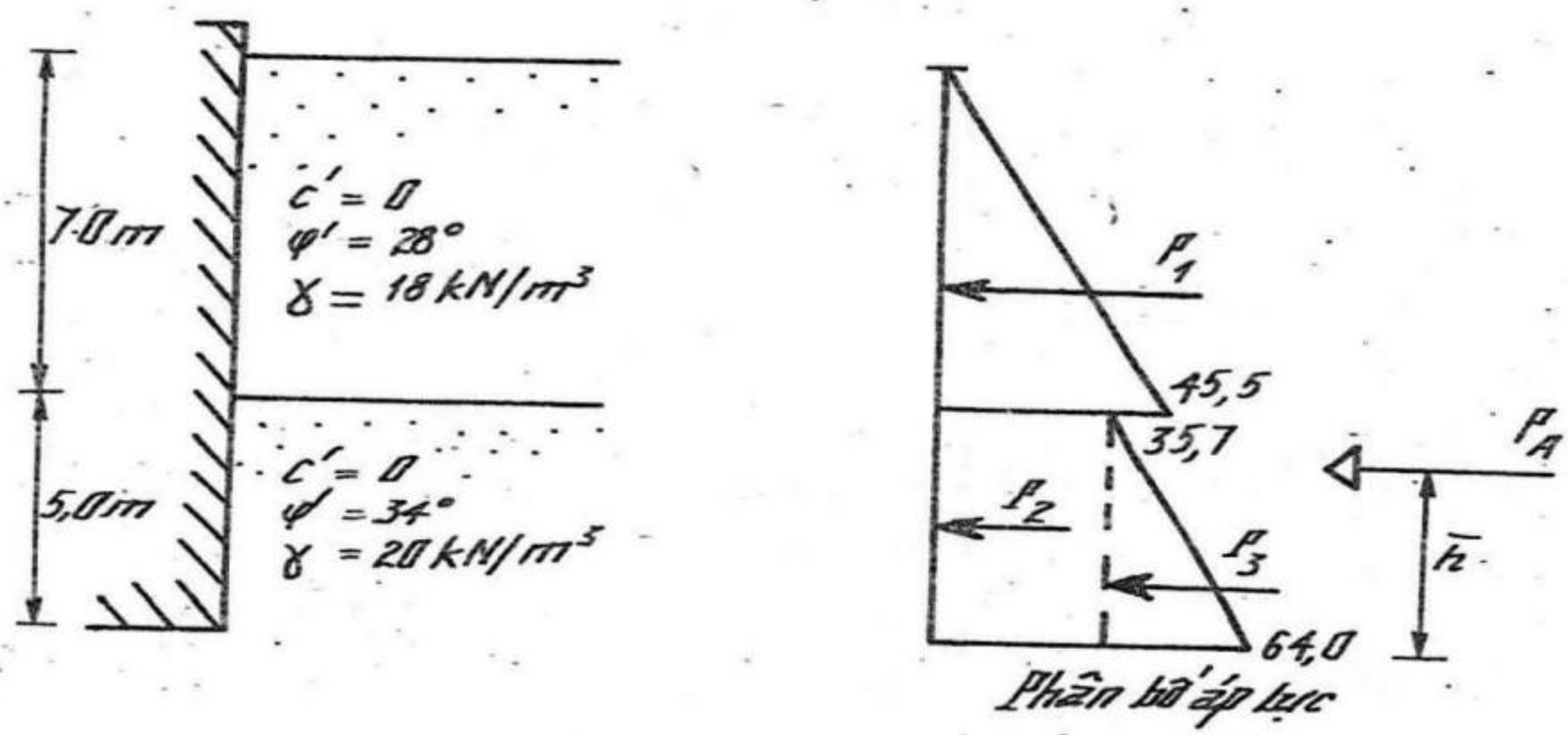
$$P_A = P_1 + P_2 + P_3$$

$$= \frac{1}{2} \times 45{,}5 \times 7 + 35{,}7 \times 5 + \frac{1}{2}(64{,}0 - 35{,}7) \times 5 = \underline{409 kN/m}$$

Để tìm $\bar{h}$, lấy momen với chân tường ($P_A\bar{h} = \sum(Ph)$) :

$$\bar{h} = \frac{P_1\left(5 + \frac{7}{3}\right) + P_2 \times \frac{5}{2} + P_3 \times \frac{5}{3}}{P_1 + P_2 + P_3}$$

$$= \frac{159{,}3 \times 7{,}333 + 178{,}5 \times 2{,}5 + 70{,}8 \times 1{,}667}{409} = \underline{4{,}24\,m}$$



Hình 8–7

Ảnh hưởng của tải trọng phụ trên mặt (thoát nước)

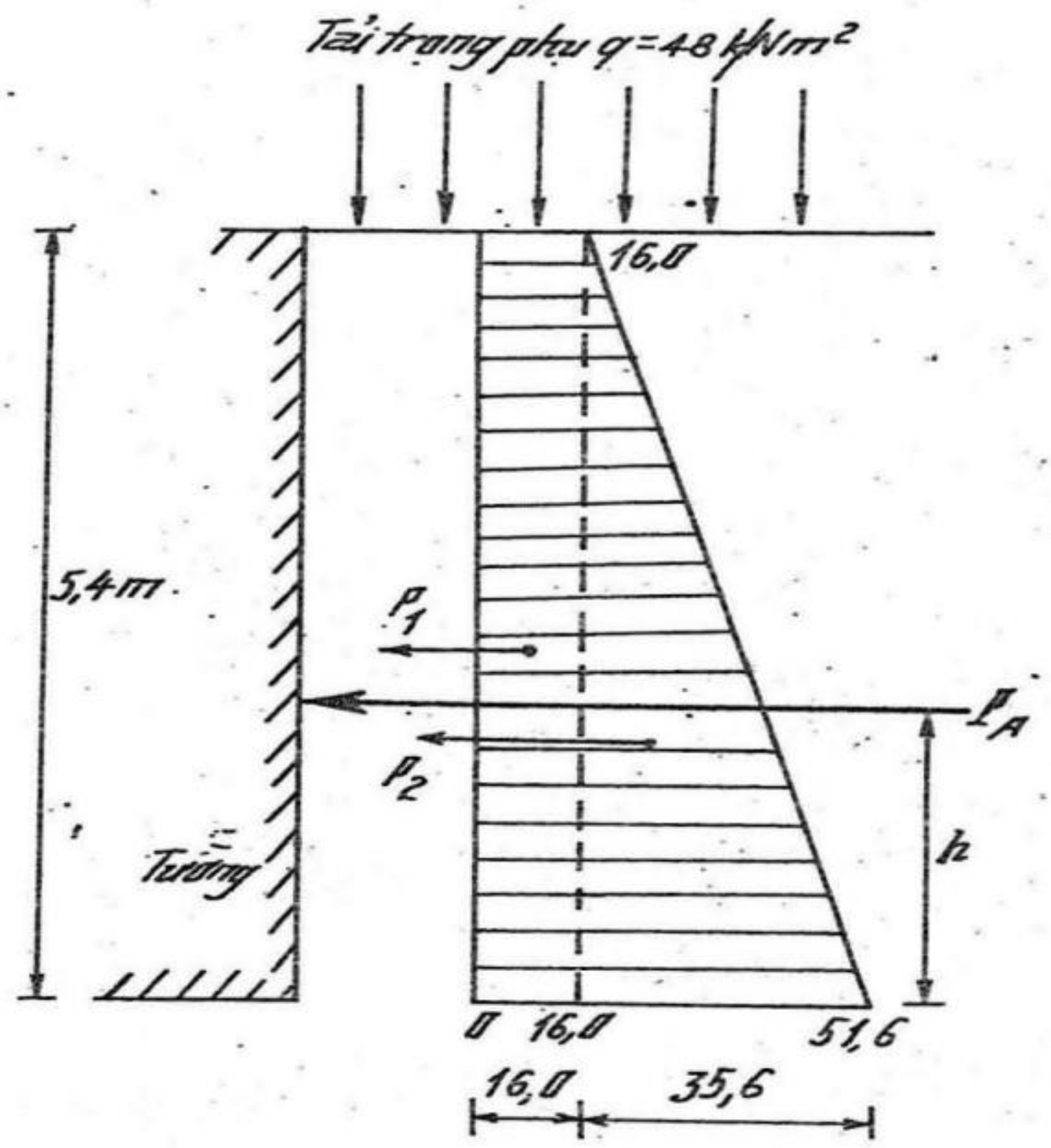
Nếu *tải trọng phụ q là phân bố đều* tác dụng trên toàn bộ mặt đất thì có thể giả thiết là ứng suất hiệu quả thẳng đứng tăng theo giá trị của tải trọng phụ.

Nên tại độ sâu z, ta có :

$$\sigma'_v = \gamma' z + q \text{ và } \sigma'_{ha} = K_a(\gamma' z + q)$$

Vì thế, tùy theo trường hợp, áp lực hông tăng tương ứng với $K_a q$ hoặc $K_p q$.

Ví dụ mẫu 8.4. *Làm lại ví dụ mẫu 8.1 khi có cùng các điều kiện cũ nhưng thêm tải trọng phụ 48 kN/m² đồng nhất, phân bố rộng trên mặt đất.*



Hình 8–8

Bài giải

Giống như trước $K_a = 0{,}333$, và do vậy tại độ sâu 5,4m ta có :

do trọng lượng đất : $\sigma'_{ha} = 35{,}6\ kN/m^2$,

do tải trọng phụ : $\sigma'_{ha} = 0{,}333 \times 48 = 16{,}9\ kN/m^2$.

Hình 8–8 cho thấy sự phân bố áp lực, trong đó P_1 và P_2 tương ứng là hợp lực của diện tích hình chữ nhật và tam giác :

$$P_1 = 16 \times 5{,}4 = 86{,}4\ kN/m,$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \times 35{,}6 \times 5{,}4 = 96{,}1 kN/m.$$

Cường độ áp lực chủ động tổng sẽ là :

$$P_A = P_1 + P_2 = \underline{182{,}5\ kN/m}$$

tác dụng ở độ cao $\bar{h}$ cách chân tường :

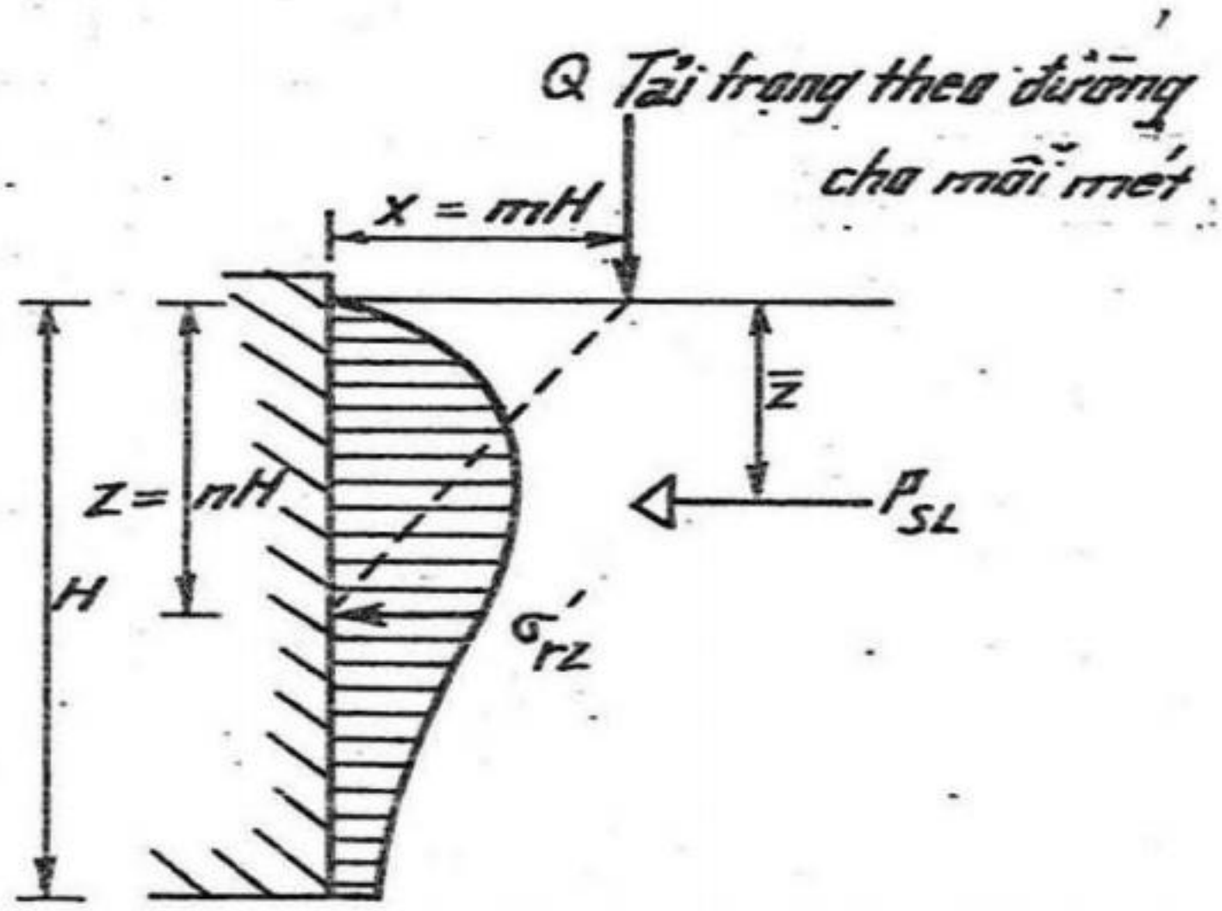
$$\bar{h} = \frac{86{,}4 \times 2{,}7 + 96{,}1 \times 1{,}8}{182{,}5} = \underline{2{,}23 m.}$$

Trong trường hợp *tải trọng phân bố theo đường thẳng* và *tải trọng tập trung*, sử dụng lý thuyết đàn hồi có thể nhận được các lời giải toán học. Cần thiết có một số cải tiến để các kết quả lý thuyết phù hợp với giá trị áp lực quan sát được.

Khi *tải trọng phân bố theo đường thẳng* (hình 8–9), ta có :

$$\sigma'_{rz} = \frac{4Qm^2n}{\pi H(m^2+n^2)^2} \quad [8.11]$$

đối với $m < 0{,}4$, đặt $m = 0{,}4$



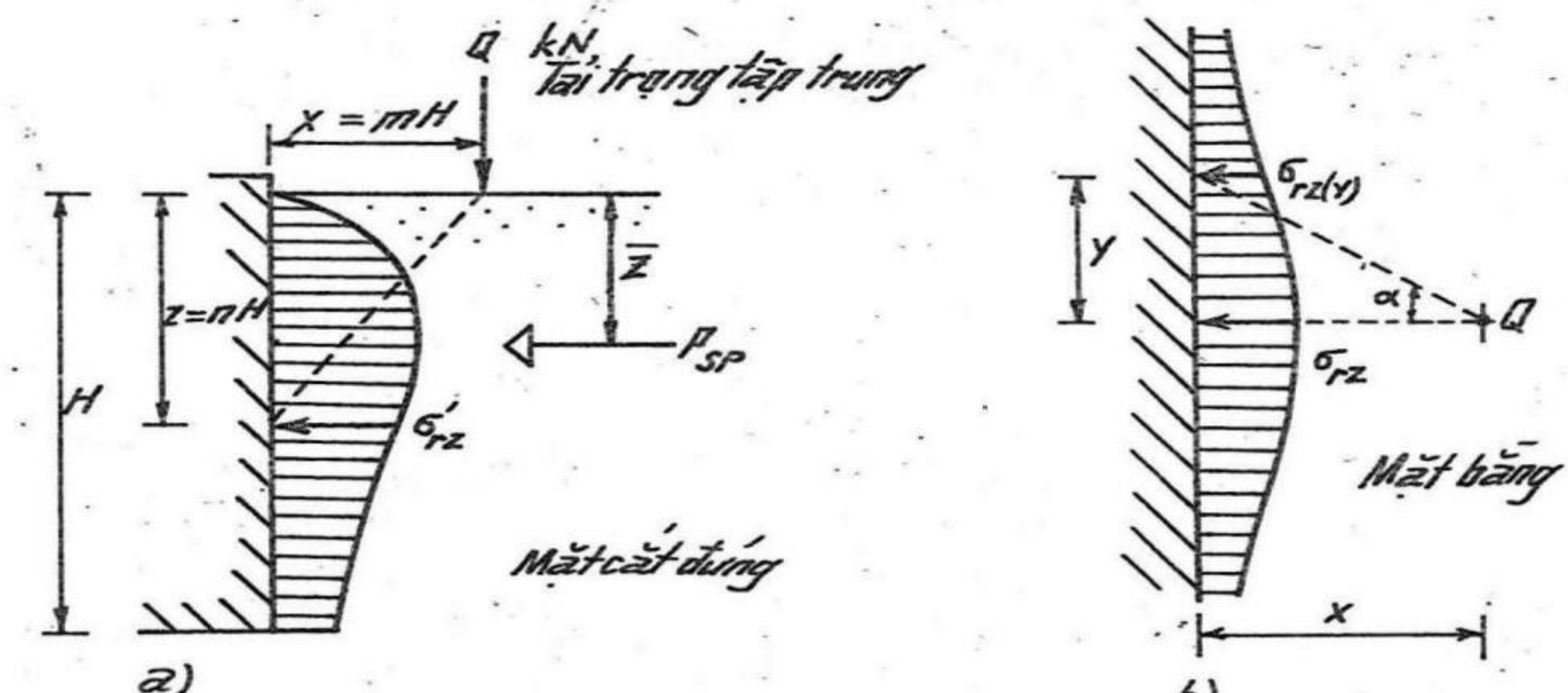
Hình 8–9. Áp lực hông do tải trọng phụ phân bố theo đường thẳng

Khi *tải trọng tập trung* (hình 8–10), ta có :

$$\sigma'_{rz} = \frac{1{,}77Qm^2n^2}{H^2(m^2 + n^2)^3} \text{ đối với } m < 0{,}4, \text{ đặt } m = 0{,}4 \quad [8.12a]$$

Sự biến thiên theo phương ngang :

$$\sigma'_{rz(y)} = \sigma'_{rz}\cos^2(1{,}1\alpha) \quad [8.12b]$$



Hình 8–10. Áp lực hông do tải trọng phụ tập trung
a) biến đổi theo phương đứng ; b) biến đổi theo phương ngang

Tích phân phương trình [8.11] hay [8.12a] giữa giới hạn O và H có thể nhận được lực đẩy hông cho mỗi mét dài của tường ; vị trí của nó tìm ra bằng cách lấy momen trong biểu đồ phân bố cường độ áp lực. Các hệ số dùng trong các biểu thức sau, liên hệ độ lớn và vị trí của tổng áp lực hông với tỷ số $m = \frac{x}{H}$, được cho trong bảng 8–2.

Cho *tải trọng phân bố theo đường thẳng :*

$$P_{SL} = K_{SL}Q \quad [8.13a]$$

$$\bar{z} = N_{SL}H \quad [8.13b]$$

Cho *tải trọng tập trung :*

$$P_{SP} = K_{SP}\, Q/H \qquad [8.14a]$$

$$\bar{z} = N_{SP} H \qquad [8.14b]$$

$$P_{S(y)} = P_{SP}\cos^2(1{,}1\alpha) \qquad [8.14c]$$

BẢNG 8–2. HỆ SỐ ÁP LỰC HÔNG CHO TẢI TRỌNG TRÊN MẶT PHÂN BỐ THEO ĐƯỜNG THẲNG VÀ TẬP TRUNG

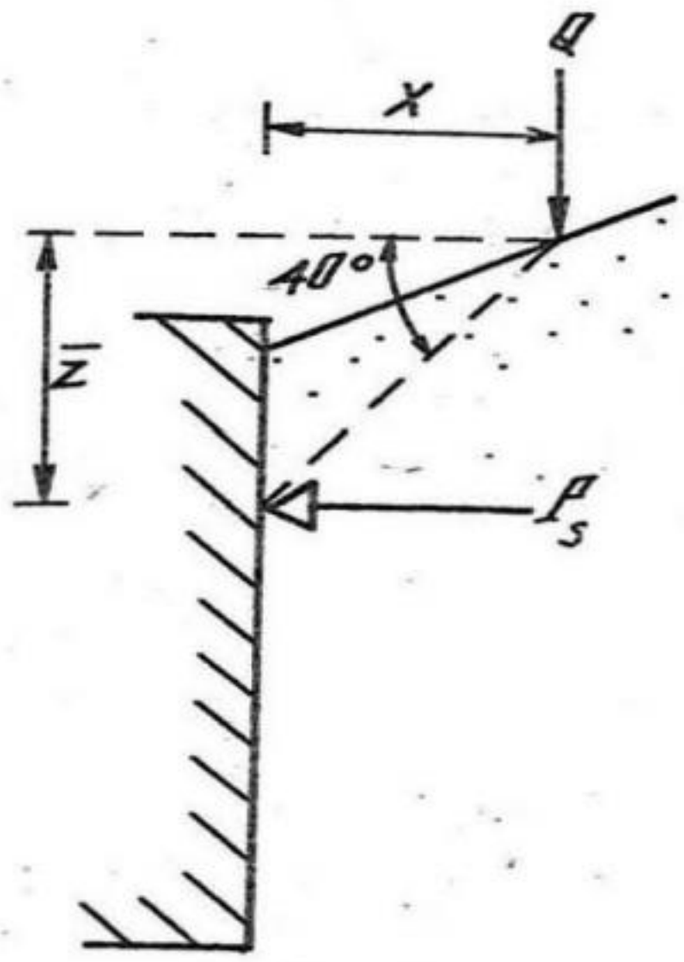
$m = \frac{x}{H}$	Tải trọng theo đường thẳng		Tải trọng tập trung	
	K_{SL}	N_{SL}	K_{SP}	N_{SP}
0,4	0,793	0,410	0,546	0,389
0,5	0,591	0,471	0,505	0,437
0,6	0,451	0,518	0,463	0,475
0,7	0,349	0,556	0,422	0,504
0,8	0,272	0,585	0,382	0,528
0,9	0,214	0,609	0,345	0,547
1,0	0,169	0,627	0,312	0,562
1,1	0,135	0,642	0,282	0,574
1,2	0,108	0,655	0,255	0,585
1,3	0,087	0,665	0,231	0,593
1,4	0,071	0,673	0,209	0,600
1,5	0,058	0,680	0,190	0,606
1,6	0,048	0,686	0,174	0,611
1,7	0,039	0,691	0,159	0,615
1,8	0,033	0,695	0,146	0,619
1,9	0,028	0,699	0,134	0,622
2,0	0,023	0,705	0,123	0,625

Trong CP2 *Các công trình chắn đất* (1951), đề nghị một lời giải đúng. Phương pháp này, được miêu tả ở hình 8–11, cho lời giải đơn giản ở nơi đất có ma sát và mặt đất nằm nghiêng.

Cho *tải trọng tác dụng theo đường thẳng :*

$$P_S = K_a Q \qquad [8.15a]$$

$$\bar{z} = x\text{tg}40^o \qquad [8.15b]$$



Hình 8–11. Áp lực hông do tải trọng tác dụng theo đường thẳng (CP 2002)

Ảnh hưởng của mực nước ngầm

Trong đất sét bão hòa nước (đất có tính thấm kém), điều kiện nguy hiểm nhất diễn ra ở trạng thái không thoát nước. Trong trường hợp này, dùng các ứng suất tổng và các thông số c_u và γ là thích hợp. Về lý tưởng thì φ_u bằng không. Thực hành đúng đắn cho các công trình chắn đất là tạo đường thoát nước thích hợp và như thế bảo đảm được điều kiện hoàn toàn thoát nước. Sau khi đắp, khối đất bão hòa nước cần có một thời gian để thoát nước, nhưng nên giả thiết là điều kiện ổn định được cải thiện trong thời gian lâu dài từ điều kiện không thoát nước ban đầu ($\varphi_u = 0$). Trong một số đất sét pha cát mềm và đất quá cố kết nhiều, áp lực hông lâu dài có xu hướng tăng tới giá trị bằng ứng suất thẳng đứng. Đất ở trạng thái xấu nhất biểu hiện như một dịch thể có trọng lượng đơn vị γ.

Trong vật liệu không dính, thì hợp lý là chấp nhận giả thiết rằng áp lực nước lỗ rỗng ở mọi nơi nằm trên mặt nước ngầm là bằng không. Phải chuẩn bị tốt điều kiện thoát nước cho khối đất để mực nước ngầm không thể dâng lên quá chân tường. Trong trường hợp này, trọng lượng đơn vị hiệu quả của đất γ' bằng trọng lượng đơn vị thể tích thoát nước γ. Nếu mực nước ngầm dâng lên phía sau tường do thoát nước kém hay ngập lụt bất thường thì trọng lượng đơn vị hiệu quả của đất ở dưới mực nước ngầm sẽ bằng $\gamma_{sat.} - \gamma_w$.

Giả thiết rằng không có dòng thấm và mực nước ngầm tại mặt đất (không chất tải), thì áp lực hông tại độ sâu z sẽ bằng :

Chủ động $\sigma'_{ha} = K_a(\gamma_{sat.} - \gamma_w)z$ [8.16a]

Bị động $\sigma'_{hp} = K_p(\tau_{sat.} - \gamma_w)z$ [8.16b]

Thủy tĩnh $p_w = \gamma_w z$ [8.16c]

Khi tính toán thì tổng áp lực tác dụng lên tường phải bao gồm cả áp lực thủy tĩnh gây ra bởi áp lực nước lỗ rỗng :

$$P_w = \frac{1}{2}\gamma_w z^2$$

Ví dụ mẫu 8.5. *Một tường chắn có lưng tường nhẵn, thẳng đứng, chắn khối đất tới độ sâu 10m. Các đặc trưng của đất :*

$c' = 0$; $\varphi' = 28^o$; $\gamma = 18\ kN/m^3$; $\gamma_{sat.} = 19{,}5\ kN/m^3$

Xác định độ lớn và vị trí của tổng áp lực chủ động lên tường trong các điều kiện sau :

a) mực nước ngầm ở dưới chân tường ;

b) mực nước ngầm bằng mặt đất ;

c) mực nước ngầm nằm giữa mặt đất và chân tường.

Bài giải :

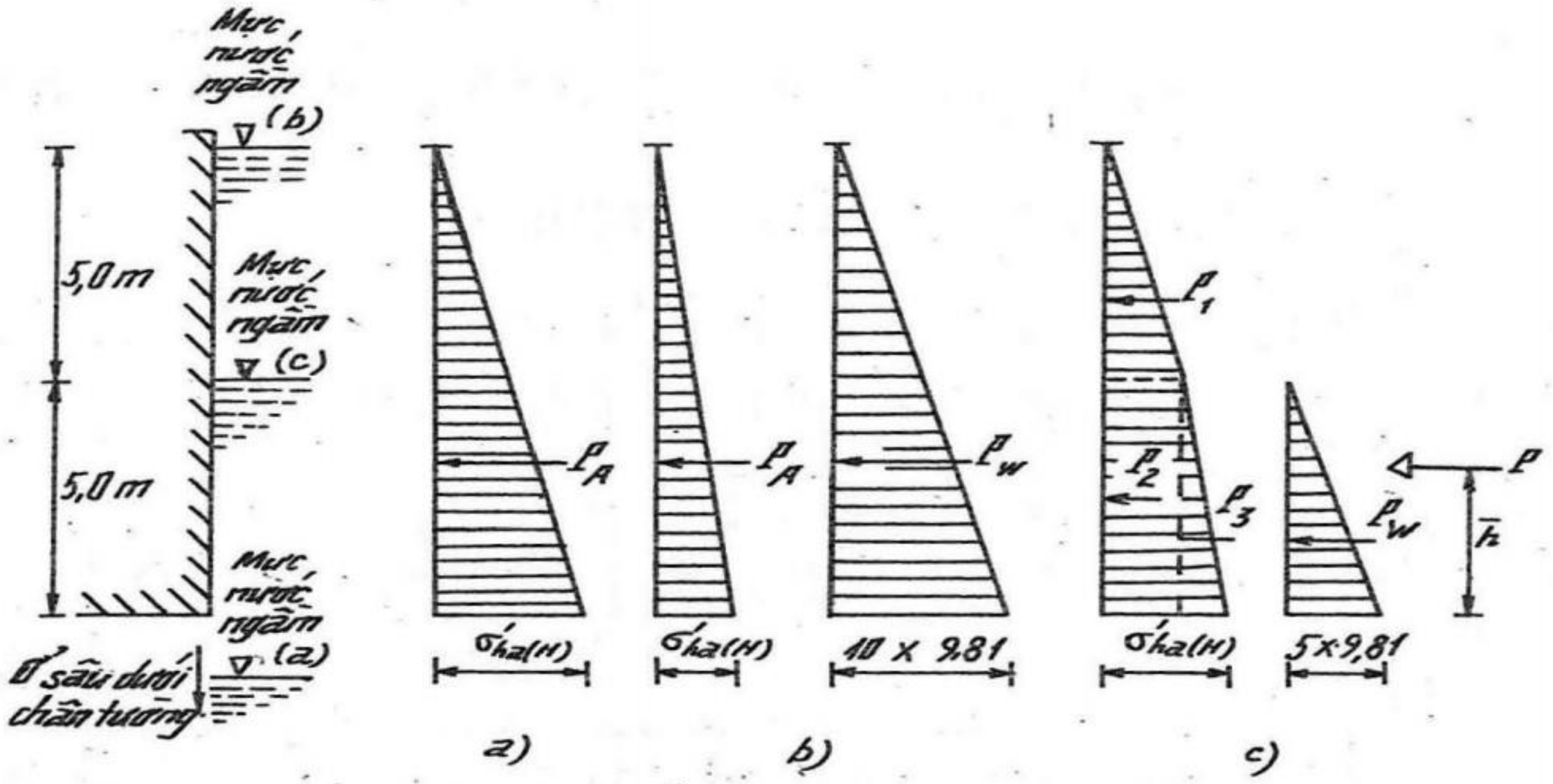
$$K_a = tg^2(45^o - 28/2) = 0{,}361$$

a) *Mực nước ngầm ở dưới chân tường* (hình 8–12a)

Trong trường hợp này $\gamma' = 18\ kN/m^3$

$$P_A = \frac{1}{2}K_a\gamma' H^2 = \frac{1}{2} \times 0{,}361 \times 18{,}0 \times 10^2 = \underline{325 kN/m}$$

và $\bar{h} = \frac{1}{3}H = \underline{3{,}33m}$



Hình 8–12

b) *Mực nước ngầm bằng mặt đất* (hình 8–12b)

Trong trường hợp này có hai biểu đồ áp lực và $\gamma' = 19,5 - 9,81$

$$P_A = \frac{1}{2} K_a \gamma' H^2 = \frac{1}{2} \times 0,361(19,5 - 9,81) \times 10^2 = 175 kN/m$$

và $P_w = \frac{1}{2} \gamma' H^2 = \frac{1}{2} \times 9,81 \times 10^2 = 490\, kN/m$

Tổng áp lực $P = P_A + P_W = 665 kN/m$

Tâm của hai biểu đồ trùng nhau :

$$\bar{h} = \frac{1}{3} H = 3,33m$$

c) *Mực nước ngầm nằm giữa mặt đất và chân tường* (hình 8–12c)

Trong trường hợp này có hai biểu đồ áp lực và đất được coi như có 2 lớp. Ở trên mực nước ngầm $\gamma' = 18,0$ và ở dưới mực nước ngầm $\gamma' = 19,5 - 9,81$.

Tại mực nước ngầm : $z = 5m$ và $\sigma'_{ha} = 0,361 \times 18 \times 5 = 32,5\ kN/m^2$.

Tại chân tường :

$z = 10m$ và $\sigma'_v = 18,0 \times 5 + (19,5 - 9,81)5 = 138,8\ kN/m^2$,

$$\sigma'_{ha} = 0,361 \times 138,5 = 50,0\ kN/m^2$$

Còn $P_A = P_1 + P_2 + P_3$

$$= \frac{1}{2} \times 32,5 \times 5 + 32,5 \times 5 + \frac{1}{2}\left(50,0 - 32,5\right) 5 = 288 kN/m$$

$$P_w = \frac{1}{2} \times 9,81 \times 5^2 = 123 kN/m$$

Tổng áp lực $P = P_A + P_w = 411\ kN/m$

Để tìm vị trí của P, lấy momen với chân tường :

$$\bar{h} = \frac{P_1\left(5 + \frac{5}{3}\right) + P_2 \times \frac{5}{2} + P_3 \times \frac{5}{3} + P_w \times \frac{5}{3}}{P_1 + P_2 + P_3 + P_w} = \underline{2,98 m}$$

Điều kiện thoát nước trong đất dính

Dựa trên tiêu chuẩn Mohr – Coulomb cho trong mục 8.2 (phương trình 8.6a và 8.6b), lời giải của Bell cho áp lực đất chủ động và bị động như sau :

Áp lực chủ động : $\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}$

Áp lực bị động : $\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}$

Vì thế, dùng ứng suất hiệu quả có thể xem xét trạng thái phá hoại có thoát nước cho đất sét quá cố kết ($c' > 0$). Tuy nhiên, phần lực dính tham dự (c') liên hệ chặt chẽ với giá trị nhỏ của biến dạng, trong khi ở cân bằng dẻo sự chảy dẻo kéo theo biến dạng ở mức khá lớn. Các giá trị c' thực nghiệm hay ước lượng có thể nhận được đối với điều kiện ở đỉnh phá hoại, nhưng hợp lí hơn nên giả định là sự chảy dẻo sẽ xảy ra ở trạng thái ứng suất cắt tới hạn (cuối cùng). Do vậy đề nghị là trong phân tích có xét thoát nước cho đất sét quá cố kết, đặc biệt ở dạng có khe nứt, nên chọn các thông số sau :

Với bài toán biến dạng *pháp tuyến* trong đất sét quá cố kết :

$c' = 0$ và $\varphi' = \varphi'_c$ (giá trị trạng thái tới hạn [cuối cùng]).

Với trường hợp khi biến dạng hông dự đoán *rất thấp* :

$c' > 0$ (nhưng $\not> 20$ kN/m^2) và $\varphi' = \varphi'_f$ (giá trị đỉnh).

Với đất sét *cố kết thông thường* (tất cả các trường hợp) :

$c' = 0$ và $\varphi' = \varphi'_c$ (giá trị ở trạng thái tới hạn [cuối cùng])

8.4. Áp lực hông lên tường chắn : điều kiện không thoát nước

Khi tải trọng thay đổi, cát và cuội thoát nước tự do và nhanh chóng, vì thế trong thực tế không xảy ra trạng thái không thoát nước. Trong đất sét và đất bụi, tốc độ giảm áp lực nước lỗ rỗng dư do thay đổi tải trọng rất chậm. Hậu quả là, cần xem xét điều kiện phá hoại cho cả sự đặt tải có thoát nước và không thoát nước. Sự ổn định ngắn ngày của tường liên quan với đặc điểm không thoát nước, được tiến hành phân tích theo ứng suất tổng.

Trong phần lớn các vấn đề thiết kế cho đất sét và bụi bão hòa, trạng thái phá hoại không thoát nước là trạng thái nguy hiểm hơn cả. Biểu thức áp lực hông là các phương trình 8.7a và 8.7b :

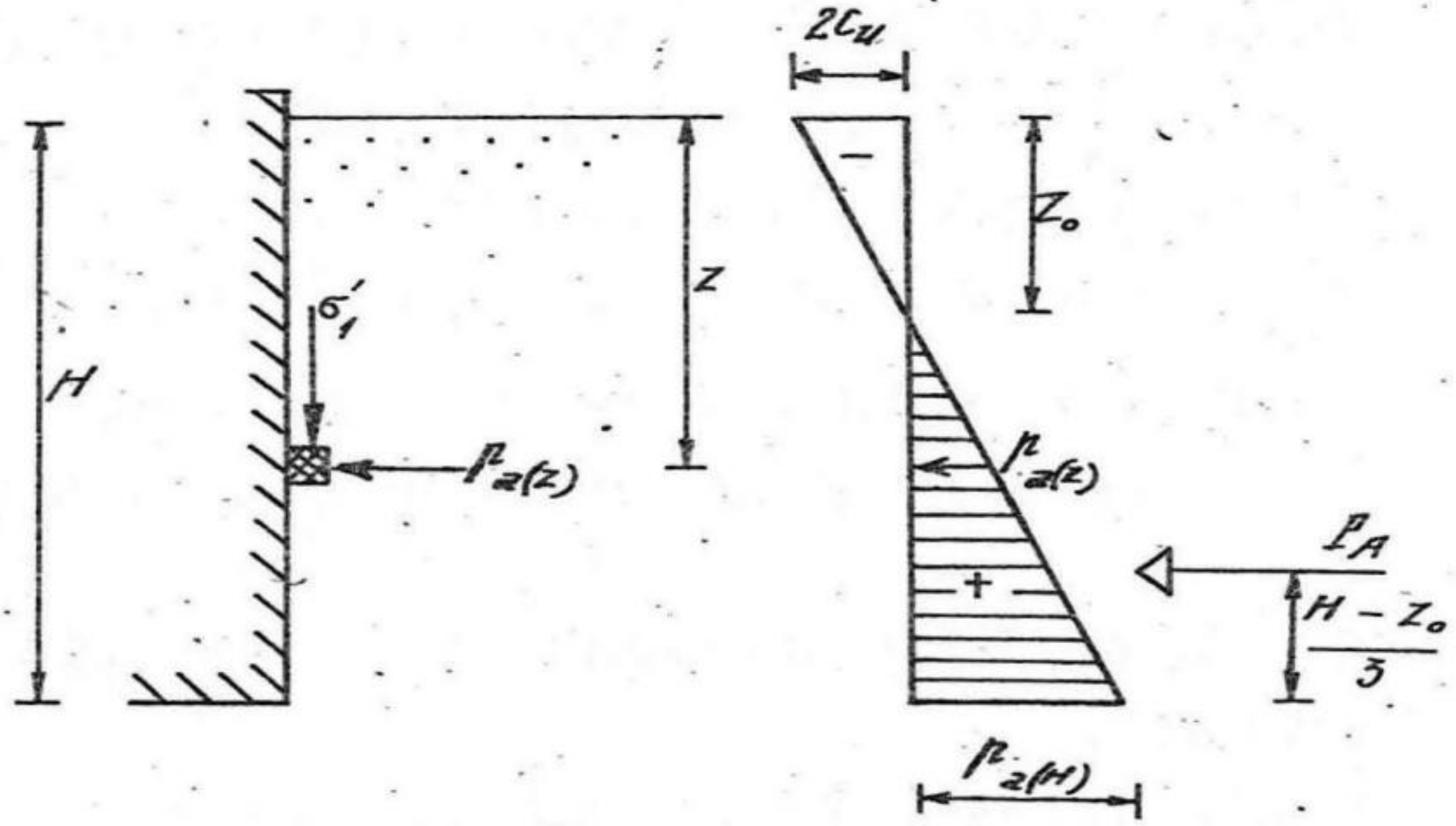
$$\text{Áp lực chủ động} : \sigma_{ha} = \sigma_v - 2c_u$$

$$\text{Áp lực bị động} : \sigma_{hp} = \sigma_v + 2c_u$$

Khe nứt căng

Đối với mặt chắn nhẵn, thẳng đứng, áp lực chủ động phân bố như ở hình 8–13. Áp lực hông âm tồn tại tới độ sâu z_o, tại đó áp lực chủ động bằng không. Tại mặt đất, khi $z = 0$, áp lực chủ động có độ lớn là $- 2c_u$. Ở trong đới áp lực âm này, đất sẽ ở trạng thái kéo hông. Theo quan điểm thực tiễn, sức kéo này là đặc tính hoàn toàn nội bộ của khối đất. Nói thế nghĩa là, nó không thể tác dụng lên tường và không cần phải chống đỡ. *Khe nứt căng* có xu hướng phát triển trong đới chịu kéo, xuất phát từ mặt đất và kéo dài xuống dưới tới độ sâu cực đại z_o. Trong tính toán cường độ áp lực

hông chủ động, bỏ qua đới chịu kéo và giá trị P_A lấy bằng diện tích dương (vùng được gạch ngang).



Hình 8–13. Sự phân bố áp lực chủ động trong đất sét bão hòa

Tổng áp lực chủ động P_A tính theo :

$$P_A = \frac{1}{2}\sigma'_{ha(H)}(H - z_o) \qquad [8.17a]$$

còn nơi kề mặt không chất tải :

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma(H - z_o)^2 \qquad [8.17b]$$

Độ sâu của đới chịu kéo có thể tìm từ phương trình [8.7a] bằng cách đặt $z = z_o$ và $\sigma'_{ha} = 0$. Cũng có $\sigma'_v = \gamma z_o$, vì không có tải trọng phụ trên mặt đất và áp lực nước lỗ rỗng bằng không.

Cho nên $\sigma'_{ha} = \gamma z_o - 2c_u = 0$.

Rút ra :

$$z_o = \frac{c_u}{\gamma} \qquad [8.18]$$

Áp lực đất bị động trong đất sét báo hòa

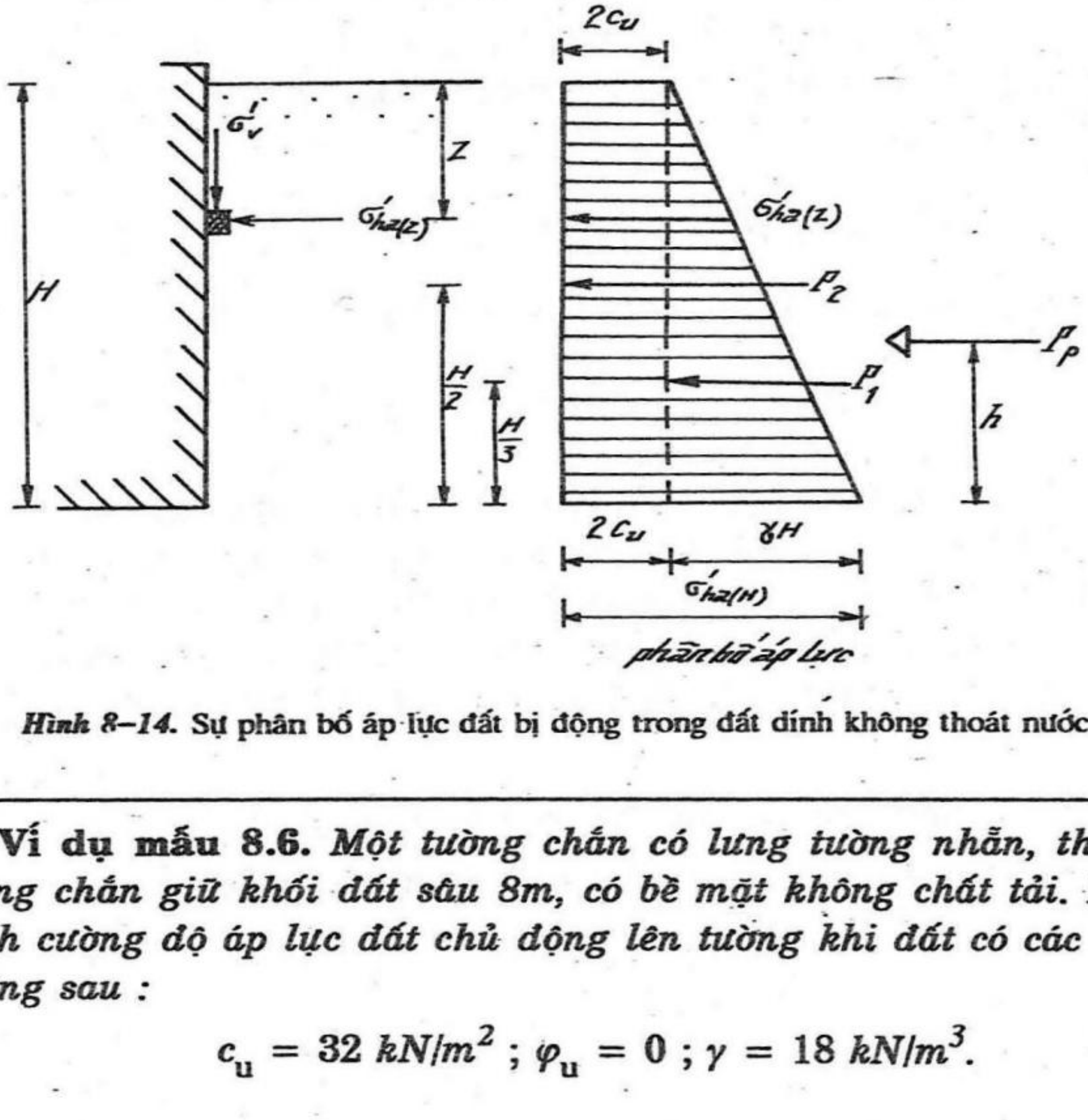
Sự phân bố áp lực bị động trong đất sét không thoát nước như ở hình 8–14. *Tổng áp lực đất bị động* do đất tạo ra (khi không chất tải trên mặt đất) cho bởi diện tích của vùng được gạch ngang.

Tổng áp lực đất bị động $P_p = P_1 + P_2$

$$= \frac{1}{2}\gamma H^2 + 2c_u \qquad [8.19]$$

Đường tác dụng của hợp lực này tìm được bằng cách lấy momen với chân tường :

$$\bar{h} = \frac{P_1 \times \frac{1}{3}H + P_2 \times \frac{1}{2}H}{P_1 + P_2} \qquad [8.20]$$



Hình 8–14. Sự phân bố áp lực đất bị động trong đất dính không thoát nước

---

Ví dụ mẫu 8.6. *Một tường chắn có lưng tường nhẵn, thẳng đứng chắn giữ khối đất sâu 8m, có bề mặt không chất tải. Hãy tính cường độ áp lực đất chủ động lên tường khi đất có các đặc trưng sau :*

$$c_u = 32\ kN/m^2\ ;\ \varphi_u = 0\ ;\ \gamma = 18\ kN/m^3.$$

Bài giải

Độ sâu của đới chịu kéo :

$$z_o = 2c_u/\gamma = 2 \times 32/18 = 3{,}56\text{m}$$

Tổng áp lực chủ động :

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma(H - z_o)^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 18(8{,}0 - 3{,}56)^2 = \underline{178\ \text{kN/m}}$$

tác dụng ở độ cao trên chân tường là :

$$\frac{1}{3}(H - z_o) = \underline{1{,}5\,\text{m}}$$

Ảnh hưởng của tải trọng phụ trên mặt (không thoát nước)

Nếu tải trọng phụ q tác dụng trên mặt đất là đồng nhất, phân bố rộng khắp thì áp lực chủ động thẳng đứng và áp lực bị động sẽ là :

Áp lực thẳng đứng : $\sigma'_v = \gamma z + q$ [8.21a]

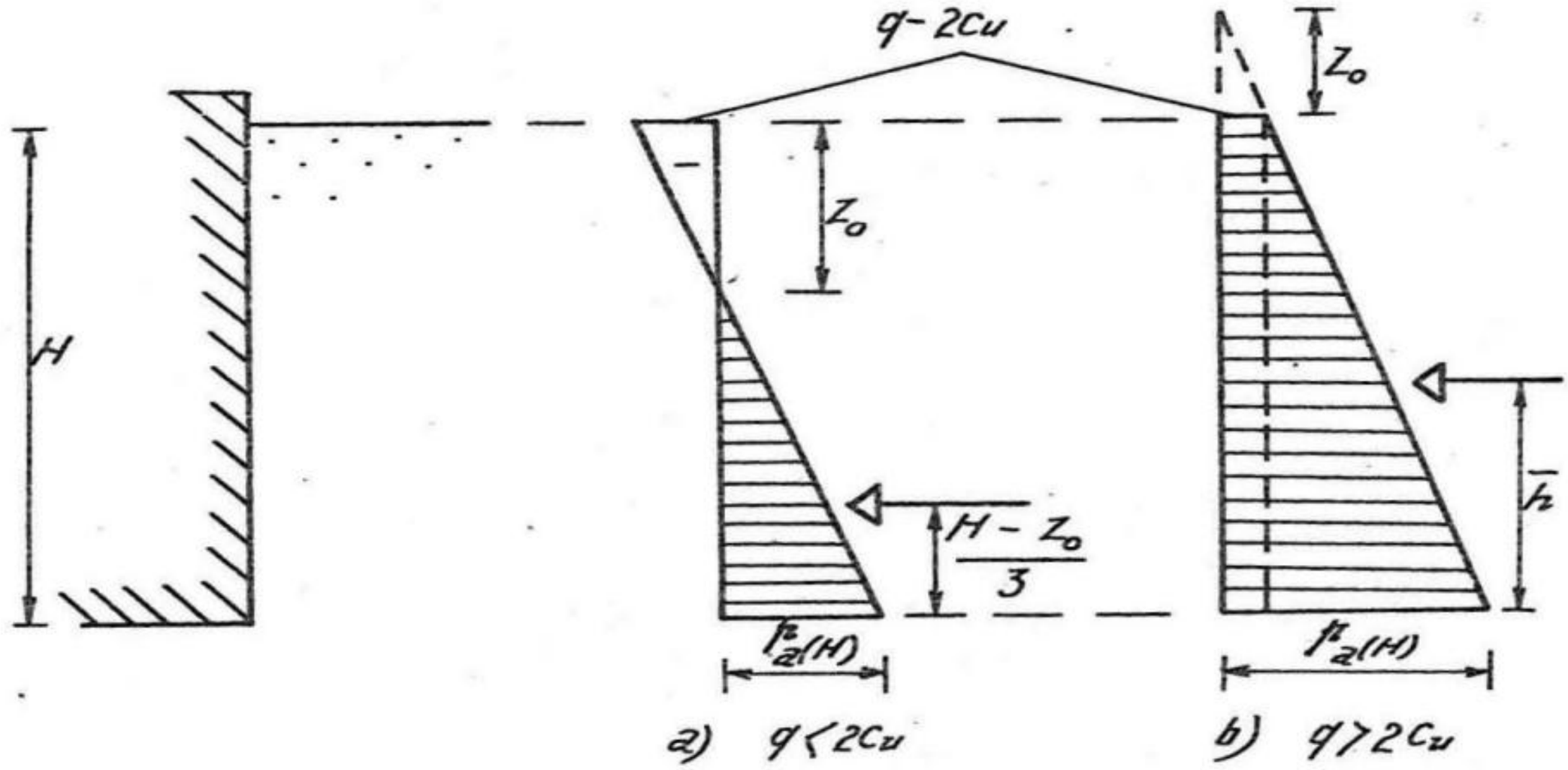
Áp lực chủ động : $\sigma'_{ha} = \gamma z + q - 2c_u$ [8.21b]

Áp lực bị động : $\sigma'_{hp} = \gamma z + q + 2c_u$ [8.21c]

Trong trường hợp chủ động, ảnh hưởng của tải trọng phụ làm giảm độ sâu của đới chịu kéo phụ thuộc vào $q < 2c_u$ hay $q > 2c_u$, thì có thể có hai dạng phân bố áp lực chủ động (hình 8–15). Có thể phân biệt chúng bằng cách đánh giá độ sâu chịu kéo z : giá trị dương khi $q < 2c_u$ (hình 8–15a) và giá trị *âm* khi $q > 2c_u$ (hình 8–15b).

Để nhận được z_o, đặt $\sigma_{ha} = 0$ và $z = z_o$

và có : $\sigma_{ha} = 0 = \gamma z_o + q - 2c_u$



Hình 8–15. Ảnh hưởng của tải trọng phụ trên mặt tới sự phân bố áp lực chủ động

Do vậy :
$$z_o = \frac{2c_u - q}{\gamma} \qquad [8.22]$$

Trong trường hợp khác, tổng áp lực cho bởi diện tích dương của biểu đồ.

$$\text{Với } q < 2c_u \text{ thì : } P_A = \frac{1}{2}\gamma(H - z_o)^2 \qquad [8.23a]$$

$$\text{Với } q > 2c_u \text{ thì : } P_A = \frac{1}{2}\gamma(H - z_o)^2 - \frac{1}{2}\gamma z_o^2$$

$$= \frac{1}{2}\gamma(H - 2z_o)H \qquad [8.23b]$$

Ví dụ mẫu 8.7. ***Một tường chắn có lưng tường nhẵn, thẳng đứng, cao 8m, chắn giữ đất có các đặc trưng như sau :***

$$c_u = 30\ kN/m^2\ ;\ \varphi_u = 0\ ;\ \gamma = 18{,}5\ kN/m^3.$$

Hãy tính giá trị tổng áp lực khi :

a) mặt đất không có tải trọng phụ ;
b) mặt đất có tải trọng phụ là 25kN/m².
c) mặt đất có tải trọng phụ là 75kN/m².

Bài giải

a) *Mặt đất không có tải trọng phụ*

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2 \times 30}{18,5} = 3,24\text{m}$$

Tổng áp lực chủ động :

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma(H - z_o)^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 18,5(8,0 - 3,24)^2 = \underline{210\ \text{kN/m}}.$$

b) Tải trọng phụ $q = 25kN/m^2$

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2 \times 30 - 25}{18,5} = 1,89\text{m (dương)}$$

Tổng áp lực chủ động :

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma(H - z_o)^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 18,5(8,0 - 1,89)^2 = \underline{345\text{kN/m}}.$$

c) Tải trọng phụ $q = 75\ kN/m^2$

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2 \times 30 - 75}{18,5} = -0,814\ \text{m (âm)}$$

Tổng áp lực chủ động :

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma(H - z_o)H$$

$$= \frac{1}{2} \times 18,5(8,0 + 2 \times 0,814)8,0 = \underline{712\ \text{kN/m}}$$

Tính theo cách khác :

tại $z = 0$ thì $\sigma_{ha} = \gamma z + q - 2c_u = 75 - 2 \times 30 = 15,0\ \text{kN/m}^2$

tại $z = 8$ thì $\sigma_{ha} = 18,5 \times 8 + 75 - 2 \times 30 = 163,0\ \text{kN/m}^2$

Tổng áp lực chủ động :

$$P_A = \frac{1}{2} \times 8(15,0 + 163,0) = \underline{712\ \text{kN/m}}$$

8.5. Lí thuyết Coulomb và tường nhám

Mặc dù lí thuyết Rankine cho dạng giải thích thuận tiện, việc tính toán đơn giản, nhưng nó có một số hạn chế và dẫn đến những sai số. Nó dựa trên giả thiết là lưng tường nhẵn, thẳng đứng mà không xét đến độ nghiêng của lưng tường lẫn ma sát giữa lưng tường và đất. Tuy nhiên, sai số này chỉ xảy ra ở phía an toàn và vì thế các giá trị tính toán được là có tính bi quan. Với bài toán khi mặt đất nằm nghiêng hoặc bất thường và tải trọng phụ tác dụng trên mặt đất không theo quy luật hoặc phức tạp thì việc sử dụng gặp khó khăn. Lí thuyết Rankine được xếp vào *lí thuyết biên dưới* và do vậy cho lời giải bi quan vì nó giả thiết là sự chảy của toàn bộ công trình được ẩn trong sự chảy của một phần tử nhỏ.

Khoảng 80 năm trước khi Rankine công bố lí thuyết của mình, Coulomb (1776) đã đưa ra giả thuyết là cường độ áp lực tác dụng lên tường tạo nên bởi nêm đất đẩy vào lưng tường.

Xem xét nêm đất thấy ở hình 8–16a. Khi tường hơi chuyển dịch sẽ dẫn đến đất ở trạng thái chủ động và nêm có xu hướng di chuyển về phía tường. Lúc xảy ra như vậy, nêm trượt xuống theo mặt tường AB và dọc theo mặt phá hoại BC. Các lực tác dụng lên nêm ở trạng thái cân bằng dẻo giới hạn này cùng với tam giác lực được cho ở trong hình 8–16b và 8–16c. Đây là vấn đề phân tích thuần túy cơ học các lực tác dụng lên nêm.

W – trọng lượng của nêm đất ; cho đất đồng nhất thì

$$W = \frac{1}{2}\gamma \sin(\beta + \theta) \,.\, AB \,.\, AC$$

P_A – cường độ áp lực đất chủ động lên tường ;

R – phản lực của đất (giá trị không yêu cầu phải biết) ;

α – góc của mặt phẳng phá hoại ;

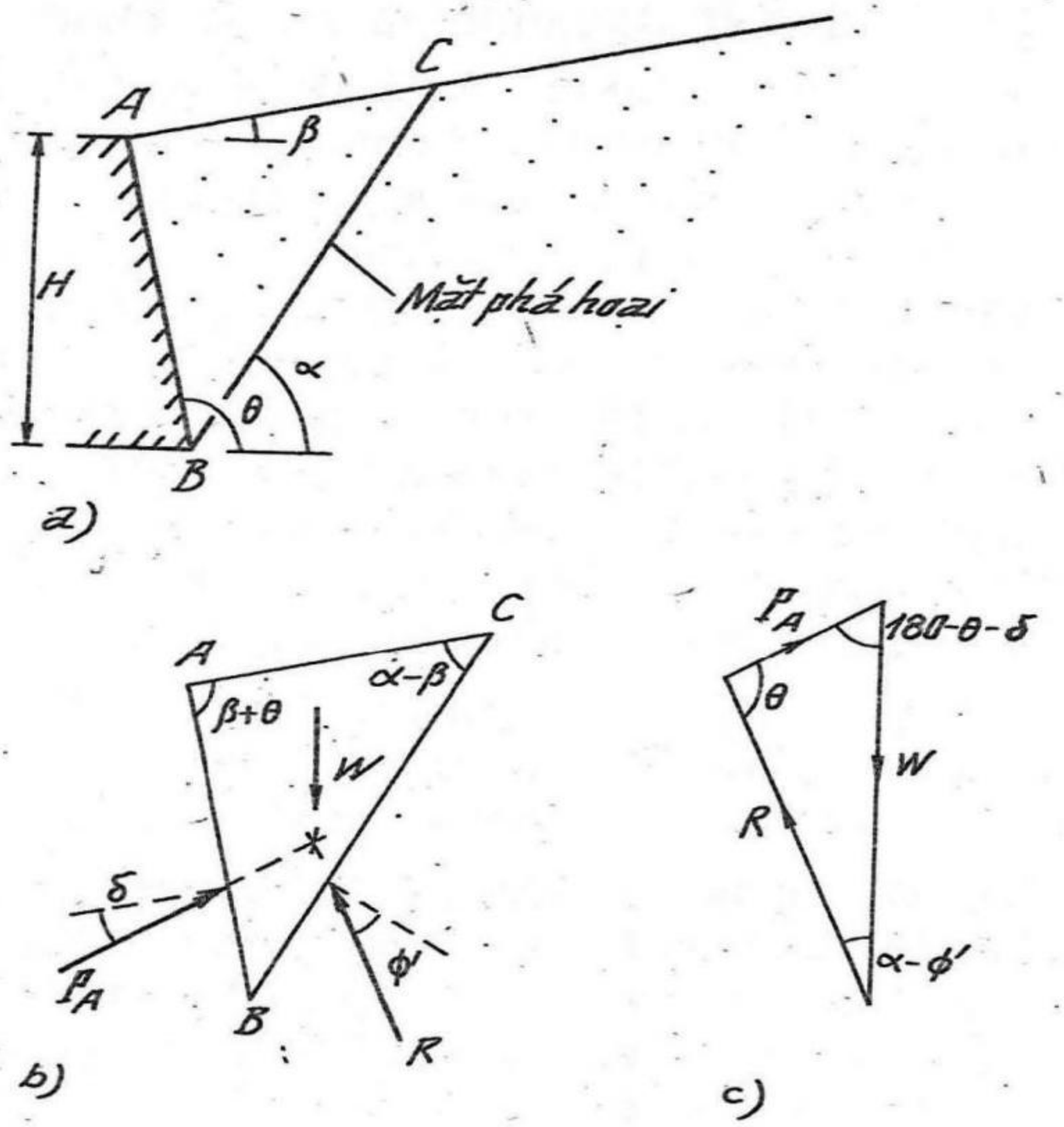
β – góc nghiêng của mặt đất ;

δ – góc ma sát của tường giữa tường và đất ;

θ – góc nghiêng của lưng tường ;

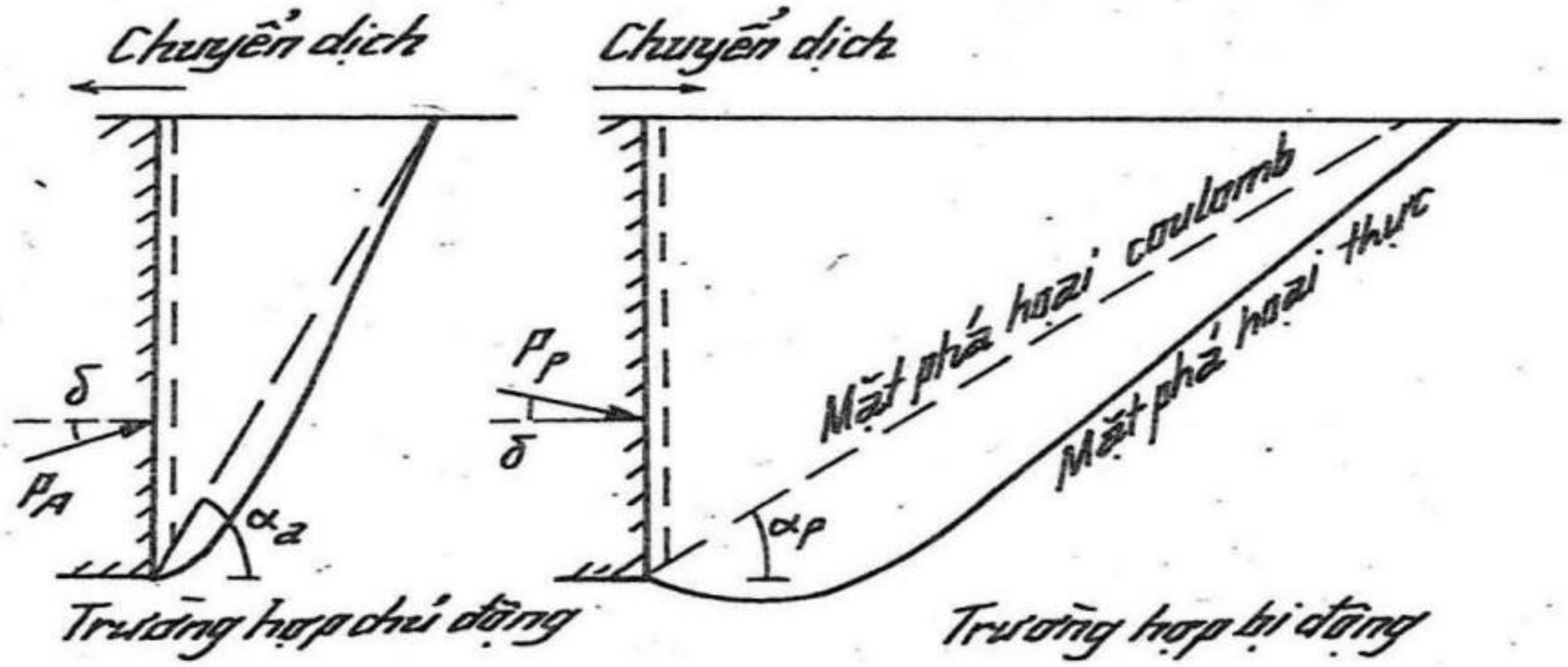
φ' – góc ma sát của đất ;

γ' – trọng lượng đơn vị của đất.



Hình 8–16 – Lí thuyết nêm của Coulomb
a) mặt cắt ; b) các lực tác dụng lên nêm ; c) tam giác lực

Góc ma sát của tường δ **liên quan với cả góc ma sát của đất** φ' **và độ nhám của tường. Với tường bê tông thẳng đứng, thường chọn giá trị tùy ý nằm giữa 1/2** φ' **và 2/3** φ'**. Trị số** δ **có thể xác định trong phòng thí nghiệm bằng hộp cắt cho các mẫu hỗn hợp đất / bê tông. Ở cả trạng thái chủ động và bị động, ma sát tường ở gần chân tường có ảnh hưởng thực sự là tạo nên mặt phá hoại cong (hình 8–17). Tuy nhiên, trong phân tích Coulomb lại giả thiết mặt phá hoại phẳng.**



Hình 8–17. Mặt phá hoại cong do ma sát của tường

Sai số hệ quả không đáng kể trong trường hợp áp lực chủ động nhưng cho trường hợp áp lực bị động có $\delta > \varphi'/3$ (xem mục 8.7), kết quả tính được là quá lớn.

8.6. Áp lực chủ động lên tường nhám

Điều kiện thoát nước ($c' = 0$)

Xem lại hình 8–16, có thể thấy là độ lớn của áp lực hông cho bởi trọng lượng W của nêm ABC và các góc khác nhau :

$$P_A = W\sin(a - \varphi')/\sin[(\theta + \delta) - (\alpha - \varphi')]$$

và
$$W = \frac{1}{2}\gamma'\sin(\beta + \theta) \,.\, AB \,.\, BC = \frac{1}{2}\gamma' H^2 \times F\{\alpha, \beta, \theta\}$$

Vì thế
$$P_A = \frac{1}{2} K_a \gamma' H^2 \qquad [8.24]$$

ở đây $K_a = F\{\alpha, \beta, \theta\}$, đặt $\delta P/\delta\alpha = 0$ thì tìm được giá trị cực tiểu của nó. Như trong trường hợp chủ động, khi $\alpha = \alpha_a$ thì :

$$K_a = \left\{ \frac{\sin(\theta - \varphi') / \sin\theta}{\sqrt{[\sin(\theta + \delta)]} + \sqrt{\left[\frac{\sin(\varphi' + \delta)\sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta - \beta)}\right]}} \right\}^2 \qquad [8.25]$$

Cho trường hợp đơn giản nhất, điểm đặt của P_A trên mặt tường (điểm B) ở độ cao 1/3 H trên chân tường – xem thêm mục 8.8. Giá trị K_a có thể lấy theo bảng 8–3.

BẢNG 8–3. CÁC HỆ SỐ ÁP LỰC ĐẤT (khi $c' = 0$)
(cải biên từ CP2 với sự cho phép của Viện tiêu chuẩn Anh)

	φ / δ^*	25°	30°	35°	40°	45°
K_A	0	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17
	10°	0,37	0,31	0,25	0,20	0,16
	20°	0,34	0,28	0,23	0,19	0,15
	30°	–	0,26	0,21	0,17	0,14
K_P	0	2,5	3,0	3,7	4,6	–
	10°	3,1	4,0	4,8	6,5	–
	20°	3,7	4,9	6,0	8,8	–
	30°	–	5,8	7,3	11,4	–

* Khi không có số liệu xác định, có thể lấy giá trị δ cho dưới đây

	Chủ động	*Bị động*
Tường bêtông hay tường gạch	20°	10°
Cọc thép phủ nhựa đường	30°	15°
Cọc thép không có lớp phủ	15°	$7\frac{1°}{2}$

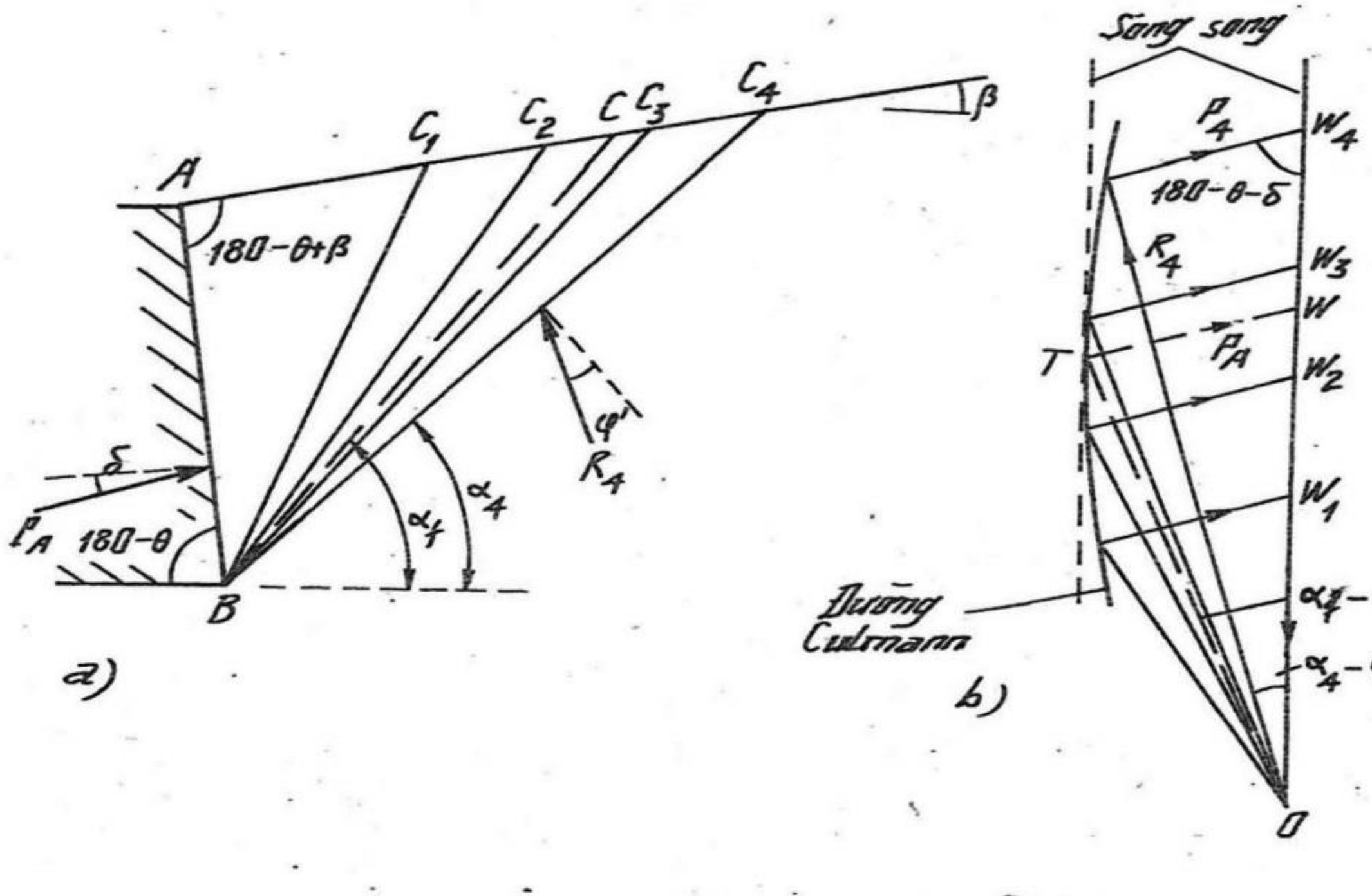
Trong trường hợp tường nhẵn thẳng đứng và mặt đất nằm ngang $\delta = 0$, $\theta = 90°$ và $\beta = 0$, phương trình [8.25] rút lại thành :

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'}$$ tương đương lời giải của Rankine.

Phương pháp đồ giải

Khi mặt đất không phẳng hay có tải trọng phụ, tính toán bằng giải tích dựa trên phương trình [8.24] và [8.25] không dễ dàng. Cullmann (1866) đã đưa ra cách giải bằng đồ giải đơn giản có xét đến ma sát của tường, mặt đất không đều đặn và tải trọng tập trung hoặc tải trọng phụ đồng nhất. Trên mặt cắt tường theo tỉ

lệ, vẽ một loạt các nêm thử (ABC_1, ABC_2, ABC_3,...), kèm theo là một đa giác lực (hình 8–18).



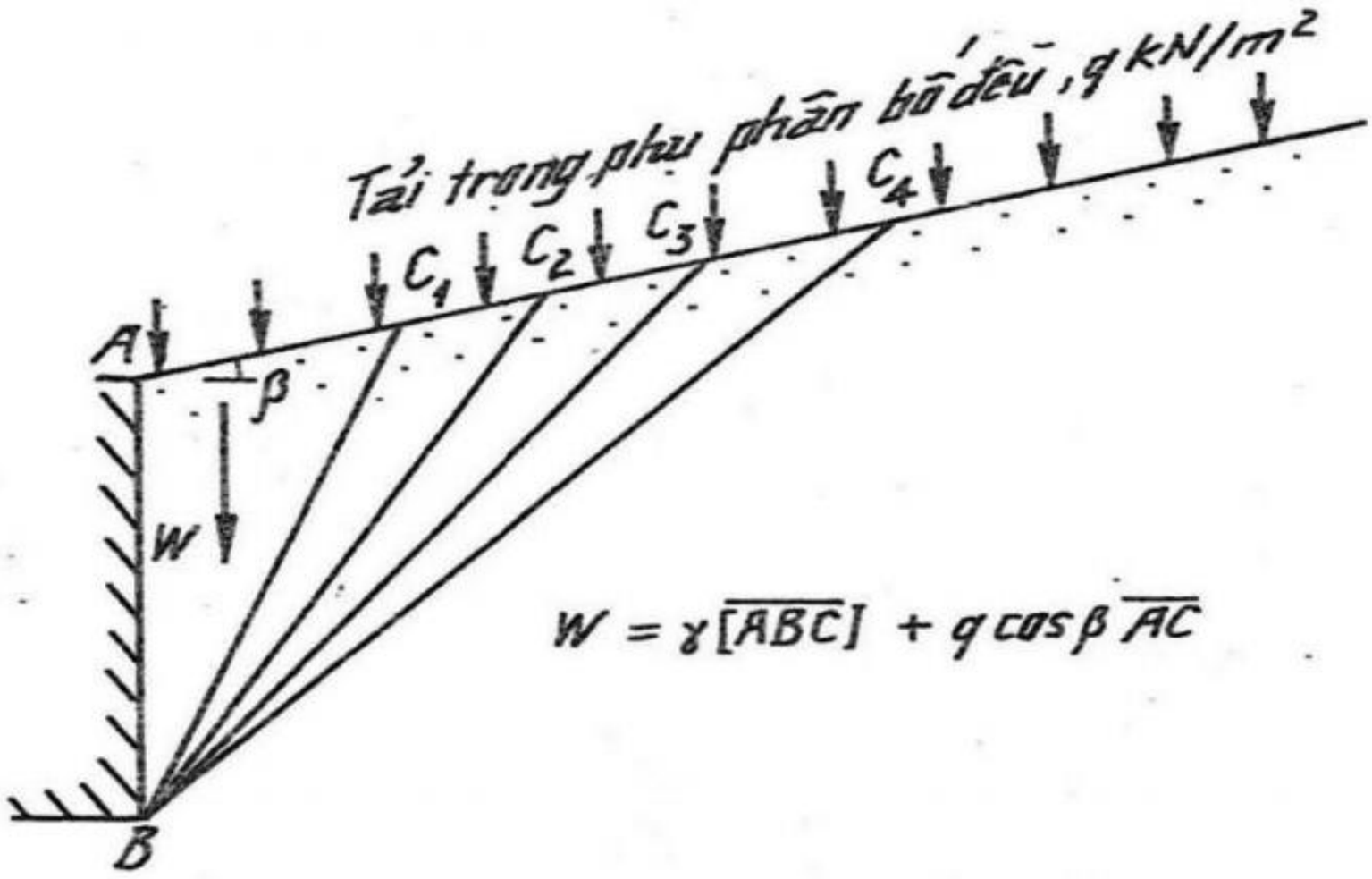
Hình 8–18. Phương pháp Cullmann cho đất không dính
a) các nêm vẽ thử ; b) đa giác lực

Trọng lượng của các nêm W_1, W_2, W_3,... được tính và vẽ dọc theo đường tải trọng chung OW_1, OW_2, OW_3,... Với một nêm bất kì, góc giữa W và P là : $180 - \theta - \delta$ và góc giữa W và R là : $\alpha - \varphi'$. Các đường lực biểu diễn P và Q cho mỗi nêm được vẽ từ đường tải trọng để cho chúng cắt nhau nên xác định được giá trị P cho mỗi trường hợp. Tìm giá trị cực đại P_A bằng cách : trước hết vẽ một đường cong trơn (đường Cullmann) đi qua các điểm cắt rồi vẽ một đường song song với đường tải trọng, nó sẽ tiếp tuyến với đường cong.

Từ điểm tiếp tuyến này, vẽ tam giác lực OTW biểu diễn nêm phá hoại thực sự, các giá trị nhận được như sau :

$$P_A = TW \text{ và } \alpha_f = \widehat{TOW}$$

Phương pháp Cullmann dễ thích ứng để hợp nhất các biến đổi khác. Chẳng hạn như trên nêm trượt có tải trọng phụ. Trong trường hợp tải trọng phụ đồng nhất (hình 8–19), trọng lượng của mỗi nêm sẽ tăng lên trị số qcosβ.AC. Trong trường hợp tải

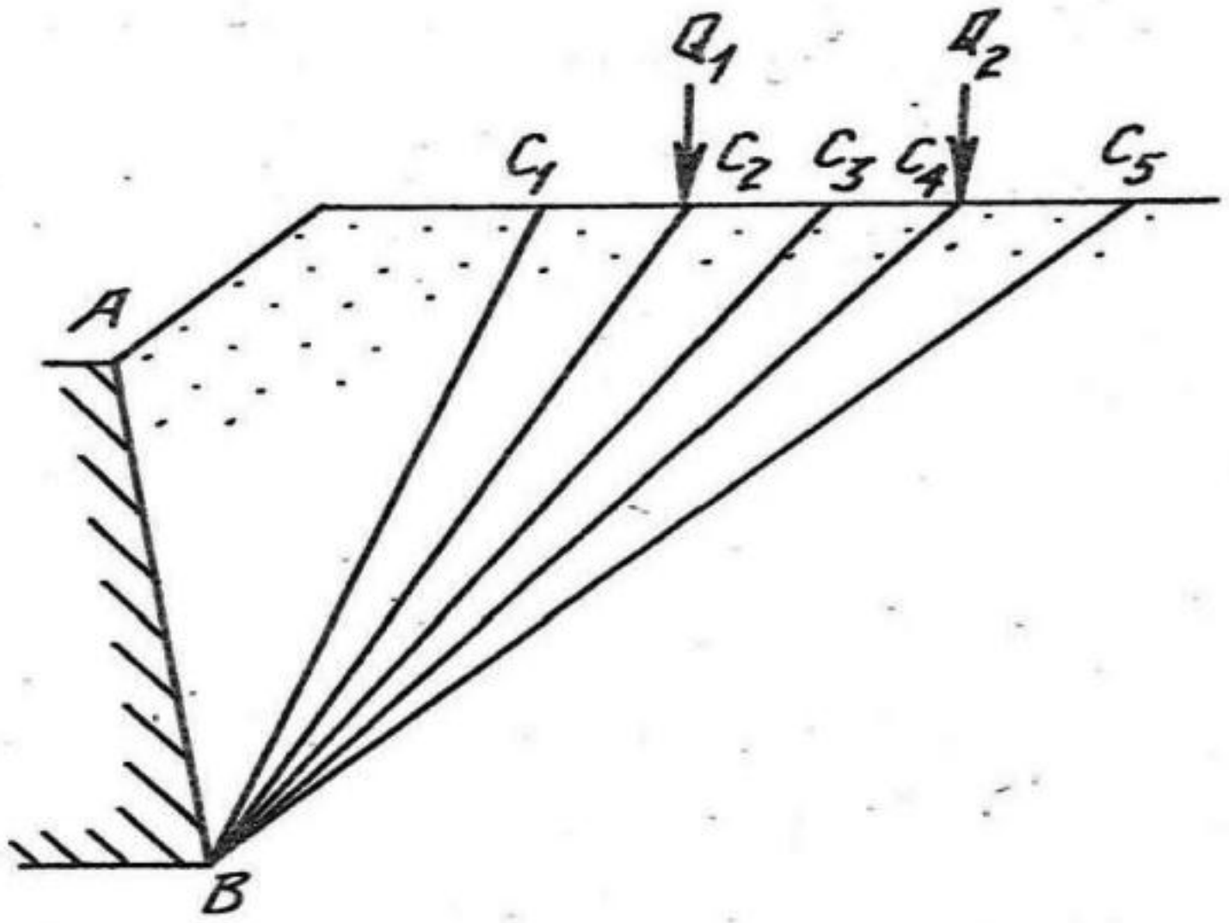


Hình 8–19. Lí thuyết nêm : ảnh hưởng của tải trọng phụ phân bố đều

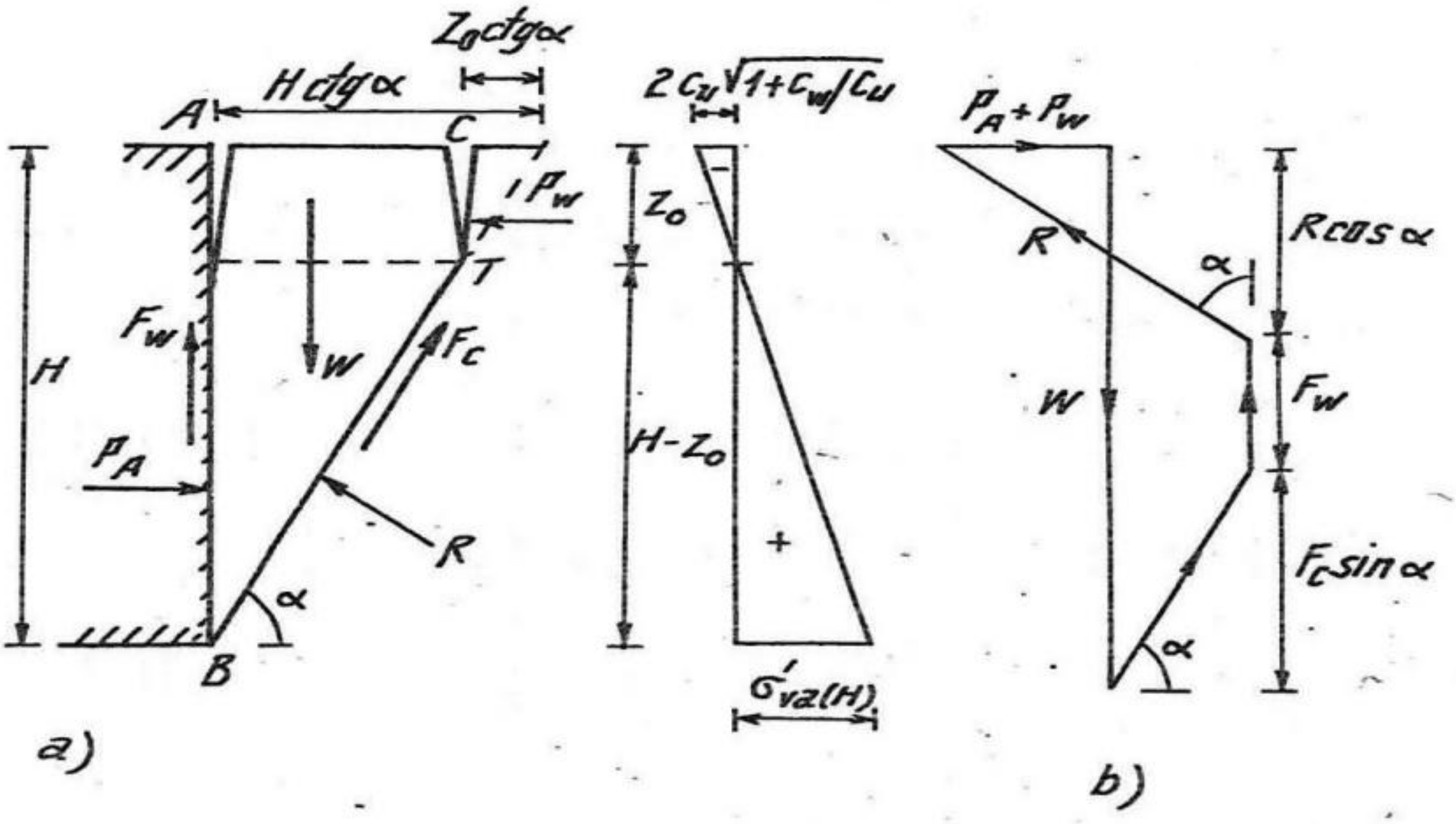
trọng phụ tác dụng theo đường thẳng, để thuận tiện, vẽ một trong các mặt phá hoại thử tại điểm đặt của lực (hình 8–20). Cho tới khi tới điểm này thì bỏ qua tải trọng do trọng lượng nêm, rồi sau đó lại được đưa vào. Khi vẽ đa giác lực sẽ thấy là có bước nhảy đột biến trên đường Cullmann tại nơi có tải trọng theo đường thẳng. Tuy vậy, giá trị P_A cực đại được tìm theo cùng cách làm trước đây.

Điều kiện không thoát nước ($\varphi_u = 0$)

Điều kiện không thoát nước giả định xảy ra ở sau tường trong đất sét bão hòa khi thời gian thi công nhanh, ngắn ngày hoặc áp lực nước lỗ rỗng dư chưa giảm trong một thời gian sau đó. Trong các trường hợp như thế, người ta xem xét sự ổn định ngắn ngày với ứng suất tổng và độ bền cắt không thoát nước của đất, tức là $\tau = c_u$ và $\varphi_u = 0$. Nghiên cứu trường hợp không phức tạp của một tường nhám thẳng đứng và mặt đất nằm ngang (hình 8-21a). Một



Hình 8–20. Lí thuyết nêm : ảnh hưởng của tải trọng phụ theo đường thẳng
a) vị trí của các nêm thử ; b) biểu đồ lực



Hình 8–21. Lí thuyết Coulomb trong điều kiện không thoát nước

mặt phẳng phá hoại BT giả thiết kết thúc ở chân khe nứt căng tại độ sâu z_o. Ở trạng thái giới hạn, nêm ABTC duy trì được cân bằng bởi sáu lực :

W – trọng lượng của nêm ABTC ; $W = \frac{1}{2}\gamma(H^2 - z_o)^2 \cot g\alpha$;

E – phản lực pháp tuyến của mặt phá hoại ;

P_a – áp lực chủ động tác dụng lên tường ;

F_c – lực chống cắt dọc theo BT ; $F_c = c_u (H - z_o) \operatorname{cosec}\alpha$;

F_w – lực chống cắt dọc theo AB ; $F_w = c_w(H - z_o)$;

P_w – áp lực hông tạo bởi nước trong khe nứt căng ;

$$P_w = \frac{1}{2}\gamma_w z_o^2$$

c_u – cường độ chống cắt không thoát nước (lực dính) ;

c_w – lực dính không thoát nước giữa tường và đất.

Độ lớn *lực dính* của tường c_w biến đổi giữa $0{,}3c_u$ cho đất sét chặt tới bằng c_u cho đất sét yếu, nhưng phạm vi xuất hiện dọc theo mặt tường còn phải bàn cãi. Khi không có chứng cớ thực nghiệm thường chấp nhận giá trị là $0{,}45c_u$; trong CP2 (1956) đề nghị giá trị cực đại là $50 kN/m^2$.

Từ đa giác lực tác dụng lên nêm (hình 8–21b), có thể thấy là :

$$R\cos\alpha = W - F_c\sin\alpha - F_w$$

từ đó :

$$R = W\sec\alpha - F_c tg\alpha - F_w \sec\alpha$$

và

$$P_A - P_w = R\sin\alpha - F_c\cos\alpha = W tg\alpha - F_c(\sin\alpha\, tg\alpha + \cos\alpha) - F_c tg\alpha$$

Sau khi thay thế W, F_c và F_w, ta có :

$$P_A - P_w = \frac{1}{2}\gamma(H^2 - z_o)^2 \left[\left(1 + \frac{c_w}{c_u}\right) tg\alpha + \cot g\alpha\right]$$

Để tìm giá trị α_a, giá trị α cho P_A cực đại, lấy vi phân :

$$\frac{\delta P_a}{\delta\alpha} = -c_u(H - z_o)\left[\left(1 + \frac{c_w}{c_u}\right)\sec^2\alpha - \operatorname{cosec}^2\alpha\right] = 0$$

từ đó $\cot g\alpha_a = \sqrt{(1 + c_w/c_u)}$

Vì thế :

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma(H^2 - z_o^2) - 2c_u(H - z_o)\sqrt{(1 + c_w/c_u)} \qquad [8.26a]$$

hay

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma(H^2 - z_o^2) - c_u(H - z_o)K_{AC} \qquad [8.26b]$$

ở đây : $K_{AC} = 2\sqrt{(1 + c_w/c_u)}$

Tại độ sâu bất kì, áp lực hông xác định theo :

$$\sigma'_{ha} = \gamma z - 2c_u\sqrt{(1 + c_w/c_u)} \qquad [8.27]$$

Tại chân của đới chịu kéo thì $z = z_o$ và $\sigma'_{ha} = 0$. Do vậy :

$$z_o = \frac{2c_u\sqrt{(1 + c_w/c_u)}}{\gamma} \qquad [8.28a]$$

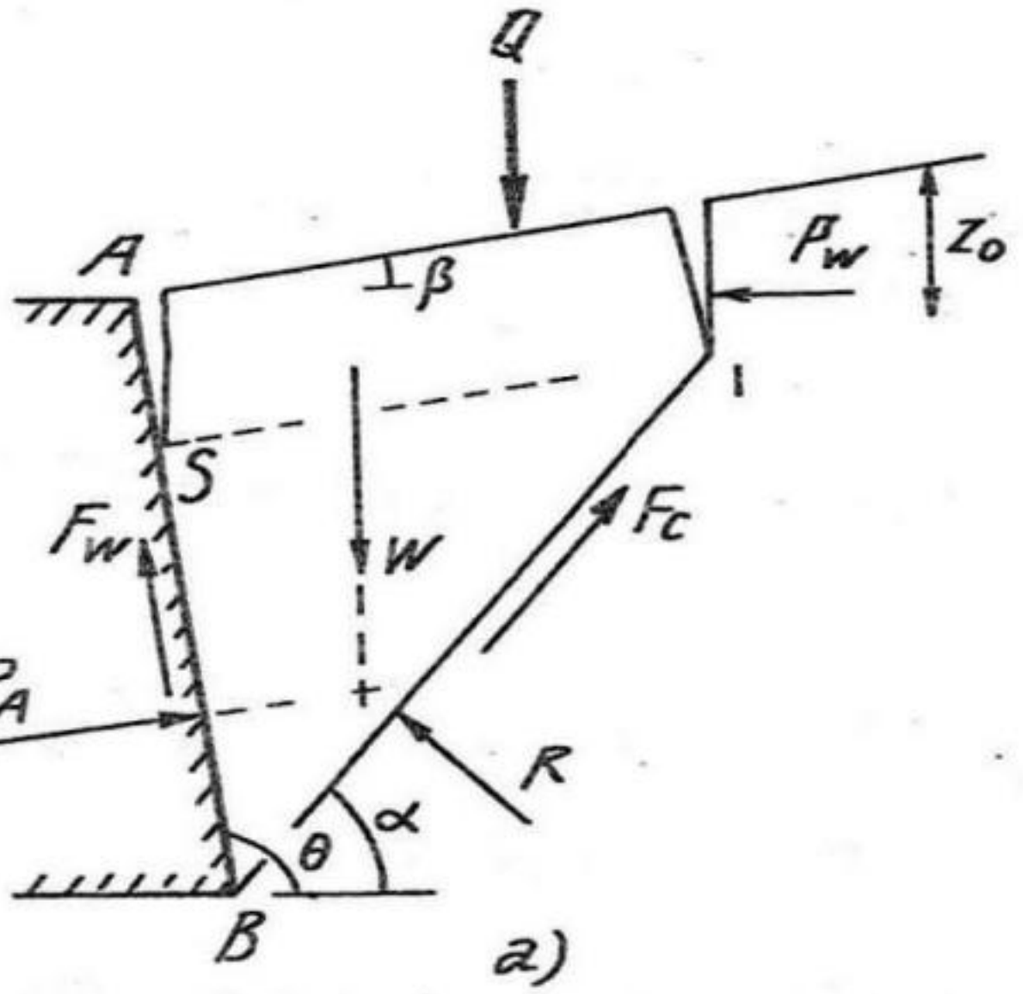
nếu có tải trọng phụ phân bố đều q tác dụng trên mặt đất thì :

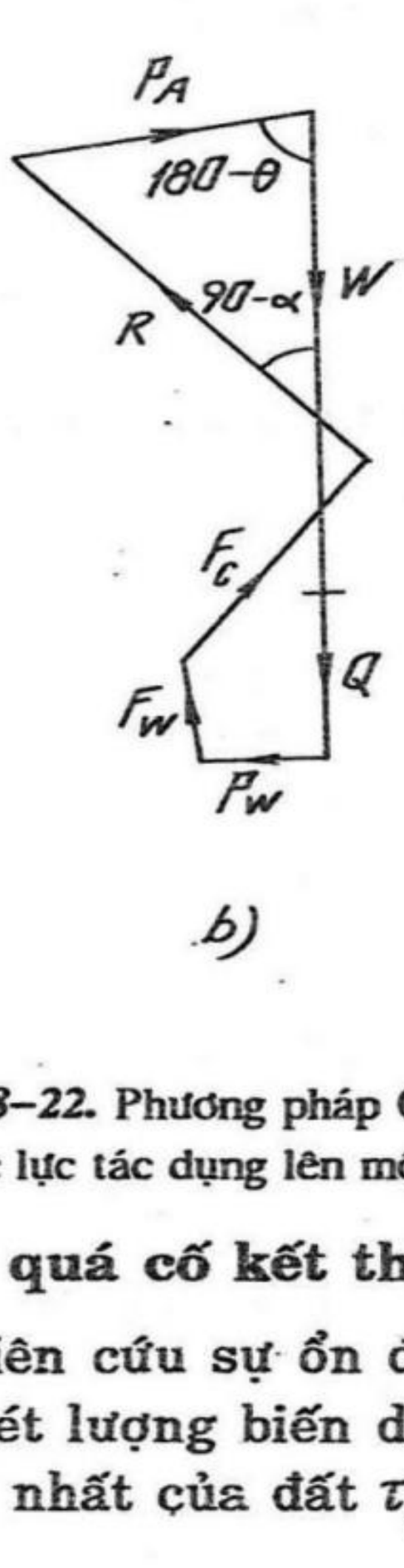
$$z_o = \frac{2c_u\sqrt{(1 + c_w/c_u)} - q}{\gamma} \qquad [8.28b]$$

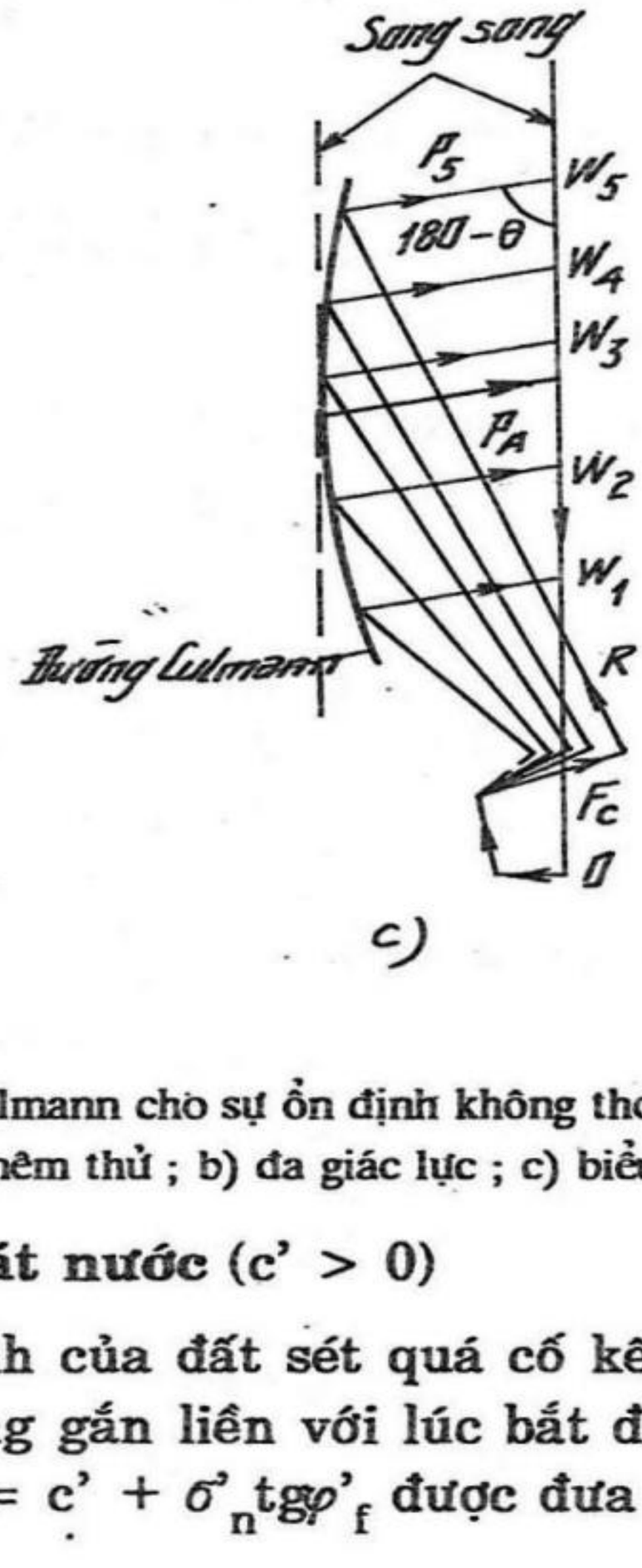
Lời giải bằng giải tích này có thể mở rộng cho mặt tường không thẳng đứng và mặt đất không nằm ngang. Tuy nhiên, diễn toán sẽ dài và cho kết quả ở dạng biểu thức phức tạp. Trong các trường hợp đó, phương pháp đồ giải thích hợp hơn.

Phương pháp đồ giải

Có thể chấp nhận phương pháp Cullmann đã trình bầy ở trên để phân tích cho trường hợp mặt đất bất thường có hoặc không có tải trọng phụ trên mặt, không thoát nước. Vẽ các mặt phẳng phá hoại thử tới chân của khe nứt căng (hình 8–22a). Giống như trước, xác định các lực tác dụng lên một nêm đất, còn hướng của chúng xác định theo các số liệu của bài toán. Giả thiết là, độ sâu của khe nứt căng được tính theo phương trình [8.28b], dù rằng giá trị này không hoàn toàn chính xác. Sau khi xác định W, P_w, F_c và F_w, vẽ đa giác lực cho mỗi nêm thử (hình 8–22b). Giống như trước, dùng phương pháp Cullmann để xác định giá trị cực đại P_A và góc của mặt phẳng trượt giới hạn α_a.







Hình 8–22. Phương pháp Cullmann cho sự ổn định không thoát nước
a) các lực tác dụng lên một nêm thử ; b) đa giác lực ; c) biểu đồ lực

Đất sét quá cố kết thoát nước ($c' > 0$)

Khi nghiên cứu sự ổn định của đất sét quá cố kết mạnh, cần phải xem xét lượng biến dạng gắn liền với lúc bắt đầu phá hoại. Độ bền lớn nhất của đất $\tau_f = c' + \sigma'_n tg\varphi'_f$ được đưa vào khi biết

rằng chỉ có biến dạng rất nhỏ trước khi phá hoại. Phần lớn các trường hợp tường chắn, biến dạng trước khi chảy đủ lớn để sinh ra sự giãn nở đáng chú ý. Vì thế, phá hoại sẽ xảy ra ở *trạng thái giới hạn* $\tau_c = \sigma'_n \, tg\varphi'_c$, tức là $c' = 0$.

Do vậy, nguyên tắc chung là phải dùng các thông số ở trạng thái giới hạn ($c' = 0$, $\varphi' = \varphi'_c$) và các phương trình [8.24] và [8.25] dễ tính cường độ áp lực chủ động. Trong các trường hợp nếu ta thấy rằng hợp lí khi giả thiết là phá hoại xảy ra lúc ứng suất lớn nhất, các thông số sẽ là : $c' > 0$ (như khi xác định trong thí nghiệm ba trục) và $\varphi' = \varphi'_f$ (góc ma sát lớn nhất) ; một sự thỏa hiệp không hoàn toàn hợp lí của một số tác giả là dùng $\varphi' = \varphi'_c$ cùng với $c' > 0$. Khi đó áp lực chủ động lên tường được tính theo :

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - c'HK_{AC} \qquad [8.29]$$

ở đây : K_a và K_{AC}, giống như trước, là các hệ số áp lực đất ; giá trị của chúng được lấy theo bảng 8–4.

BẢNG 8–4. CÁC HỆ SỐ ÁP LỰC ĐẤT, $c > 0$

(Cải biên từ CP2 với sự cho phép của Viện tiêu chuẩn Anh)

	δ^*	$\frac{c_w}{c}$	φ'					
			0	5°	10°	15°	20°	25°
K_A	0	Tất cả	1,00	0,85	0,70	0,59	0.48	0,40
	φ'	giá trị	1,00	0,85	0,64	0,50	0,40	0,32
K_{AC}	0	0,0	2,00	1,83	1,68	1,54	1,40	1,29
	0	1,0	2,83	2,60	2,38	2,16	1,96	1,76
	φ'	0,5	2,45	2,10	1,82	1,55	1,32	1,15
	φ'	1,0	2,83	2,47	2,13	1,85	1,59	1,41
K_P	0	Tất cả	1,00	1,20	1,40	1,70	2,10	2,50
	φ'	giá trị	1,00	1,30	1,60	2,20	1,90	3,90
K_{PC}	0	0,0	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,10
	0	0,5	2,40	2,60	2,90	3,20	3,50	3,80
	0	1,0	2,60	2,90	3,20	3,60	4,00	4,40
	φ'	0,5	2,40	2,80	3,30	3,80	4,50	5,50
	φ'	1,0	2,60	2,90	3,40	3,90	4,70	5,70

* Xem bảng 8–3

+ Giá trị c_w lấy theo chỉ dẫn dưới đây

	Chủ động	*Bị động*
Nếu $c < 50\ kN/m^2$	$c_w = c$	$c_w = \frac{1}{2}c$
Nếu $c \geq 50\ kN/m^2$	$c_w = 50\ kN/m^2$	$c_w = 25\ kN/m^2$

8.7. Áp lực bị động lên tường nhám

Điều kiện thoát nước ($c' = 0$)

Lí thuyết Coulomb có thể dùng để thiết lập áp lực bị động lên tường nhám có lưng tường nghiêng và ở nơi mặt đất là mặt phẳng nghiêng đều. Việc phân tích theo cùng cách như cho áp lực chủ động đã trình bày trong mục 8.6a. Để xác định được biểu thức tính sau :

$$P_A = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \qquad [8.30]$$

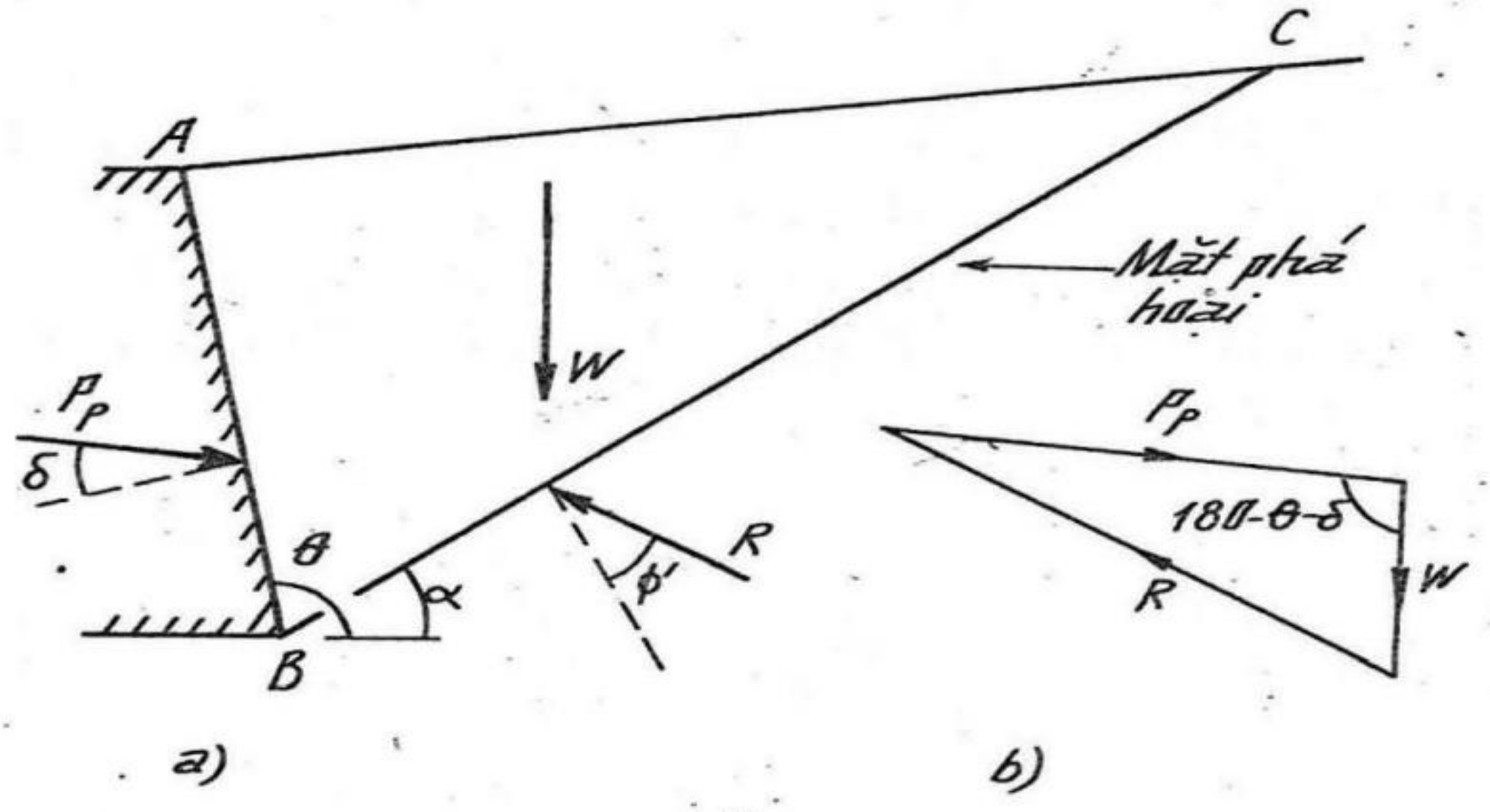
trong đó

$$K_p = \left\{ \frac{\sin(\theta + \varphi')/\sin\theta}{\sqrt{[\sin(\theta - \delta)]} - \sqrt{\left[\frac{\sin(\varphi' + \delta)\sin(\varphi' + \beta)}{\sin(\theta - \beta)}\right]}} \right\}^2 \qquad [8.31]$$

Để xác định các góc, xem hình 8–23.

Khi giá trị δ lớn hơn khoảng $\frac{1}{3}\varphi'$, mặt trượt cong đáng kể ở phía cuối gần chân tường (hình 8–17). Vì dựa trên giả thiết mặt phá hoại phẳng, việc dùng lí thuyết Coulomb trong các trường hợp đó dẫn đến việc đánh giá cao sức kháng bị động. Một số phương pháp đã được kiến nghị trong đó phần cong được xem như cong tròn hoặc ellip hoặc đường xoắn ốc logarit.

Như miêu tả trong bảng 8–5, có sự khác biệt rõ giữa các phương pháp khác nhau, phương pháp Coulomb cho sự đánh giá quá lớn



Hình 8–23. Lí thuyết Coulomb cho sức kháng bị động
($c' = 0$)
a) các lực tác dụng lên nêm ; b) tam giác lực

không chấp nhận được Giữa các phương pháp khác, sự khác biệt ít hơn và có thể chọn dùng phương pháp thực hành chung và dùng các giá trị do Packshaw (1946) đề nghị đã được đưa vào CP2 (1951). Phạm vi toàn bộ các giá trị này và các hê số áp lực đất được đề nghị đã cho trong bảng 8–3 và 8–4.

BẢNG 8–5. SO SÁNH CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH K_p

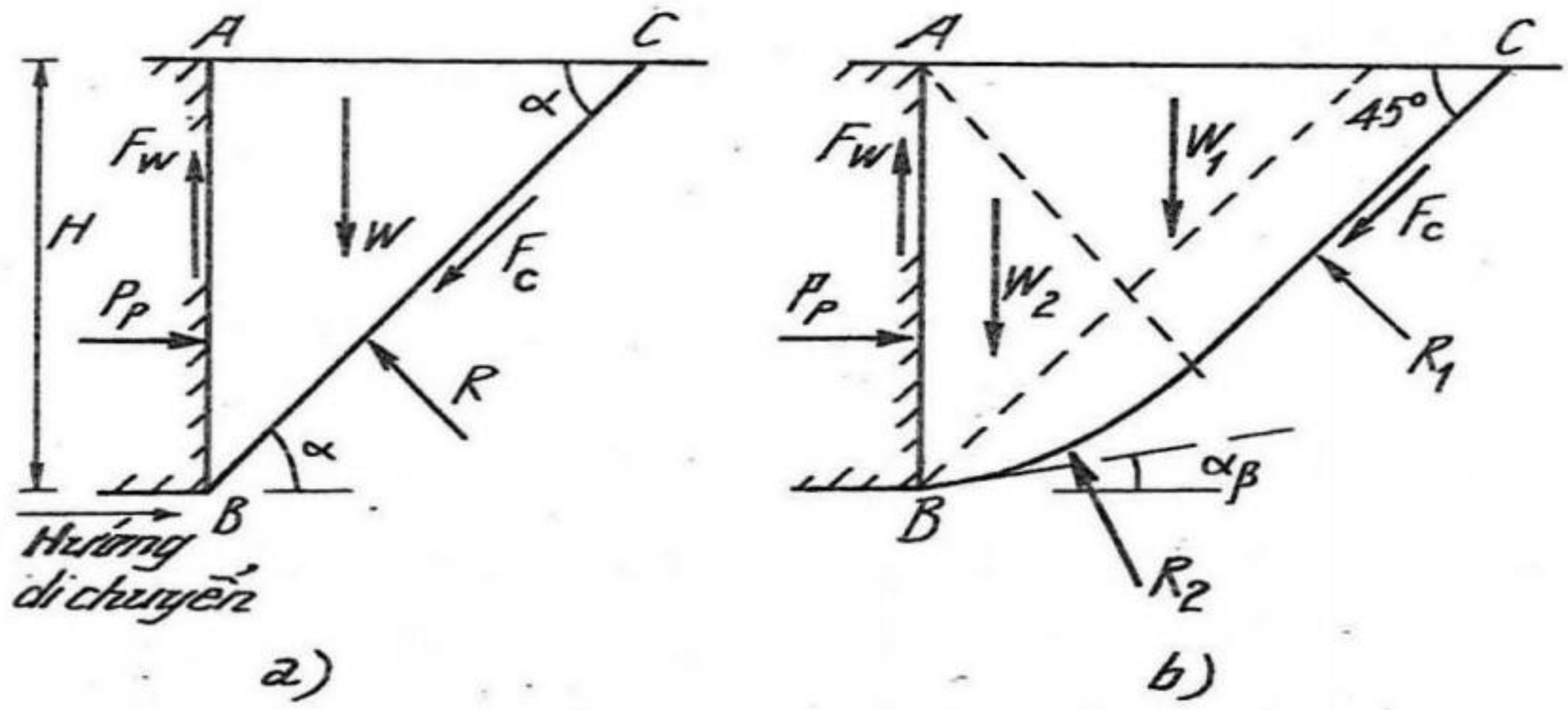
Phương pháp giải tích	$\varphi' = 40^\circ$			
	$\delta = 0^\circ$	10°	20°	30°
Coulomb (phương trình [8.41])	4,6	6,9	11,1	21,5
CP2 (Packshaw, 1946)	4,6	6,5	8,8	11,4
Row và Peaker (1965)	4,6	5,8	7,2	8,8
Shields và Tolunay (1973)	4,6	6,3	7,8	9,2
Sokolovski (1965)	4,6	6,5	9,1	11,6

Sự phân bố áp lực bị động lên mặt tường có thể coi như tuyến tính và xác định theo :

$$\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v \qquad [8.32]$$

Điều kiện không thoát nước ($\varphi_u = 0$)

Điều kiện không thoát nước có thể được chấp nhận trong đất sét bão hòa khi thời gian thi công ngắn và có thể cho rằng sự không giảm áp lực nước lỗ rỗng dư là rất chậm. Các phân tích được thực nghiệm trong điều kiện áp lực tổng. Giống như khi phân tích cho trường hợp thoát nước, ảnh hưởng của sức kháng ma sát tiếp tuyến với mặt tường đã tạo ra mặt trượt cong ở gần chân tường. Tuy nhiên, trong trường hợp này (không thoát nước), sai số do giả định mặt trượt phẳng không lớn. Hình 8–24 cho thấy sự phân bố các lực.



Hình 8–24. Áp lực bị động trong điều kiện không thoát nước
a) nêm kiểu Coulomb ; b) mặt trượt cong

Mặt phá hoại phẳng (hình 8–24a)

Việc phân tích ở đây tương tự như ở mục 8.6b, nhưng không có khe nứt căng. Vì thế, góc α xác định theo :

$$\cos\alpha = \sqrt{(1 + (c_w/c_u)} \qquad [8.33]$$

và
$$P_{pu} = \frac{1}{2}\gamma H^2 + c_u H K_{pu} \qquad [8.34]$$

ở đây :
$$K_{pu} = 2\sqrt{(1 + c_w/c_u}$$

có nghĩa là khi $c_w = \frac{1}{2} c_u$ thì $K_{pu} = 2{,}499$

Mặt phá hoại cong (hình 8–24b)

Lực dính tác dụng dọc theo mặt tường tạo ra góc của mặt phá hoại α được xác định theo :

$$\sin(2\alpha) = c_w/c_u \qquad [8.35]$$

Tại giá trị điển hình $c_w = \frac{1}{2}c_u$ thì $\alpha = 15^o$; góc của mặt trượt kề liền với tường tại B là 15^o. Tuy nhiên, cách xa tường độ bền kháng cắt thẳng đứng của đất tăng lên tới c_u (giả thiết độ bền đẳng hướng), vì thế $\sin(2\alpha) = 1$ tức là $\alpha = 45^o$ tại cuối phần cong của mặt trượt. Sự phân tích dựa trên dạng xác định của mặt trượt cong này cho giá trị K_{PC} và

$$P_P = \frac{1}{2}\gamma H^2 + c_u H K_{PC} \qquad [8.36]$$

ở đây : K_{PC} có thể lấy theo bảng 8–4, tương ứng với $\varphi' = 0$ và $\sigma = 0$

Khi $c_w = \frac{1}{2}c_u$, $K_{PC} = 2,4$, chỉ nhỏ hơn kết quả 2,4 của mặt trượt phẳng có 3,75%. Các phân tích khác, khi φ lấy bằng không, cho thấy biến đổi tới 8%. Xét về các độ lớn điển hình của sai số số liệu trong tính toán thiết kế, thì việc dùng giá trị mặt trượt phẳng dường như là hợp lí cho hầu hết các mục đích, nhưng để dễ dàng thì lấy giá trị trong bảng 8–4.

Đất sét quá cố kết thoát nước ($c' > 0$)

Với điều kiện là biến dạng trước khi xảy ra phá hoại là thấp (< 2%), độ bền kháng cắt tại điểm chảy có thể lấy bằng *độ bền tột đỉnh* ($\tau_f = c' + \sigma'_n \varphi'_f$) (xem thêm mục 8.6c). Trong trường hợp biến dạng trước khi chảy khá lớn, phải dùng *độ bền ở trạng thái tới hạn* ($\tau_c = \sigma'_n t_f \varphi'_c$) có nghĩa là $c' = 0$.

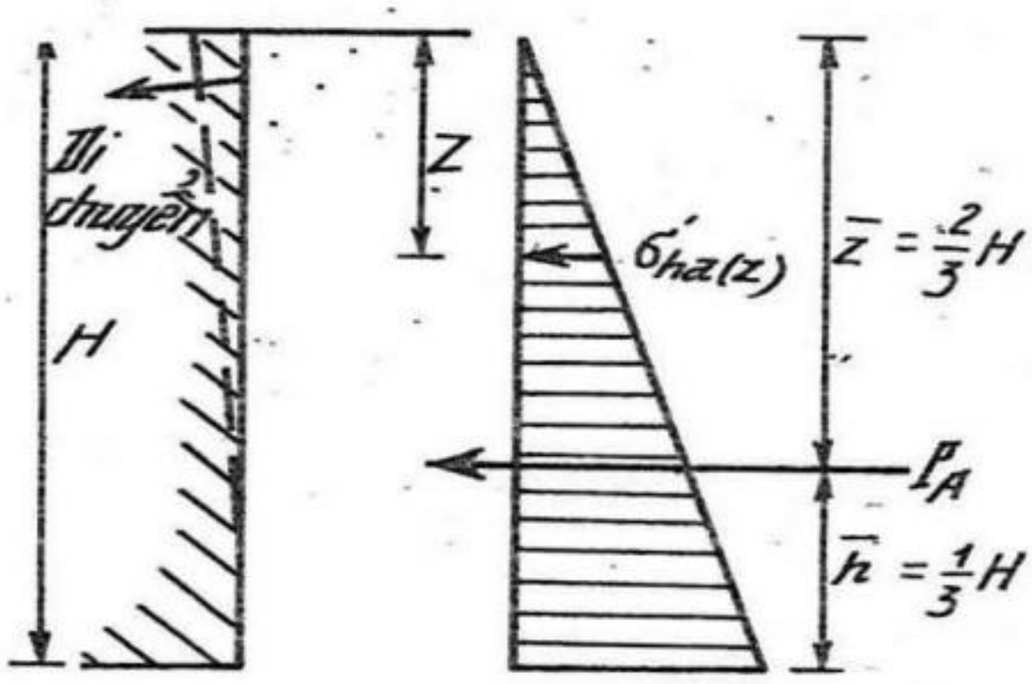
Áp lực bị động lúc biến dạng hông nhỏ tính theo :

$$P_P = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + c' H_{PC} \qquad [8.37]$$

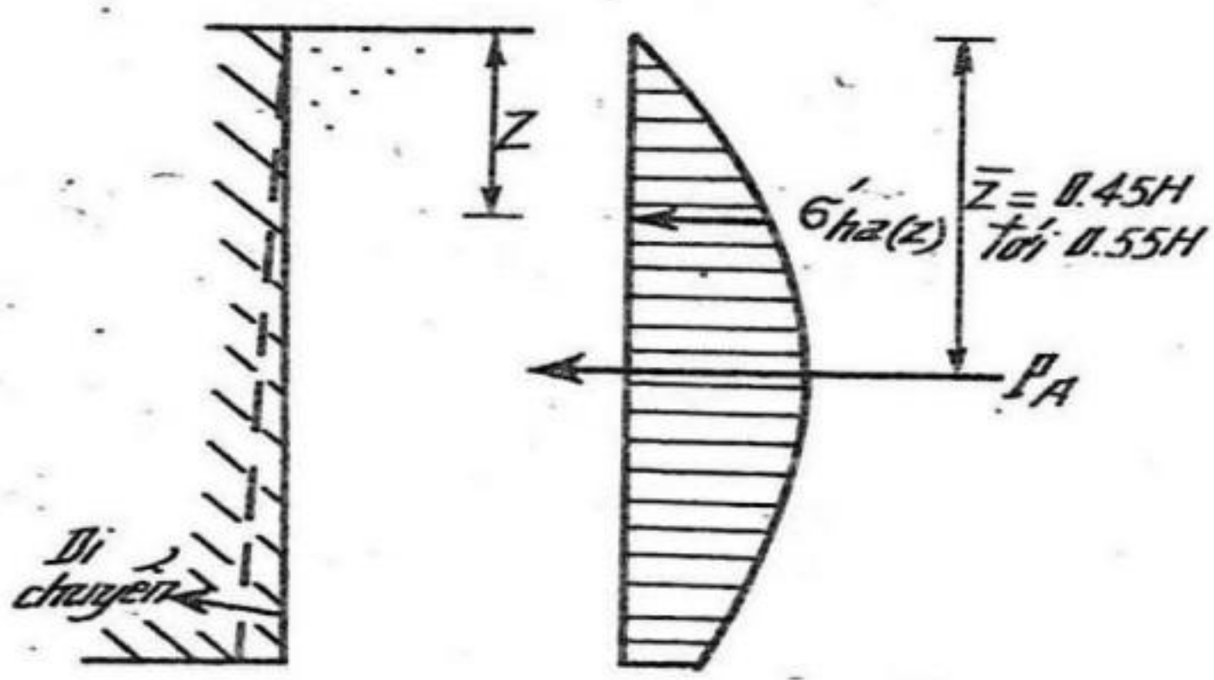
ở đây : K_p và K_{PC} là các hệ số áp lực đất như đã trình bày trước đây, có thể lấy giá trị theo bảng 8–4 dựa trên các thông số độ bền đỉnh $c' > 0$ và $\varphi' = \varphi'_f$.

8.8. Vị trí đường tác dụng của áp lực chủ động

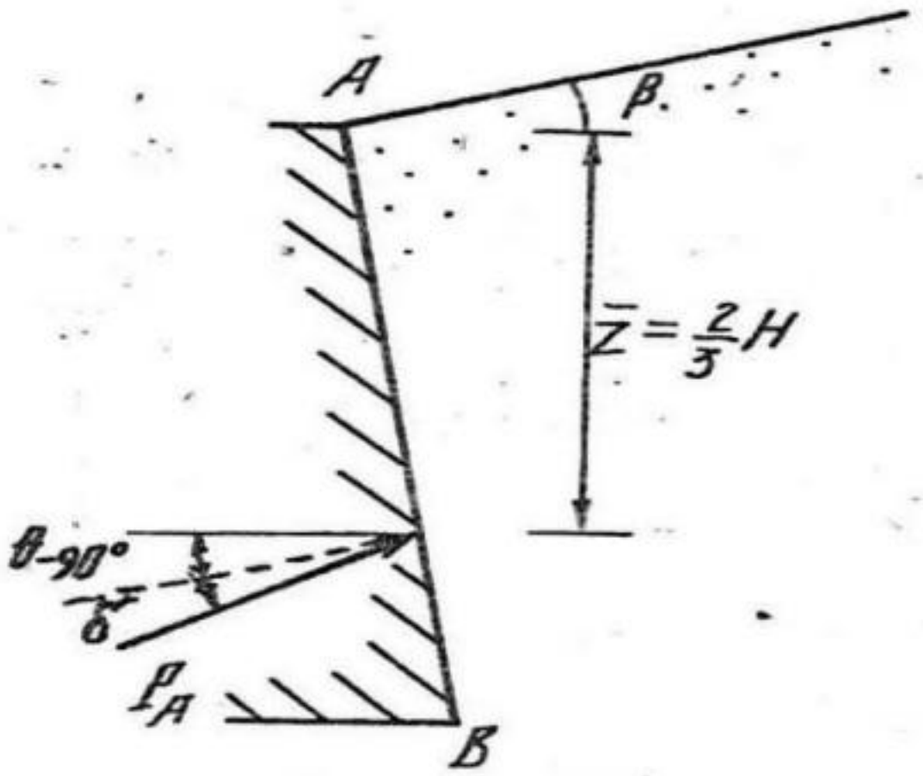
Vị trí của đường và điểm đặt của tổng áp lực chủ động phụ thuộc vào ba yếu tố chính : cách thức tường bị chuyển dịch, đặc trưng của mặt đất và tải trọng phụ tác dụng. Để cung cấp cơ sở cho việc giải các bài toán cụ thể, một số trường hợp xác định riêng hay kết hợp được trình bày sau đây.



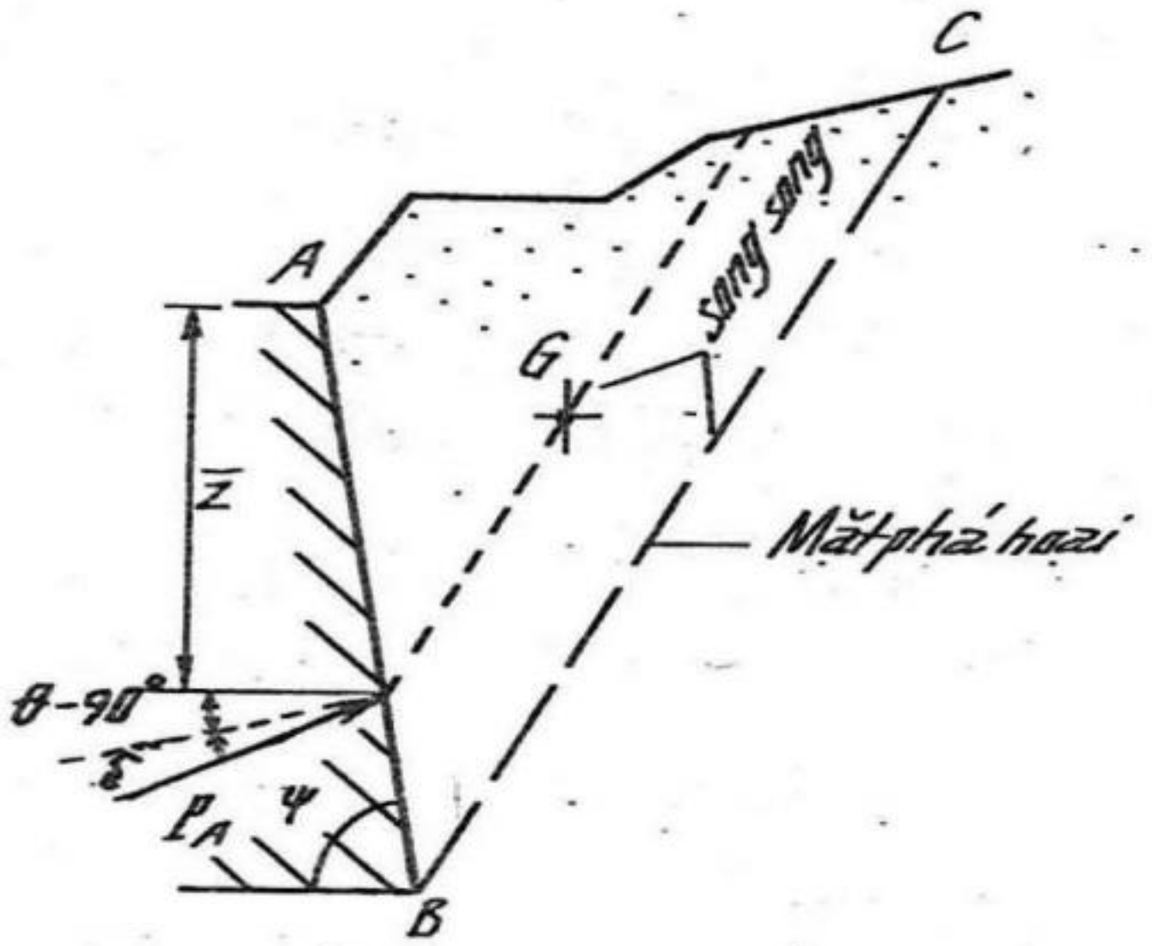
a)



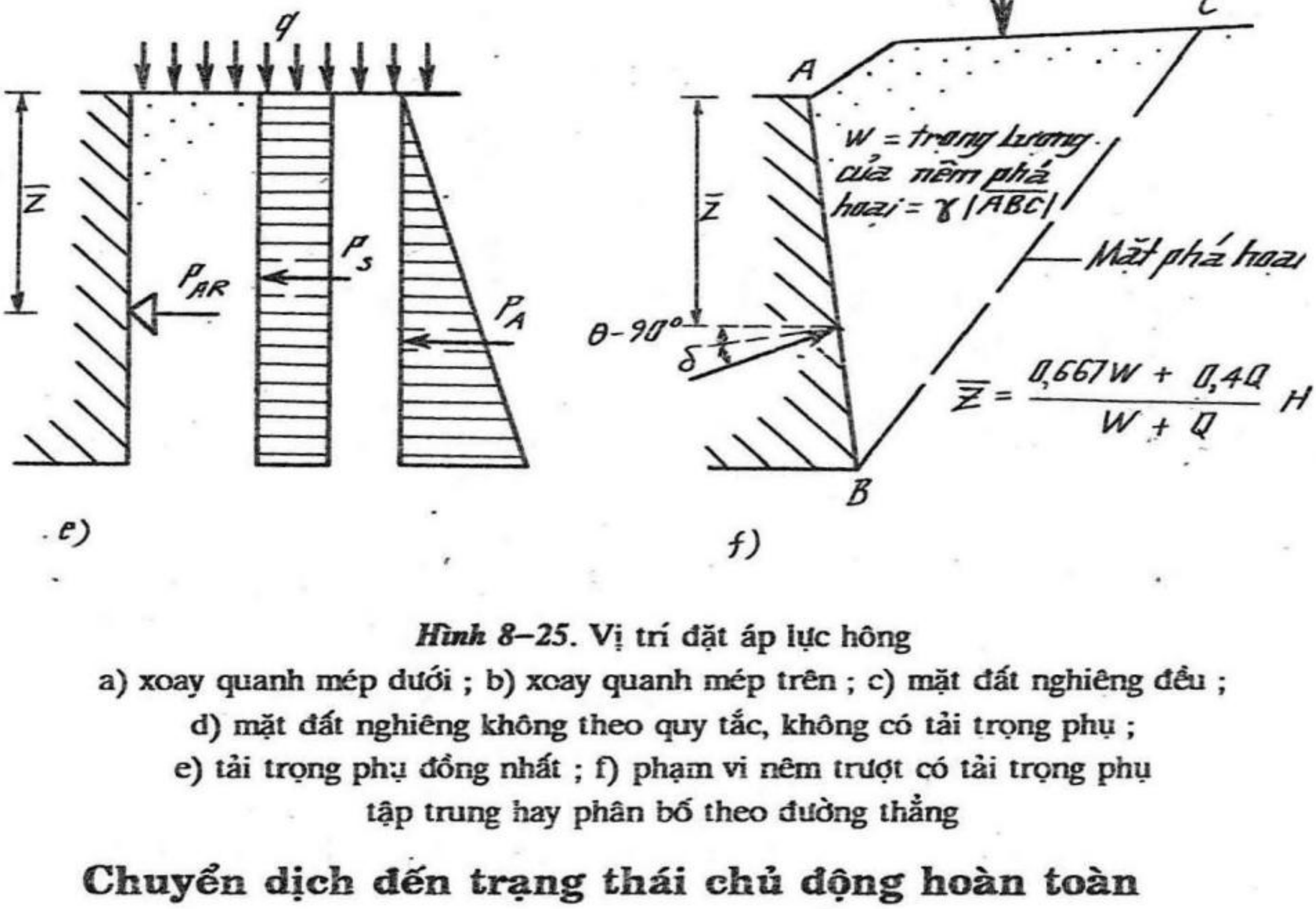
b)



c)



d)



Hình 8–25. Vị trí đặt áp lực hông

a) xoay quanh mép dưới ; b) xoay quanh mép trên ; c) mặt đất nghiêng đều ;
d) mặt đất nghiêng không theo quy tắc, không có tải trọng phụ ;
e) tải trọng phụ đồng nhất ; f) phạm vi nêm trượt có tải trọng phụ
tập trung hay phân bố theo đường thẳng

Chuyển dịch đến trạng thái chủ động hoàn toàn

Trong trường hợp tường bị xê dịch do xoay quanh mép dưới hay trượt hoàn toàn về phía trước, giả định là nêm trượt chuyển sang hoàn toàn ở trạng thái cân bằng dẻo chủ động. Điểm đặt của tổng áp lực ở độ cao cách chân tường là $\frac{1}{3}$ H (hình 8–25a) và $\bar{z} = \frac{2}{3}$H.

Chuyển dịch dẫn đến trạng thái chủ động một phần

Trường hợp tường bị xê dịch do xoay quanh mép trên, phần trên của nêm không thể chuyển sang trạng thái hoàn toàn chủ động. Trong đất ma sát cao, do hiệu quả vòm dẫn đến mặt phá hoại cong và áp lực chủ động phân bố như ở hình 8–25b. Vị trí thực của P_A có thể xác định chính xác bằng giải tích, nhưng cho hầu hết các mục đích, có thể lấy xấp xỉ ở độ cao giữa 0,45H và 0,55H trên chân tường. Giá trị P_A có thể lấy bằng trị số cho ở điều kiện chủ động hoàn toàn.

Mặt đất nghiêng đều, không có tải trọng phụ

Trường hợp mặt đất nằm ngang hay nghiêng đều và không chất tải, giả thiết áp lực chủ động phân bố theo dạng tam giác và P_A đặt ở độ cao cách chân tường là $\frac{1}{3}$ H (hình 8–25c) và $\bar{z} = \frac{2}{3}$H.

Mặt đất bất thường, không có tải trọng phụ

Trong trường hợp mặt đất thay đổi bất thường, nên dùng cách đồ giải (hình 8–25d). Đầu tiên xác định vị trí tâm trọng lực của nêm phá hoại, sau đó vẽ một đường qua nó, song song với mặt phẳng phá hoại BC. Điểm đặt của P_A là giao điểm của đường này với mặt đường AB.

Tải trọng phụ phân bố đều

Giả thiết cường độ áp lực hông do tải trọng phụ phân bố đều tác dụng tại chiều cao $\frac{1}{2}$H (hình 8–25e). Vị trí của hợp lực tổng $P_{AR} = P_A + P_S$ có thể nhận được bằng cách lấy momen :

$$\bar{z} = \frac{0{,}667P_A + 0{,}5P_S}{P_A + P_S}$$

Tải trọng phụ tập trung hay phân bố theo đường thẳng trên nêm phá hoại

Ảnh hưởng của tải trọng phụ là làm dâng cao vị trí của P_{AR} vì thế nó nằm dưới điểm A khoảng giữa 0,4H và 0,667H (hình 8–25f). Lời giải gần đúng như sau :

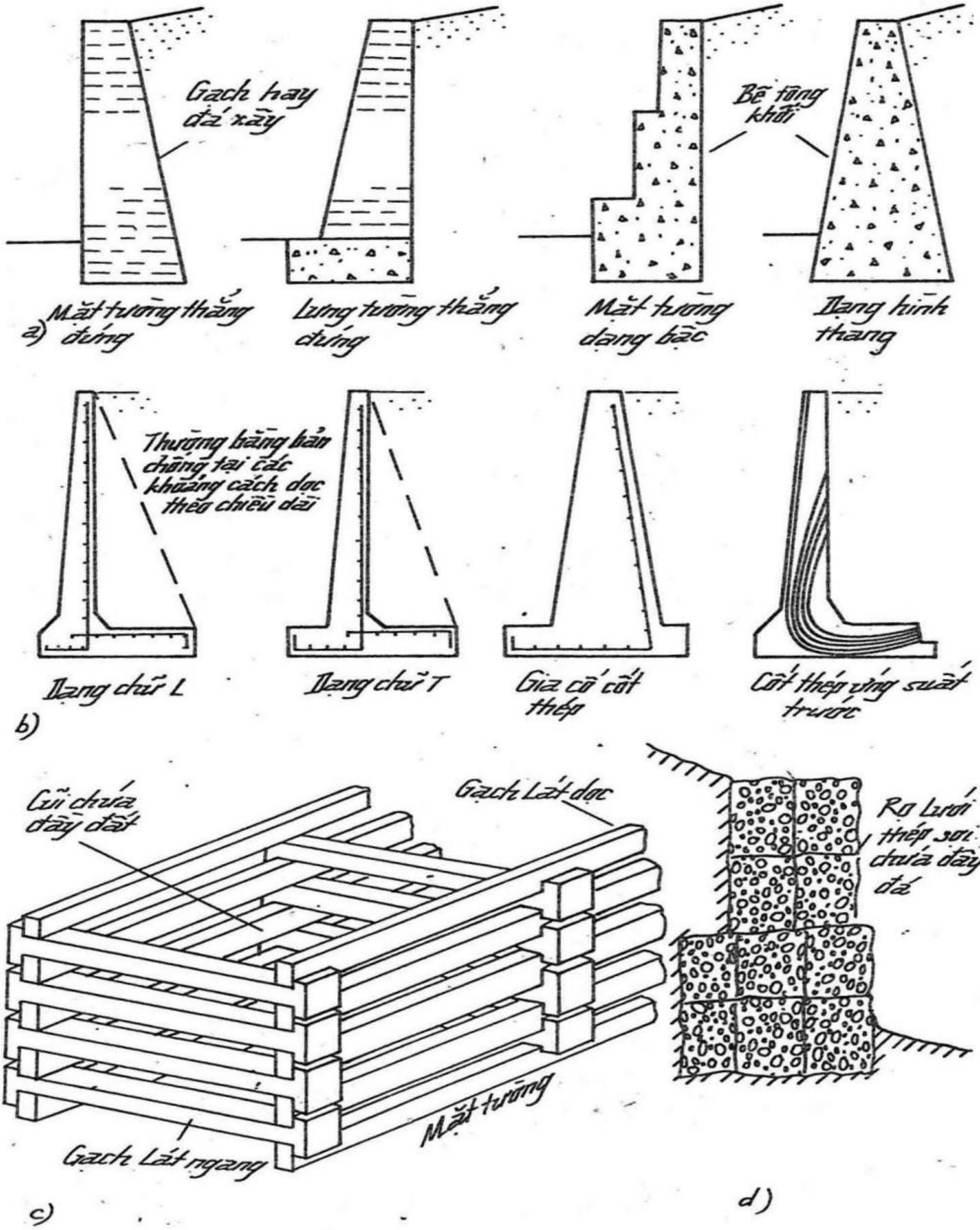
$$\bar{z} = \frac{0{,}667W + 0{,}4Q}{W + Q}$$

ở đây : W – trọng lượng của nêm phá hoại ;

Q – tải trọng phụ.

8.9. Điều kiện ổn định của tường trọng lực

Phương pháp *trạng thái giới hạn* được dùng trong thiết kế tường chắn ; điều đó đòi hỏi nghiên cứu một số dạng điều kiện giới hạn (dạng tính năng sử dụng hay phá hoại cuối cùng) và hệ số an toàn

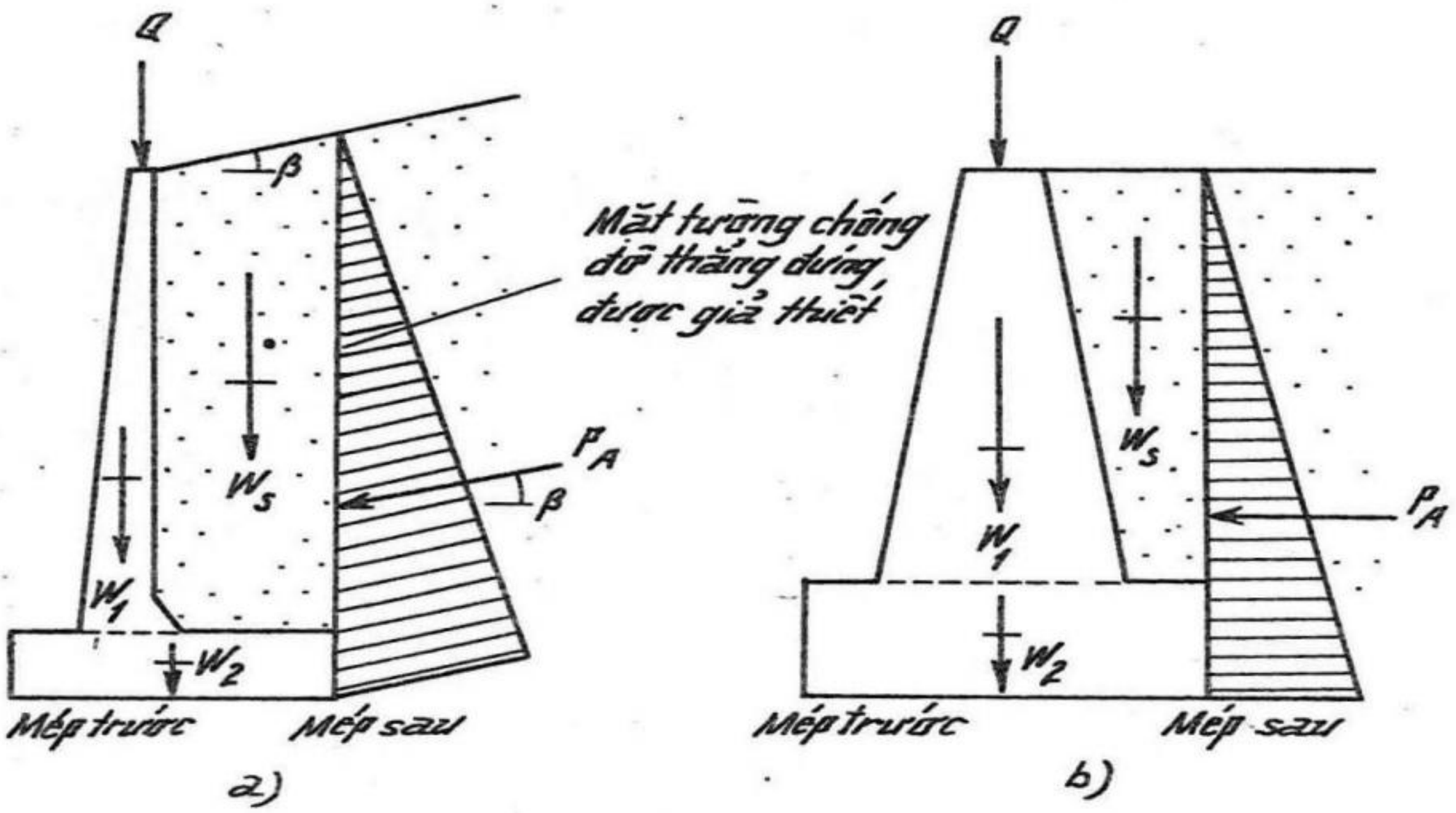


Hình 8–26. Các dạng tường chắn
a) tường cứng hay không có cốt thép, b) tường bê tông cốt thép ;
c) tường cũi ; d) tường rọ đá

đối với sự xuất hiện các dạng giới hạn đó để dùng như một tiêu chuẩn thiết kế cho mỗi trường hợp. Tường trọng lực được coi như là khối nguyên cứng, đôi khi gồm có một phần của vật liệu được chấn giữ. Một số dạng công trình khác nhau được thấy trên hình 8–26. *Tường cứng* hay *tường không có cốt thép* hoàn toàn là một khối và sự ổn định phụ thuộc chủ yếu vào trọng lượng của chúng. *Tường bê tông cốt thép* và *bê tông cốt thép ứng suất trước* được thiết kế như cấu kiện chịu uốn và vì thế có chút ít chuyển vị ; chúng thường có dạng chữ L hay chữ T và sự ổn định phụ thuộc một phần vào trọng lượng của vật liệu được chấn giữ nằm trên phần bản đáy thiết kế sau lưng tường. *Tường cũi* được tạo bởi các cấu kiện cài vào nhau (bê tông đúc sẵn, kim loại, gỗ...), đất được lấp ở bên trong. *Tường rọ đá* là cụm các cũi lưới thép sợi chứa cuội rất thô hay đá tảng.

Các dạng mất ổn định và hệ số an toàn

Khi sử dụng lí thuyết Rankine cho tường có lưng dạng bậc, phải giả thiết là đất được chấn bởi mặt tường thẳng đứng kéo dài từ chân sau tường tới mặt đất được chống giữ (hình 8–27). Phản lực



Hình 8–27. Lực chống đỡ hiệu quả của tường chắn

V của đất nằm dưới bản đáy của tường. sẽ bằng tổng các lực tác dụng hướng xuống dưới :

$$V = W_1 + W_2 + W_3 + Q_1 + P_A \sin\beta$$

Độ lệch tâm của phản lực nền đối với tâm của bản đáy được xác định bằng cách lấy momen với mép trước của chân tường.

Lật

Thường giả thiết là, nếu bị lật (hình 8–28a) thì tường sẽ xoay quanh chân trước của nó. Hệ số an toàn chống lật được xác định bằng tỉ số của momen ổn định với momen phá hoại lấy đối với mép trước của tường. Trong CP2 (1951), hệ số an toàn này đề nghị không được nhỏ hơn 2,0, còn nơi nước ngầm có khả năng dâng cao tồn tại ở sau lưng tường thì giá trị tối thiểu phải dùng là 2,5.

$$F_{OT} = \frac{\sum (\text{momen của W, Q, ... với mép trước của chân tường})}{\sum (\text{momen của } P_A, \text{ ... với mép trước của chân tường})}$$

Trượt

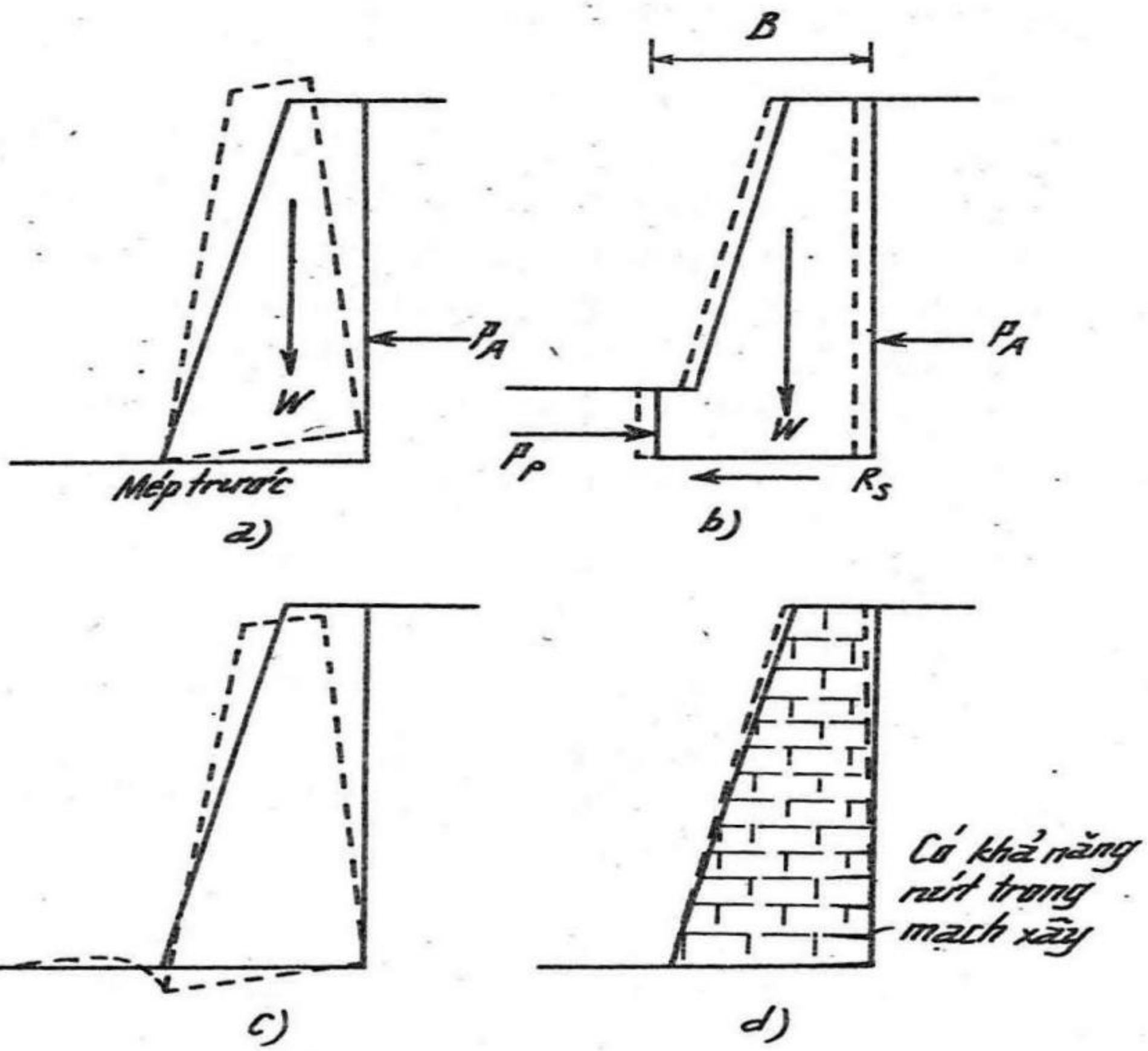
Hệ số an toàn chống lại trượt về phía trước (hình 8–28b) được xác định bằng tỉ số giữa tổng các lực kháng nằm ngang với tổng của các lực phá hoại nằm ngang. Lực kháng trượt R giữa bản đáy và đất được tính như sau :

$$R_s = V\text{tg}\sigma \text{ hay } R_s = c_w B \text{ (khi trường hợp có thể xảy ra)}$$

Với tường bê tông đúc sẵn tại chỗ, có thể lấy giá trị ma sát của tường $\delta = \varphi'$ và lực dính bằng c_u.

Khi tính sức kháng bị động ở phía trước tường, phải xét đến ảnh hưởng của phong hóa, sự phá hoại do giao thông và hoạt động thi công, các hố móng được đào, hoạt động của kênh dẫn, rễ cây, ... Có lẽ phần lớn sự chuyển dịch của tường đòi hỏi sức kháng bị động phải được huy động toàn bộ. Giá trị giảm gần đúng có thể được khi bỏ qua lớp đất 0,5–1m ở đỉnh tường. Mặc dù, về nguyên tắc các thông số độ bền kháng cắt phải được tính hệ số, CP_2 đưa ra một hệ số an toàn đối với các giá trị chưa được tính hệ số là không được nhỏ hơn 2,0.

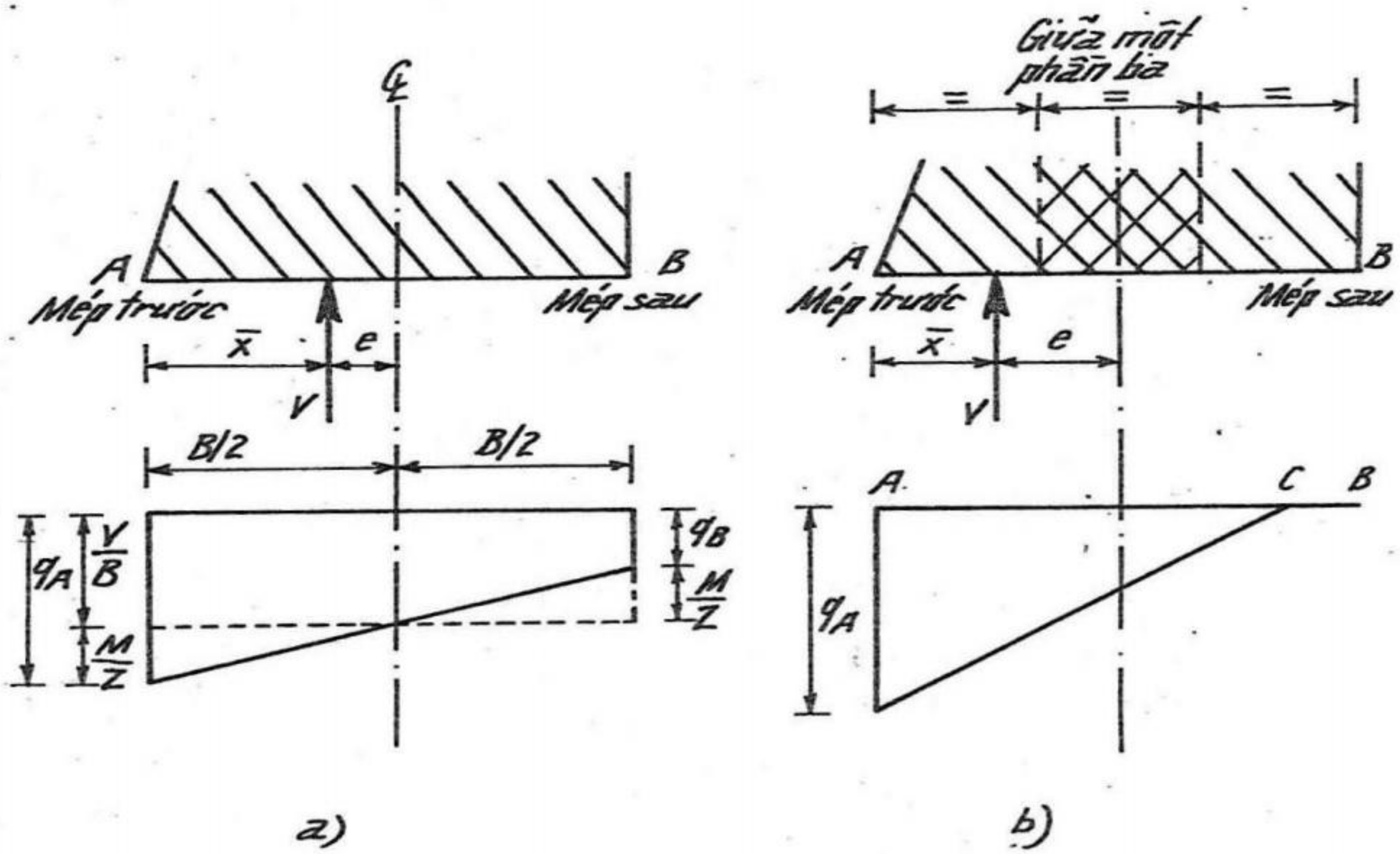
$$F_s = \frac{P_S + P_P}{P_A}$$



Hình 8–28. Các kiểu phá hoại của tường chắn
a) lật ($F \nless 2,0$) ; b) trượt ($F \nless 2,0$) ; c) mất phản lực dưới nền đất ;
d) kéo ở các mối nối.

Phản lực nền ở dưới bản đáy

Sự phân bố áp lực lên nền đất ở dưới bản đáy là hình thang (hình 8–29a), thường áp lực cực đại ở mép trước chân tường. Giá



Hình 8–29. Sự phân bố áp lực lên nền đất

trị cực đại không được vượt quá sức chịu tải cho phép. Giá trị $\bar{x}$ và sau đó e xác định bằng cách lấy momen với mép trước chân tường. Phản lực nền được xác định như sau (cho 1m chiều dài) :

$$q_A = \frac{V}{B} + \frac{M}{Z} \quad \text{và} \quad q_B = \frac{V}{B} - \frac{M}{Z}$$

nhưng $M = Ve$ và $Z = \dfrac{1 \times B^2}{6}$

Nên có :

$$q_A = \frac{V}{B} + \frac{6Ve}{B^2} \qquad [8.38a]$$

và

$$q_B = \frac{V}{B} - \frac{6Ve}{B^2} \qquad [8.38b]$$

Lưu ý là trong phương trình [8–38b], khi e > B/6, giá trị q_B là âm. Trong thực tế, điều này không xảy ra được vì ứng suất kéo không thể truyền giữa bản đáy của tường và đất. Trong trường hợp nơi có e > B/6, có nghĩa là V cắt bản đáy bên ngoài phần ba ở giữa, thì phải dùng biểu thức sau :

$$Q_A = \frac{2V}{3\bar{x}} \qquad [8.39]$$

và giữa C và B thì q = 0.

Phá hoại kéo trong các mối nối

Như đã giải thích trong chương trước, khi e > B/6, gạch tường ở gần bản đáy sẽ chịu kéo (hình 8–28d). Nói chung, để trách điều này, giải pháp hay là tăng chiều rộng của bản đáy vì với tường bê tông, ảnh hưởng của ứng suất kéo có thể là cực tiểu vẫn có hiệu quả nghiêm trọng đến mối nối.

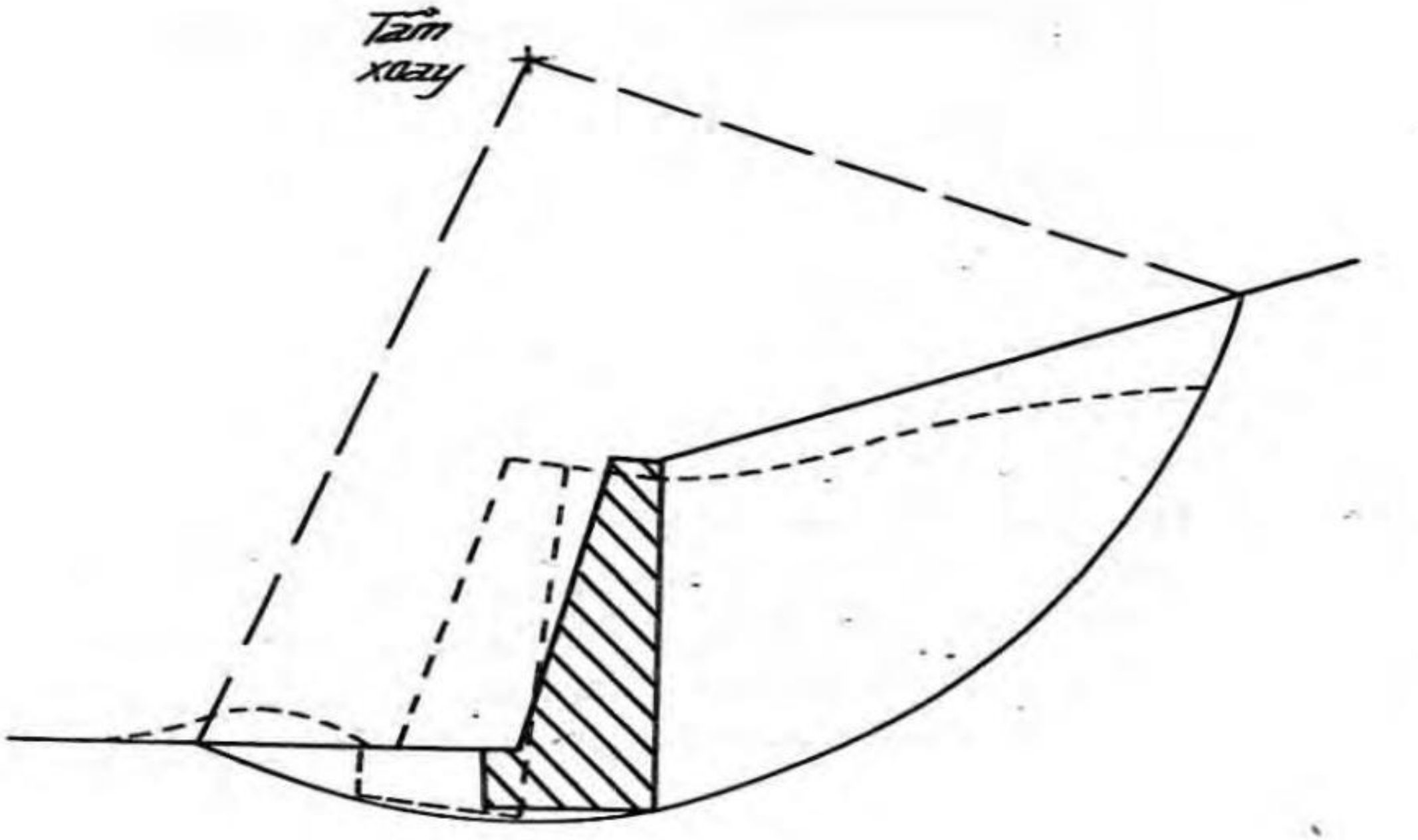
Tường xây, tường gạch xây, tường tạo bởi các khối đúc sẵn như tường cũi không cho phép chịu các lực kéo. Ảnh hưởng chính của chúng là mở rộng các mối nối, nước thấm vào được và dẫn đến vật liệu mối nối bị phân hủy. Điều kiện để ứng suất kéo không xảy ra trong tường là phản lực V của đất cắt bản đáy trong khoảng phần ba giữa đó là *quy tắc phần ba giữa*.

Phá hoại do trượt xoay

Trong đất dính, dạng phá hoại phổ biến xảy ra khi mặt phá hoại dạng gần hình trụ phát triển ở dưới bản đáy của tường (hình 8–30). Điều đó xảy ra nếu vật liệu ở gần chân tường di chuyển hay độ bền cắt của đất bị giảm do phong hóa hay tác động của nước dưới đất. Việc phân tích loại phá hoại này được đề cập trong chương 9.

8.10. Tường ngàm và tường hào

Để có được điều kiện chủ động hoàn toàn, tường hoặc dạng công trình chắn bất kì khác phải có dịch chuyển đủ lớn. Sử dụng một số dạng tường ngàm có thể hạn chế lượng và cách thức dịch chuyển, trong trường hợp này công trình phải chịu áp lực lớn hơn giá trị tính theo trạng thái chủ động.



Hình 8–30. **Phá hoại do trượt xoay**

Ví dụ, nếu tường hay công trình được ngàm hoàn toàn để không thể di chuyển ngang, nó phải được thiết kế để chịu được lực tăng lên do áp lực đất tĩnh. Điều kiện này thường xảy ra trong trường hợp móng của tường chắn được xây dựng để chống đỡ công trình kế bên.

Ví dụ mẫu 8.8. ***Xác định phần trăm sai số phải chịu, nếu áp lực chủ động được dùng bởi sai sót vì giá trị áp lực tĩnh tương ứng, khi***

a) $\varphi' = 30^o$ **và** **b)** $\varphi' = 45^o$.

Bài giải

a) $$K_a = \frac{1 - \sin 30^o}{1 + \sin 30^o} = 0{,}333 \text{ và } K_o = 1 - \sin 30^o = 0{,}500$$

Nếu hệ số hiệu chỉnh dùng là K_o, sai số sẽ là :

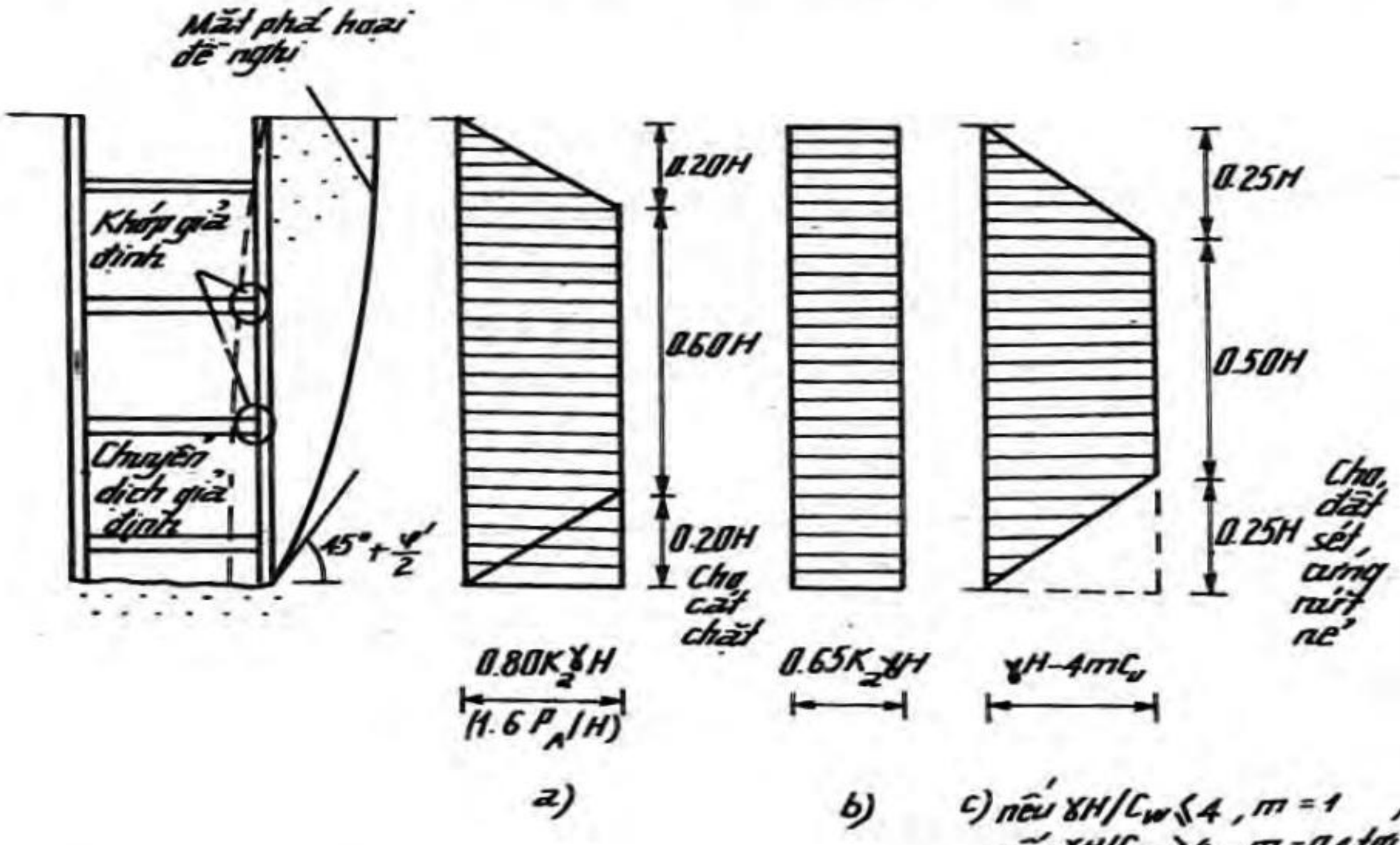
$$\xi = \frac{0{,}500 - 0{,}333}{0{,}500} \times 100 = 33\%$$

b) $K_a = \dfrac{1-\sin 45^o}{1+\sin 45^o} = 0{,}172$ và $K_o = 1 - \sin 45^o = 0{,}293$

$$\xi = \frac{0{,}293 - 0{,}172}{0{,}293} \times 100 = 41\%$$

Ván bưng hào có thanh chống

Ván bưng đưa vào hào để chống đỡ thường được giữ tại chỗ bằng thanh chống. Trong điều kiện này, đất không giống như ở trạng thái chủ động. Hơn nữa, sự phân bố áp lực sẽ phụ thuộc nhiều vào cách bố trí và trình tự các thanh chống được đặt. Do đó, phải tìm các lời giải gần đúng và lời giải kinh nghiệm. Dựa theo các quan trắc tải trọng thực và thí nghiệm mô hình, Terzaghi và Peck (1967) đã đưa ra sự phân bố áp lực như thấy ở hình 8–31.



Hình 8–31. Sự phân bố áp lực trên ván bưng hào

Với đất không dính, đầu tiên họ đề nghị áp lực tổng bằng $0{,}66K_a\gamma H^2$ với áp lực lên ván bưng phân bố hình thang (hình

8–31a) ; sự phân bố này cũng được CP2 (1951) đề nghị. Năm 1967 và 1969, Terzaghi và Peck đưa ra sự phân bố áp lực đồng nhất do độ lớn của cường độ áp lực xấp xỉ nhau (hình 8–31b). Cho đất dính, họ cũng đề nghị sự phân bố hình thang (hình 8–31c). Sự ổn định của đất sét phụ thuộc vào *số ổn định* ($\gamma H/c_u$) ; khi số ổn định nhỏ hơn 4, đất nằm kề ở trạng thái cân bằng đàn hồi. Giá trị m phải lấy bằng 1,0 cho đất sét rắn chắc, chặt và quá cố kết (tức là khi $\frac{\gamma H}{c_u} \leqslant 4$) ; cho đất cố kết thông thường khi $KH/c_u > 4$), dùng giá trị giữa 0,4 và 1,0.

Ví dụ mẫu 8.9. *Một hào sâu 6,5m được chống giữ bằng ván gỗ với các thanh chống ngang cách nhau 2,0m, nằm dưới mặt đất 1m, 3m và 5m. Hãy tính tải trọng tác dụng lên mỗi thanh chống, nếu đất có trọng lượng đơn vị là 19,8kN/m^3 và góc ma sát 35^o.*

Bài giải

$$K_a = tg^2 (45^o - 35^o/2) = 0,271$$

Giả thiết phân bố áp lực hông là đồng nhất (hình 8–31b), nên có :

$$\sigma'_{ha} = 0,65K_a\gamma H = 0,65 \times 0,271 \times 19,8 \times 6,5 = 22,67kN/m^2$$

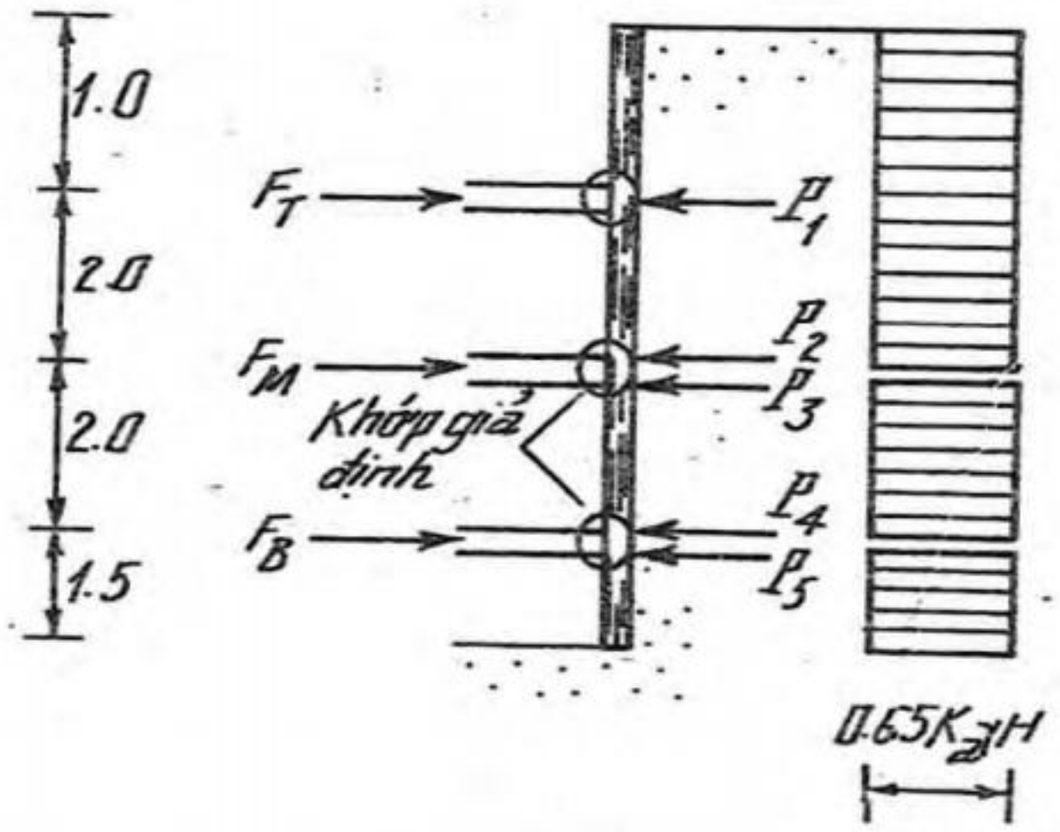
Sự phân bố áp lực cho mỗi thanh chống được cho ở hình 8–32, các thành phần lực như sau :

$$P_1 = 22,67 \times 3,0 \times 1,5/2 = 51,0kN/m$$

$$P_2 = 22,67 \times 3,0 \times 0,5/2 = 17,0kN/m$$

$$P_3 = P_4 = 22,67 \times 2,0 \times \frac{1}{2} = 22,7kN/m$$

$$P_5 = P_6 = 22,67 \times 1,5 \times \frac{1}{2} = 17,0kN/m$$



Hình 8–32

Các lực của thanh chống sẽ bằng :

$F_T = P_1 \times 2 = \underline{102kN}$

$F_M = (P_2 + P_3) \times 2 = \underline{79kN}$

$F_B = (P_4 + P_5) \times 2 = \underline{79kN}$

Phản lực P_6 là do đất tạo nên.

Dùng bùn bentonit chống đỡ hào

Trong khi thi công màn chống thấm cho móng, đê quai, ... có thể chống đỡ tạm thời tường hào bằng bùn hay vữa bentonit. Lúc đang đào hố móng bằng gầu cơ học thì hào được chứa đầy bùn. Bêtông sau đó được đưa vào trong hào bằng ống đổ bê tông dưới nước và đẩy bùn từ dưới đáy hào lên.

Trong *đất sét*, có sự hấp phụ ban đầu nước từ vữa vào thành hào. Điều đó nhanh chóng dẫn đến hình thành một màng lọc hầu như không thấm tạo ra vật chắn. Vì sự chống đỡ này chỉ là tạm thời, nên giả thiết điều kiện không thoát nước và mặt trượt tạo góc 45^o (hình 8–33). Xem xét các lực tác dụng lên nêm ABC, có thể đánh giá gần đúng hệ số an toàn.

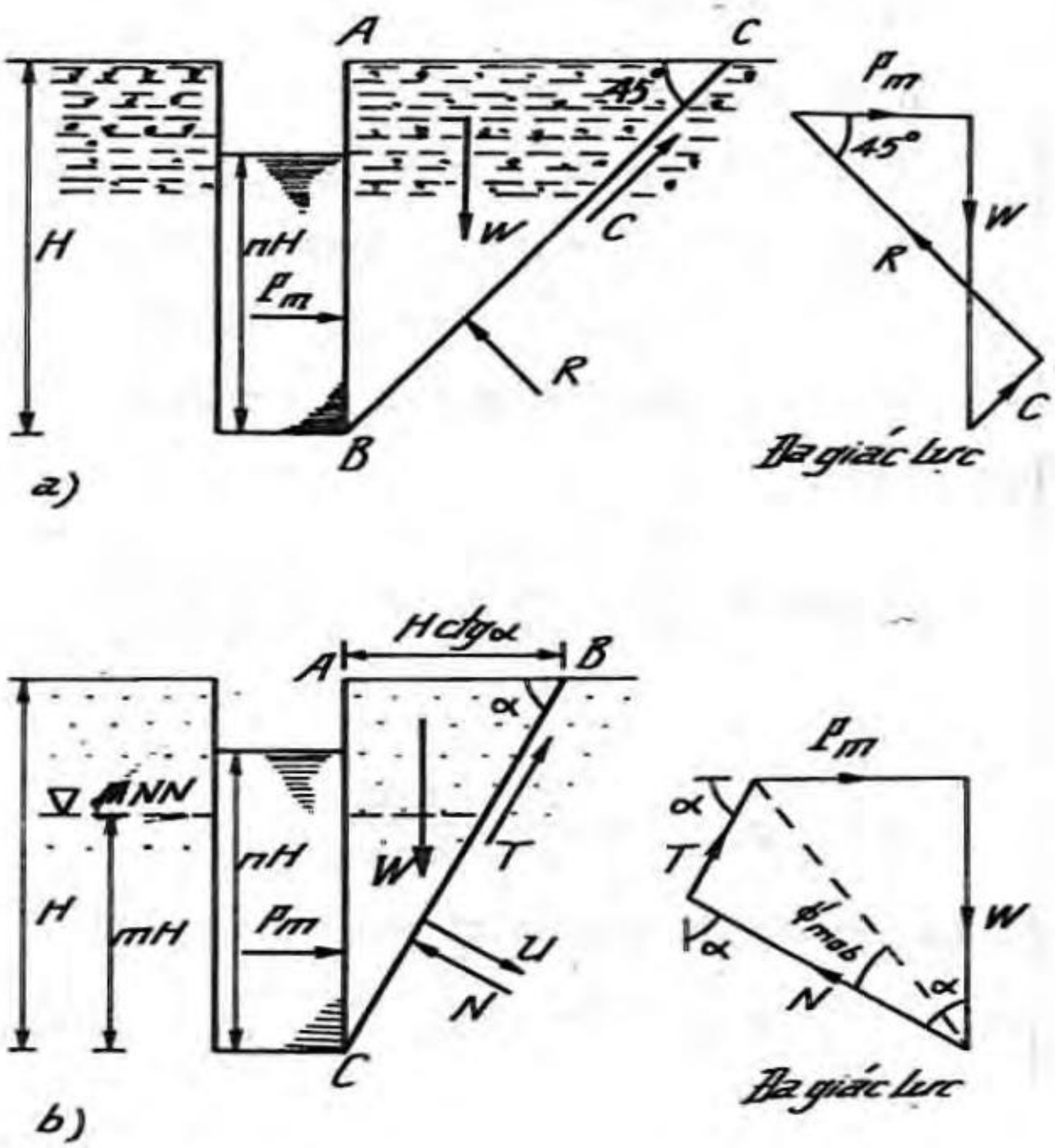
Giá trị C huy động cần cho ổn định là $C_{mob.}$ tính theo

$$C_{mob.} = (W - P_m)/\sqrt{2}$$

ở đây : $W = \frac{1}{2}\gamma H^2$ (γ – trọng lượng đơn vị của đất),

$P_m = \frac{1}{2}\gamma_m (nH)^2$ (γ_m – trọng lượng đơn vị của bùn).

Nếu độ bền cắt của đất là c_u thì $C = c_u H\sqrt{2}$.



Hình 8–33. **Áp lực lên hào chứa đẩy bùn**
a) đất dính ; b) đất không dính

Do vậy, hệ số an toàn F sẽ là :

$$F = \frac{C}{C_{mob.}} = \frac{4c_u}{H(\gamma - \gamma_m n^2)} \qquad [8.40]$$

Trong *cát*, mặc dù xảy ra sự xâm nhập và tổn thất phần nào trong các lỗ rỗng, bùn sớm hình thành gen xúc biến và tạo nên vật chắn. Sự ổn định của hào rất nhạy cảm với mực nước ngầm cũng như độ sâu của vữa. Hình 8–33b cho thấy các lực tác dụng lên nêm đất chống đỡ.

Giải lại các lực nằm ngang và thẳng đứng :

$$P_m = N\sin\alpha - T\cos\alpha$$

$$W = N\cos\alpha + T\sin\alpha$$

Nhưng $N = N' + U$ và $T = N' \operatorname{tg} \varphi_{mob.}$

Nên $P_m = N'(\sin\alpha - \operatorname{tg}\varphi_{mob.}\cos\alpha) + U\sin\alpha$

$= N'\cos\alpha(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\varphi_{mob.}) + U\sin\alpha$

và $W = N'\cos\alpha(1 + \operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\varphi_{mob}) - U\cos\alpha$

Cân bằng, ta có :

$$N'\cos\alpha = \frac{P_m - U\sin\alpha}{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\varphi_{mob.}} = \frac{W - U\cos\alpha}{1 + \operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\varphi_{mob.}}$$

Từ đó

$$\operatorname{tg}(\alpha - \varphi_{mob.}) = \frac{P - U\sin\alpha}{W - U\cos\alpha}$$

Thay thế ba lực và góc mặt trượt vào, với $\alpha = 45^o + \varphi_{mob.}/2$; $P_m = \frac{1}{2}\gamma_m(nH)^2$; $W = \frac{1}{2}\gamma H^2\operatorname{cotg}\alpha$; $U = \frac{1}{2}\gamma_w (mH)^2\operatorname{cosec}\alpha$, sẽ được :

$$\operatorname{tg}\left(45^o - \frac{\varphi_{mob.}}{2}\right) = \frac{\gamma_m n^2 - \gamma_w m^2}{\gamma\operatorname{cotg}\alpha - \gamma_w m^2\operatorname{cotg}\alpha}$$

$$\operatorname{tg}^2\left(45^o - \frac{\varphi_{mob.}}{2}\right) = \frac{\gamma_m n^2 - \gamma_w m^2}{\gamma - \gamma_w m^2} = K_m \qquad [8.41]$$

Từ biểu thức này, có thể xác định trọng lượng đơn vị vữa yêu cầu :

$$\gamma_m = \frac{K_m(\gamma - \gamma_w m^2) + \gamma_w m^2}{n^2} \qquad [8.42]$$

Từ phương trình [8.41] cũng có thể thấy là :

$$\operatorname{tg}\varphi_{mob.} = \frac{1 - K_m}{2\sqrt{K_m}} \qquad [8.43]$$

Hệ số an toàn không phụ thuộc vào độ sâu hào và được tính theo :

$$F = \frac{tg\varphi'}{tg\varphi_{mob.}} = \frac{2\sqrt{K_m tg\varphi'}}{1 - K_m} \qquad [8.44]$$

Hệ số an toàn thực tế cao hơn giá trị này vì ta đã bỏ qua độ bền cắt của bùn khi nó có tính xúc biến và tác động của việc tạo màng. Tuy nhiên, nó cho được trị số hướng dẫn tin cậy hợp lí cho thiết kế. Ảnh hưởng của mực nước ngầm được mô tả trong ví dụ mẫu sau đây.

Ví dụ mẫu 8.10. *Một hào hẹp được đào tới độ sâu 6m chống đỡ bằng bùn bentonit cho tới mặt đất. Đất bao quanh là cát có góc ma sát 36° và trọng lượng đơn vị bão hòa là 19kN/m³.*

a) Hãy tính hệ số an toàn chống lại phá hoại trượt cắt khi dùng bùn có trọng lượng đơn vị 12kN/m³ và khi mực nước ngầm thay đổi ở giữa mặt đất và độ sâu 2m.

b) Tính toán trọng lượng đơn vị yêu cầu cho bùn nếu hệ số an toàn tối thiểu là 1,5, khi mực nước ngầm là tại mặt đất.

Bài giải

a) Vì hào chứa đầy bùn, n = 1, dùng phương trình [8.44] :

Hệ số an toàn F tính theo :

$$F = \frac{2\sqrt{K_m tg36^o}}{1 - K_m}$$

ở đây $$K_m = \frac{12 - 9{,}81m^2}{19 - 9{,}81m^2}$$

Mực nước ngầm nằm dưới mặt đất 2m :

$$m = 0{,}667 \; ; \; K_m = 0{,}522 \text{ và } F = \underline{2{,}20}.$$

Mực nước ngầm nằm dưới mặt đất 1m :

$$m = 0{,}833 \; ; \; K_m = 0{,}426 \text{ và } F = \underline{1{,}65}.$$

Mực nước ngầm tại mặt đất :

$$m = 1{,}000 \text{ ; } K_m = 0{,}238 \text{ và } F = \underline{0{,}93}.$$

Vì thế, phá hoại xảy ra nếu mực nước ngầm dâng tới mặt đất.

b) $\varphi_{mob.}$ yêu cầu = $arctg(tg36^o/1{,}5) = 25{,}84^o$,

$$tg^2(45^o - tg\varphi_{mob.}/2) = 0{,}3928.$$

Sử dụng phương trình [8.42], trọng lượng đơn vị yêu cầu cho bùn là :

$$\gamma_m = 0{,}3928\ (19 - 9.81 \times 1{,}0) + 9{,}81 \times 10 = \underline{13{,}42 kN/m^3}.$$

8.11. Tường đất có cốt

Người đầu tiên giới thiệu việc sử dụng đất có cốt như là một công trình là Henri Vidal, một kiến trúc và kĩ sư người Pháp (Vidal, 1966 ; 1969). Công trình gồm có vật liệu đắp có ma sát được đầm chặt theo lớp và gia cố bởi các dải thẳng tại các khoảng cách đều đặn theo chiều đứng và chiều ngang. Hiện nay, đất có cốt được dùng trong tường chắn, tường biển, tường bến tàu, mố cầu, đập đất và các công trình xây dựng dân dụng tương tự. Việc dùng dải cốt thép chế tạo sẵn và panen ốp ngoài cùng với khả năng dẻo vốn có của vật liệu cho phép thi công khá nhanh. Trọng lượng tường đất có cốt chỉ bằng nửa tường bê tông có kích thước tương tự và vì thế phản lực của nền đất tác dụng sẽ thấp hơn : một ưu thế hấp dẫn với đất yếu, đất kém chất lượng. Đất có cốt chịu được các biến dạng tương đối lớn mà không làm nguy hại cho công trình.

Các thành phần chính của đất có cốt là :

a) Đất đắp. Vật liệu đắp được chọn lựa cẩn thận với yêu cầu là tỉ lệ phần trăm các hạt mịn thấp (hạt < 15μm không lớn hơn 15% và góc ma sát hiệu quả $\varphi' \geq 25^o$.

b) Cốt. Cả loại vật liệu và hình dạng mặt cắt ngang đều qua trọng. Về mặt cơ học, yêu cầu vật liệu có tính ma sát và bền vững cao, khả năng rão thấp. Sự bền vững của công trình bị khống chế bởi các đặc tính đó của dải cốt. Vật liệu thông thường dùng là thé

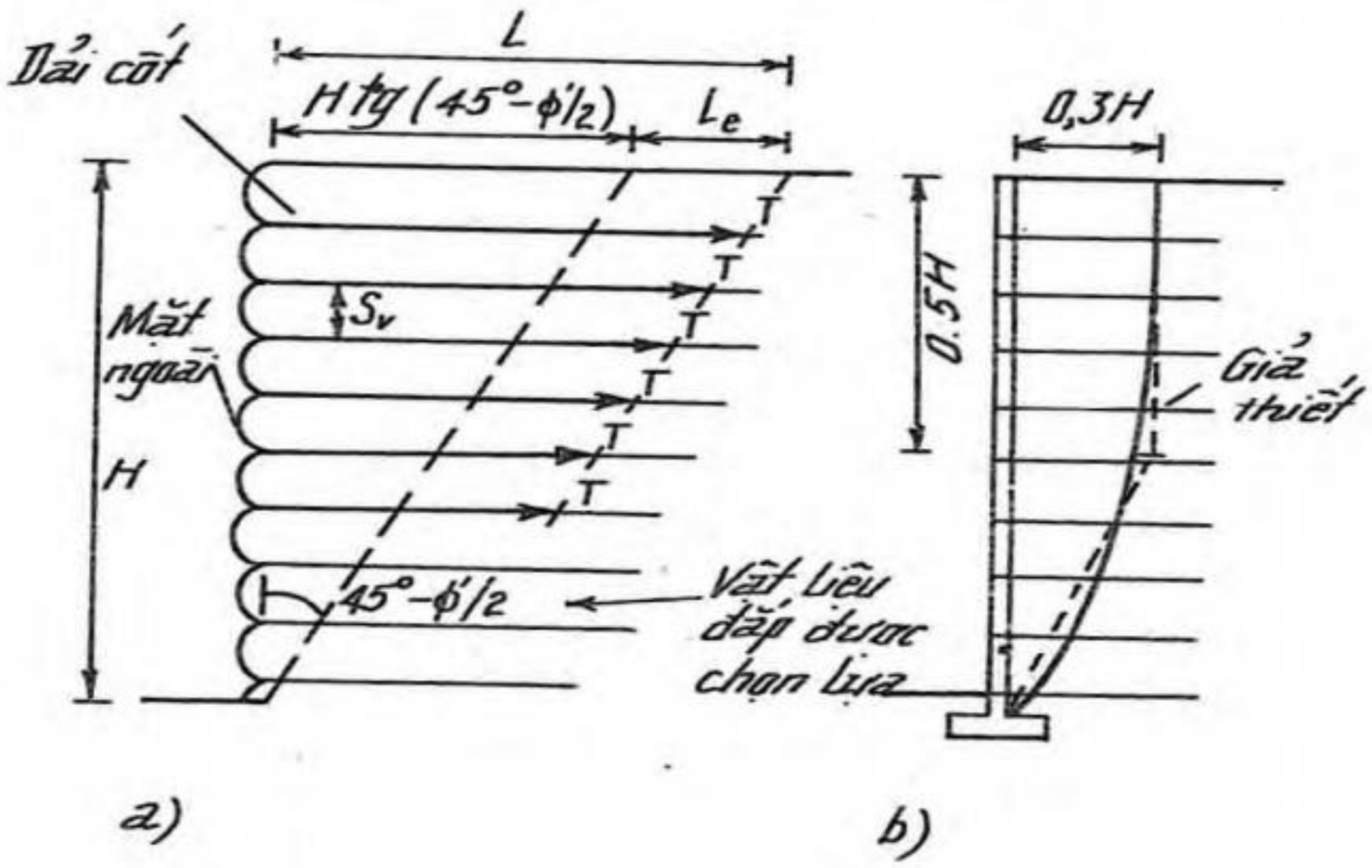
mạ điện, thép không rỉ, hợp kim nhôm và thép phủ bởi chất dẻo, tất cả đều có môđun biến dạng cao so với vật liệu đắp điển hình. Việc dùng cốt bằng vải địa cơ trong đất được hâm mộ do chi phí thấp, trọng lượng nhẹ hơn, tăng cao độ bền và đặc trưng ma sát tốt hơn (Murray, 1980).

c) Lớp vỏ mặt ngoài. Mặt ngoài thường gồm có các panen kim loại hay bê tông đúc sẵn được cài vào nhau. Nhiệm vụ chủ yếu của lớp vỏ mặt ngoài là ngăn ngừa và chống lại sự ăn mòn cục bộ ; không có đóng góp về cơ học để tường ổn định.

Các nguyên tắc thiết kế

Nguyên tắc cơ bản của thiết kế là tăng ma sát giữa dải cốt và đất đắp để không xảy ra trượt. Sử dụng lí thuyết gần đúng về áp lực hông của đất như lí thuyết Rankine, Coulomb, ... ta tính được ứng suất ngang T.

Hình 8–34 cho thấy mặt cắt tường đất có cốt với N dải cốt đặt cách đều nhau theo phương đứng là S_v và theo phương ngang là S_h. Chiều cao của tường do vậy là $H = NS_v$.



Hình 8–34. Tường đất có cốt
a) mặt ngoài cuộn ; b) mặt ngoài được gắn với móng.

Với đất đắp dạng hạt, giả thiết điều kiện thoát nước hoàn toàn ($c' = 0$) và không có tải trọng phụ trên mặt đất, áp lực đất chủ động σ'_{ha} tính theo : $\sigma'_{ha} = \gamma z K_a$, ở đây $K_a = tg^2 (45^o - \varphi'/2)$. Lực kéo hông mà một dải cốt phải chịu tải độ sâu z, do vậy là :

$$T_z = \gamma z K_a S_v S_h \qquad [8.45]$$

T_z có giá trị cực đại tại mức dải cốt thấp nhất. Hệ số an toàn đối với lực kéo trong các dải tính theo :

$$F_T = \frac{btf_y}{T_z} = \frac{btf_y}{\gamma z K_a S_v S_h} \qquad [8.46]$$

ở đây : b – chiều rộng của dải ;

t – chiều dày của dải ;

f_y – độ bền chảy của dải.

Nhằm tránh cho dải khỏi bị tụt ra, yêu cầu chiều dài dải phải đủ để phát huy được sức chống ma sát. Chiều dài đặt hiệu quả l_e là chiều dài vượt quá vùng chủ động Rankine.

Vì thế, tại độ sâu z, chiều dài yêu cầu của dải là :

$$L_z = (H - z)\, tg\,(45^o - \varphi'/2) + l_e = (H - z)\sqrt{K_a} + l_e$$

Sức kháng ma sát tạo bởi một dải (hai mặt) tại độ sâu z là :

$$R_\sigma = 2\gamma z b l_e tg\sigma$$

Do vậy, hệ số an toàn đối với phá hoại kéo tụt ra là :

$$F_p = \frac{R_\sigma}{T_z} = \frac{2bl_e tg\sigma}{K_a S_v S_h} \qquad [8.47]$$

và chiều dài yêu cầu của dải :

$$L_z = (H - z)\sqrt{K_a + \frac{F_p K_a S_v S_h}{2btg\sigma}} \qquad [8.48]$$

Hình dạng của mặt phá hoại

Giả thiết phá hoại chủ động của Rankine với mật mặt phá hoại phẳng tạo với mặt tường thẳng đứng góc $45^o - \varphi/2$ có phần nào là bảo thủ (hình 8–34a). Các nghiên cứu mô hình và theo tình thế

có khuynh hướng đề xuất ra mặt phá hoại cong xoắn ốc (hình 8–34b), với mục đích thực tế, có thể được xấp xỉ theo dạng hình thang. Tuy nhiên, Schlosser (1972) và các tác giả khác đã lưu ý các biến đổi đáng kể trong các trường hợp quan sát. Murray (1980) chỉ ra sự thực là việc phân tích chính xác hơn chỉ sai khác 3% so với sự đánh giá truyền thống (và đơn giản hơn) bằng sử dụng phương pháp Rankine. Hơn nữa, cần ghi nhớ là các thay đổi trong quá trình thi công như trạng thái đầm chặt khác nhau, độ ẩm lúc đổ, ... có thể tạo sự khác biệt lớn hơn. Dù có phần bảo thủ, mô hình Rankine tỏ ra thuận lợi do ổn định và đơn giản, sự bất lợi về kinh tế mà nó gây ra tương đối nhỏ, bởi vậy có thể được duy trì sử dụng.

Sự ổn định bên ngoài

Giống như trường hợp với các loại công trình chắn đất khác, phải tiến hành kiểm tra sự ổn định toàn bộ : a) lật ; b) trượt ; c) phản lực nền đất ; và phá hoại cung – trượt sâu.

Phản lực nền đất gần tới giá trị γH khi bản đáy của tường ít nhất là 0,8H. Một nguyên tắc chỉ đạo đơn giản là tường đất có cốt sẽ phải chịu phản lực nền tương đương với khối đắp có chiều cao tương tự.

Ví dụ mẫu 8.11. *Một tường đất có cốt yêu cầu có chiều cao cuối cùng là 9m. Sau khi đầm ở hiện trường, vật liệu đắp có các đặc trưng sau : trọng lượng đơn vị 18kN/m^3, góc ma sát 35^o. Dùng dải cốt thép mạ điện có các đặc tính sau :*

Cách nhau theo phương ngang 1m, theo phương đứng 0,5m.

Góc ma sát bề mặt là 24^o.

Độ bền chảy bảo đảm là 240MN/m^2.

Tốc độ ăn mòn trong điều kiện thông thường là 0,025mm/năm.

Giả thiết là mực nước ngầm không dâng quá chân tường và tuổi thọ công trình yêu cầu là 50 năm, cùng với hệ số an toàn tối thiểu chống lại cả phá hoại căng và kéo tụt là 3. Hãy xác định kích thước và chiều dài thích hợp cho dải cốt thép.

Bài giải

Hệ số áp lực đất $K_a = tg^2 (45^o - 35^o/2) = 0,271$.

Ứng suất cực đại ở chân tường (phương trình [8.45]) :

$$T_{max} = \gamma H K_a S_v S_h = 18 \times 9 \times 0,271 \times 1 \times 0,5 = 22,0kN$$

Từ phương trình [8.46], diện tích mặt cắt ngang yêu cầu là :

$$bt = \frac{3 \times 22,0 \times 10^6}{240 \times 10^3} = 275mm^2$$

Nếu b = 75mm, thì t yêu cầu bằng 3,667mm.

Hạn định cho phép ăn mòn : 0,025 × 50 = 1,25mm

Bề dày yêu cầu ban đầu là 4,95mm.

Kích thước yêu cầu cho dải cốt thép : 75mm × 5mm.

Chiều dài yêu cầu của dải cốt thép tìm được theo phương trình [8.48]. Chiều dài của dải gồm mặt đất nhất (z = 0,5m) sẽ được tính ; còn các dải còn lại, do tính thực tế, sẽ dài như nhau :

$$L = (9,0 - 0,5)\sqrt{0,271 + \frac{3 \times 0,271 \times 1 \times 0,5}{2 \times 0,075 tg24^o}} = 10,5m$$

8.12. Tường cừ

Giữa tường cừ và tường trọng lực cứng có ba điểm khác biệt cơ bản :

a) tường cừ chịu được uốn và được thiết kế về kết cấu như dầm chìa (chống đỡ hay không chống đỡ);

b) sự chống đỡ của tường cừ phụ thuộc vào sức kháng bị động của đất ;

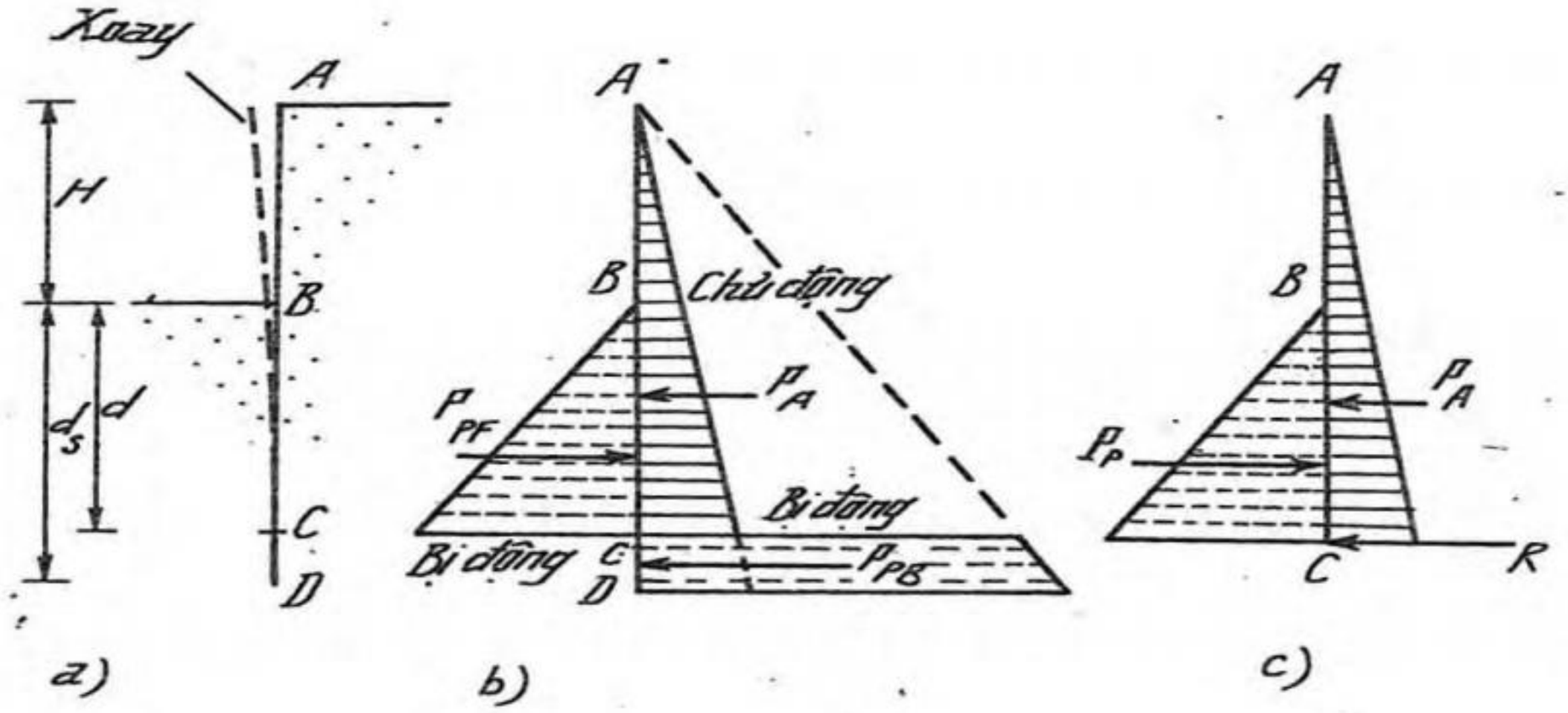
c) có trọng lượng tương đối nhẹ và được bỏ qua khi tính ổn định. Ngoài ra, khi kết cấu không phù hợp, tường có thể phá hoại do xoay ngay sát trên chân tường hay dịch về phía trước tại chân tường do sức kháng bị động không đủ.

Với cát và cuội có độ thấm từ trung bình đến cao, phải dùng phương pháp ứng suất hiệu quả để tính cho cả áp lực chủ động và bị động. Ở nơi dự đoán có dòng thấm, phải dùng lưới thấm để xác định áp lực thấm. Ma sát hay lực dính của tường xuất hiện do chuyển động tương đối giữa ván cừ và đất, là đại lượng chưa khẳng định, vì thế bỏ qua khi tính toàn (Corbett và Stroud, 1975).

Hệ số an toàn phải dùng cho các thông số độ bền của đất hơn là cho lực bị động (Henkel, 1982). Cho các bài toán thông thường thì số liệu ít nhất phải có độ tin cậy trung bình ; hệ số an toàn đề nghị cho cả lực dính và góc ma sát là từ 1,3 đến 1,5. Khi các đặc trưng của đất kém tin cậy, hệ số an toàn thấp nhất là 2,0. Khi dùng thép công nghiệp, theo "Sổ tay thiết kế", cần biết đích xác các số liệu đã được tính hệ số hay chưa được tính hệ số.

Ván cừ ngàm

Tường cừ ngàm chủ yếu được dùng ở dạng công trình tạm thời trong đất không dính và sự ổn định của chúng phụ thuộc hoàn toàn vào sức kháng bị động xuất hiện ở phía trước tường. Giả thiết là tường bị phá hoại do xoay quanh điểm C, ở ngay trên mép trước



Hình 8–35. Ván cừ ngàm
a) hình thức phá hoại ; b) sự phân bố áp lực theo lí thuyết ;
c) sự phân bố áp lực được đơn giản hóa

chân ván cừ (hình 8–35a) và như thế áp lực chủ động ở sau tường cân bằng với áp lực bị động.

Sức kháng bị động chủ yếu biểu lộ ở phía trước tường, nhưng tại phía dưới lực bị động sẽ chống lại xu hướng xoay. Do vậy, áp lực phân bố như ở hình 8–35b. Để cho việc giải được đơn giản, đưa ra giả thiết là lực kháng bị động ở sau tường (giữa C và D) tác dụng như là một lực tập trung tại C, vì thế độ sâu đóng giả định là d = BC. Sự phân bố đã được đơn giản hóa này cho trong hình 8–35c, độ lớn của các lực như sau :

Cường độ áp lực chủ động $P_A = \frac{1}{2}K_a\gamma(H + d)^2$.

Sức kháng bị động $P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma d^2$.

Phản lực bị động $R = P_p - P_A$ (giá trị không yêu cầu biết).

Để cân bằng thì $\sum M_c = 0$

Nếu hệ số an toàn bằng $F.tg\varphi_{mob.} = tg\varphi'/F$, từ đó đánh giá được K_a và K_p.

$$\sum M_c = 0 = \frac{1}{3}P_p d = \frac{1}{3}P_A (H + d)$$

Bỏ qua ma sát tường và thay giá trị P_A và P_p vào, ta có :

$$0 = \frac{1}{6}K_p\gamma d^3 = \frac{1}{6}K_a\gamma(H + d)^3$$

Rút gọn :

$$K_p^2 d^3 = (H - d)^3$$

Giải ra, sẽ được :

$$d = \frac{H}{K_p^{2/3} - 1} \qquad [8.49]$$

Vì khi nhận được trị số này đã bỏ qua chiều dài CD, nên thường phải tăng 20% để chiều sâu đóng cừ được an toàn. Chiều sâu đóng an toàn $d_s = 1{,}2d$.

Ví dụ mẫu 8.12. *Một tường cừ ngàm dùng chống đỡ thành của một hố móng sâu 3m. Xác định chiều sâu an toàn cần đóng và momen uốn cực đại tác động lên ván cừ. Đất có các đặc trưng :*

$$c' = 0 \; ; \; \varphi' = 30^o \; ; \; \gamma = \underline{20 kN/m^3}.$$

Bài giải

Đánh giá F :

$$F = 1,4.tg\varphi_{mob.} = arctg\,(tg30^o/1,4) = 22,41^o$$

$$K_p = tg^2(45^o + 22,^o41/2) = 2,23 \text{ và } K_a = 1/K_p = 0,448.$$

Từ phương trình [8.49], tính được chiều sâu đóng :

$$d = \frac{3,0}{2,23^{2/3} - 1} = 4,24m$$

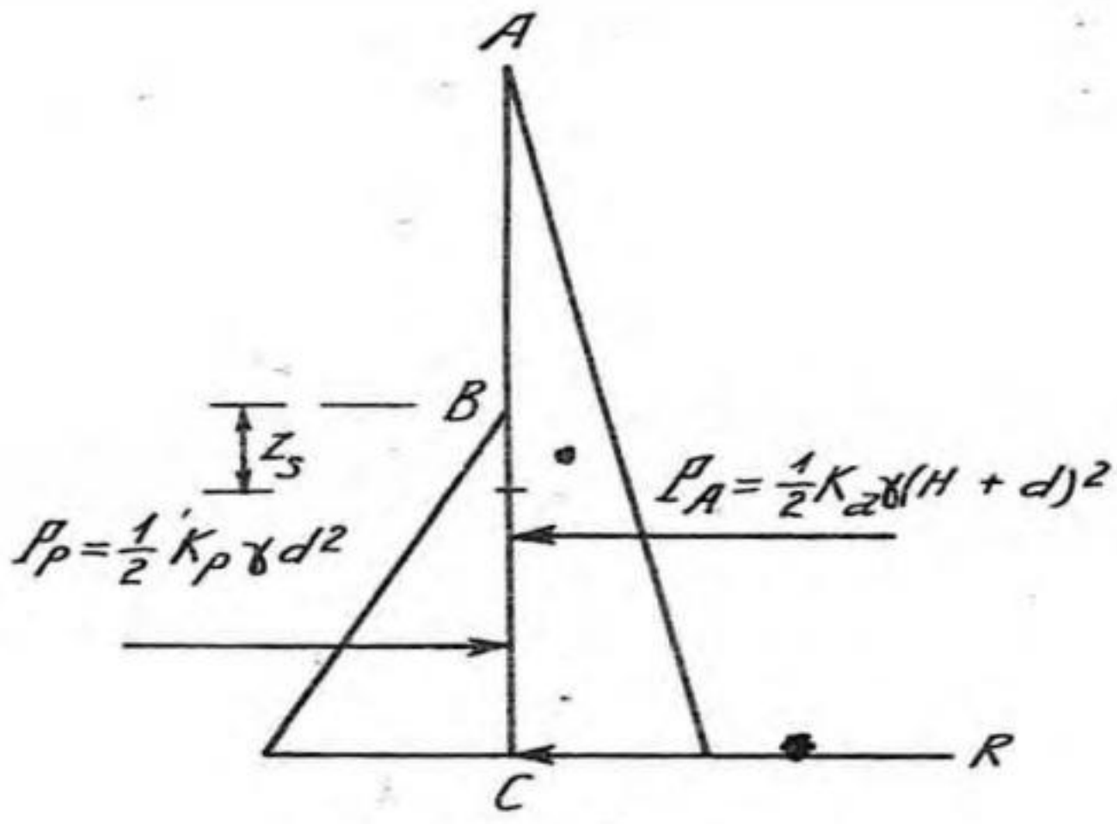
Chiều sâu đóng an toàn :

$$d_2 = 1,2 \times 4,24 = 5,08m.$$

Momen uốn cực đại xảy ra ở điểm z_s, ở dưới B, có lực cắt bằng không (hình 8.36).

Cân bằng các lực, ta có :

$$0 = \frac{1}{2} K_p \gamma z_s^2 = \frac{1}{2} K_a \gamma (H + z_s)^2.$$



Hình 8–36

Rút gọn : $K_p^2 z_s^2 = (H + z_s)^2$

Từ đó, tính được z_s :

$$z_s = \frac{H}{K_p - 1} = \frac{3,0}{1,23} = 2,44m$$

Momen uốn cực đại xác định theo :

$$M_{max} = \frac{1}{6} \times 20[0,448(3,0 + 2,44)^3 - 2,23 \times 2,44^3] = \underline{132\,kNm}$$

Cừ ngàm trong đất sét không thoát nước

Xem phương trình [8.7a] và [8.7d], khi $\varphi = 0$, nên $K_a = K_p = 1$, điều kiện ổn định không thể thiết lập được trừ khi $H < 4c_u/\gamma$. Vì thế, lấy hệ số an toàn bằng 1,5 và với trọng lượng đơn vị đất điển hình, không được dùng ván cừ ngàm khi $c_u/H < 7$.

Ván cừ neo

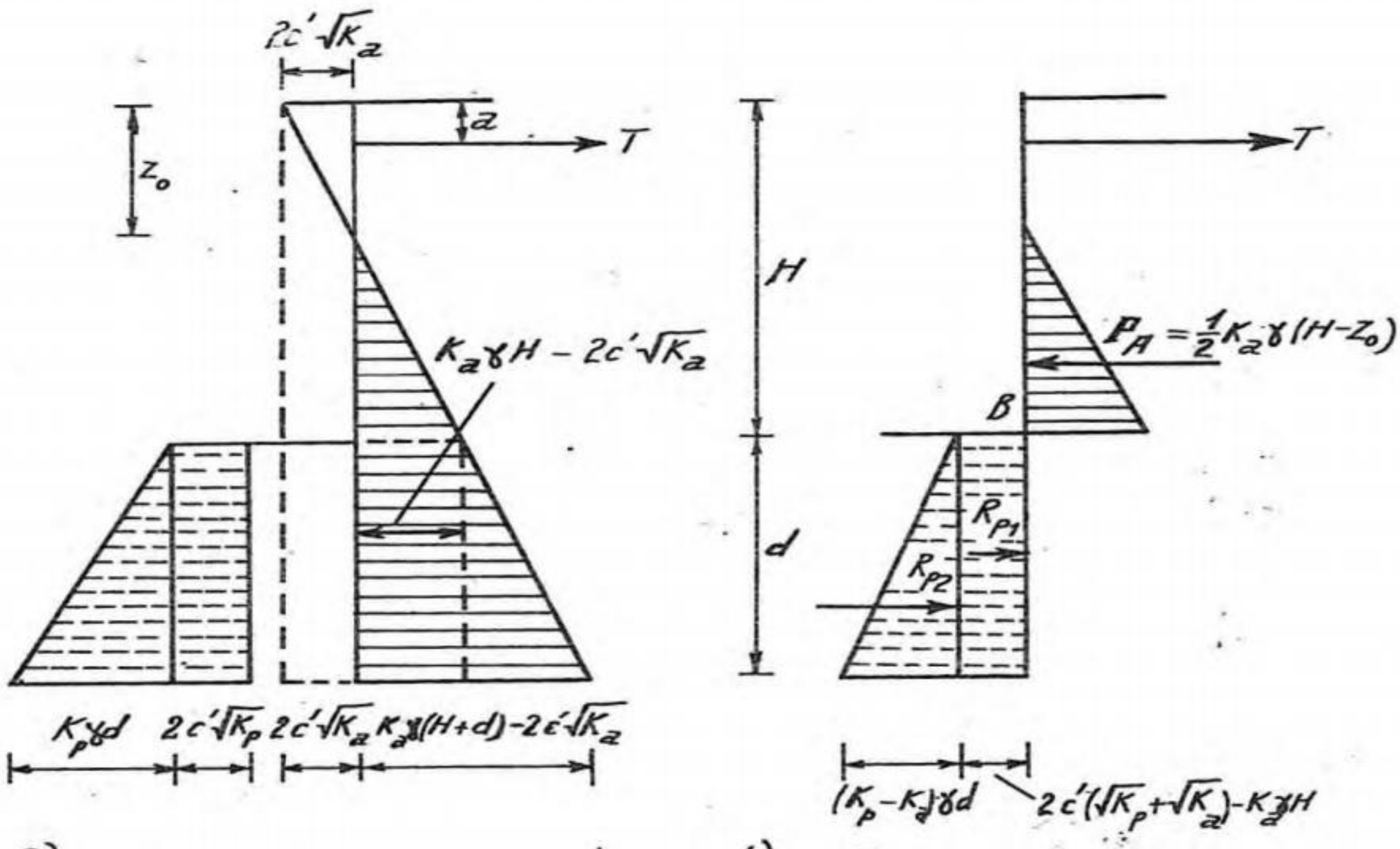
Khi chống đỡ tạm thời, ván cừ ngàm chỉ thích hợp lí tưởng trong các trường hợp nhất định, nó khó phù hợp cho bùn và đất sét, và ngay cả trong đất không dính, khi chiều sâu chống đỡ trên 6m nó sớm trở nên không kinh tế vì chiều dài yêu cầu của nó. Dùng cách neo bằng dây cột hay nạng chống tại gần đỉnh tường, chiều sâu đóng yêu cầu giảm đáng kể, cùng với việc giảm cả chuyển vị hông và momen uốn tác dụng lên ván cừ.

Thường dùng hai phương pháp giải tính sau, sự khác biệt giữa chúng là giả thiết đưa ra khi lưu ý đến sự ngàm cứng bởi đất ở chân tường. Phương pháp "*chống đỡ đất – tự do*" giả thiết là tường xoay tự do, vì thế không có sức kháng bị động ở phía sau tường. Phương pháp "*chống đỡ đất – cố định*" giả thiết là ngàm hoàn toàn chống lại xoay, sức kháng bị động có cả ở hai phía.

Phương pháp chống đỡ đất – tự do

Với điều kiện đất đồng nhất, giả thiết áp lực phân bố như hình 8–37a, nó cho phân bố thực như hình 8–37b. Bốn lực duy trì cân bằng như sau :

T – lực trong neo (sẽ được xác định) ;



Hình 8–37. Ván cừ neo : phương pháp "chống đỡ đất – tự do"
a) sự phân bố áp lực giả định ; b) phân bố áp lực thực.

P_{AD} – cường độ áp lực chủ động ở trên B

$$P_{AD} = \frac{1}{2} K_a \gamma (H - z_o)^2 ;$$

R_{p1} – sức kháng bị động 1

$$R_{p1} = [2c'(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a}) - \sqrt{K_a \gamma H}]d ;$$

R_{p2} – sức kháng bị động 2

$$R_{p2} = \frac{1}{2}(K_p - K_a)\gamma d^2 ;$$

trong đó, dùng giá trị φ' và c' đã xử lí. Bởi vậy, hai giá trị chưa biết, gồm có T và d nhưng vẫn chỉ xác định theo bài toán tĩnh. Cân bằng các mômen với điểm neo :

$$\sum M_T = 0 = P_{AD}\left[(H - a) - \frac{1}{3}2(H - z_o)\right]$$

$$-R_{P1}\left[(H - a) + \frac{1}{2}d\right] - R_{p2}\left[(H - a) + \frac{2}{3}d\right] \qquad [8.50]$$

Giải phương trình lập phương này tìm được giá trị d. Cân bằng các lực theo phương ngang :

$$\sum H = 0 = T - P_{AD} + R_{p1} + R_{p2} \qquad [8.51]$$

Từ phương trình này, tìm được giá trị T cho mỗi mét dài của tường. Dây neo thường đặt cách nhau 2 – 3m và gắn vào các thanh ngang cứng chắc để phân tán tải trọng. Trong CP2 (1950) đề nghị tăng giá trị tính toán T lên 15% do tải trọng tập trung tại điểm neo vì cừ có tính dẻo.

Ví dụ mẫu 8.13. *Một tường cừ neo được yêu cầu để chống đỡ cho một hố móng sâu 9m. Dây neo được gắn tại điểm cách đỉnh tường 1m (nằm dưới mặt đất). Dùng phương pháp "chống đỡ đất – tự do" để xác định độ sâu an toàn phải đóng cừ và lực neo cho mỗi mét dài. Các đặc trưng của đất như sau :*

$c' = 20kN/m^2$; $\varphi' = 24^o$; $\gamma = 18kN/m^3$

Bài giải

Đánh giá F :

$$F = 1,5 tg\varphi_{mob.} = arctg\,(tg24^o/1,5) = 16,53^o$$

$$K_p = tg^2\,(45^o + 16,53^o/2) = 1,80; K_a = 1/K_p = 0,557$$

và $c'_{mob.} = 20/1,5 = 13,3\ kN/m^2$

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 13,3}{18 \times \sqrt{0,557}} = 1,98m$$

$$(H - z_o) = 9 - 1,98 = 7,02m\ ;\ (H - a) = 8,0m$$

$$P_{AD} = \frac{1}{2} K_a \gamma (H - z_o)^2 = \frac{1}{2} \times 0,557 \times 18 \times 7,02^2 = 247,0\ kN/m.$$

$$R_{p1} = [2c'_{mob} \cdot (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a}) - \sqrt{K_a \gamma H}]d$$

$$= [2 \times 13,3\,(\sqrt{1,8} - \sqrt{0,557}) - \sqrt{0,557 \times 18 \times 9}]d = -65,4dkN/m.$$

$$R_{p2} = \frac{1}{2}(K_p - K_a)\gamma d^2 = \frac{1}{2}(1,80 - 0,557)18\,d^2 = 11,187d^2\ kN/m.$$

Cân bằng momen với T giống như phương trình [8.50] :

$$\sum M_T = 0 = 247{,}0\left(8{,}0 - \frac{1}{3} \times 7{,}02\right) + 65{,}4d\left(8{,}0 + \frac{1}{2}d\right) - 11{,}187d^2\left(8{,}0 + \frac{2}{3}d\right)$$

Cho ta :

$$0 = d^3 + 7{,}616d^2 - 70{,}15d - 187{,}4.$$

Giải ra, tìm được :

$$d = 6{,}79\text{m, lấy tròn } 6{,}80\text{m}$$

Cân bằng các lực theo phương ngang giống như phương trình [8.51] :

$$\sum H = 0 = T - 247{,}0 - 65{,}4 \times 6{,}80 + 11{,}187 \times 6{,}80^2$$

Từ đó $T = 247{,}0 + 444{,}7 - 517{,}3 = 174{,}4$ kN/m

Lực neo thiết kế :

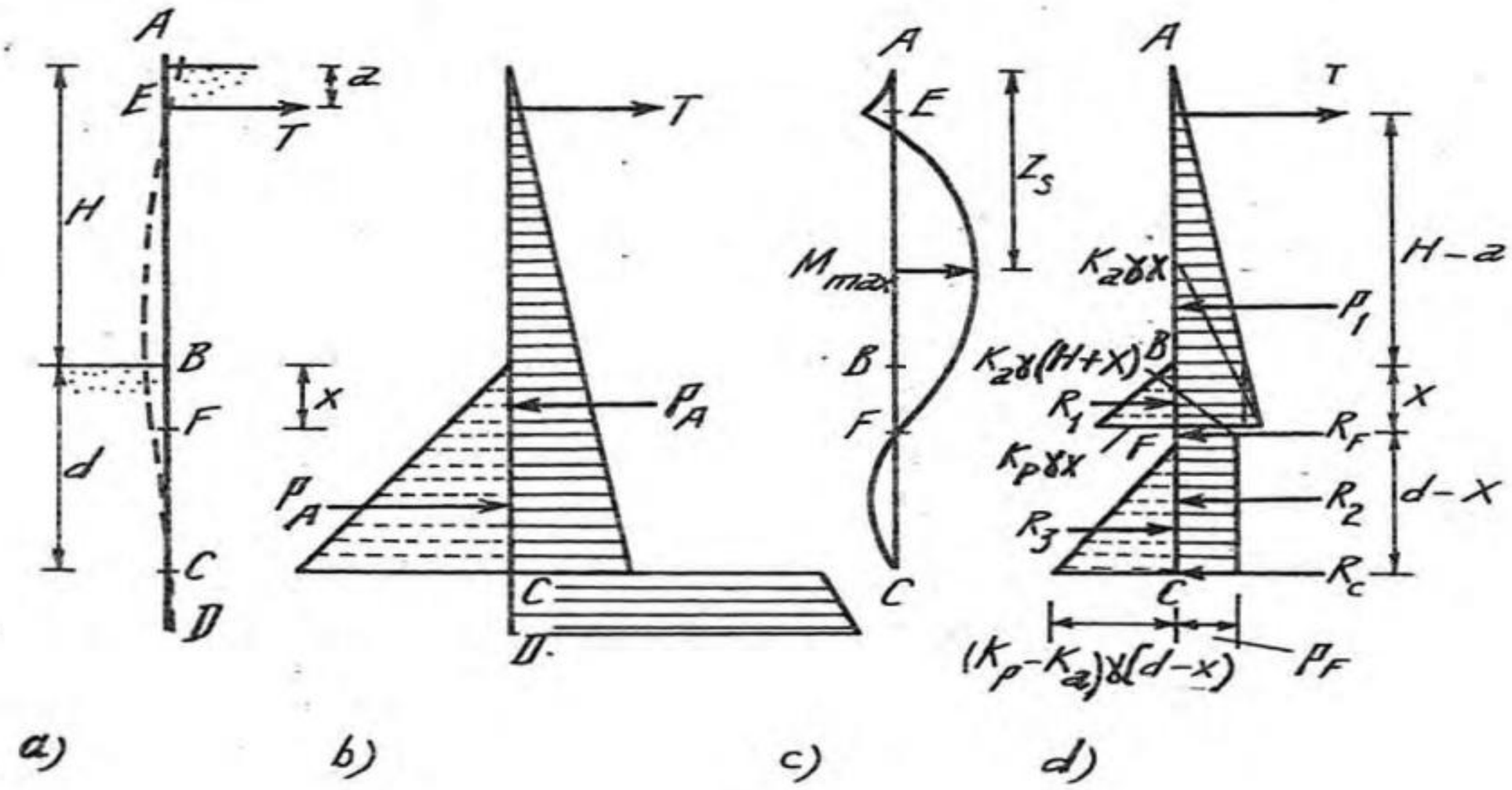
$$T_a = 1{,}15 \times 174{,}4 = \underline{201 \text{ kN/m}}$$

Phương pháp chống đỡ đất – cố định

Trong phương pháp này, giả thiết ván cừ bị uốn (hình 8–38a) với điểm ngàm chặt tại D và điểm chống uốn cong tại F. Giả thiết áp lực phân bố như hình 8–38b với sự đơn giản hóa là sức kháng bị động trên chiều dài CD tác dụng như một tải trọng theo đường thẳng nằm ngang tại C. Theo quan điểm kết cấu, ván cừ nay được xem như hai dầm tương đương AF và FC nối tiếp nhau bởi mối nối ghim tại F. Sự phân bố áp lực thực tương ứng trên các dầm tương đương này được thấy trong hình 8–38d. Khoảng cách x xác định vị trí của điểm chống uốn cong tìm được bằng giải tích đàn hồi chính xác với quá trình tính lặp. Tuy nhiên, phổ biến hơn là giả thiết tỉ số x/H liên hệ với φ' theo chỉ dẫn dưới đây.

φ' (độ)	15	20	25	30	35	40
x/H	0,37	0,25	0,15	0,08	0,033	−0,01

Một phương pháp đơn giản hơn, giả thiết là điểm chống uốn cong ở tại điểm có áp lực hông bằng không. Thật hợp lí khi



Hình 8–38. Ván cừ neo : phương pháp chống đỡ đất – cố định
a) dạng uốn ; b) sự phân bố giả định ; c) sự phân bố momen uốn ;
d) các lực lên dầm tương đương

cho rằng sức kháng bị động biểu lộ đủ để đạt được sự cố định – giả thiết trong phương pháp này, chỉ xảy ra trong đất cát và cuội chặt. Còn trong đất không dính xốp rời và trong đất bụi, đất sét, mức độ cố định không chắc chắn, vì thế phương pháp chống đỡ đất – tự do được coi là thích hợp hơn. Xem xét dầm tương đương AF (hình 8–38c), có các lực sau :

$$P_1 = \frac{1}{2}K_a\gamma(H + x)^2 \quad \text{và} \quad R_1 = \frac{1}{2}K_p\gamma x^2$$

Cân bằng momen với điểm E :

$$\sum M_E = 0 = P_1\left[\frac{2}{3}(H+x) - a\right] - R_1\left[\frac{2}{3}x + H - a\right] - R_F(H+x-a) \quad [8.52]$$

Từ phương trình trên, tìm được giá trị R_F và lực trong dây neo bằng :

$$T = P_1 - R_1 - R_F \quad [8.53]$$

Tiếp đó, xem xét dầm tương đương FC, có các lực tác dụng sau :

$R_2 = p_F\,(d - x)$ ở đây $p_F = K_a\gamma(H - x) - K_p\gamma x$

và $R_3 = \frac{1}{2}(K_p - K_a)\,\gamma(d - x)^2$

Cân bằng momen với điểm C :

$$\sum M_c = 0 = R_F(d-x) + \frac{1}{2}R_2(d-x) - \frac{1}{3}R_3(d-x) = R_F + \frac{1}{2}R_2 - \frac{1}{3}R_3 \quad [8.54]$$

Từ đây có thể giải tìm (d – x), rồi d. Giá trị này sẽ tăng 20% vì khi phân tích đã bỏ qua chiều dài CD : $d_s = 1{,}2d$.

Nếu momen uốn cực đại xảy ra ở dưới đỉnh tường khoảng z_s thì :

$$T = \frac{1}{2}K_a\,\gamma\,z_s^2$$

Cho ta : $$z_s = \sqrt{\left(\frac{2T}{K_a\gamma}\right)} \quad [8.55a]$$

và $$M_{max} = T(z_s - a) - \frac{1}{6}K_a\gamma z_s^3 \quad [8.55b]$$

Ví dụ mẫu 8.14. *Một tường cừ neo được dùng để chống đỡ cho một hố móng sâu 9m. Dây neo được gắn tại điểm cách đỉnh tường 1m (nằm dưới mặt đất). Dùng phương pháp chống đỡ đất – cố định để xác định độ sâu an toàn phải đóng cừ, lực neo cho mỗi mét dài và momen uốn cực đại gây ra cho ván cừ. Các đặc trưng của đất như sau :*

$$c' = 0\ ;\ \varphi' = 39^o\ ;\ \gamma = 20 kN/m^3.$$

Bài giải

Đánh giá F :

$F = 1{,}3 tg\varphi'_{mob.} = arctg(tg39^o/1{,}3) = 32{,}0^o$

$K_p = tg^2\,(45^o + 32{,}0^o/2) = 3{,}25$ và $K_a = 1/K_p = 0{,}307$

$x/H = 0{,}061$ (bằng nội suy) ; vì thế $x = 0{,}061 \times 9 = 0{,}549m$

Các lực tác dụng lên dầm đương đương ở trên :

$$P_1 = \frac{1}{2} K_a \gamma (H + x)^2 = \frac{1}{2} \times 0{,}307 \times 20 \times 9{,}549^2 = 279{,}9 \text{ kN/m}$$

$$R_1 = \frac{1}{2} K_p \gamma x^2 = \frac{1}{2} \times 3{,}25 \times 20 \times 0{,}549^2 = 9{,}80 \text{ kN/m}$$

Cân bằng momen với điểm E :

$$\sum M_E = 0 = 279{,}9\left[\frac{2}{3} \times 9{,}549 - 1\right] - 9{,}80\left[\frac{2}{3} \times 0{,}549 + 8{,}0\right] - R_F \times 8{,}549$$

Từ đó :

$$R_F = (1502 - 82{,}0)/8{,}549 = 166{,}1 \text{ kN/m}$$

Lực neo yêu cầu :

$$T_a = (P_1 - R_1 - R_F)1{,}15 = 120 \text{kN/m}$$

$$p_F = 0{,}307 \times 20 \times 9{,}459 - 3{,}25 \times 20 \times 0{,}549 = 22{,}95 \text{ kN/m}^2$$

Các lực tác dụng lên dầm tương đương ở dưới :

$$R_2 = 22{,}95 \text{ (d - x)}$$

$$R_3 = \frac{1}{2} \text{ (3,25 - 0,307) 20 (d - x)}^2 = 29{,}43(d - x)^2$$

Cân bằng momen với điểm C :

$$\sum M_c = 0 = 166{,}1 + \frac{1}{2} \times 22{,}95(d - x) - \frac{1}{3} \times 29{,}43(d - x)^2 =$$

$$= (d - x)^2 - 1{,}170 \text{ (d - x)} - 16{,}93$$

Giải ra, tìm được :

$$d - x = 4{,}74\text{m}$$

Vì thế, độ sâu cừ đóng an toàn bằng :

$$d_s = (4{,}74 + 0{,}549)1{,}2 = 6{,}35\text{m}$$

Vị trí có lực cắt bằng không :

$$z_o = \sqrt{\left(\frac{2 \times 104}{0{,}307 \times 20}\right)} = 5{,}82\text{m}$$

Momen uốn cực đại tính theo :

$$M_{max.} = 104\,(5{,}82 - 1{,}0) - \frac{1}{6} \times 0{,}307 \times 2 \times 5{,}82^3 = \underline{384\ \text{kNm}}$$

cho mỗi mét cừ

Sự thấm và áp lực nước lỗ rỗng

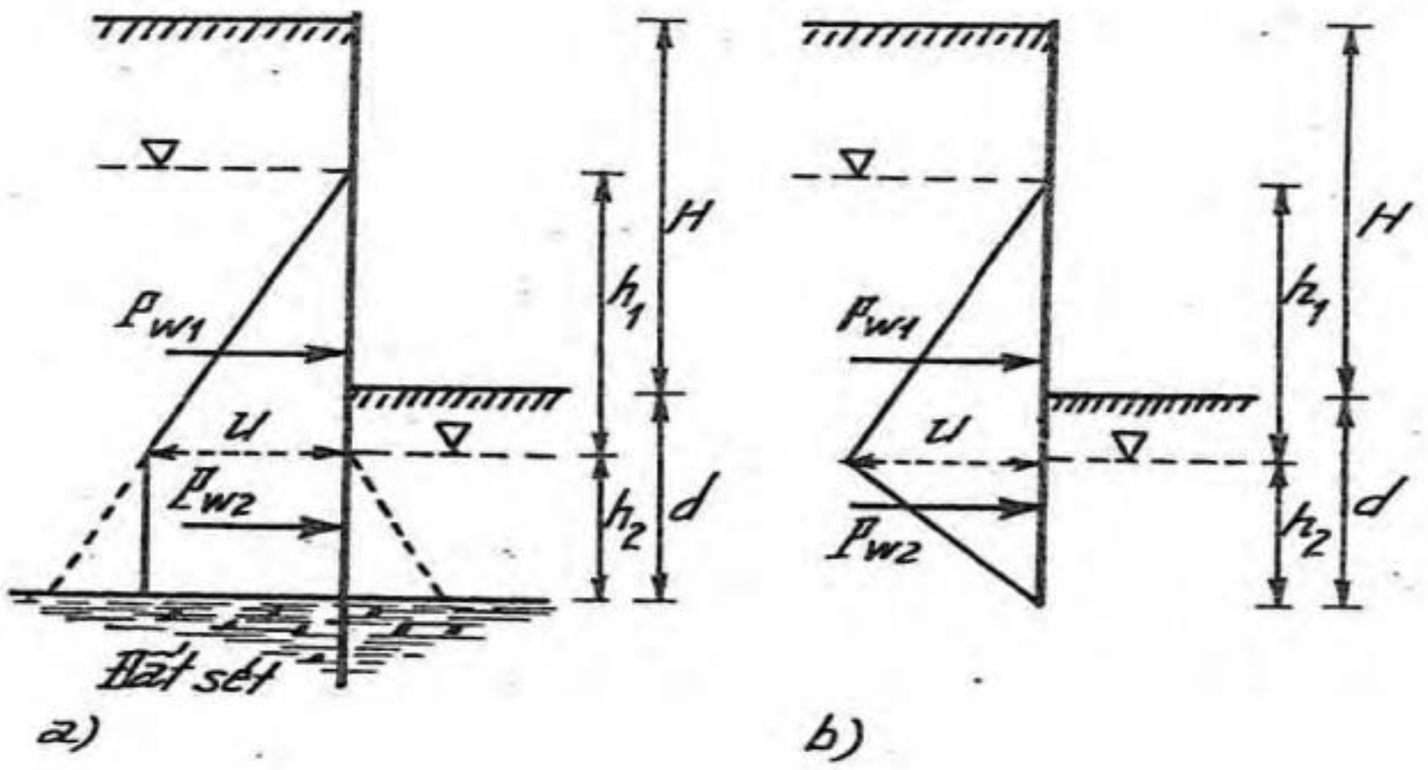
Trong cát và cuội, nếu mực nước ngầm trước và sau tường chênh lệch thì cần xem xét áp lực nước lỗ rỗng thủy tĩnh khác nhau. Mực nước ngầm có thể biến đổi do bơm hút, mưa hay điều kiện thủy triều. Trong thời gian cần để khôi phục sự cân bằng của mực nước ngầm, quá trình thấm diễn ra với hậu quả là thêm tác động tới áp lực nước lỗ rỗng và dung trọng đất. Trong đất sét, do tính thấm yếu nên thấm ít hoặc không thấm, nhưng vẫn phải xem xét lực áp lực nước lỗ rỗng chênh lệch.

a) Ván đóng vào trong đất sét

Hình 8–39a cho thấy sự phân bố áp lực thủy tĩnh. Các lực thủy tĩnh thực ở phía chủ động gồm :

$$P_{w1} = \frac{1}{2}\gamma_w h_1^2 \qquad [8.56a]$$

$$P_{w2} = \gamma_w h_1 h_2 \qquad [8.56b]$$



Hình 8–39. Áp lực nước lỗ rỗng ở phía sau tường ván cừ
a) trong đất sét ; b) trong cát

Vì không xảy ra thấm (do tính thấm kém), dung trọng ở phía chủ động và bị động như nhau.

b) Ván đóng vào trong cát

Giả thiết điều kiện thấm ổn định, trong đó cột nước tổng bị giảm khi qua mặt ván cừ ở giữa hai mực nước ngầm.

Cách khác, chặt chẽ hơn, có thể dùng một lưới thấm. Cột nước thủy lực do vậy, là h_1 và chiều dài của đường dòng là $h_1 + h_2$ (hình 8–39b). Áp lực nước lỗ rỗng cực đại u xác định theo :

$$u = \frac{2h_1h_2}{h_1 + h_2}\gamma_w \qquad [8.57]$$

và lực áp lực nước :

$$P_{w1} = \frac{1}{2}uh_1 \qquad [8.58a]$$

$$P_{w2} = \frac{1}{2}uh_2 \qquad [8.58b]$$

Áp lực thấm j sẽ là hằng số, với dòng thấm xuống dưới xảy ra ở phía chủ động và dòng thấm hướng lên ở phía bị động

$$j = \frac{h_1}{h_1 + 2h_2} \qquad [8.59]$$

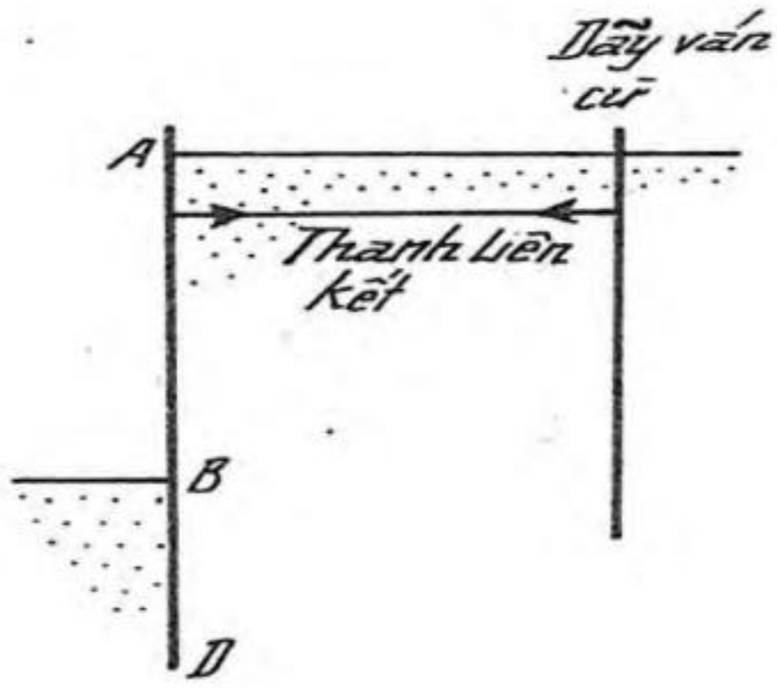
và dung trọng của đất sẽ bằng :

Phía chủ động : $\gamma' = \gamma_{sat.} - 9{,}81(1 - j)$ [8.60a]

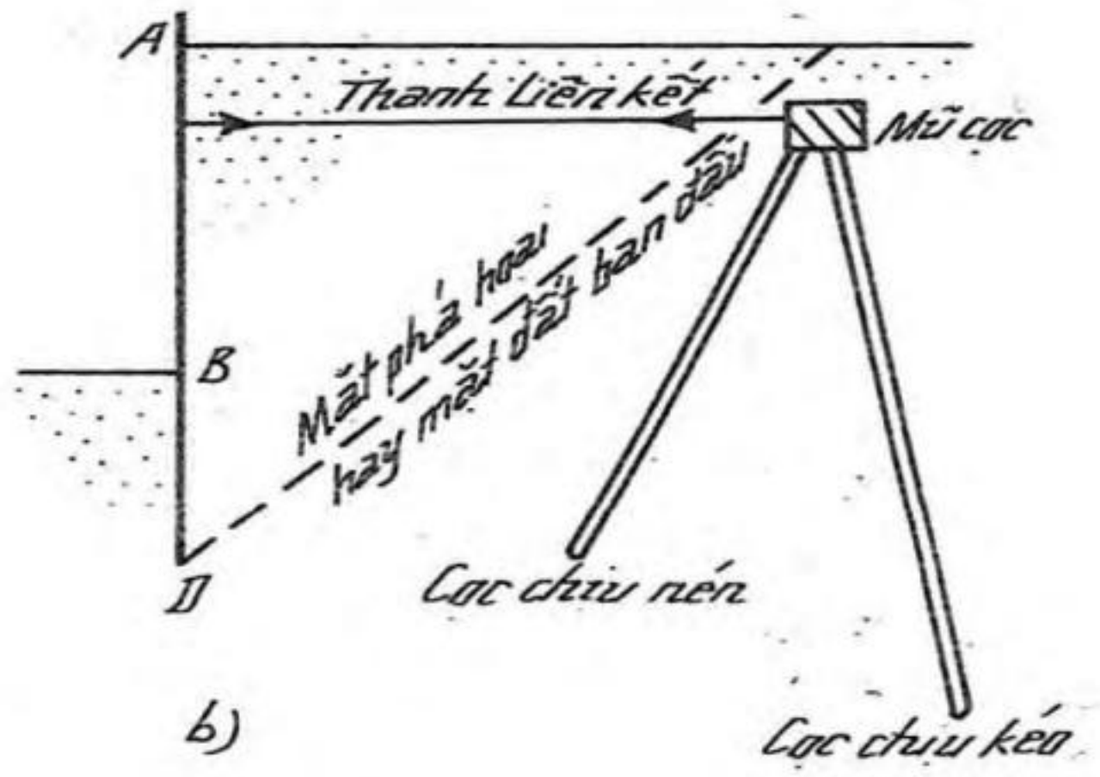
Phía bị động : $\gamma' = \gamma_{sat.} - 9.81\ (1 + j)$ [8.60b]

Neo cho ván cừ

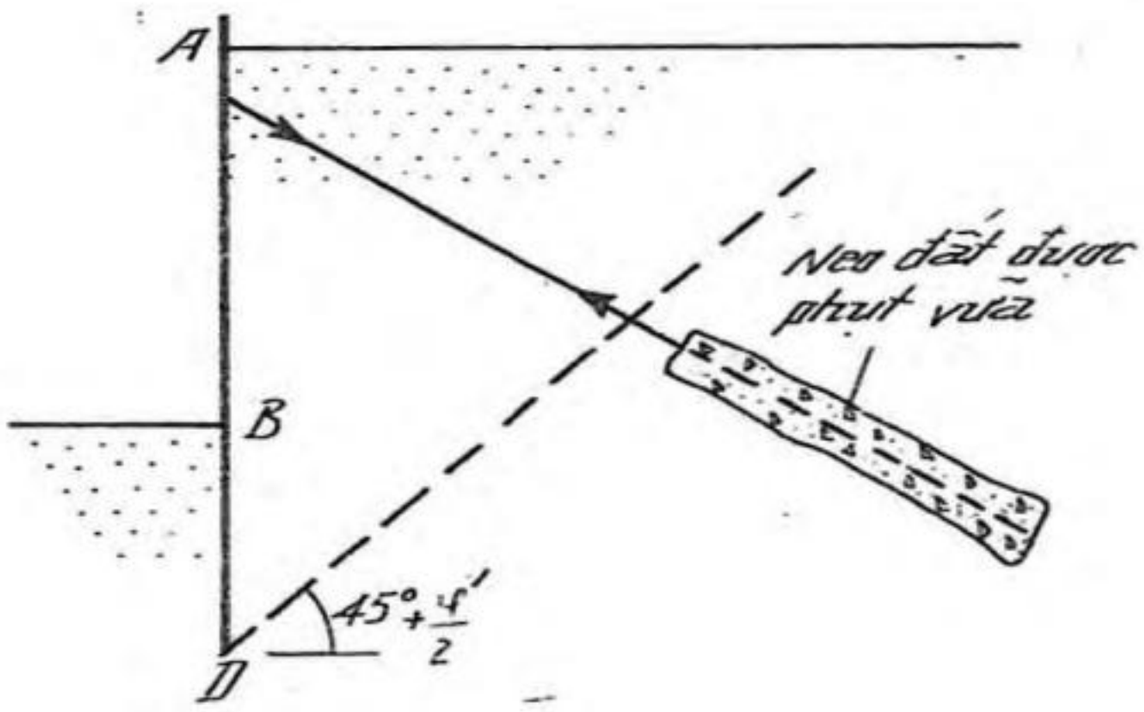
Một số phương pháp neo đã được dùng và các dạng phổ biến nhất thấy ở hình 8–40. Dẫy ván cừ song song với nhau (hình 8–40a) dùng thuận lợi khi không gian bị hạn chế hay công trình khá tạm thời. Để tránh cho ván cừ bị uốn và trong trường hợp ở nơi có đất đắp, có thể dùng cặp các cọc xiên (hình 8–40b). Neo đất (hình 8–40c và xem mục 8.13) gồm có thành hay dây cáp chịu kéo được đặt trong vữa xi măng phụt, có hiệu ích đặc biệt khi không có



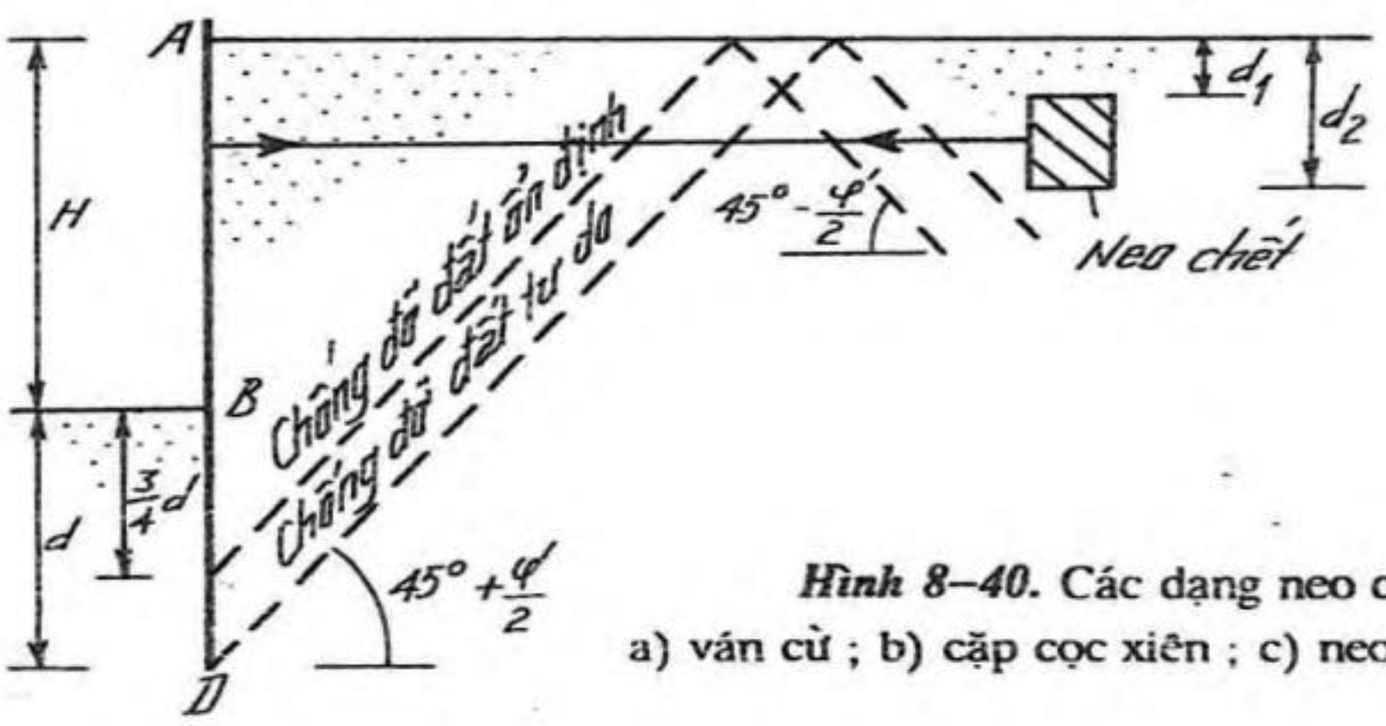
a)



b)



c)



d)

Hình 8–40. Các dạng neo cho ván cừ
a) ván cừ ; b) cặp cọc xiên ; c) neo đất ; d) neo chết

đường đi vào bề mặt. Dạng neo phổ biến nhất là neo "chết", đó là khối tường bê tông không cốt thép hay một loạt các khối được đúc trong đất (hình 8–40d). Điều quan trọng là đặt các neo chết như thế nào để vùng phá hoại của tường và của khối neo không phủ nhau. Một phương pháp đơn giản theo quy tắc ngón tay cái bảo dảm được điều đó, thấy ở hình 8–40d. Đầu dưới của nêm phá hoại chủ động được xem như xảy ra ở chân của ván cừ, nơi đã sử dụng phương pháp chống đỡ đất – tự do để xác định độ sâu đóng, hay tại điểm dưới B là $\frac{3}{4}$ d trong trường hợp dùng phương pháp chống đỡ đất – cố định.

Có thể xác định sức chịu kéo cho phép cho một neo chết như sau :

Neo chết liên tục :

$$T_A = \frac{1}{2}\gamma d_2^2 L(K_p - K_a) \qquad [8.61]$$

Khối riêng biệt :

$$T_A = \frac{1}{2}\gamma d_2^2[L(K_p - K_a) + K_o(d_2 - d_1)tg\varphi'_{mob.}] \qquad [8.62]$$

ở đây : T_A – sức chịu kéo cho phép (cho $d_1 \leqslant \frac{1}{2} d_2$);

L – chiều dài neo chết cho mỗi dây neo ;

d_1 – chiều sâu tới mặt trên của neo chết ;

d_2 – chiều sâu tới mặt dưới của neo chết ;

γ – trọng lượng đơn vị của đất ;

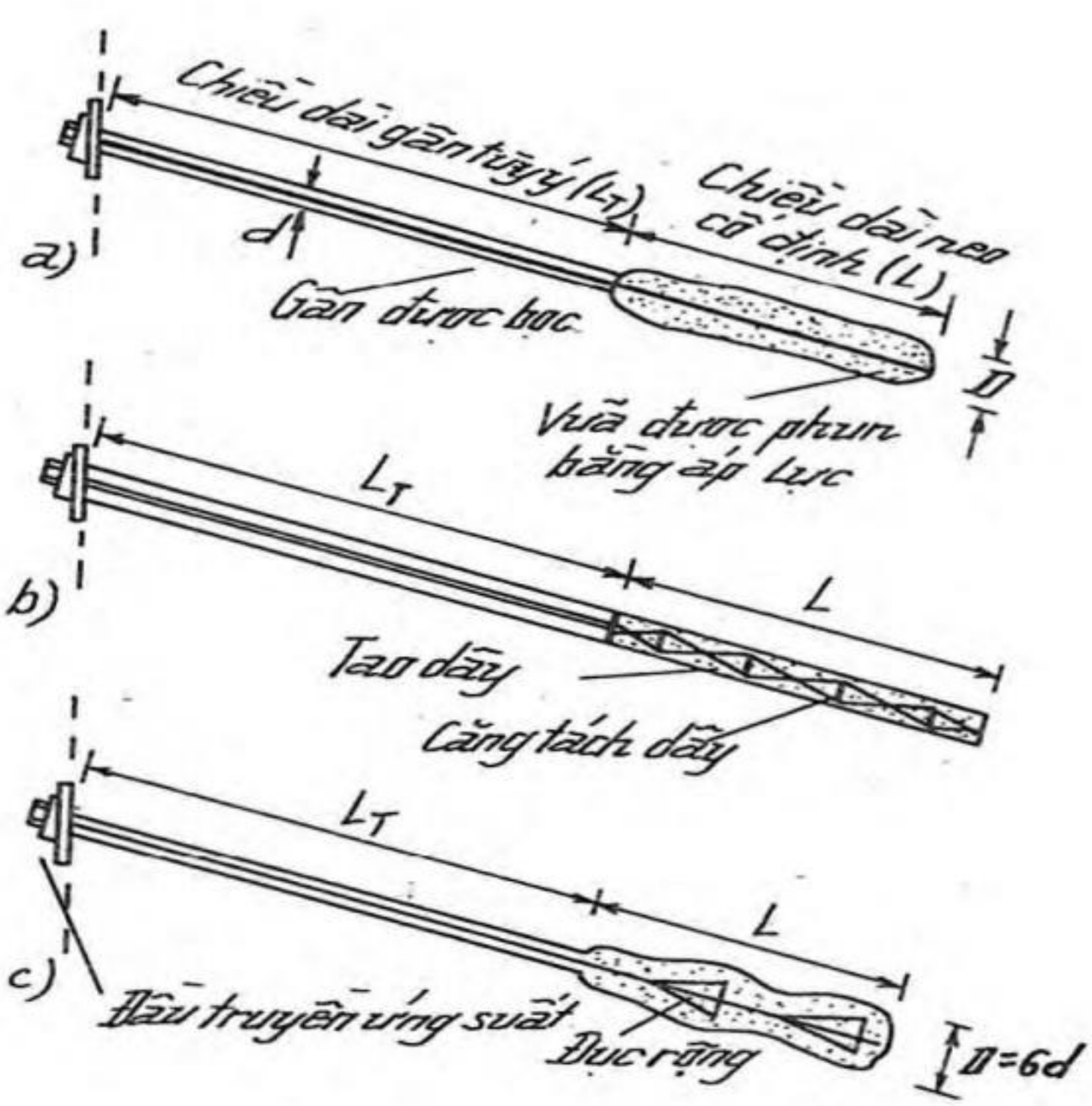
K_a, K_p, K_o – các hệ số áp lực đất dựa trên $\varphi'_{mob.}$;

$\varphi'_{mob.}$ – góc ma sát đã có hệ số hiệu chỉnh.

8.13. Neo đất

Neo đất là một kết cấu để truyền tải trọng kéo tới khi đất hay đá chịu tải an toàn. Neo có ba phần chính : a) đầu truyền ứng suất, b) gân và c) mố neo cố định.

Gân có dạng thanh hay cáp nhiều dây bện, thường dùng thép chịu kéo cao ($f_y \geqslant 800$ MN/m^2). Ba dạng neo đất chính được thấy ở hình 8–41.



Hình 8–41. Neo đất
a) phụt vữa bằng áp lực ; b) dây cáp bện ; c) bện khi đục rộng thêm

Neo trong cuội thô và cát ($k > 1 \times 10^{-4}$ m/s)

Trong đất hạt thô có hệ số thấm $> 1 \times 10^{-4}$ m/s, vữa xi măng phụt thấm vào được khoảng rỗng dọc theo chiều dài neo cố định (hình 8–41a). Sự liên kết với gân đạt được bằng cách uốn gân hay dùng ống nén, nó sẽ giãn nở khi tác dụng tải trọng ứng suất trước. Sức mang tải cực hạn T có thể tính theo biểu thức sau (Littlejohn, 1970) :

$$T = 10DLm\,tg\varphi' \qquad [8.63]$$

ở đây : D – đường kính mố neo cố định ;

L – chiều dài mố neo cố định ;

φ' – góc ma sát của đất ;

m – hệ số thay đổi từ 150 đến 600 phụ thuộc vào kích thước của hạt đất.

Xác định gần đúng m (theo Littlejohn, 1977) :

$$\lg m = 2{,}52 + 0{,}34 \lg D_{50} \qquad 8.64$$

ở đây : D_{50} – cỡ hạt đặc trưng.

Neo trong cát mịn và cát bụi ($1 \times 10^{-6} < k < 1 \times 10^{-4}$ m/s) Trong đất có hệ số thấm nhỏ, vữa xi măng thấm chậm hơn nhiều và chiều sâu thâm nhập kém hơn do tạo màng. Loại neo ở hình 8–41b khá thích hợp cho các loại đất này : nhiều sợi thép bện được đưa vào vữa xi măng phụt. Đường kính mố neo cố định bằng đường kính của ống gân. Dùng phương trình [8.63] để xác định T.

Neo trong đất sét rắn chắc và đá macnơ

Trong thực tế, không thể mong đợi vữa thấm vào trong các loại đất dính này, nên thường phải dùng phương pháp đục rộng thêm (hình 8–41c). Thông thường, đường kính mố neo cố định gấp 6 lần đường kính ống gân. Đất có $c_u < 90$ kN/m^2 thường không được xem là thích hợp để đóng neo vào.

Sức mang tải giới hạn T tính theo biểu thức :

$$T = \pi D L K c_u \qquad [8.65]$$

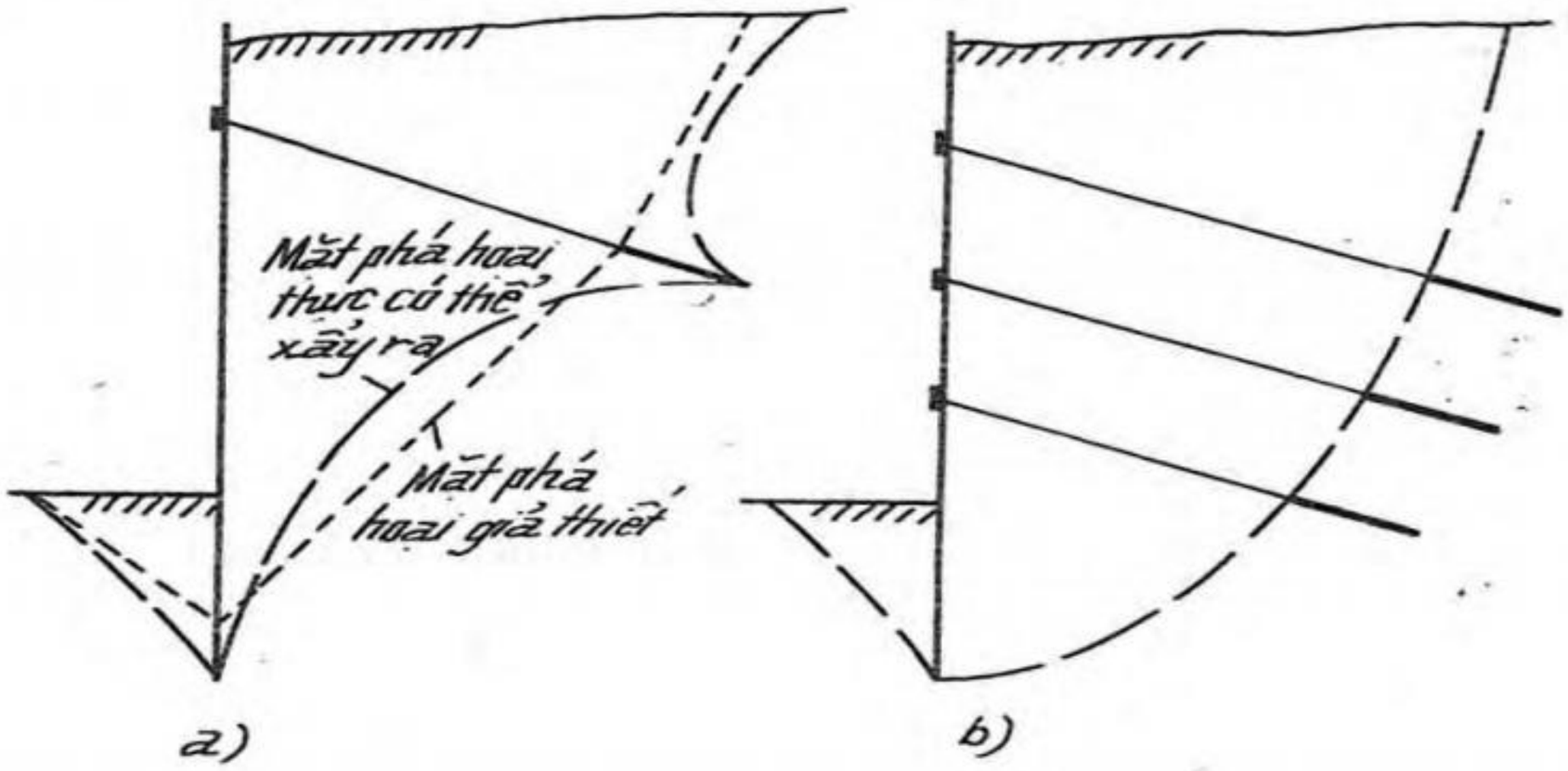
ở đây : c_u – độ bền cắt không thoát nước của đất ;

K – hệ số từ 0,45 đến 0,6 phụ thuộc vào phương pháp đặt neo.

Ổn định toàn bộ của tường neo

Với tường được liên kết với một dãy neo đơn, các phương pháp sử dụng áp lực đất chủ động và bị động đã trình bày ở trên là thích đáng. Cũng cần dùng hệ số an toàn cho các thông số độ bền chịu cắt của đất. Phải kiểm tra sự ổn định toàn bộ của một hệ neo đơn kết hợp với mặt đất nghiêng hay thay đổi không quy luật. Mặt phá hoại gần đúng như ở hình 8–42a và xem xét nêm đất tạo thành khi cân bằng giới hạn. Hệ neo, sẽ làm cho mặt phá hoại cong (hình

4–82b), trong trường hợp này phân tích bằng phương pháp phân mảnh cùng với việc kiểm tra an toàn cho mỗi neo.



Hình 8–42. Mặt phá hoại cho tường neo
a) dãy các neo đơn ; b) hệ neo

BÀI TẬP

Các bài tập từ 1 đến 11 có ý đồ làm rõ sự biến đổi về độ lớn và vị trí của tổng áp lực chủ động gây ra do điều kiện đất khác nhau ở phía sau tường chắn. Trong mỗi trường hợp, tường có lưng tường nhẵn, thẳng đứng và chống đỡ khối đất sâu 12m.

Với mỗi trường hợp, hãy tính độ lớn và vị trí (nằm trên chân tường) của tổng áp lực chủ động P_A, giả thiết mực nước ngầm nằm dưới chân tường. Kí hiệu các đặc trưng của đất được chống đỡ :

c' – lực dính biểu kiến ;

φ' – góc của sức kháng cắt ;

γ – trọng lượng đơn vị.

1. Mặt đất nằm ngang, không có tải trọng phụ, chỉ có một lớp đất :

$c' = 0$; $\varphi' = 30^\circ$; $\gamma = 18{,}0\ kN/m^3$.

2. Mặt đất nằm ngang, tải trọng phụ phân bố đều là 24kN/m^2, chỉ có một lớp đất.

$c' = 0$; $\varphi' = 32^o$; $\gamma = 19{,}5$ kN/m^3

3. Mặt đất nằm ngang, không có tải trọng phụ, có hai lớp đất :

0 – 5m ở dưới mặt đất : $c' = 0$; $\varphi' = 30^o$; $\gamma = 18{,}0$ kN/m^3

dưới 5m : $c' = 0$; $\varphi' = 36^o$; $\gamma = 20{,}0$ kN/m^3

4. Mặt đất nằm ngang, không có tải trọng phụ, có hai lớp đất :

0 – 4m ở dưới mặt đất : $c' = 0$; $\varphi' = 34^o$; $\gamma = 19{,}6$ kN/m^3

dưới 4m : $c' = 0$; $\varphi' = 28^o$; $\gamma = 18{,}4$ kN/m^3

5. Mặt đất nghiêng với phương nằm ngang 15^o từ đỉnh tường, không có tải trọng phụ, chỉ có một lớp đất :

$c' = 0$; $\varphi' = 30^o$; $\gamma = 19{,}0$ kN/m^3

6. Mặt đất nằm ngang, không có tải trọng phụ, chỉ có một lớp đất :

$c_u = 45$ kN/m^2 ; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 18{,}0$ kN/m^3

7. Mặt đất nằm ngang, không có tải trọng phụ, chỉ có một lớp đất :

$c' = 15$kN/m^2 ; $\varphi' = 20^o$; $\gamma = 18.0$ kN/m^3

8. Mặt đất nằm ngang, tải trọng phụ đồng nhất là 24kN/m^2, chỉ có một lớp đất :

$c' = 15$kN/m^2 ; $\varphi' = 20^o$; $\gamma = 18{,}0$ kN/m^3

9. Mặt đất nằm ngang, tải trọng phụ phân bố đều là 60kN/m^2, chỉ có một lớp đất :

$c' = 15$kN/m^2 ; $\varphi' = 20^o$; $\gamma = 18{,}0$ kN/m^3

10. Mặt đất nằm ngang, không có tải trọng phụ, có hai lớp đất :

0 – 5m ở dưới mặt đất : $c_u = 12$ kN/m^2; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 17{,}0$ kN/m^3

dưới 5m : $c_u = 35$ kN/m^2; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 18{,}0$ kN/m^3

11. Mặt đất nằm ngang, không có tải trọng phụ, có hai lớp đất :

0 – 4m ở dưới mặt đất : $c' = 0$; $\varphi' = 30^o$; $\gamma = 19{,}6$ kN/m^3

dưới 4m : $c' = 25$ kN/m^2; $\varphi' = 15^o$; $\gamma = 18{,}2$ kN/m^3

12. Một tường chắn bằng bêtông có lưng tường nhẵn, thẳng đứng chắn giữ khối đất sâu 8m có các đặc trưng sau :

$c' = 0$; $\varphi' = 32^o$; $\gamma' = 19$kN/m^3 ; $\gamma_{sat.} = 21$kN/m^3

Không có tải trọng phụ trên mặt đất.

Hãy tính độ lớn của tổng áp lực chủ động tác dụng lên tường trong các điều kiện sau đây :

a) thoát nước hoàn toàn và tự do chuyển dịch ;

b) thoát nước hoàn toàn nhưng đỉnh tường bị giữ chống chuyển dịch ;

c) tự do chuyển dịch, mực nước ngầm bằng mặt đất.

13. Một tường chắn bằng bêtông có lưng tường nhẵn, thẳng đứng chắn giữ khối đất sâu 12m gồm có hai lớp :

0 – 7m ở dưới mặt đất : $c' = 0$; $\varphi' = 28^\circ$

γ thoát nước = 19,2kN/m^3

γ bão hòa = 20,6 kN/m^3

dưới 7m : $c_u = 25$ kN/m^2 ; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 18{,}1$ kN/m^3

Hãy tính độ lớn của tổng áp lực chủ động tác dụng lên tường cho các trường hợp mực nước ngầm như sau :

a) mực nước ngầm nằm dưới chân tường ;

b) mực nước ngầm nằm dưới mặt đất 7m ;

c) mực nước ngầm bằng mặt đất.

14. Một tường chắn bằng bêtông có lưng tường thẳng đứng chắn giữ khối đất sâu 5m có các đặc trưng sau :

$c' = 0$; $\varphi' = 32^\circ$; γ thoát nước = 18,8 kN/m^3

Một tải trọng phụ thẳng đứng phân bố theo đường thẳng là 80 kN/m^2 tác dụng song song và cách lưng tường 3m.

a) Hãy tính tổng áp lực hông tác dụng lên lưng tường, giả thiết đất thoát nước hoàn toàn và :

– tường nhẵn

– góc ma sát của tường (giữa tường và đất) là 25°

b) Nếu khối lượng của tường là 222 kN/m, hãy tính hệ số an toàn chống trượt (giả thiết mặt chống đỡ nhẵn thẳng đứng).

15. Lưng của một tường chắn nghiêng với phương nằm ngang góc 80° và có chiều cao thẳng đứng là 9m. Từ đỉnh tường, mặt khối đất được chống đỡ dốc lên với góc nghiêng 20°. Các đặc trưng của đất

$c' = 0$; $\varphi' = 30^\circ$; $\gamma = 20$kN/m^3 ; $\delta = 24^\circ$

Xác định cường độ áp lực chủ động hông tác dụng lên tường gây ra bởi các nêm đất thử có mặt phẳng phá hoại tạo với phương nằm ngang các góc 75°, 60° và 45°.

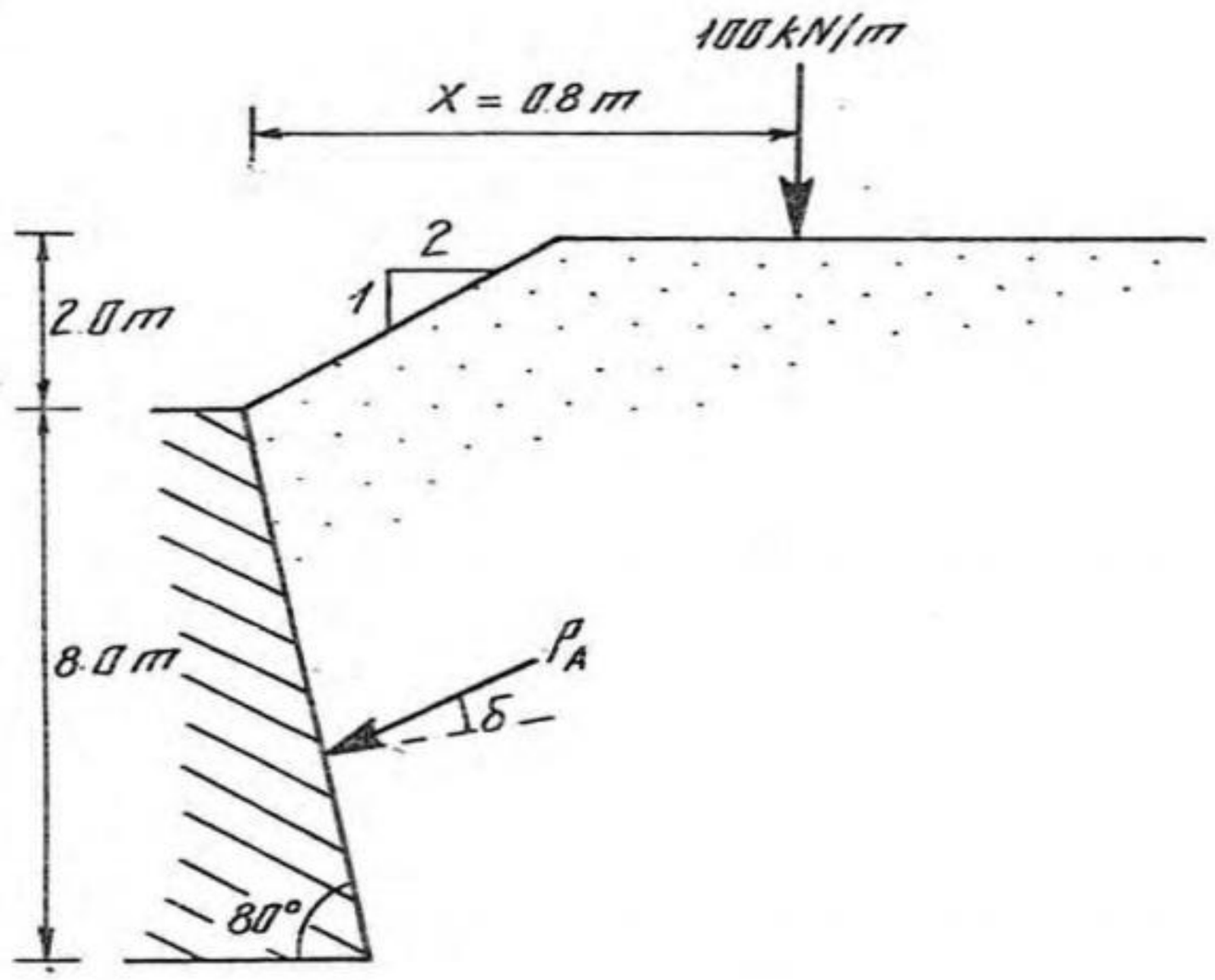
16. Một tường chắn (hình 8–43) chống giữ đất có các đặc trưng sau :

$c' = 0$; $\varphi' = 33^\circ$; $\gamma = 19 kN/m^3$; $\delta = 20^\circ$

a) Xác định độ lớn của tổng áp lực P_A tác dụng lên tường

– khi không có tải trọng phụ trên mặt đất ;

– khi tải trọng phụ trên mặt đất tác dụng theo đường thẳng là 100 kN/m như ở hình 8–43.



Hình 8–43

b) Xác định khoảng cách tối thiểu x ở sau tường mà tải trọng phụ có thể đặt ở đó mà không làm tăng áp lực đất lên tường.

17. Dùng các hệ số áp lực đất dựa trên lí thuyết nêm để tính :

a) cường độ áp lực chủ động tác dụng lên mặt tường thẳng đứng cao 6m ;

b) sức kháng bị động tạo bởi mặt thẳng đứng cao 4m.

Đất có các đặc trưng sau :

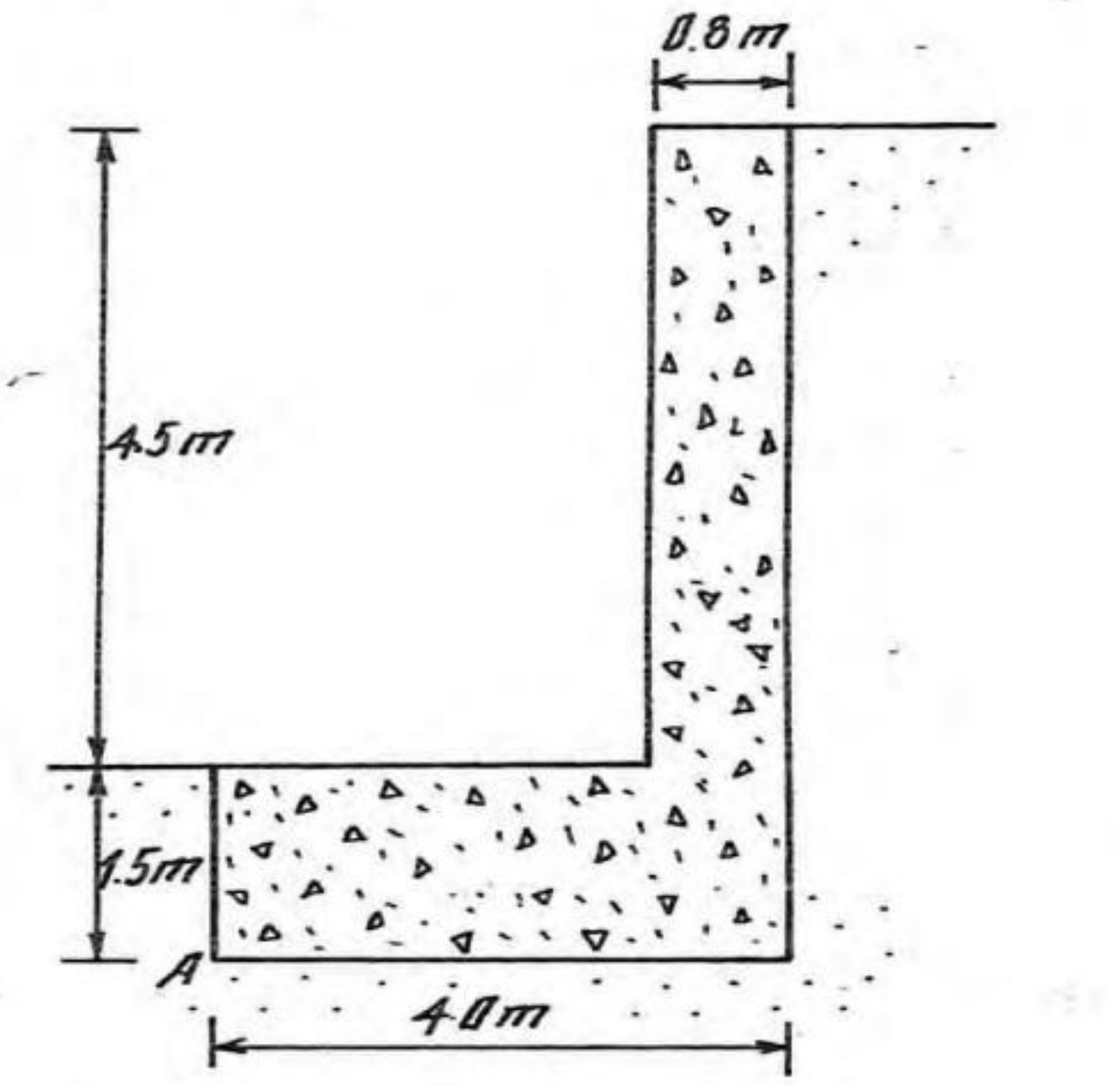
$c' = 25kN/m^2$; $c_w = 12\ kN/m^2$;

$\varphi' = 15^\circ$; $\delta = 10^\circ$; $\gamma = 19kN/m^3$

18. Mặt cắt ngang của một tường chắn bằng bê tông được đề nghị thấy ở hình 8–44, trọng lượng đơn vị của bêtông là 24 kN/m^3. Xác định hệ số an toàn chống lật quanh A, hệ số an toàn chống trượt (bỏ qua sức kháng bị động) và ứng suất chịu thẳng đứng tới đất ở dưới điểm A trong các điều kiện sau : a) chống đỡ đất không dính thoát nước hoàn toàn :

$c' = 0$; $\varphi' = 34^\circ$;

$\gamma = 20kN/m^3$



Hình 8–44

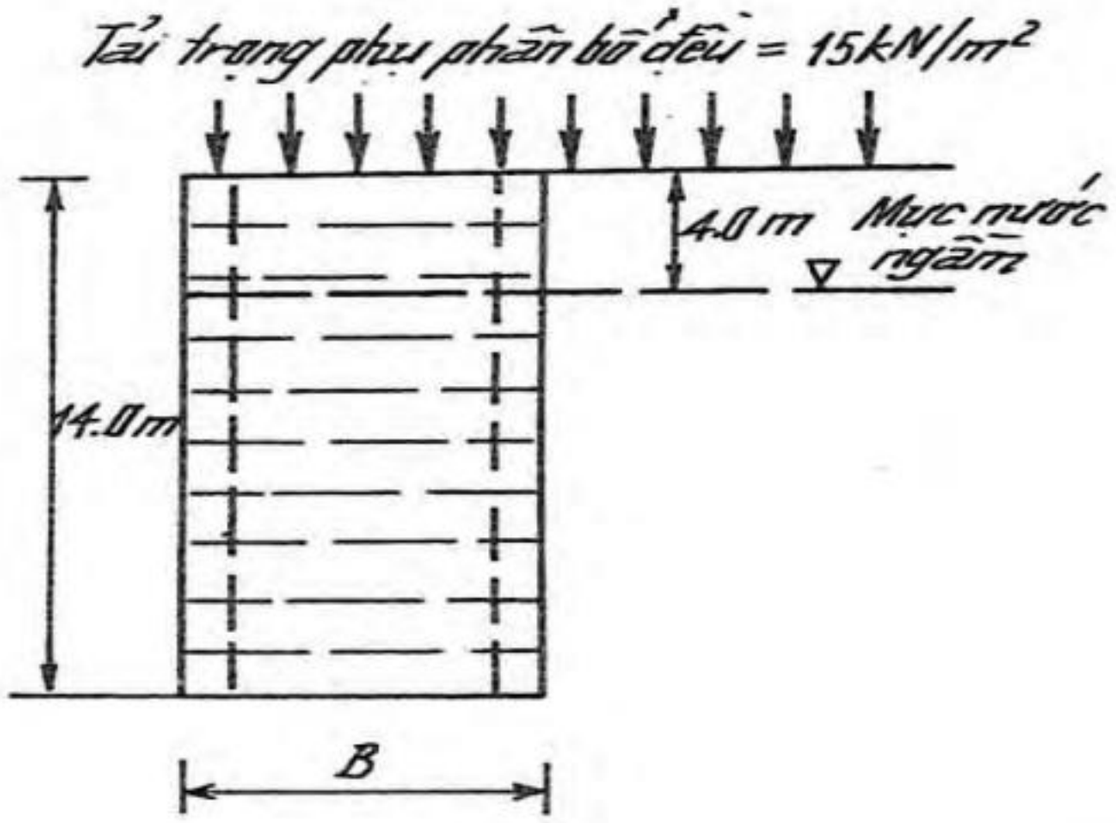
b) chống đỡ đất dính, giả thiết khe nứt sẽ xuất hiện trong vùng chịu kéo và chứa đầy nước :

$c_u = 22kN/m^2$;

$\varphi_u = 0$;

$\gamma = 18kN/m^3$

19. Hình 8–45 cho thấy mặt cắt ngang của một tường cũi bằng bêtông được xây dựng với mặt tường thẳng đứng. Đất chống giữ được dùng để làm đầy cũi có các đặc trưng sau :



Hình 8–45

$c' = 0$; $\varphi' = 32^\circ$ γ thoát nước $= 19kN/m^3$

$\delta = 20^\circ$ γ bão hòa $= 21\ kN/m^3$

Trọng lượng đơn vị trung bình của cũi và đất là $22kN/m^3$.

Bỏ qua sức kháng bị động nhưng xét tới tải trọng phụ, xác định chiều rộng yêu cầu của chân cũi để thỏa mãn tiêu chuẩn thiết kế sau :

a) hệ số an toàn chống lật $\not< 2$;

b) hệ số an toàn chống trượt $\not< 1.5$;

c) Phản lực nền tạo ra ở dưới chân tường $\not> 600kN/m^2$.

20. Một hào dài và hẹp sâu 8m được chống đỡ bằng bùn bentonit có trọng lượng đơn vị $12kN/m^3$. Mực nước ngầm và mực bùn trong hào nằm dưới mặt đất tương ứng là 1,8m và 0,5m. Xác định hệ số an toàn đối với xụt lở thành hào trong mỗi loại đất sau :

a) đất cát : $c' = 0$; $\varphi' = 32^\circ$; $\gamma = 20kN/m^3$;

b) đất sét : $c_u = 40\ kN/m^2$; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 19kN/m^3$

21. Một tường ván cừ ngàm yêu cầu chống đỡ khối đất sâu 5m có các đặc trưng sau :

$c' = 0$; $\varphi' = 35^\circ$; $\gamma = 20,8kN/m^3$

Xác định chiều dài yêu cầu của ván cừ nếu dùng hệ số an toàn là 1,5 cho các thông số độ bền và cho phép tiến hành giải tích gần đúng.

22. Một tường ván cừ neo chống đỡ khối đất sâu 6m, thoát nước hoàn toàn và có các đặc trưng sau :

$c' = 0$; $\varphi' = 38^\circ$; $\gamma = 19,0kN/m^3$

Các neo nằm ngang được gắn tại độ sâu 1,4m và tại các tâm 2,5m. Dùng phương pháp chống đỡ đất – tự do và hệ số an toàn là 1,4 để xác định :

a) chiều sâu đóng an toàn tối thiểu yêu cầu ;

b) lực truyền cho mỗi thanh neo.

23. Một tường ván cừ neo chắn giữ đất thoát nước sâu 5,9m, có các đặc trưng sau :

$c' = 0$; $\varphi' = 37^\circ$; $\gamma = 20kN/m^3$

Ván cừ có tổng chiều dài là 10m và được neo tại điểm dưới mặt đất phía trên 1,3m với thanh liên kết nằm ngang tại các tâm 3.0m. Dùng phương pháp chống đỡ đất – tự do và bỏ qua ma sát, xác định :

a) phần sức kháng bị động có khả năng đã huy động tới chiều dài cừ được đóng vào là bao nhiêu ?

b) lực truyền cho mỗi thanh neo.

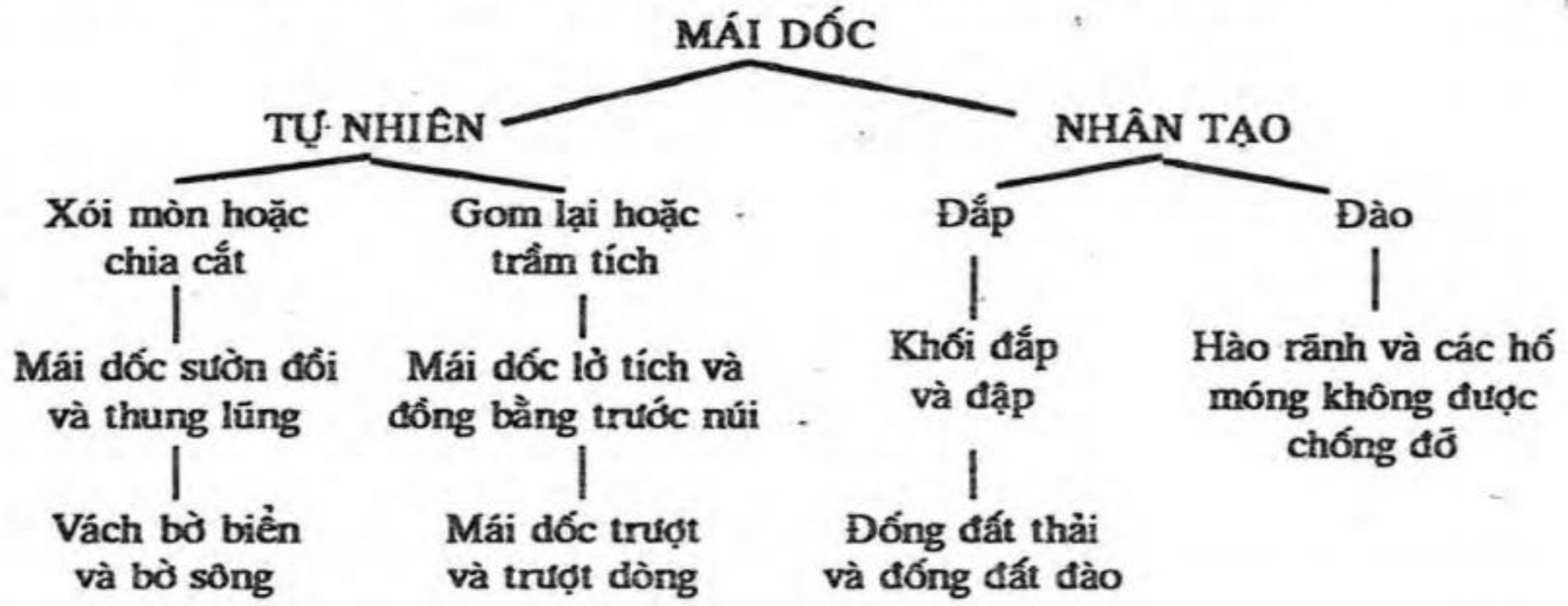
Chương 9

ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC

9.1. Sự di chuyển ở mái dốc tự nhiên và nhân tạo

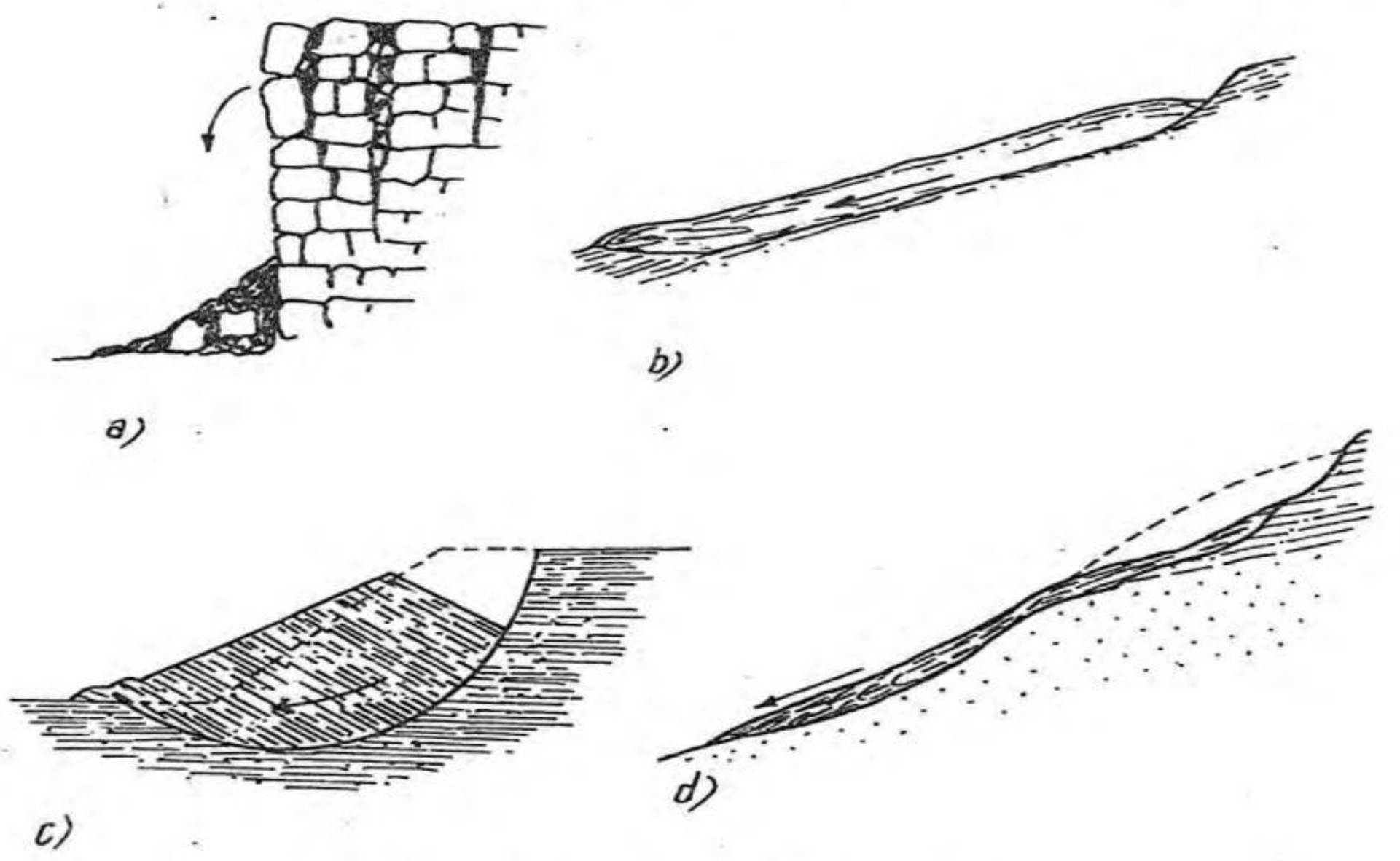
Mái dốc của khối đất đá có thể được hình thành do các tác nhân tự nhiên hay nhân tạo, như một số ví dụ cho ở trong hình 9–1. Tất cả mái dốc đều có xu hướng giảm độ dốc đến một dạng ổn định hơn – cuối cùng chuyển sang nằm ngang và trong bối cảnh này, *mất ổn định* được quan niệm là khi có xu hướng di chuyển và *phá hoại* – khi khối đất đá thực sự di chuyển. Các lực gây mất ổn định liên quan chủ yếu với trọng lực và thấm trong khi sức chống phá hoại cơ bản là do hình dạng mái dốc kết hợp với bản thân độ bền kháng cắt của đất và đá tạo nên.

Sự di chuyển của khối đất đá có thể xảy ra do phá hoại cắt dọc theo một mặt ở bên trong khối hay do ứng suất hiệu quả giữa các hạt giảm tạo nên sự hóa lỏng một phần hay toàn bộ. Người ta đã quan sát được nhiều dạng di chuyển (phá hoại) khác nhau ; để thuận tiện, ở đây chỉ xem xét ba dạng di chuyển sau :



Hình 9–1. Các mái dốc tự nhiên và nhân tạo

Sụt lở. Đất đá di chuyển rời xa khỏi chỗ bị gián đoạn : các thớ nứt, khe nứt, mặt phẳng phân lớp dốc, mặt đứt gãy, ... và điều kiện phá hoại có thể được hỗ trợ hay thúc đẩy do tác động của áp lực nước hay áp lực băng (hình 9–2a) ở trong các gián đoạn đó.



Hình 9–2. Các dạng di chuyển của khối đất đá
a) sụt lở ; b) trượt tịnh tiến ; c) trượt xoay ; d) trượt dòng

Trượt. Ở dạng di chuyển này, khối đất đá cơ bản không bị xáo động trong khi trượt dọc theo một mặt xác định. Về kết cấu, rõ ràng có hai dạng trượt sau :

a) *Trượt tịnh tiến*. Dạng trượt này là sự di chuyển tuyến tính của khối đá dọc theo mặt phẳng phân lớp hoặc sự di chuyển của lớp đất nằm gần mặt đất dốc. Sự di chuyển như thế thường khá nông và song song với mặt đất (hình 9–2b).

b) *Trượt xoay*. Xảy ra đặc trưng trong đất dính hay đá mềm yếu đồng nhất ; sự di chuyển diễn ra dọc theo mặt cắt cong bằng cách là khối trượt tụt xuống ở gần đỉnh mái dốc và đẩy chồi ở gần chân dốc (hình 9–2c).

Trượt dòng. Ở đây bản thân khối trượt cũng bị *xáo động* và di chuyển một phần hay toàn bộ như một chất lỏng. Trượt dòng

thường xảy ra trong đất yếu bão hòa nước khi áp lực nước lỗ rỗng tăng đủ để làm mất toàn bộ độ bền chống cắt. Mặt trượt thực hầu như không có hay chỉ biểu hiện từng lúc.

Sự thay đổi các điều kiện như mưa, thoát nước, chất tải hay sự ổn định bề mặt (chẳng hạn bóc bỏ lớp phủ thực vật), thường thúc đẩy sự phá hoại mái dốc. Các biến đổi đó có thể xảy ra ngay sau khi xây dựng hoặc phát triển chậm chạp trong nhiều năm hoặc xảy ra đột ngột ở thời điểm bất kì. Trong việc phân tính các mái dốc đào cũng như mái dốc đắp, cần thiết xem xét cả điều kiện ổn định tức thời và lâu dài. Cũng cần thiết xem xét phá hoại có thể có theo mặt trượt mới tạo ra hay theo mặt trượt đã tồn tại trước, bởi vì trong một số đất, có sự khác nhau đáng kể giữa độ bền kháng cắt đỉnh và độ bền kháng cắt dư.

Một số mái dốc có thể tồn tại hàng năm ở trạng thái *bắt đầu phá hoại* – ở bên bờ của sự di chuyển hơn nữa. Đó là dấu hiệu đặc thù cho mái dốc tự nhiên và mái dốc đất thải ; cần ghi nhớ là nhiều sườn đồi bị giảm yếu một cách tự nhiên do phong hóa cũng có thể tiến gần đến trạng thái phá hoại. Trong hoàn cảnh này, sự can thiệp của con người như bóc bỏ lớp phủ thực vật hay đào vào chân mái dốc có thể lại thúc đẩy mái dốc di chuyển.

Nội dung của chương này chủ yếu quan tâm đến sự ổn định của mái dốc đào và mái dốc đắp. Để trình bày các quan niệm cơ bản được sáng sủa, ta chỉ xem xét các trường hợp gia tải có thoát nước và không thoát nước đơn giản. Tuy nhiên, các phương pháp và cách phân tích đề cập ở đây có thể áp dụng cho các bài toán mở rộng hơn chẳng hạn cho mái dốc tự nhiên, đất thải và đất có nguồn gốc và thành phần phức tạp. Về chi tiết của hiện tượng *sụt lở* và *trượt dòng*, người đọc phải tham khảo sách giáo khoa địa chất công trình thích hợp.

9.2. Lựa chọn các thông số độ bền kháng cắt cho thiết kế mái dốc

Như đã đề cập trong chương 6 và 7, các thông số dùng để định lượng độ bền kháng cắt cơ bản phụ thuộc vào cả lịch sử ứng suất của đất lẫn điều kiện thoát nước.

Trong trường hợp bài toán ổn định mái dốc, một lưu ý thêm nữa là sự di chuyển phá hoại sẽ xảy ra ở mặt trượt mới tạo ra hay ở mặt trượt đã tồn tại – do hiện tượng trượt đã xảy ra trước đó để lại.

Các nội dung trình bày dưới đây là nhằm cho mục đích thiết kế chung và cần phải nhớ rằng khá nhiều bài toán công trình đất là có tính riêng biệt. *Các nguyên tắc chỉ đạo* cho thiết kế là có ích, trái lại *các quy tắc chung* thường dẫn đến nhiều khó khăn. Các bài toán rơi vào *cấp địa kĩ thuật nguy hiểm 3* (xem tham khảo A) đòi hỏi sự chú trọng của các kĩ sư địa kĩ thuật có nhiều kinh nghiệm.

Trượt dọc theo mặt trượt đá tồn tại trước

Trạng thái phá hoại này chỉ có ở nơi các chuyển vị lớn, có thể là vài mét, đã xảy ra. Phải dùng các thông số *độ bền dư* sau đây :

Không thoát nước : $\tau = c_{ur}$

Thoát nước : $\tau' = \sigma'_n \mathrm{tg}\varphi'_r$

Trượt theo mặt trượt mới tạo thành

Khi bên trong khối đất đã chắc chắn đạt tới độ bền giới hạn hay độ bền tột đỉnh thì sẽ xuất hiện một mặt trượt *mới*. Việc lựa chọn các thông số chỉ được tiến hành sau khi đã xem xét cẩn thận lịch sử ứng suất và trạng thái thoát nước đã dự đoán trước.

Đất cố kết bình thường

Thuộc loại này gồm có đất cố kết bình thường và đất hơi quá cố kết, tức là đất ẩm hơn (hay kém chặt hơn) trạng thái giới hạn.

Với điều kiện *không thoát nước*, độ bền tột *đỉnh sẽ* thấp hơn độ bền *giới hạn*, vì thế dùng :

$$\tau = c_u$$

Với điều kiện thoát nước, phải dùng độ bền giới hạn :

$$\tau' = \sigma'_n \mathrm{tg}\varphi'_c$$

Đất quá cố kết mạnh

Loại đất này *khô hơn* (hay chặt hơn) trạng thái giới hạn và vì thế, lúc biến dạng nhỏ độ bền tột *đỉnh* cao hơn độ bền *giới hạn*. Lời khuyên chân thành cho các nhà thiết kế là phải thận trọng trong các trường hợp không biết hay dự đoán biến dạng khó khăn.

Biến dạng nhỏ (dựa trên độ bền tột đỉnh) :

– không thoát nước $\tau = c_u$

– thoát nước $\tau' = c' + \sigma'_n tg\varphi'_f$

Cách khác (dựa trên độ bền tới hạn) :

– không thoát nước $\tau = c_u$

– thoát nước $\tau' = \sigma'_n tg\varphi'_c$

Trong đất sét quá cố kết mạnh có biến dạng rất lớn, cần xem xét sự sụt giảm của độ bền sau biến dạng tột đỉnh. Trong trường hợp này, việc dùng các thông số sau (dĩ nhiên phải giảm hệ số an toàn) là thích hợp hơn :

$$\tau = c_u \text{ và } \tau' = \sigma'_n tg\varphi'_r$$

Đất cát

Chặt hơn trạng thái giới hạn :

$\tau' = tg\varphi'_f$ (độ bền tột đỉnh)

Xốp rời hơn trạng thái giới hạn :

$\tau' = tg\varphi'_c$ (độ bền giới hạn)

Ở nơi đã tiến hành thí nghiệm dung trọng lớn nhất và nhỏ nhất, lấy giá trị nội suy φ' tương ứng với dung trọng *ở ngoài trời*.

Các nhà thiết kế phải chắc chắn rằng họ đã hiểu biết bản chất thực của các kết quả và thông số thí nghiệm trong các báo cáo trong phòng và ngoài trời. Thí nghiệm ba trục không thoát nước nhanh vẫn còn được sử dụng rộng rãi, mặc dù chỉ cho các thông số *ứng suất tổng* – giá trị thường dùng không nhiều trong thiết kế mái dốc. Từ thí nghiệm ba trục cố kết – không thoát nước với

việc đo áp lực nước lỗ rỗng, có thể đánh giá các thông số ứng suất hiệu quả thích hợp. Bằng thí nghiệm cắt – vòng hay hộp cắt ngược (xem chương 7), xác định được các thông số độ bền dư.

9.3. Trượt tịnh tiến trên mái dốc vô hạn

Thuật ngữ *trượt tịnh tiến mái dốc vô hạn* thường dùng để miêu tả một sự di chuyển tịnh tiến theo *mặt phẳng* ở nông song song với mái dốc kéo dài. Khi có một lớp đất cứng hơn nằm dưới sẽ buộc mặt phá hoại theo một mặt phẳng. Việc bỏ qua ảnh hưởng của độ cong tại tột đỉnh dốc, chân mái dốc và bên sườn dốc đã dẫn tới một kết quả dè dặt cho mái dốc lõm hay thẳng, nhưng lại tính quá ổn định cho mái dốc có góc và mặt cong lồi. Phá hoại thường bị thúc đẩy do áp lực nước lỗ rỗng tăng đột ngột đặc biệt trong đất mà bề mặt bị sấy khô một phần rồi liên kết với nhau và di chuyển như một bản phẳng mỏng mà đôi khi người ta sử dụng thuật ngữ *trượt lớp*.

Mái dốc vô hạn không thoát nước

Xem xét mặt cắt của một mái dốc vô hạn bị phá hoại dọc theo một mặt trượt phẳng song song với mặt đất (hình 9–3). Sự ổn định không thoát nước của lăng thể phụ thuộc vào các lực sau :

Trọng lượng của lăng thể $W = \gamma zbcos\beta_c$.

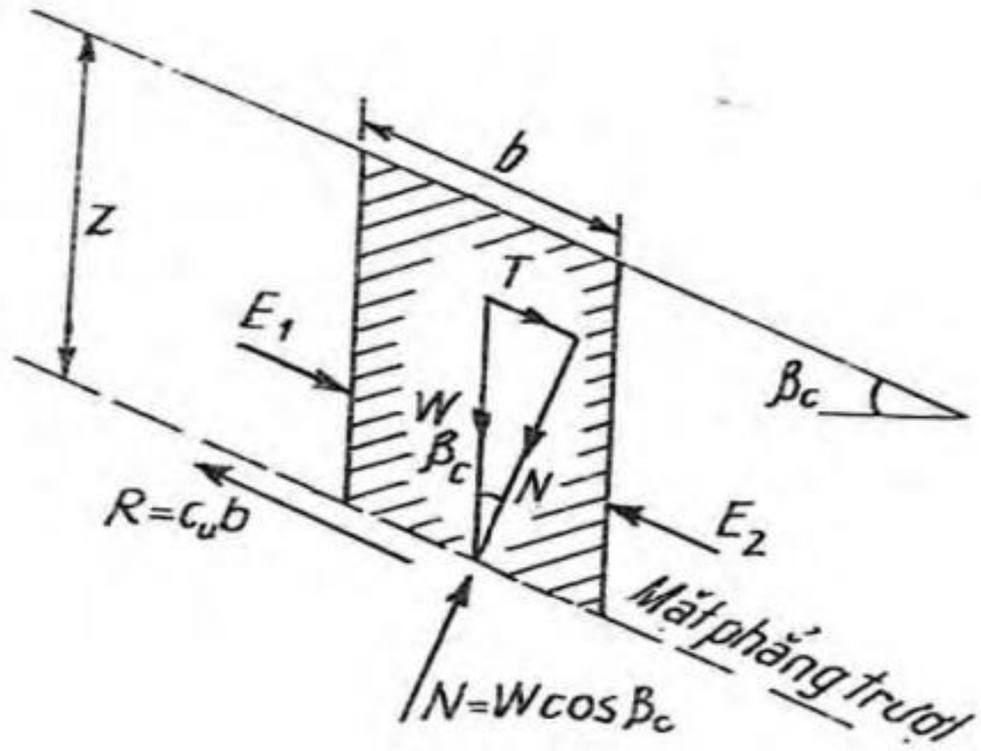
Phản lực pháp tuyến lên mặt phẳng trượt $N = Wcos\beta_c$.

Lực tiếp tuyến hướng xuống mái dốc $T = Wsin\beta_c$.

Lực kháng cắt hướng lên mái dốc $R = \tau b$,

ở đây : β_c – góc giới hạn của mái dốc ;

τ – độ bền cắt không thoát nước của đất ; $\tau = c_u$.



Hình 9–3. Các lực tác dụng lên lăng thể ở mái dốc không thoát nước

Các nội lực trượt E_1 và E_2 được xem là bằng nhau và ngược chiều, vì thế triệt tiêu.

Vì cân bằng giới hạn nên $R - T = 0$

Do thế : $c_u b = W\sin\beta_c = \gamma z b \cos\beta_c \sin\beta_c$

Cho ta :

$$\frac{c_u}{\gamma z} = \sin\beta\cos\beta = \frac{1}{2}\sin 2\beta_c$$

hay
$$\sin 2\beta_c = \frac{2c_u}{\gamma z} \qquad [9.1]$$

Rõ ràng, điều kiện ổn định này chỉ có giá trị khi $0^o < \beta_c < 45^o$, có nghĩa là :

$$\frac{2c_u}{\gamma z} \leqslant 1$$

Thực tế hơn, là làm rõ lại phương trình [9.1] với *độ sâu giới hạn* – độ sâu mặt trượt có thể biểu hiện.

Độ sâu giới hạn z_c được tính theo :

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma \sin 2\beta} \qquad [9.2]$$

Tuy nhiên, phải nhớ rằng, trong đất sét cố kết thông thường c_u tăng theo độ sâu, trừ vùng sấy khô một phần ở gần mặt đất. *Phá hoại nông* được dự đoán theo điều kiện cân bằng này. Một giá trị z_c không nông tính theo phương trình [9.2] tất nhiên không biểu thị mái dốc an toàn, nhưng có nghĩa là có khả năng trượt xoay nằm sâu.

Ví dụ mẫu 9.1. *Tại một mái dốc kéo dài, đất có độ bền kháng cắt không thoát nước là 50 kN/m^2 và trọng lượng đơn vị 18 kN/m^3. Dùng phương pháp mái dốc vô hạn, xác định độ sâu mặt trượt cắt có thể xảy ra khi góc nghiêng mái dốc là 22^o.*

Bài giải

Xác định độ sâu giới hạn theo phương trình [9.2] :

$$z_c = \frac{2 \times 50}{18 \times \sin 44^o} = \underline{8{,}0m}$$

Với độ sâu $z_c = 8{,}0m$ mà cho là trượt nông thì mái dốc sẽ quá dài. Vì thế ở đây có thể là bài toán trượt xoay và điều đó phải được tiến hành khảo sát.

Ví dụ mẫu 9.2. *Hãy tính hệ số an toàn cho sự ổn định không thoát nước của mái dốc kéo dài, có độ dốc 1 : 1,5, nếu tại độ sâu 1,8m có một lớp đất dính yếu với* $c_u = 24\ kN/m^2$; *lớp trên có* $\gamma = 18{,}5\ kN/m^3$.

Bài giải

Từ phương trình [9.1], ta có :

$$\sin 2\beta_c = \frac{2 \times 24}{18{,}5 \times 1{,}8} = 1{,}44$$

Góc nghiêng mái dốc thực $\beta = \text{arctg}\frac{1}{1{,}5} = 33{,}69^o$

Hệ số an toàn $$F = \frac{1{,}44}{\sin(2 \times 33{,}69^o)} = \underline{1{,}56}$$

Mái dốc vô hạn thoát nước

Trong điều kiện *thoát nước*, độ bền kháng cắt của đất tính theo :

$$\tau' = \sigma'_n \text{tg}\varphi'$$

hay $$\tau' = c' + \sigma'_n \text{tg}\varphi'$$

với giá trị c' và φ' chọn là thích hợp (xem mục 9.2).

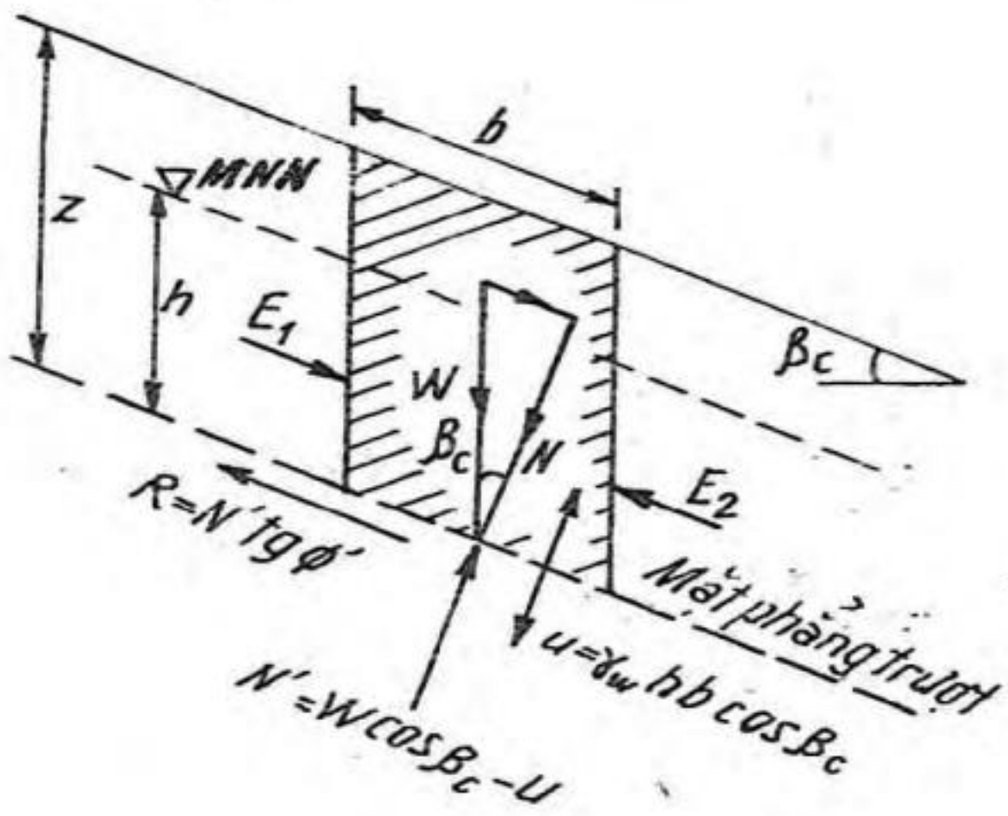
Xét một lăng thể phân tố ở mái dốc vô hạn thoát nước (hình 9–4). Đầu tiên, nghiên cứu trường hợp tổng quát với mực nước ngầm song song với mặt đất, vì thế áp lực nước lỗ rỗng thay đổi

theo độ sâu nhưng là hằng số dọc theo mặt trượt, có nghĩa là xảy ra điều kiện thấm ổn định song song với mặt đất. Các lực tác dụng lên lăng thể ở trạng thái cân bằng gồm có :

Trọng lượng của lăng thể $W = \gamma zbcos\beta_c$.

Phản lực pháp tuyến lên mặt phẳng trượt $N = Wcos\beta_c$.

Lực tiếp tuyến hướng xuống mái dốc $T = Wsin\beta_c$.



Hình 9–4. Các lực tác dụng lên lăng thể ở mái dốc thoát nước

Lực áp lực nước lỗ rỗng lên mặt phẳng trượt $U = \gamma_w hbcos^2\beta_c$.

Lực kháng cắt hướng lên mái dốc $R = \tau' b$.

ở đây ; β_c – góc giới hạn của mái dốc ;

τ' – độ bền cắt thoát nước của đất.

Biểu thức tổng quát khi c' = 0

Vì cân bằng giới hạn nên R = T,

trong đó : $R = N'tg\varphi' = (Wcos\beta_c - \gamma_w hbcos^2\beta_c)tg\varphi'$

$= (\gamma z - \gamma_w h)bcos^2\beta_c tg\varphi'$

và $T = Wsin\beta_c = \gamma zbcos\beta_c sin\beta_c$

Rút ra : $(\gamma z - \gamma_w h)bcos^2\beta_c tg\varphi' = \gamma zbcos\beta_c sin\beta_c$.

Do vậy $\dfrac{\gamma z - \gamma_w h}{\gamma z} = \dfrac{tg\beta_c}{tg\varphi'}$.

Vì thế $$tg\beta_c = \left(1 - \frac{\gamma_w h}{\gamma z}\right) tg\varphi', \qquad [9.3]$$

và hệ số an toàn $$F = \left(1 - \frac{\gamma_w h}{\gamma z}\right) \frac{tg\varphi'}{tg\beta} \qquad [9.4]$$

ở đây : β – góc nghiêng thực của mái dốc.

Theo cách khác, đặt áp lực nước lỗ rỗng $u = \gamma_w h \cos^2\beta$;

hệ số an toàn tính theo :

$$F = \left(1 - \frac{u}{\gamma z \cos^2\beta}\right) \frac{tg\varphi'}{tg\beta} \qquad [9.5]$$

Các biểu thức tổng quát về ổn định đã được thiết lập này có giá trị khi nghiên cứu một số trường hợp riêng, trong đó chỉ có hoặc được quan tâm đặc biệt là điều kiện thoát nước.

a) Cát hay cuội khô

Coi đất không dính ($c' = 0$) là khô hoặc có mức hút mao dẫn không đáng kể do hạt khá thô.

Trong trường hợp này $h = 0$.

Vì thế : $$tg\beta_c = tg\varphi' \qquad [9.6]$$

b) Mực nước ngầm trùng với mặt phẳng trượt

Trong đất hạt thô $c' = 0$ và $h = 0$.

Vì thế $tg\beta_c = tg\varphi'$ (giống như cho cát khô).

c) Mực nước ngầm ở dưới mặt phẳng trượt

Trong cát hạt mịn và bụi, sức hút mao dẫn sẽ gây ra áp lực nước lỗ rỗng âm, vì thế do hút ẩm, ứng suất hiệu quả tại mặt trượt sẽ tăng lên.

Nếu mực nước ngầm nằm dưới mặt phẳng trượt là h_s thì có :

$$tg\beta_c = \left(1 + \frac{\gamma_w h_s}{\gamma z}\right) tg\varphi' \qquad [9.7]$$

Do vậy β_c có thể rất dốc, thậm chí dốc đứng, như đã được minh chứng rõ ràng bằng thành cát ở bờ biển.

d) Mái dốc ngập nước với dòng thấm song song ổn định

Với dòng thấm song song với mái dốc, đường dòng trên cùng trùng với mặt đất và $h = z$.

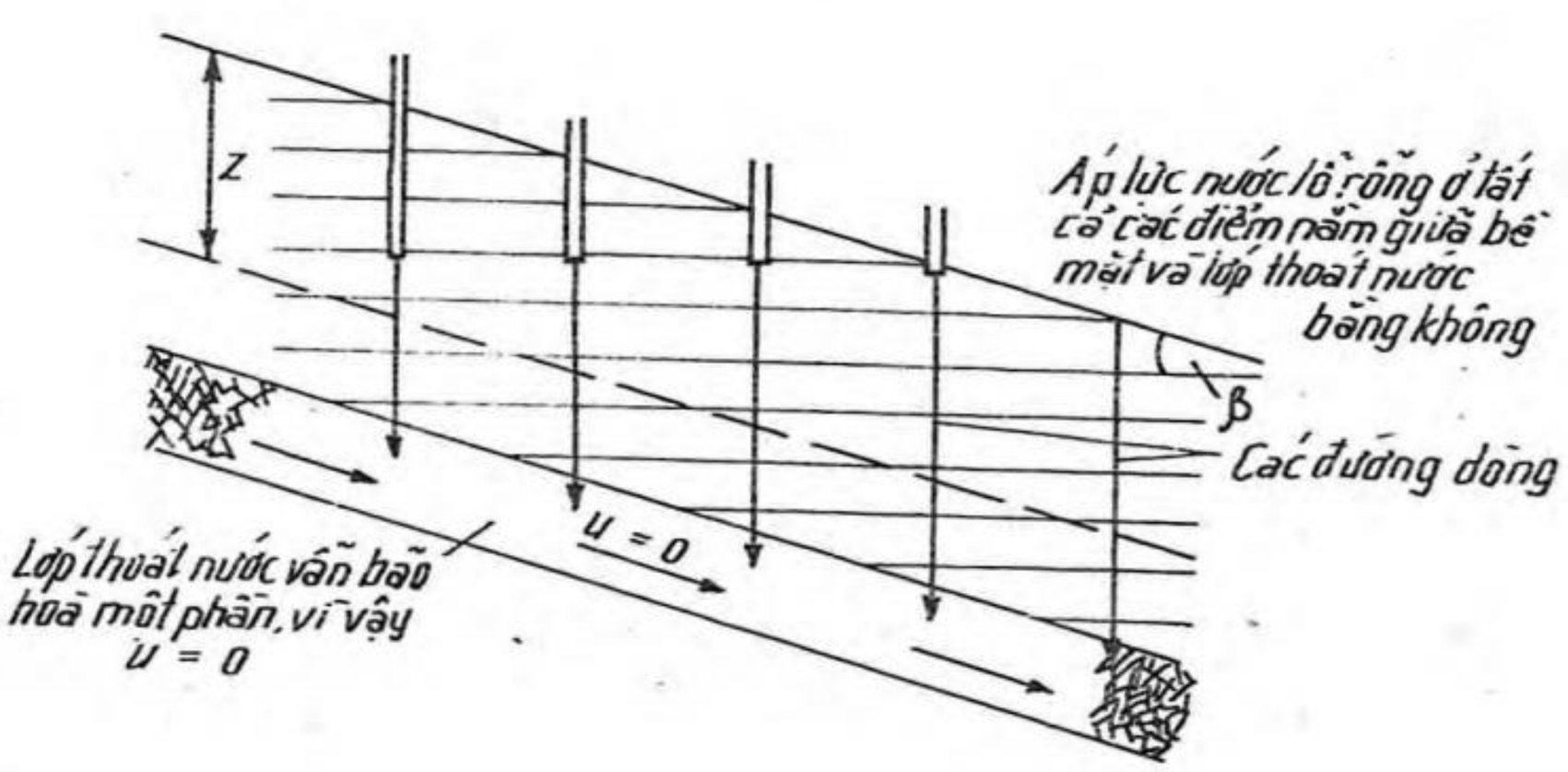
Nên $$tg\beta_c = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) tg\varphi' \qquad [9.8a]$$

hay $$tg\beta_c = \frac{\gamma'}{\gamma} tg\varphi' \qquad [9.8b]$$

e) Mái dốc ngập nước với dòng thấm thẳng đứng ổn định

Ở nơi nước ngầm thoát nước thẳng đứng xuống phía dưới vào lớp học hay lớp thấm nước khác ở dưới mặt phẳng trượt (hình 9–5), áp lực nước lỗ rỗng tại mọi điểm trong đất sẽ bằng không, điều đó chứng tỏ rằng không có dòng thấm song song bên trên mặt phẳng trượt.

Vì vậy h = 0 và $tg\beta_c = tg\varphi'$



Hình 9–5. Dòng thấm thẳng đứng tới một lớp thoát nước

f) Mái dốc trong điều kiện c' > 0

Trong những hoàn cảnh xác định như trong đất rất quá cố kết hay xi măng hóa nhẹ, giá trị c' tột đỉnh có thể lấy lớn hơn không. Vì thế, độ bền kháng cắt của đất là :

$$\tau' = c' + \sigma'_n tg\varphi'$$

và biểu thức cho hệ số an toàn trở thành :

$$F = \frac{c'b + N'tg\varphi'}{T}$$

$$= \frac{c' + (\gamma z - \gamma_w h)\cos^2\beta tg\varphi'}{\gamma z \sin\beta\cos\beta} \qquad [9.9]$$

g) Dùng tỉ số áp lực nước lỗ rỗng

Để thuận lợi, đôi lúc biểu thị áp lực nước lỗ rỗng bằng độ sâu mặt trượt hay áp lực cửa lớp phủ – sử dụng tỉ số (hay hệ số) áp lực nước lỗ rỗng :

1. Cho $m = h/z$

Nên có $tg\beta_c = (1 - m\gamma_w/\gamma)tg\varphi'$ [9.10]

2. Cho $r_u = \frac{u}{\gamma z} = \frac{\gamma_w h \cos^2\beta}{\gamma z}$

Vì thế $\gamma_w h = r_u \gamma z \sec^2\beta$

Nên $tg\beta = (1 - r_u \sec^2\beta)tg\varphi'$

Do vậy $F = (1 - r_u \sec^2\beta)\frac{tg\varphi'}{tg\beta}$ [9.11]

Ví dụ mẫu 9.3. *Chấp nhận hệ số an toàn là 1,5, hãy xác định góc nghiêng lớn nhất cho phép cho một mái dốc của đất cát trong các điều kiện sau đây :*

a) Khi khô.

b) Khi vừa ngập nước với dòng thấm ổn định song song với mặt đất. Đất có các đặc trưng sau :

$$\varphi' = 36^o ; \qquad c' = 0 ; \qquad \gamma = 20\ kN/m^3.$$

c) Tính hệ số an toàn của mái dốc ngập nước chống lại phá hoại theo một mặt phẳng trượt song song với mặt đất ở độ sâu 4m ; tại độ sâu này có một lớp đất dính mỏng với các đặc trưng sau :

$$c' = 0 ; \qquad \varphi' = 24^o ; \qquad \gamma = 20\ kN/m^3.$$

Bài giải

a) Khi đất khô thì h = 0, từ phương trình [9.6] ta có :

$$F = \frac{tg\varphi'}{tg\beta} \qquad \text{nên} \qquad tg\beta = \frac{tg36^o}{1,5} = 0,4844$$

Vì thế $\beta_{max} = 26^o$ (hay độ dốc 1 : 2)

b) Khi đất ngập nước và mực nước ngầm bằng mặt đất thì h = z, từ phương trình [9.8] ta có :

$$F = \frac{\gamma' tg\varphi'}{\gamma tg\beta}$$

Vì thế : $$tg\beta = \frac{(20,0 - 9,81)tg36^o}{20,0 \times 1,5} = 0,2470$$

Nên $$\beta_{max} = 14^o \text{ (hay độ dốc 1 : 4)}$$

c) Nếu khi đó mái dốc nghiêng 14^o và chú ý đến lớp đất dính tại z = 4m, thì từ phương trình [9.7], ta có :

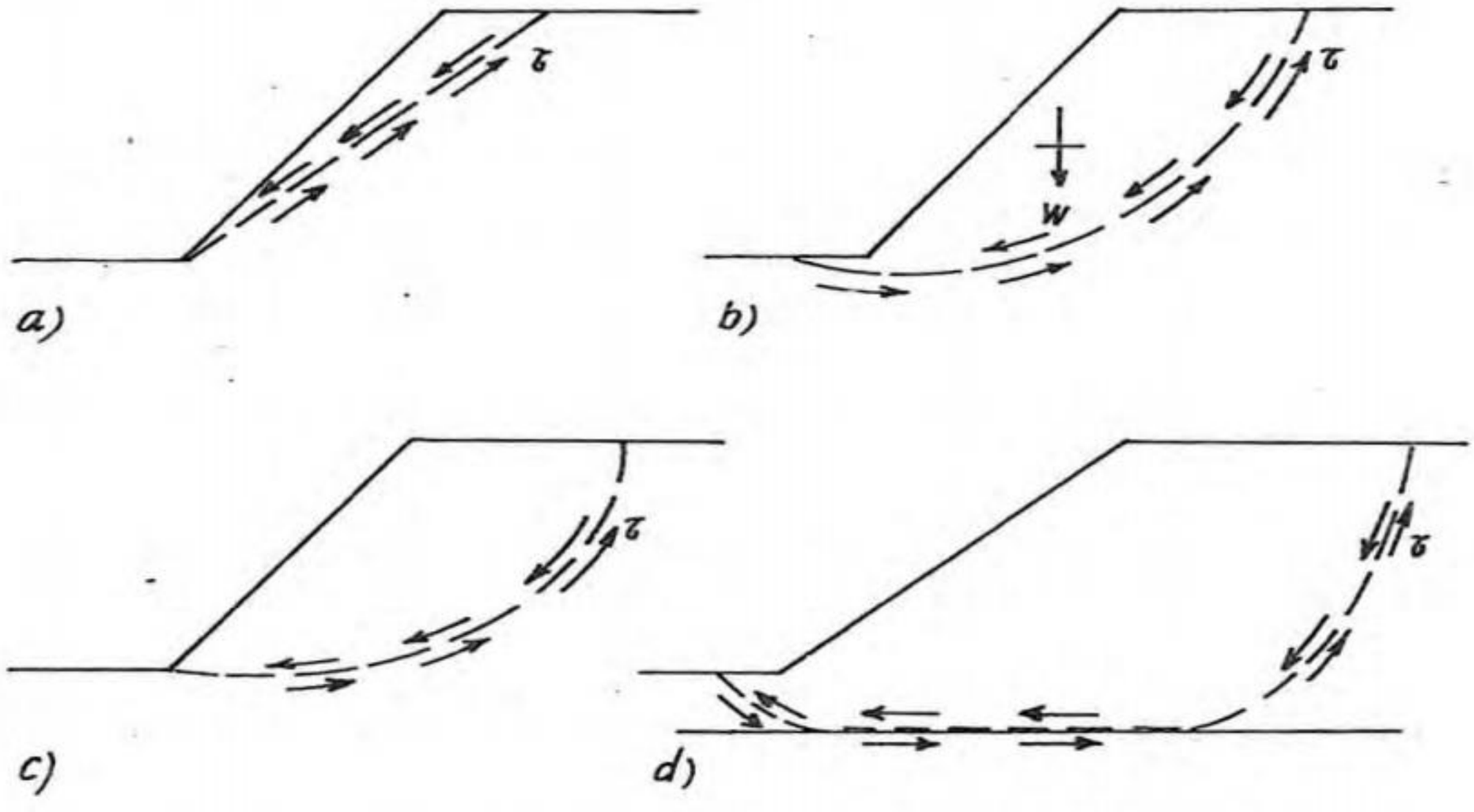
$$F = \frac{c' + (\gamma z - \gamma_w h)\cos^2\beta tg\varphi'}{\gamma z \sin\beta\cos\beta}$$

$$= \frac{12 + (20 \times 4 - 9,81 \times 4)\cos^2 14^o \times tg24^o}{20 \times 4 \times \sin 14^o \times \cos 14^o} = \underline{1,55}$$

9.4. Cơ cấu phá hoại mái dốc trong đất dính

Phương pháp thường dùng nhất để phân tích sự ổn định của mái dốc trong đất dính là dựa trên việc xem xét *cân bằng dẻo giới hạn*. Về căn bản, điều kiện cân bằng dẻo giới hạn tồn tại từ thời điểm mà dịch chuyển trượt cắt bắt đầu và biến dạng cứ tiếp diễn mà ứng suất không đổi. Đó là điều cần thiết đầu tiên để xác định hình dạng của mặt trượt ; khối đất di chuyển ở trên mặt này được coi như là một vật thể tự do ở điều kiện cân bằng. Cần đánh giá các lực hay momen tác dụng lên vật thể tự do này và tiến hành so sánh các lực cắt tác dụng dọc theo mặt trượt với sức chống cắt có khả năng tạo ra bởi đất.

Một số dạng mặt trượt có thể được xem xét cho đất dính như thấy ở hình 9–6. Dạng đơn giản nhất, do Cullmann đưa ra vào năm 1866, là một mặt phẳng dài vô hạn đi qua chân mái dốc. Mặc dù việc phân tích sự cân bằng của vật thể tự do trong trường hợp



Hình 9–6. Các dạng mặt phá hoại
a) mặt phẳng ; b) cung tròn ; c) không theo quy tắc ; d) hỗn hợp

này là đơn giản, phương pháp hệ số chảy an toàn đã đánh giá quá cao điều kiện ổn định thực. Mặt khác, khi lựa chọn một mặt trượt phức tạp hơn như mặt cong xoắn logarit hay có dạng không theo quy tắc có thể cho kết quả gần với giá trị thực, nhưng việc phân tích trở nên dài dòng và kém hấp dẫn. Cho hầu hết các mục đích, một mặt *trụ tròn* – ở mặt cắt là *cung tròn*, sẽ cho kết quả thỏa mãn độ chính xác mà không cần thủ tục phân tích quá phức tạp.

Sự ổn định của mái dốc đào hay mái dốc đắp phụ thuộc nhiều vào sự thay đổi của động thái áp lực nước lỗ rỗng. Trong khi thi công *khối đắp*, áp lực nước lỗ rỗng sẽ tăng lên và sau khi thi công, nó sẽ giảm dần xuống. Trong các rãnh hào, việc đào lúc đầu sẽ

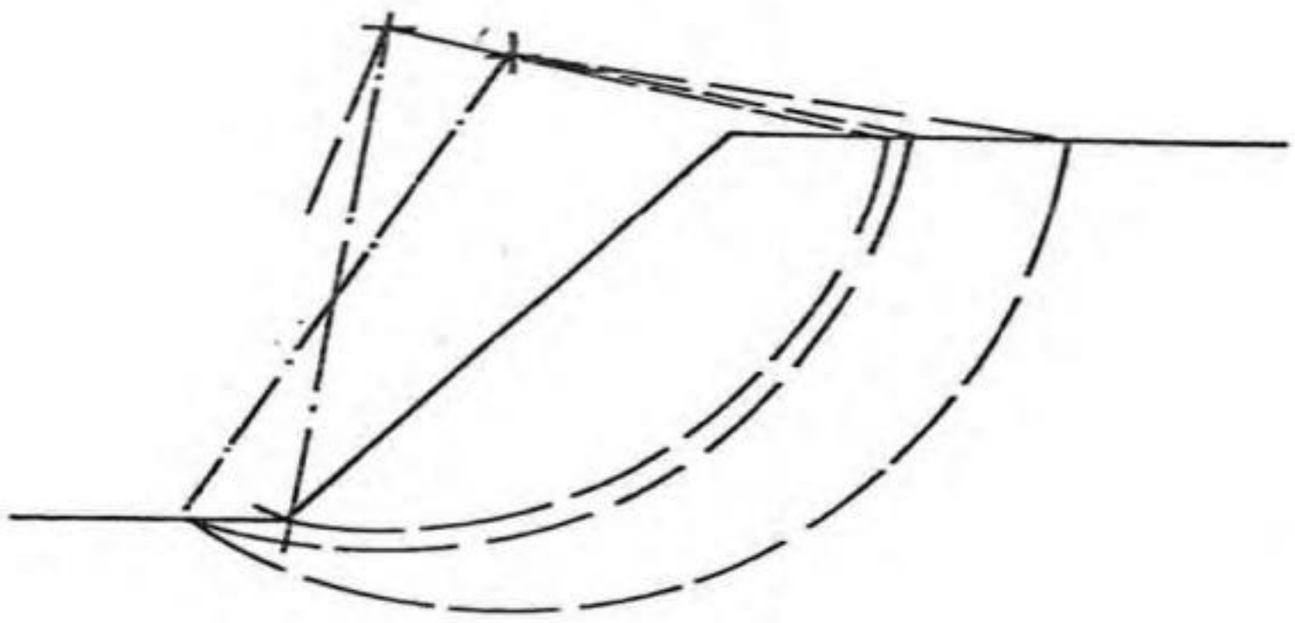
làm giảm áp lực nước lỗ rỗng, nhưng khi có dòng thấm chúng sẽ tăng dần lên. Ứng suất hiệu quả và do vậy độ bền chống cắt thường quan hệ nghịch với áp lực nước lỗ rỗng. Hệ số an toàn giới hạn nhất (thấp nhất), vì thế đạt được trong khi thi công hay ngay sau khi thi công khối đắp sau đó đất sẽ dần dần bền chắc hơn. Ngược lại, độ bền chống cắt trong mương hào giảm đi theo thời gian và hệ số an toàn cũng như vậy.

Bởi thế, cần thiết xem xét cả sự ổn định *ngắn ngày* (cuối thi công) và *dài ngày*. Trong hoàn cảnh này, sẽ phù hợp khi cho rằng điều kiện ngắn ngày là hoàn toàn không thoát nước và độ bền chống cắt được cho bởi $\tau = c_u$ (có nghĩa $\varphi_u = 0$). Trong phần sau, trường hợp đầu tiên được xem xét sẽ là sự ổn định không thoát nước của mái dốc trong đất sét bão hòa. Loại phân tích này thường quy vào như là phương pháp *ứng suất tổng* hay $\varphi_u = 0$.

Với bài toán dài ngày và bài toán có điều kiện biến đổi kéo dài sau khi kết thúc thi công (chẳng hạn hạ thấp đột ngột của mực nước trong hồ chứa) phải yêu cầu phân tích ở dạng *ứng suất hiệu quả*. Những phương pháp này có thể thực hiện ở dạng phân tích cân bằng lực hay cân bằng momen, với mặt trượt phẳng, tròn hay thay đổi bất kì. Với bài toán phức tạp dùng phương pháp đường ứng suất và trường đường trượt. Các thông số độ bền chống cắt phải chọn lựa cẩn thận (xem mục 9.2).

9.5. Ổn định không thoát nước - phân tích ứng suất tổng ($\varphi_u = 0$)

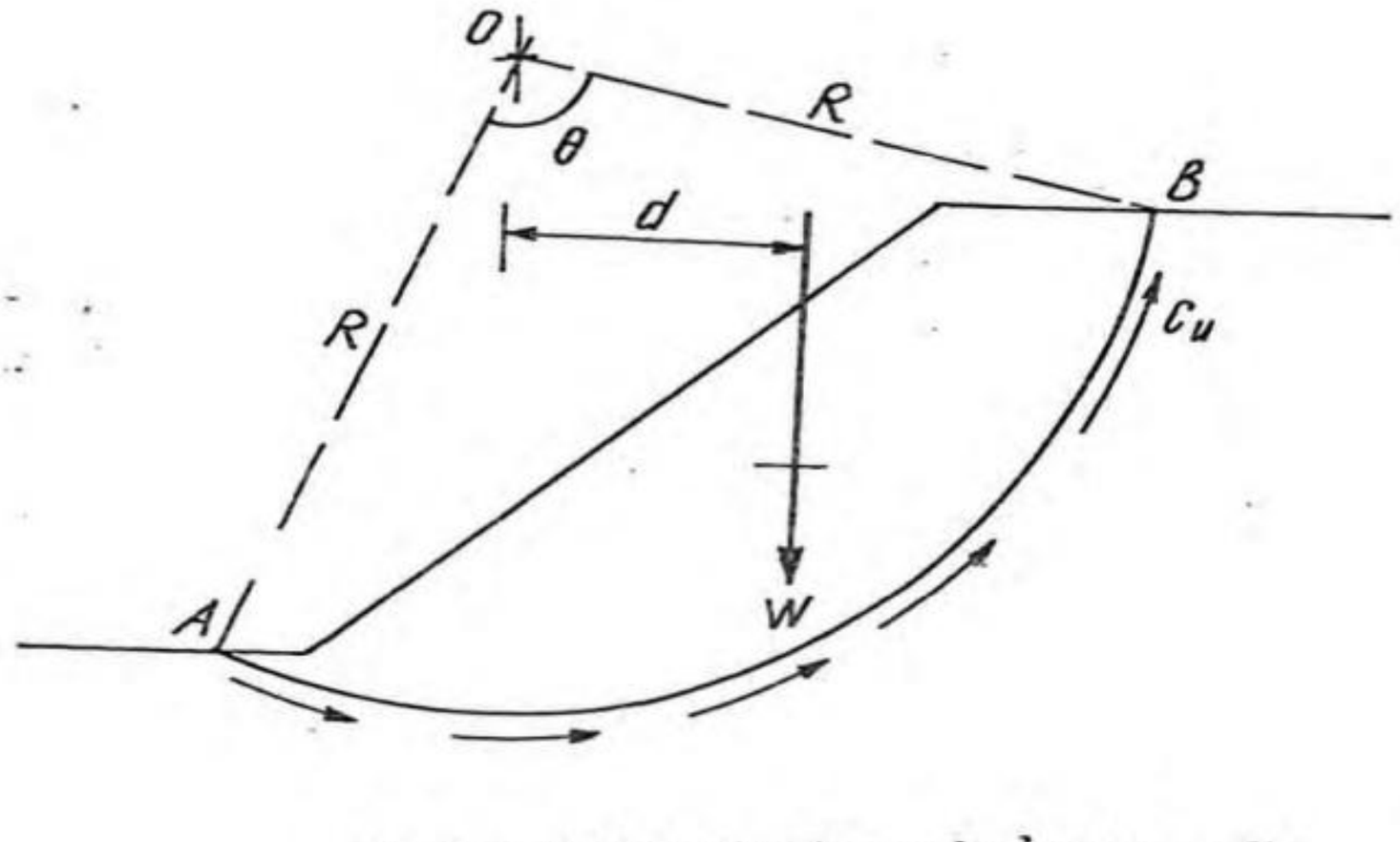
Phân tích ứng suất tổng có thể dùng cho trường hợp mái dốc mới đắp, hay mới đào trong đất sét hoàn toàn bão hòa. Vì $\varphi_u = 0$, độ bền cắt không thoát nước $\tau = c_u$. Giả thiết mặt cắt của mặt phá hoại có dạng cung tròn và thường được xem là *cung trượt*. Tâm của cung trượt giới hạn ở một nơi nào đó bên trên đỉnh mái dốc. Cung trượt giới hạn (phá hoại) là một trong số vô hạn cung khả dĩ vẽ được với bán kính và tâm khác nhau (hình 9–7). Một số cung sẽ qua chân mái dốc và số khác sẽ cắt mặt đất ở phía trước chân mái dốc.



Hình 9–7. Các cung trượt có bán kính và tâm khác nhau

Cung giới hạn là một cung mà dọc theo nó phá hoại dễ xảy ra nhất và có hệ số an toàn thấp nhất. Chọn một số cung thử và việc phân tích được lặp lại cho mỗi cung cho tới khi nhận được hệ số an toàn thấp nhất.

Hình 9–8 cho thấy mặt cắt ngang của một mái dốc cùng với một cung thử có bán kính R và tâm O. Sự mất ổn định có xu hướng làm vật thể có trọng lượng W nằm trên cung trượt dịch chuyển.



Hình 9–8. Phân tích ứng suất tổng ($\varphi_u = 0$)

Momen phá hoại là Wd.

Xu hướng dịch chuyển bị cản lại bởi momen của độ bền chống cắt được huy động dọc theo cung tròn AB.

Chiều dài của cung $AB = R\theta$.
Lực kháng cắt dọc theo cung $AB = c_u R\theta$.
Momen kháng cắt $= c_u R^2\theta$.

Nên hệ số an toàn F tính theo :

$$F = \frac{\text{momen kháng cắt}}{\text{momen phá hoại}}$$

$$= \frac{c_u R^2\theta}{Wd} \qquad [9.12]$$

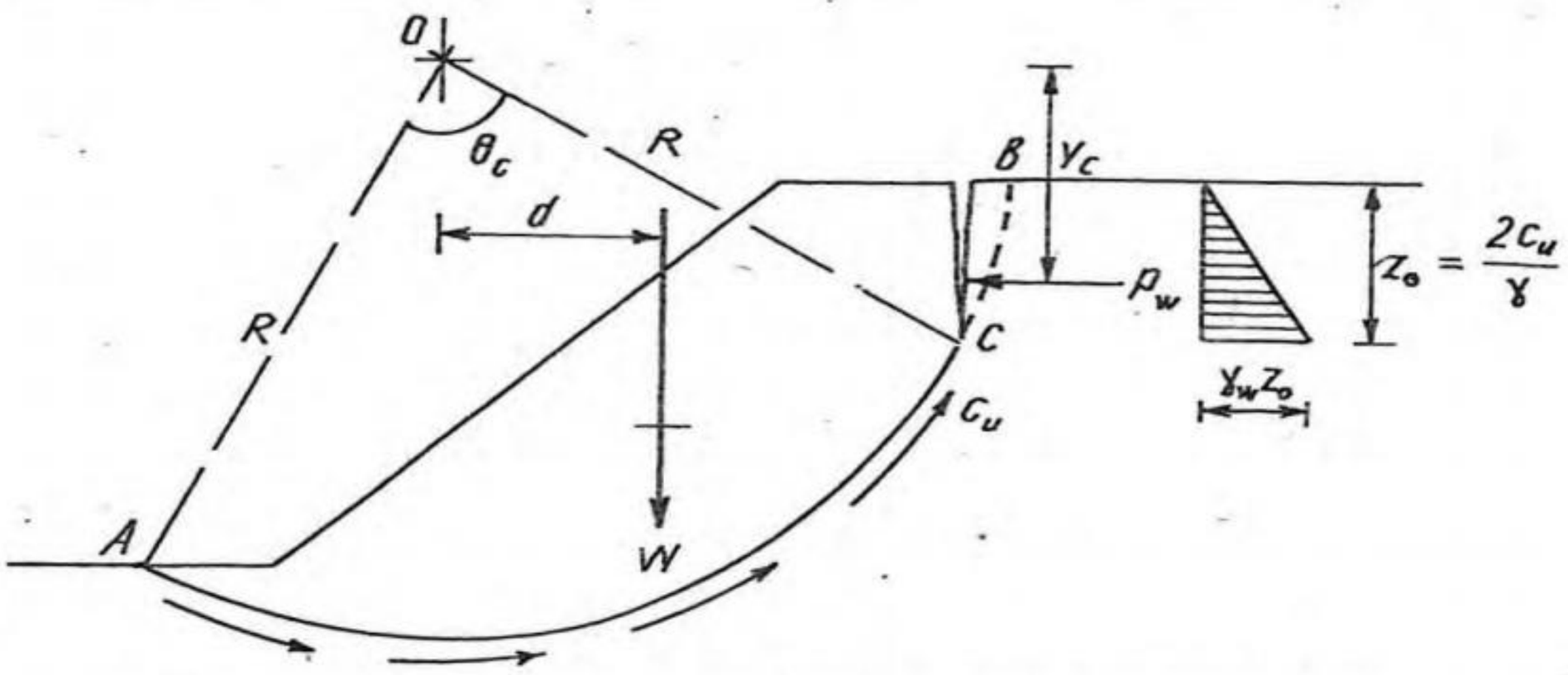
Giá trị W và d tìm được bằng cách chia vùng đánh bóng thành các mảnh hình tam giác/hình chữ nhật rồi lấy momen diện tích với trục thẳng đứng đi qua chân mái dốc hay một điểm thuận tiện khác.

Khe nứt căng

Trong đất dính, khi điều kiện cân bằng giới hạn (và phá hoại) biểu lộ, có xu hướng hình thành khe nứt căng ở gần đỉnh mái dốc. Độ sâu của khe nứt căng có thể tính theo phương trình [8.18] ở chương 8 :

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma}$$

Sự phát triển của cung trượt được kết thúc ở độ sâu khe nứt căng và chiều dài cung trượt thực tế là AC (hình 9–9). Khối trượt



Hình 9–9. Ảnh hưởng của khe nứt căng trong phân tích ứng suất tổng

– vật thể tự do có khối lượng W là vùng đánh bóng được giới hạn bởi mặt đất, cung tròn trượt và khe nứt căng. Trong khe nứt căng, độ bền kháng cắt không có nhưng nếu chứa đầy nước, trong momen phá hoại phải tính thêm đến lực thủy tĩnh P_w tác dụng theo phương ngang :

$$P_w = \frac{1}{2}\gamma_w z_o^2$$

Đưa điều đó vào trong tính toán cùng với sự thực là cung trượt bị giảm đi, biểu thức hệ số an toàn sẽ trở thành :

$$F = \frac{c_u R^2 \theta_c}{Wd + P_w y_c} \qquad [9.13]$$

Ví dụ mẫu 9.4. *Một hố móng trong đất sét bão hòa có mái dốc cao 10,0m với độ dốc 1 : 1,5. Trọng lượng đơn vị thể tích đất là 18,5 kN/m³ và lực dính không thoát nước bằng 40 kN/m² ($\varphi_u = 0$). Hãy xác định hệ số an toàn chống phá hoại trượt tức thời theo cung trượt như ở hình 9–10 trong các trường hợp sau :*

a) bỏ qua khe nứt căng ;

b) khe nứt căng không chứa nước ;

c) khe nứt căng chứa đầy nước.

Bài giải

Dùng phương pháp phân tích ứng suất tổng để xác định hệ số an toàn chống phá hoại cắt tức thời. Đầu tiên, cần thiết xác lập hình dạng và diện tích khối trượt.

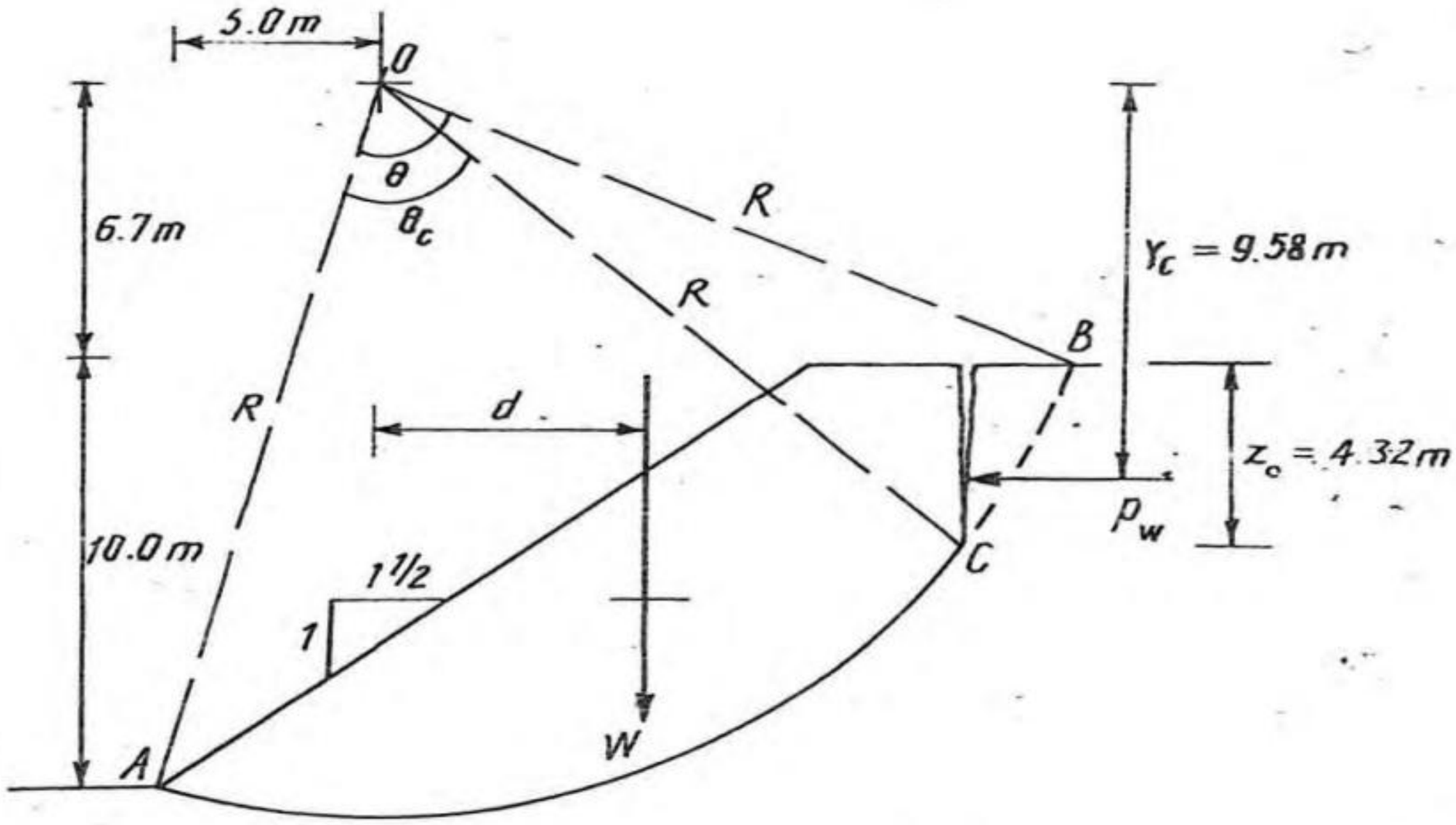
a) Trong trường hợp bỏ qua khe nứt căng, khối trượt được giới hạn bởi mặt đất và cung tròn AB, có thể tính các đặc trưng của khối trượt này như sau :

Bán kính $R = OA = \sqrt{(5^2 + 16,7^2)} = 17,43m$.

Góc hình quạt $\theta = 84,06^o$.

Diện tích khối trượt $A = 77,35m^2$.

Khoảng cách trọng tâm từ O : $d = 6,50m$.



Hình 9–10

Từ phương trình [9.12], ta có :

$$F = \frac{c_u R^2 \theta}{Wd}$$

$$= \frac{40 \times 17{,}43^2 \times 84{,}06 \times \pi}{77{,}35 \times 18{,}5 \times 6{,}50 \times 180} = \underline{1{,}92}$$

b) Khe nứt căng làm giảm chiều dài cung trượt từ AB xuống còn AC.

Độ sâu của khe nứt căng $z_o = 2 \times 40/18{,}5 = 4{,}32$m.

Góc hình quạt $\theta_c = 67{,}44^o$

Diện tích khối trượt $A = 71{,}64 m^2$

Khoảng cách trọng tâm từ O $\underline{d = 5{,}86m}$.

Trong trường hợp này $P_w = 0$.

Từ phương trình [9.13], ta có :

$$F = \frac{c_u R^2 \theta_c}{Wd}$$

$$= \frac{40 \times 17{,}43^2 \times 67{,}44 \times \pi}{71{,}64 \times 18{,}5 \times 5{,}86 \times 180}$$

$$= \frac{14304}{7766} = \underline{1{,}84}$$

c) Khi khe nứt căng chứa đầy nước, lực ngang P_w sẽ tác dụng lên khối trượt.

$$P_w = \frac{1}{2}\gamma_w z_o^2 = \frac{1}{2} \times 9{,}81 \times 4{,}32^2 = 91{,}54 \text{ kN/m.}$$

Cánh tay đòn của P_w với O : $y_c = 6{,}7 + 2 \times 4{,}32/3 = 9{,}58\text{m}$

Từ phương trình [9.13], ta có :

$$F = \frac{c_u R^2 \theta_c}{Wd + P_w y_c}$$

$$= \frac{14304}{7766 + 91{,}54 \times 9{,}58} = \underline{1{,}65}.$$

9.6. Mái dốc không đồng nhất không thoát nước ($\varphi_u = 0$)

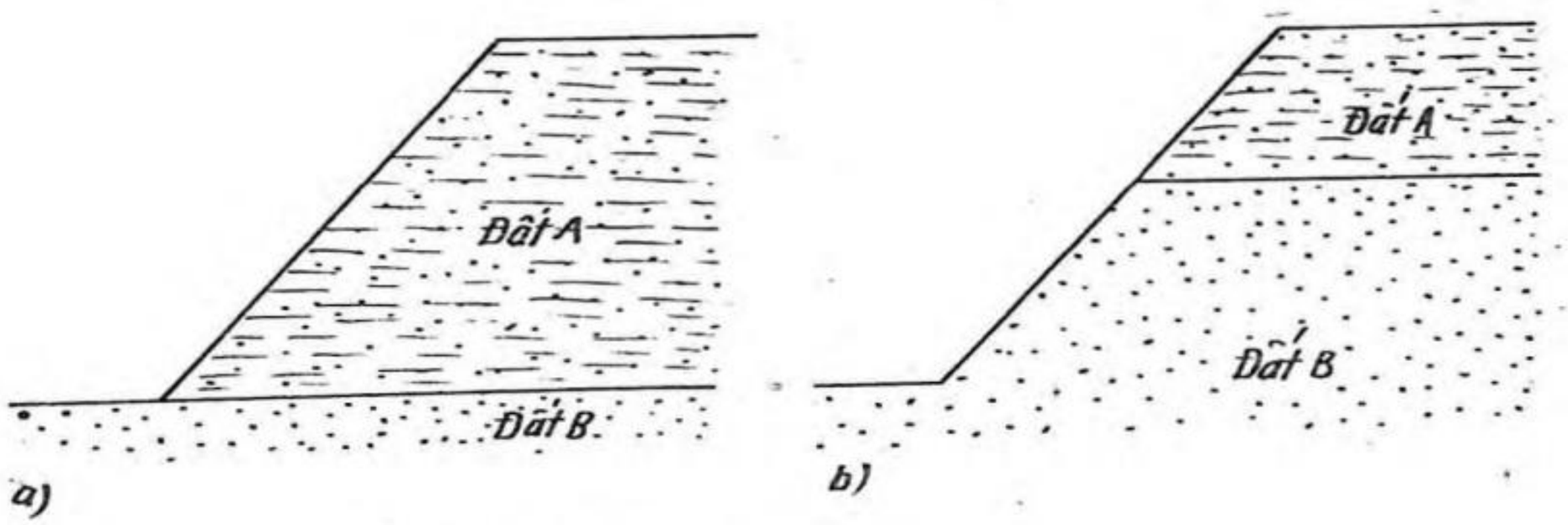
Đất thực sự đồng nhất sẽ có cùng độ bền cắt không thoát nước c_u tại tất cả các điểm trong toàn bộ khối cắt. Mặc dù chắc chắn là điều kiện như vậy chỉ tồn tại trong lí thuyết, nhưng đối với một số trường hợp nhất định, giả thiết c_u là hằng số có thể giúp cho việc đánh giá hệ số an toàn được hoàn toàn hợp lí. Tuy nhiên, không thể bỏ qua thực chất không đồng nhất khi :

a) có mặt hai hay nhiều lớp đất khác nhau rõ rệt ;

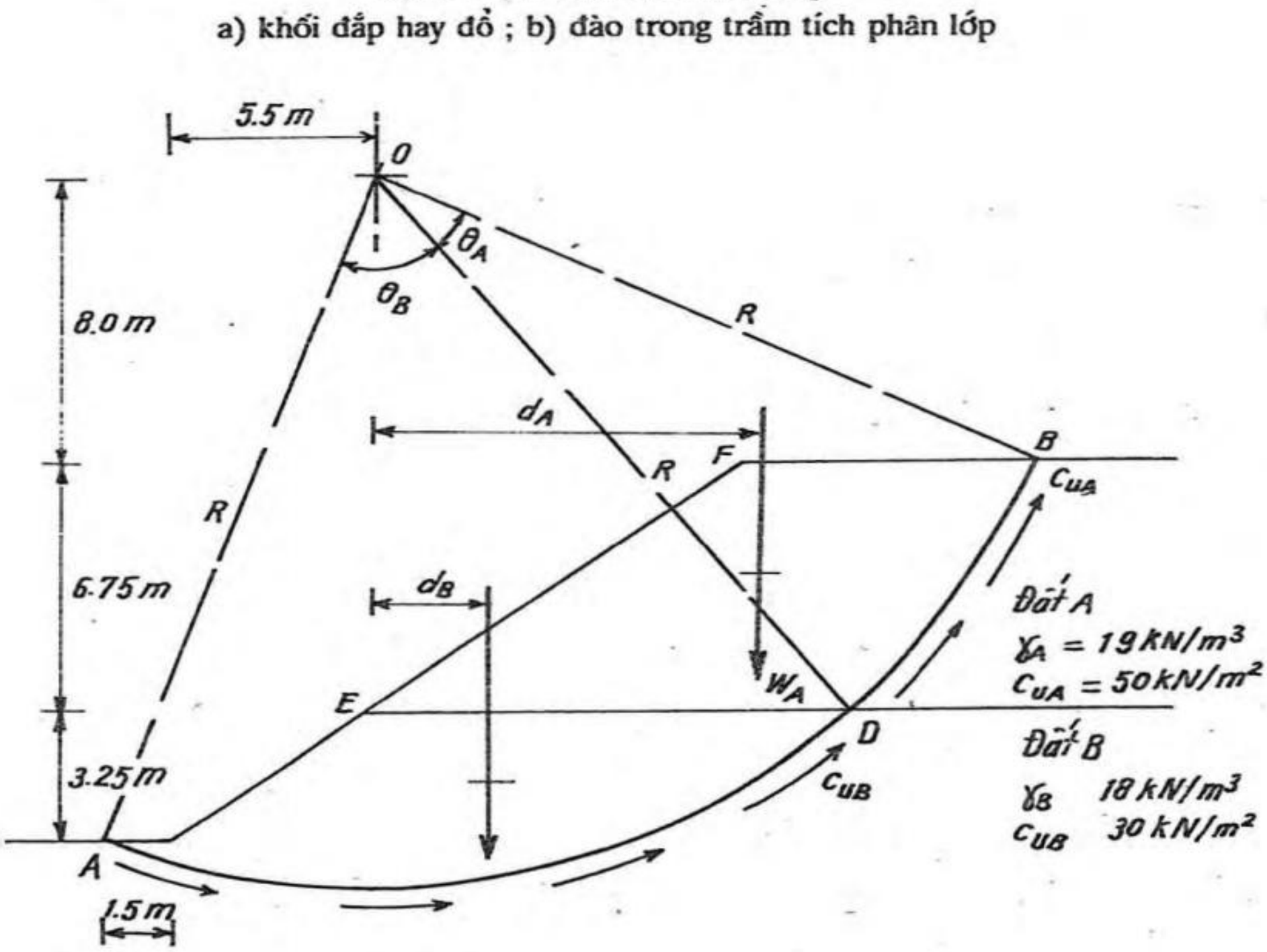
b) trong một lớp đất có độ bền cắt biến đổi đáng kể theo độ sâu.

Bài toán nhiều lớp

Dạng mái dốc nhiều lớp phổ biến xảy ra khi đổ hay đắp một loại đất trên bề mặt đã tồn tại trước của đất khác để tạo thành



Hình 9–11. Mái dốc nhiều lớp
a) khối đắp hay đổ ; b) đào trong trầm tích phân lớp



Hình 9–12

khối đắp (hình 9–11a). Hệ nhiều lớp có thể bộc lộ khi hố móng đào qua trầm tích phân lớp (hình 9–11b). Việc xử lí dạng bài toán này chủ yếu phụ thuộc vào giá trị so sánh c_u trong đất ở cả hai phía của mặt phân lớp. Ở nơi đất có độ bền cắt tương đối giống nhau, có thể dùng cách phân tích ứng suất tổng đã trình bày ở phần trước.

Khối trượt tương ứng với một cung thử nào đó được chia ra thành các vùng (hình 9–12) và xác định diện tích, vị trí trọng tâm và góc hình quạt cho mỗi vùng.

Có thể sửa đổi phương trình [9.12] như sau :

$$F = \frac{R^2(c_{uA}\theta_A + c_{uB}\theta_B + ...)}{(W_A d_A + W_B d_B + ...)} \qquad [9.14]$$

Ví dụ mẫu 9.5. *Mái dốc của một hố móng cao 10m, có độ dốc 1 : 5. Khối đất gồm có hai lớp đất sét bão hòa như thấy ở hình 9.12. Dùng phương pháp ứng suất tổng ($\varphi_u = 0$), hãy xác định hệ số an toàn chống phá hoại cắt theo mặt trượt thử trông thấy.*

Bài giải

Đầu tiên, coi khối đất có hai vùng riêng biệt có bán kính chung R tìm được là 19,31m

Cho vùng A (FBDE) :

Góc hình quạt $\theta_A = 25{,}32^o$

Diện tích $A_A = 65{,}943 m^2$.

Khoảng cách trọng tâm từ O $d_A = 9{,}79m$.

Cho vùng B (EDA) :

Góc hình quạt $\theta_B = 57{,}20^o$

Diện tích $A_B = 53{,}74\ m^2$.

Khoảng cách trọng tân từ O $d_B = 2{,}85m$.

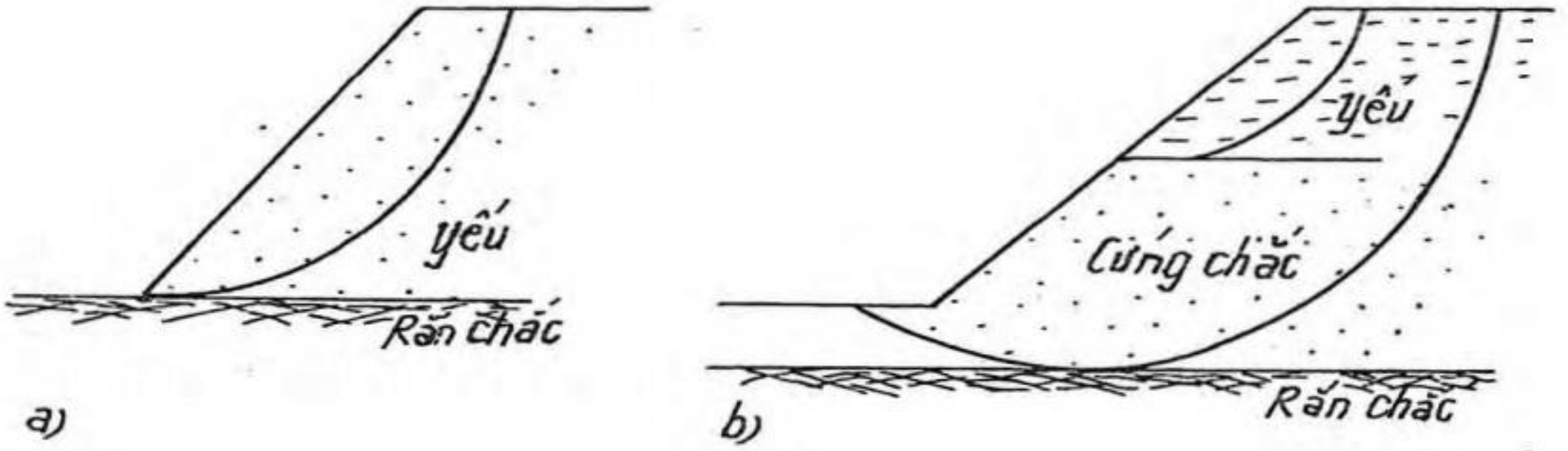
Từ phương trình [9.4], ta có :

$$F = \frac{19{,}31^2(50 \times 25{,}32 + 30 \times 57{,}20)\pi / 180}{(65{,}94 \times 19{,}0 \times 9{,}79 + 53{,}74 \times 18{,}0 \times 2{,}85)}$$

$$= \frac{19407}{15022} = \underline{1{,}29}$$

Ảnh hưởng của lớp đất cứng

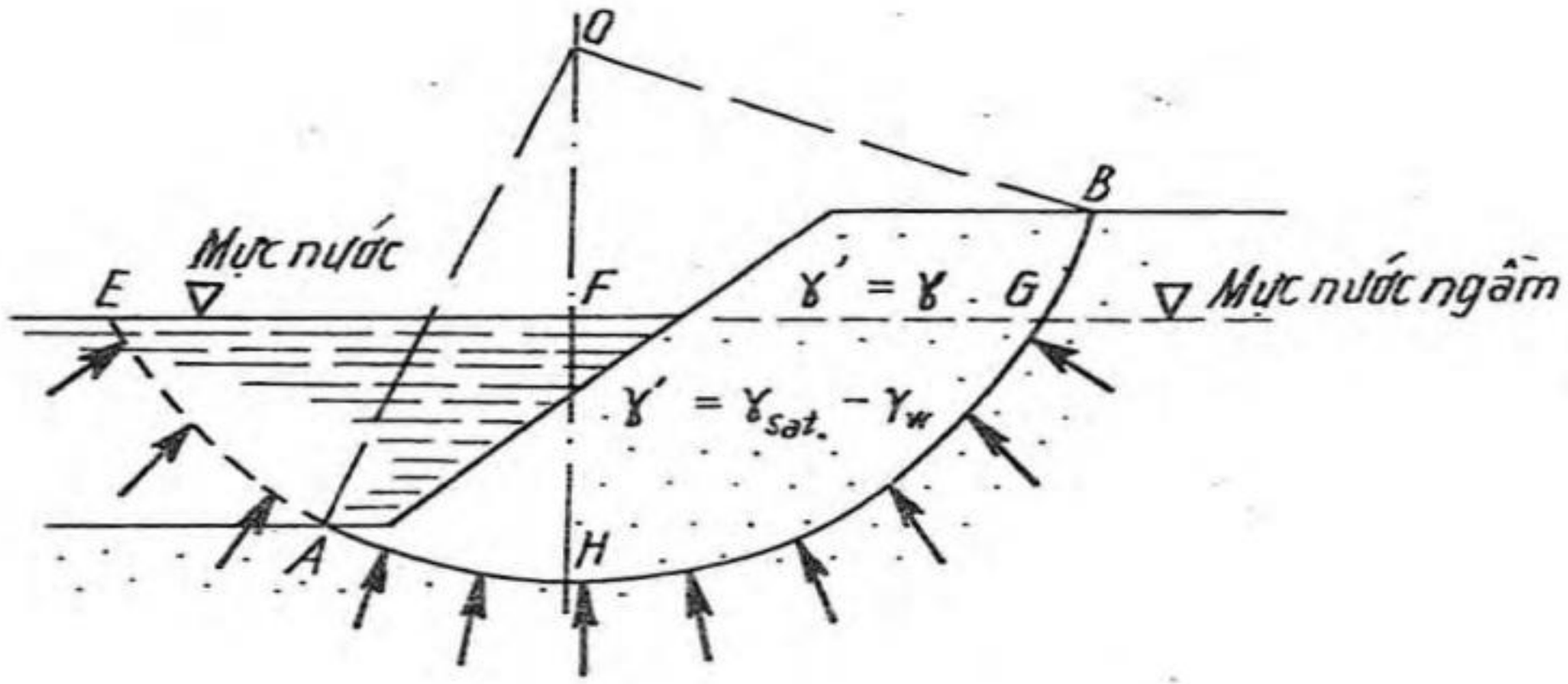
Khi lớp nằm dưới có độ bền cắt lớn hơn nhiều thì cung trượt giới hạn bị kiềm chế chỉ phát triển trong lớp đất yếu nằm trên. Trong trường hợp mái dốc được đắp trên một lớp đất cứng đã tồn tại, phải lấy tất cả cung thử đi qua hoặc ở ngay trên chân dốc. Trong đất nhiều lớp, phải kiểm tra sự ổn định của bản thân lớp đất yếu nằm trên cũng như của toàn bộ mái dốc (hình 9–13).



Hình 9–13. Ảnh hưởng của một lớp đất cứng nằm bên dưới

9.7. Mái dốc ngập nước ($\varphi_u = 0$)

Trong trường hợp khối đắp chắn nước như đập đất, bờ kênh, bờ hồ và công trình tương tự, thì một phần hoặc đôi lúc toàn bộ mái dốc bị ngập nước. Hình 9–14 cho thấy mái dốc bị ngập một phần ; từ hình có thể suy ra là momen với O của khối nước trong nửa miếng EFH cân bằng chuẩn xác momen với O của khối nước trong nửa miếng FGH. Vì thế momen áp lực nước thực bằng không, tạo cho đất bão hòa. Trong trường hợp này, trọng lượng của phần khối



Hình 9–14. Ảnh hưởng của mái dốc ngập nước

trượt ở dưới EFG (mực nước bên ngoài) được tính trên cơ sở của trọng lượng đơn vị ngập nước ($\gamma_{sat.} - \gamma_w$). Ở phần trên EFG, vẫn dùng trọng lượng đơn vị thể tích γ.

Về hiệu quả, nước tồn tại ở phần mái dốc ngập nước tạo ra một thành phần momen kháng phụ, vì thế hệ số an toàn tăng lên khi mực nước dâng cao và giảm xuống khi mực nước hạ thấp.

Ví dụ mẫu 9.6. *Mái dốc của một khối đắp chắn nước cao 10m, có độ dốc 1 : 2. Đất bão hòa hoàn toàn, có lực dính không thoát nước là 30 kN/m^2, trọng lượng đơn vị 18 kN/m^3. Hãy xác định hệ số an toàn chống phá hoại cắt theo cung trượt thử thấy trong hình 9–15 trong các trường hợp sau :*

a) *khi mực nước ở chân mái dốc ;*

b) *khi mực nước ở trên chân mái dốc 6m.*

Bài giải

Đầu tiên, coi khối trượt có hai vùng riêng biệt có bán kính chung R tìm được là 22,83m.

Cho vùng A (FBDE) :

Diện tích $A_A = 41{,}92 m^2$

Khoảng cách trọng tâm từ O $d_A = 13{,}00 m.$

Cho vùng B (AED) :

Diện tích $A_B = 144,11m^2$

Khoảng cách trọng tâm từ O $d_B = 4,44m.$

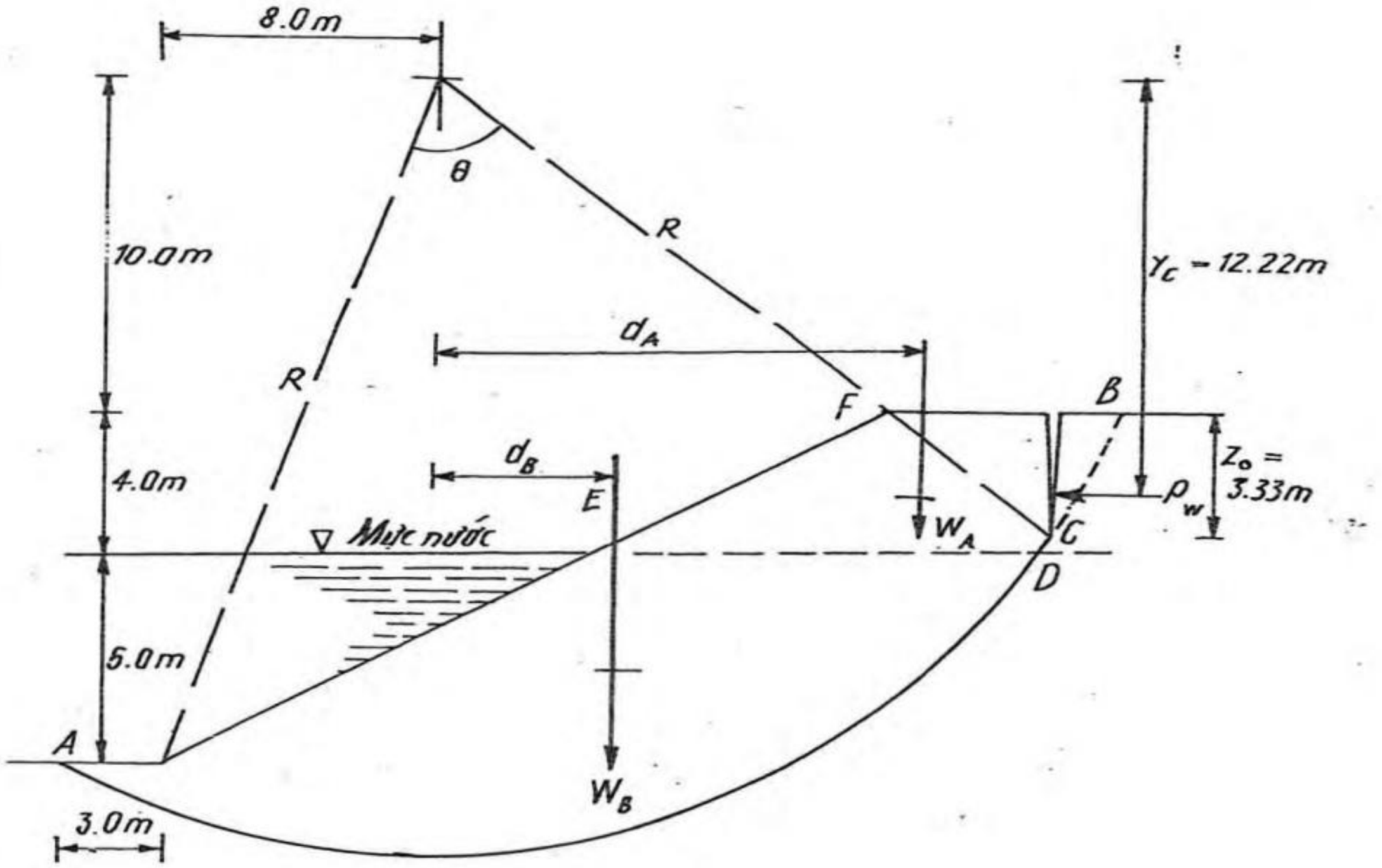
Độ sâu của khe nứt căng $Z_o = 2 \times 30/18 = 3,33m.$

Góc hình quạt $\theta = 76,06^o$

Cường độ áp lực thủy tĩnh trong khe nứt căng :

$$P_w = \frac{1}{2}\gamma_z z_o^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 9,81 \times 3,33^2 = 54,4 \text{ kN/m.}$$



Hình 9–15

Cánh tay đòn của cường độ áp lực thủy tĩnh :

$$y_c = 10 + 2 \times 3{,}33/3 = 12{,}22\text{m}.$$

Trong mỗi trường hợp đều gồm có cường độ áp lực thủy tĩnh trong khe nứt căng.

a) *Mực nước ở chân mái dốc*

$$F = \frac{30 \times 22{,}83^2 \times 76{,}06 \times \frac{\pi}{180}}{41{,}92 \times 18 \times 13{,}00 + 144{,}11 \times 18 \times 4{,}44 + 54{,}4 \times 12{,}22}$$

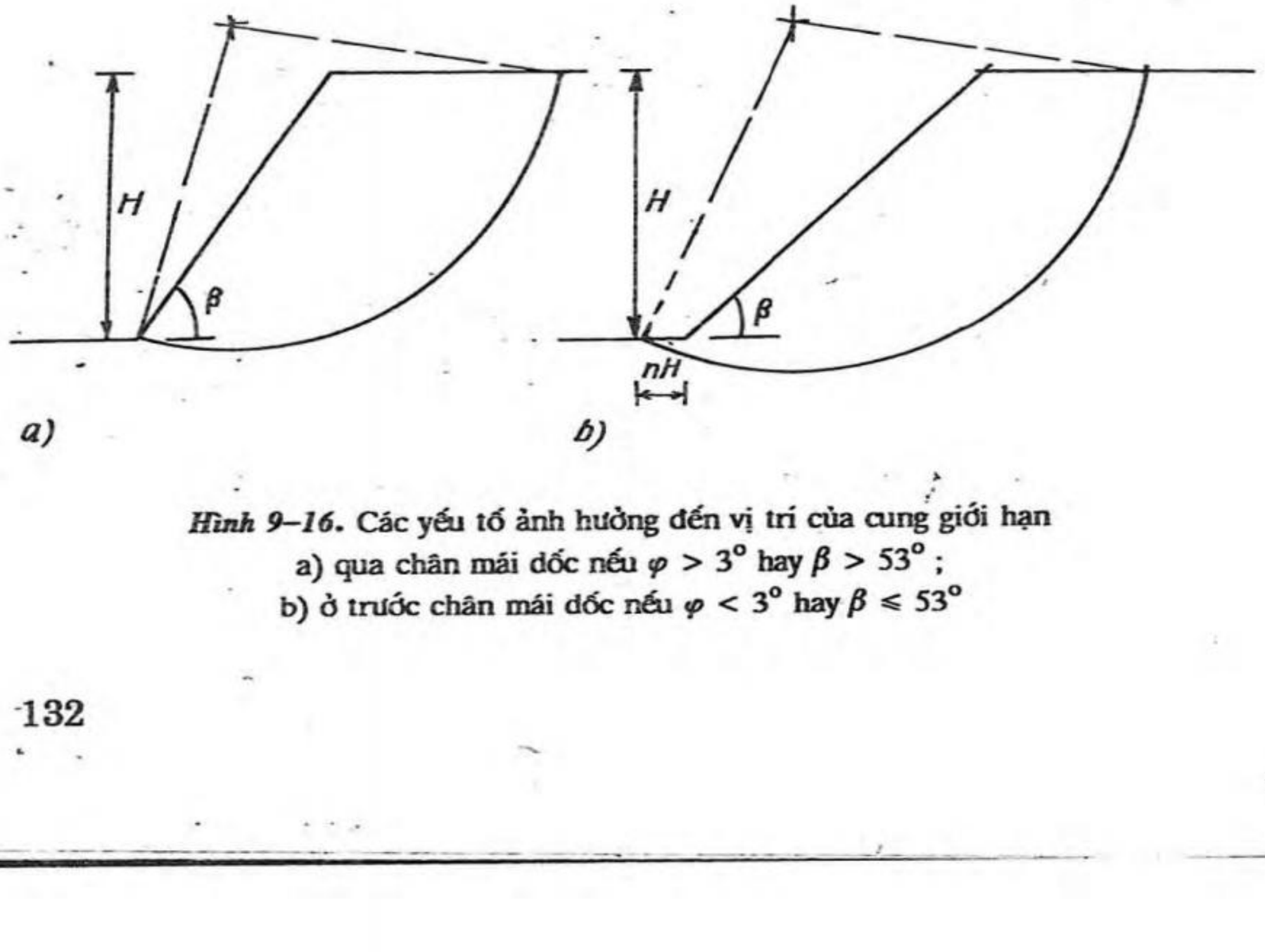
$$= \frac{20757}{9809 + 11517 + 665} = 0{,}944$$

có nghĩa phá hoại cắt sẽ xảy ra.

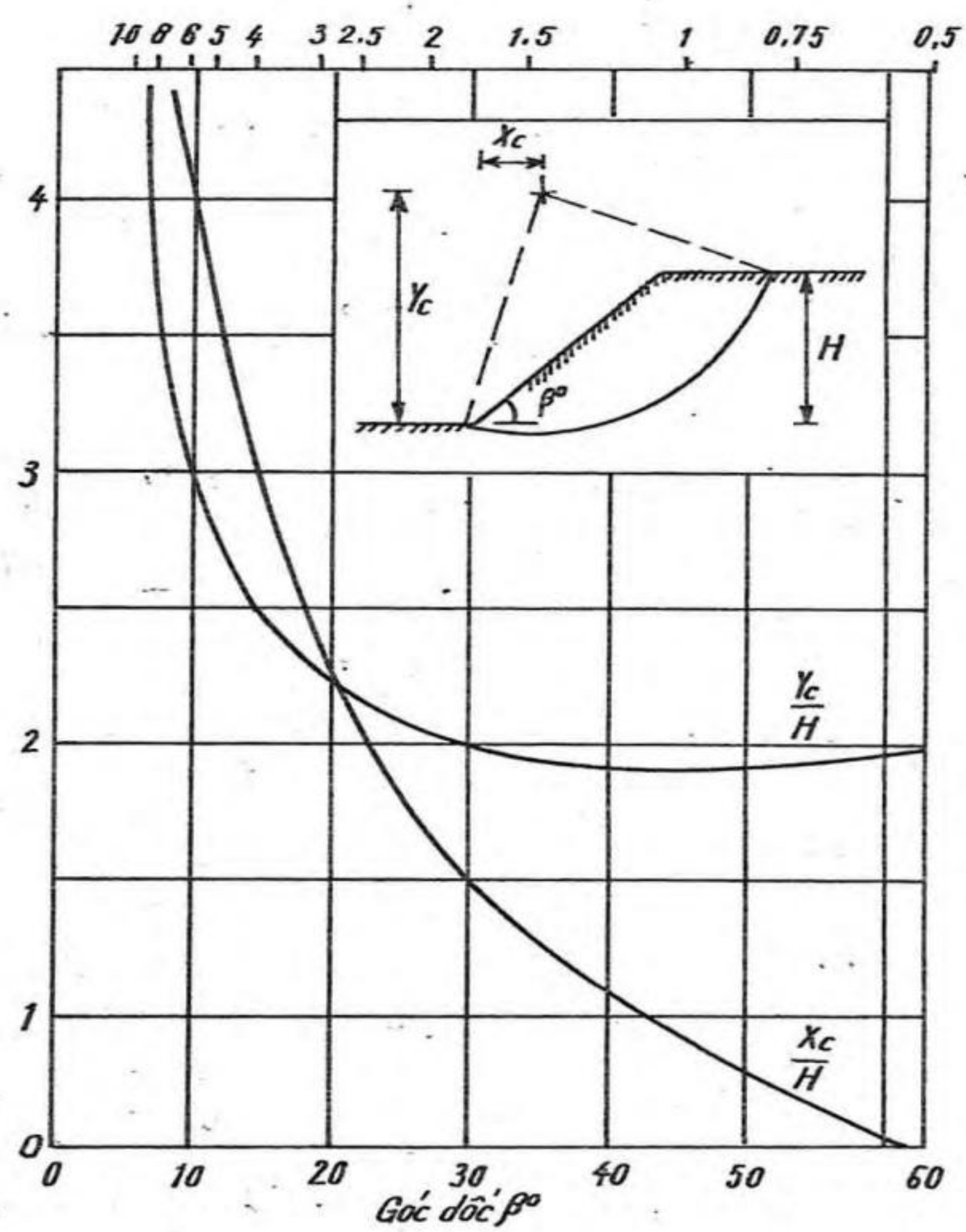
b) *Mực nước ở trên chân mái dốc 6m*

$$F = \frac{20757}{9809 + 144{,}11(18{,}0 - 9{,}81)4{,}44 + 665} = \underline{1{,}32}$$

9.8. Vị trí của cung trượt nguy hiểm nhất

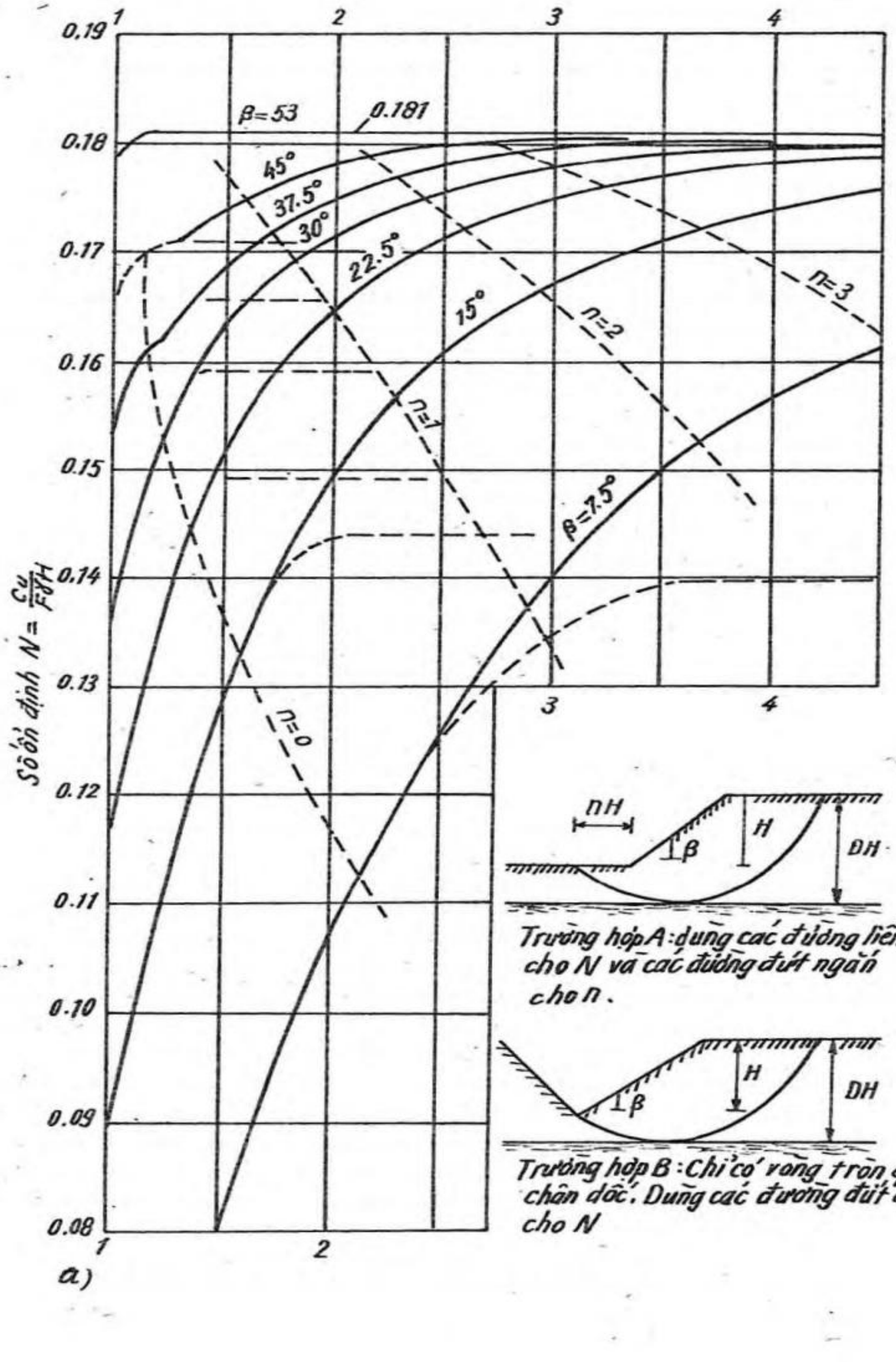


Hình 9–16. Các yếu tố ảnh hưởng đến vị trí của cung giới hạn
a) qua chân mái dốc nếu $\varphi > 3^\circ$ hay $\beta > 53^\circ$;
b) ở trước chân mái dốc nếu $\varphi < 3^\circ$ hay $\beta \leqslant 53^\circ$



Hình 9–17. Vị trí thử đầu tiên của cung giới hạn

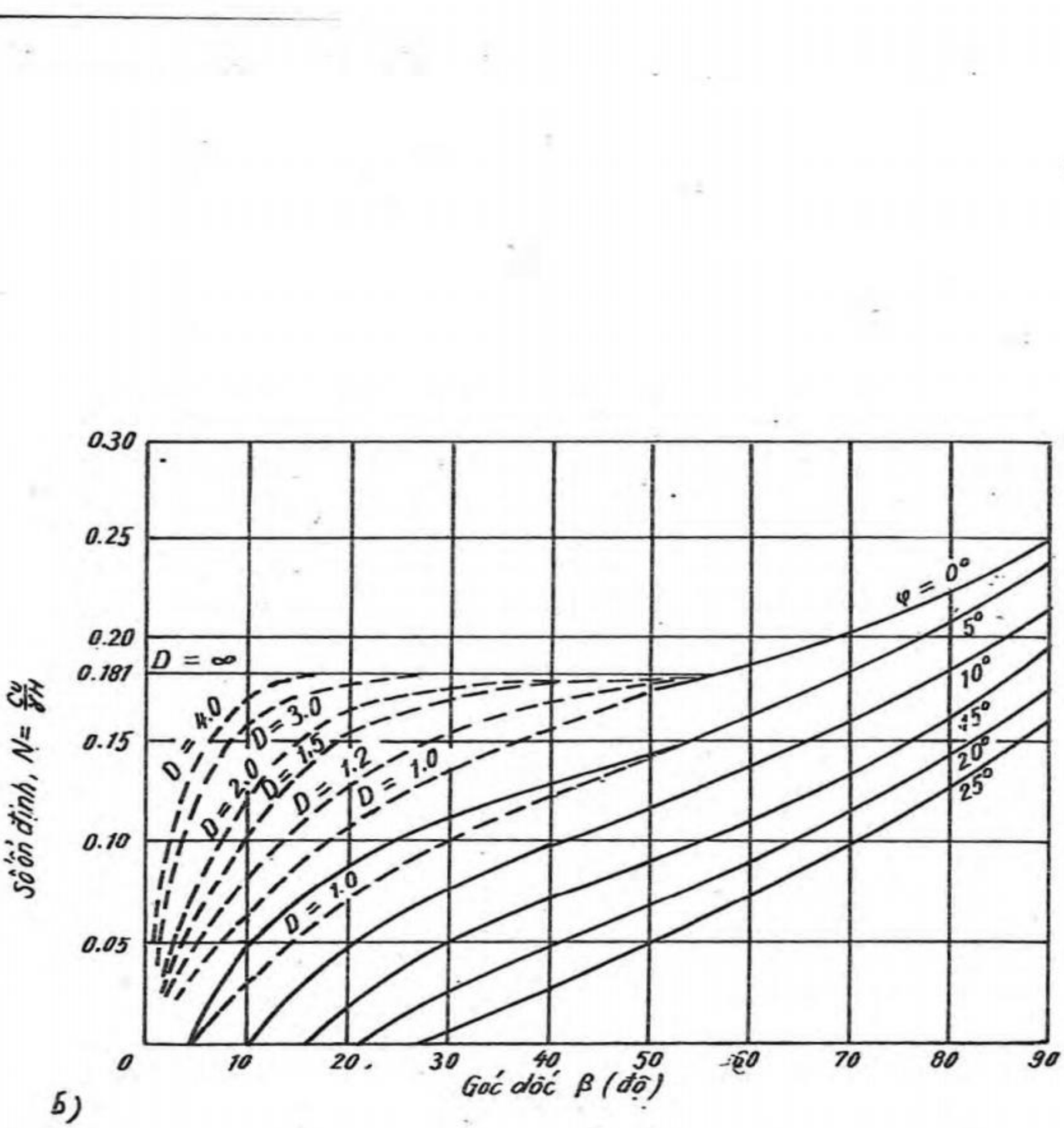
Cung trượt nguy hiểm nhất là một cung trượt có hệ số an toàn thấp nhất. Hệ số an toàn tối thiểu rõ ràng là tiêu chuẩn yêu cầu



a)

Trường hợp A: dùng các đường liền cho N và các đường đứt ngắn cho n.

Trường hợp B: Chỉ có vòng tròn qua chân dốc. Dùng các đường đứt dài cho N



Hình 9–18. Biểu đồ số ổn định của Taylor

a) trường hợp $\varphi_u = 0$;

b) trường hợp $\varphi > 0$

cho thiết kế. Bài toán về vị trí của cung trượt nguy hiểm nhất có thể thực hiện bằng một trong hai cách sau đây :

a) bằng một quá trình thử và sai số, dùng một số hợp lý các cung "thử" và một cách thức tìm kiếm có chủ đích ;

b) bằng dùng quy tắc kinh nghiệm để chỉ định một cung thử cực hạn giả định, đồng thời đưa ra hệ số an toàn giới hạn đủ lớn để dự phòng sự chưa hoàn thiện của quy tắc.

Trong cách thử và sai số, phương pháp phải thay đổi ba thông số hình học : vị trí của tâm, bán kính và khoảng cách cắt ở phía trước chân mái dốc. Để độ tin cậy chấp nhận được, phải vẽ rất nhiều cung thử. Việc dùng máy tính đã làm cho phương pháp này khả thi nhiều hơn và cũng tin cậy hơn.

Ngay cả khi dùng phương pháp thực hiện một số lượng thử lớn, sẽ rất hữu ích nếu đưa ra được sự đánh giá đúng giá trị đầu tiên hay giá trị "hạt giống". Đặc thái của cung trượt không hoàn toàn bất kì, mà trái lại có thể quan sát được trước một số hình dạng xác định. Chẳng hạn, khi góc ma sát lớn hơn 3^o, cung giới hạn hầu như luôn luôn qua chân mái dốc. Điều đó cũng là trường hợp khi, với mọi giá trị φ, góc nghiêng mái dốc lớn hơn 53^o (hình 9–16).

Trong điều kiện đồng nhất không thoát nước, tâm thử đầu tiên được tìm bằng biểu đồ ở hình 9–17. Giá trị của Y_c/H và X_c/H được đọc tương ứng với góc nghiêng mái dốc β, trong đó :

X_c – khoảng cách ngang từ chân mái dốc tới tâm cung thử ;

Y_c – khoảng cách đứng từ chân mái dốc tới tâm cung thử.

Rồi lấy tâm thử đầu tiên làm tâm của nhóm chín cung thử đầu tiên. Sau khi đánh giá hệ số an toàn, khôn khéo chọn các tâm mới theo chiều hướng đạt giá trị thấp nhất. Việc thay đổi bán kính có thể hợp nhất trong khi tính toán. Kĩ thuật vẽ đường đồng mức và phân lưới đơn giản thường được quen dùng để khoanh vị trí cung nguy hiểm nhất.

Độ sâu cung bị hạn chế ở nơi có một lớp đá hay đất chặt nằm ở dưới mái dốc (hình 9–18). Thực tế, cung nguy hiểm nhất tiếp tuyến với mặt lớp đất đá cứng hơn nằm dưới.

9.9. Phương pháp số ổn định của Taylor

Năm 1948, D.W.Taylor đề nghị một phương pháp đơn giản để xác định hệ số an toàn nhỏ nhất cho mái dốc trong đất đồng nhất. Dùng phương pháp phân tích ứng suất tổng và bỏ qua khả năng có khe nứt căng, ông đưa ra một loạt các đường cong liên hệ *số ổn định* N với góc nghiêng mải dốc β.

Xem xét biểu thức cơ bản dùng trong phân tích ứng suất tổng, từ phương trình [9.12] với chiều dài cung là L :

$$F = \frac{cuRL}{Wd}$$

Sẽ thấy là L tỉ lệ với H và W tỉ lệ với γH^2, có nghĩa là $L = K_1 H$, $W = K_2 \gamma H^2$, nên :

$$F = \frac{cuRHK_1}{\gamma H^2 K_2 d}$$

Số ổn định N phụ thuộc vào hình dạng cung trượt và được xác định theo biểu thức :

$$N = \frac{K_2 d}{K_1 R} = \frac{c_u}{F\gamma H}$$

Từ đó $$F = \frac{c_u}{N\gamma H} \qquad [9.15]$$

hoặc vì $c_{mob.} = c_u/F$, yêu cầu $c_{mob.} = N\gamma H$

Biểu đồ ở hình 9–18a và b cho thấy giá trị N liên hệ với góc nghiêng mái dốc β, góc của sức kháng cắt φ_u và hệ số sâu D_f. Với góc nghiêng mái dốc lớn hơn 53°, cung giới hạn đi qua chân mái dốc và dùng biểu đồ ở hình 9–18b. Với góc nghiêng mái dốc nhỏ hơn 53°, cung giới hạn cắt ở phía trước chân dốc và dùng biểu đồ ở hình 9–18a. Khi cung giới hạn bị hạn chế đi qua chân mái dốc, phải dùng đường đứt đậm trên biểu đồ. Từ đường đứt mảnh, nhận được giá trị n cho điểm vượt ở trước chân mái dốc của cung giới hạn.

Ví dụ mẫu 9.7. *Một hố móng trong đất sét bão hòa có độ sâu 10m. Dưới đáy hố móng 6m có một lớp đá cứng chắc. Đất sét có lực dính không thoát nước là 34kN/m^2 và trọng lượng đơn vị thể tích 19kN/M^3. Cho hệ số an toàn chống phá hoại cắt ngắn ngày là 1,25, hãy xác định góc nghiêng an toàn lớn nhất của mái dốc.*

Bài giải

Xem lại hình 9–18a.

$$H = 10m \text{ và } DH = 16m \text{ nên } D = 1,5$$

Số ổn định yêu cầu $N = \dfrac{c_u}{1,25\gamma H} = \dfrac{34}{1,25 \times 19 \times 10} = 0,143.$

Trên biểu đồ, điểm xác định bởi D = 1,5 và N = 0,43 cho góc nghiêng mái dốc $\beta = 18^o$. Cũng từ biểu đồ có n = 0,2.

Vì thế, cung sẽ vượt trước chân mái dốc 2,0m.

Ví dụ mẫu 9.8. *Một hố móng trong đất dính có mái dốc cao 8m, góc nghiêng mái là 35°. Dùng phương pháp ổn định của Taylor, xác định hệ số an toàn chống pháp hoại cắt cho các trường hợp sau :*

a) $c_u = 40kN/m^2$; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 18kN/m^3$; *D lớn.*

b) $c_u = 40kN/m^u$; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 18kN/m^3$; $D = 1,5$.

Bài giải

a) Khi D lớn, với $\beta < 53^o$ và $\varphi_u = 0$ nên N = 0,181.

$$\text{Hệ số an toàn } F = \frac{40}{0,181 \times 18 \times 8} = \underline{1,53}.$$

b) Khi D = 1,5 , $\beta = 35^o$ và $\varphi_u = 0$, từ hình 9–18b ta có :

N = 0,168 và n = 0,6

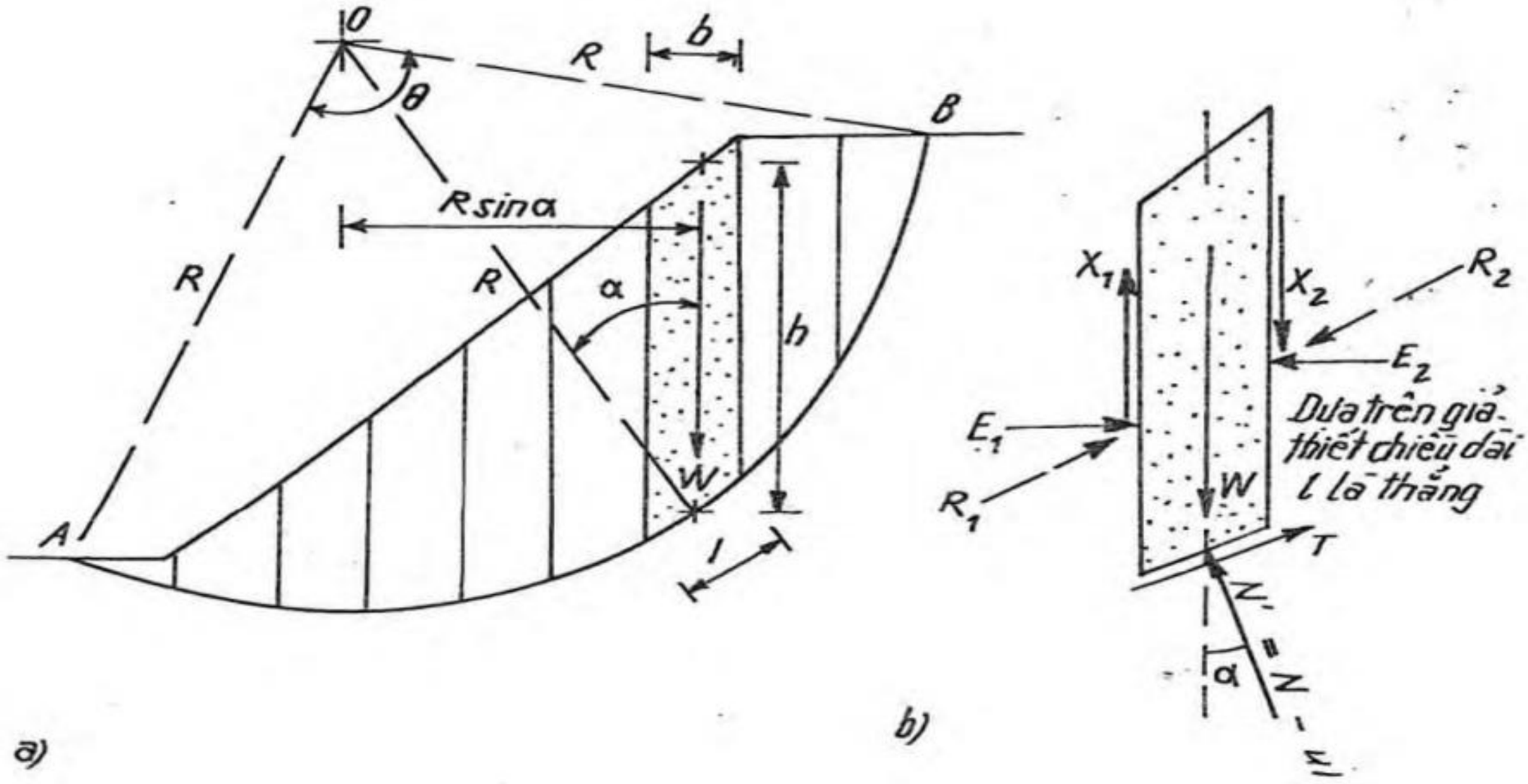
$$\text{Hệ số an toàn } \quad F = \frac{40}{0,168 \times 18 \times 8} = \underline{1,65}$$

Như vậy, lớp đất cứng có mặt đã hạn chế dạng phá hoại trong một cung cực hạn nhỏ hơn, vì thế hệ số an toàn sẽ lớn hơn và điểm gẫy vỡ (nH) của cung này sẽ là 0,6 × 8 = 4,8m.

9.10. Ổn định thoát nước – phân tích ứng suất hiệu quả

Phân tích ổn định phải tiến hành trong điều kiện ứng suất hiệu quả trong các bài toán có áp lực nước lỗ rỗng thay đổi như tại nơi

các khối đắp và đất thải đã tồn tại ; cũng cần tính cả sự ổn định dài ngày, và trong trường hợp của đất sét quá cố kết thì cả điều kiện tức thời lẫn dài ngày. Vì ứng suất thay đổi theo mặt trượt thử, nên coi khối trượt như là một dãy các mảnh. Một cung trượt thử được chọn có tâm O, bán kính R (hình 9–19) và chia khoảng cách ngang giữa hai đuôi cung A và B thành các mảnh có bề rộng b bằng nhau.



Hình 9–19. Phương pháp phân mảnh
a) phân mảnh khối trượt ; b) các lực tác dụng lên một mảnh

Các lực tác dụng lên một mảnh có chiều dài 1m gồm có :

W – trọng lượng của mảnh ; $W = \gamma hb$;

N' – phản lực pháp tuyến hiệu quả lên đáy mảnh ;

T – lực cắt tạo ra dọc theo đáy mảnh ; $T = W \sin \alpha$;

R_1 và R_2 – các lực bên tạo bởi các mảnh kề – chúng có thể đưa vào để giải ;

E_1 và E_2 – lực pháp tuyến giữa các mảnh ;

X_1 và X_2 – lực tiếp tuyến giữa các mảnh.

Ảnh hưởng của tải trọng phụ bất kì ở trên mặt đất phải đưa vào trong tính toán trọng lượng của mảnh và các lực khác.

Tại điểm cân bằng giới hạn, tổng momen phá hoại sẽ cân bằng chuẩn xác với momen của lực chống cắt huy động tổng dọc theo AB.

$$\sum \tau_m lR = \sum \frac{\tau_f}{F} lR = \sum W \sin\alpha R$$

Cho ta :

$$F = \frac{(\sum \tau_f . l)}{\sum W \sin\alpha}$$

Bây giờ, trong điều kiện ứng suất hiệu quả

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \, tg\varphi'$$

và

$$\tau_f l = c'l + N' tg\varphi'$$

Vì thế

$$F = \frac{\sum c'l + \sum N' tg\varphi'}{\sum W \sin\alpha}$$

hoặc nếu đất đồng nhất thì :

$$F = \frac{c' L_{AC} + tg\varphi' \sum N'}{\sum W \sin\alpha} \qquad [9.16]$$

ở đây : L_{AC} – chiều dài cung AC ; $L_{AC} = \theta R$.

Kết quả phụ thuộc rất nhiều vào giá trị N' nhận được như thế nào. Một loạt các phương pháp đã được đề nghị, một số thì tương đối đơn giản và một số khá chặt chẽ. Việc đánh giá chính xác nhất đạt được theo các phương pháp chặt chẽ, nhưng chỉ có khả năng thực hiện nếu dùng chương trình máy tính. Có thể dùng lối thỏa hiệp bằng cách kết hợp phương pháp phân tích đơn giản hơn với hệ số an toàn tăng lên.

Phương pháp của Fellenius

Trong phương pháp này, giả thiết là các lực giữa các mảnh bằng nhau và ngược chiều nên triệt tiêu lẫn nhau, có nghĩa $E_1 = E_2$ và $X_1 = X_2$. Bây giờ, chỉ cần thiết giải các lực tác dụng lên đáy của mảnh, vì thế :

$$N' = W\cos\alpha - ul$$

$$= \gamma hbcos\alpha - ubsec\alpha \; (b = bsec\alpha)$$

nếu đặt $u = r_u \gamma h$, khi đó ta có :

$$N' = \gamma h(\cos\alpha - r_u \sec\alpha)b$$

hay $$\sum N' = \gamma b \sum h(\cos\alpha - r_u \sec\alpha)$$

Thay thế vào phương trình [9.13] :

$$F = \frac{c'L_{AC} + \gamma b \operatorname{tg}\varphi' \sum h(\cos\alpha - r_u \sec\alpha)}{\sum W \sin\alpha} \qquad [9.17]$$

Số các mảnh tính toán không được nhỏ hơn 5, và rõ ràng là số mảnh càng lớn thì việc đánh giá F sẽ tốt hơn. Tuy nhiên phương pháp này có xu hướng cho giá trị F khoảng chừng 50% về phía thấp đi. Sai số có thể tăng lên khi r_u lớn và cung trượt nằm sâu hay có bán kính tương đối nhỏ. Trong các trường hợp đó, dùng phương pháp Bishop là thích hợp.

Phương pháp đơn giản hóa của Bishop

Trong điều kiện tương đối đồng nhất và khi r_u gần như là hằng số có thể giả thiết là các lực tiếp tuyến giữa các mảnh bằng nhau và ngược chiều, có nghĩa $X_1 = X_2$, nhưng $E_1 \neq E_2$ (hình 9–20).

Với cân bằng dọc theo đáy của mảnh, sẽ có :

$$0 = W\sin\alpha - \frac{\tau_f}{F} l = W\sin\alpha - \frac{c'L + N'\operatorname{tg}\varphi'}{F}$$

Vì thế $$F = \frac{\sum(c'l + N'\operatorname{tg}\varphi')}{\sum W\sin\alpha}$$

Với cân bằng theo phương đứng, sẽ có :

$$0 = W - N'\cos\alpha - u l\cos\alpha - \frac{\tau_f}{F} l\sin\alpha$$

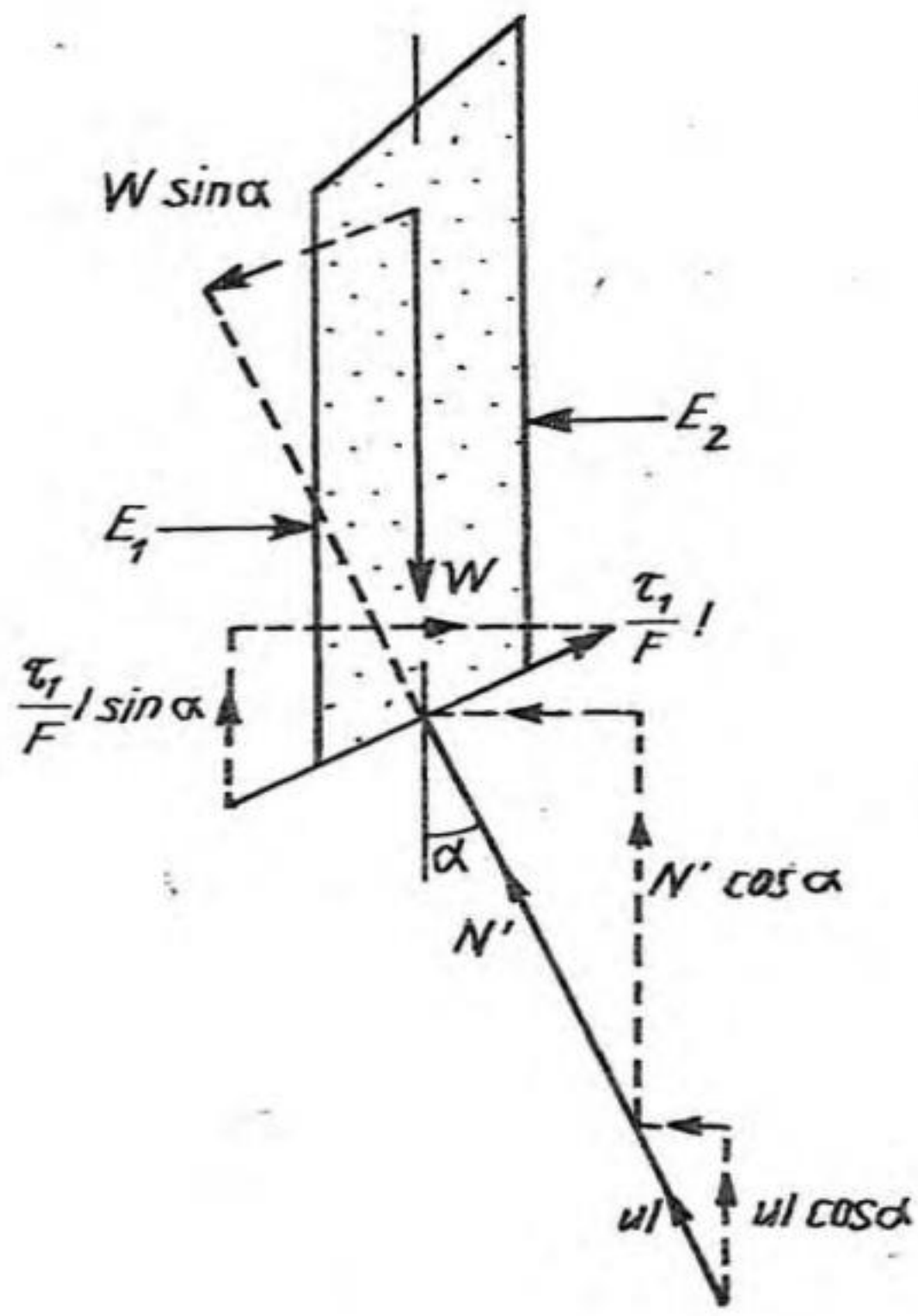
$$= W - N'\cos\alpha - u l\cos\alpha - \frac{c'}{F} l\sin\alpha - \frac{N'\operatorname{tg}\varphi'}{F}\sin\alpha,$$

$$\text{Nên} \qquad N' = \frac{W - \frac{c'}{F}(\sin\alpha - u l \cos\alpha)}{\cos\alpha + \frac{tg\varphi'}{F}\sin\alpha}$$

Sau khi thay thế $l = b\sec\alpha$ và N', sắp xếp lại ta có

$$F = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} \sum \frac{[c'b + (W - ub)\, tg\varphi']\sec\alpha}{1 + \frac{tg\alpha tg\varphi'}{F}} \qquad [9.18]$$

Việc tính toán bắt đầu bằng giả thiết một giá trị thử cho F ở phía tay phải rồi dùng quá trình lặp để hội tụ giá trị F thực cho một cung thử đã cho. Đó là cách làm thông dụng trong các chương trình được thiết kế cho sử dụng máy tính. Hiện nay, đã sẵn có chương trình máy tính có khả năng giải quyết cho cả điều kiện nhiều lớp, có tải trọng phụ trên mặt đất, áp lực nước lỗ rỗng phân bố thay đổi và cả đến sự dự phòng của bờ bảo vệ và thoát nước. Trong hầu hết các bài toán, có thể chấp nhận lấy giá trị trung bình không đổi cho r_u. Hệ số an toàn được tính theo phương pháp này có thể là hơi thấp, nhưng với sai số thường không quá 3%, trừ trong các trường hợp không bình thường với đáy của cung phá hoại sâu và F nhỏ hơn đơn vị. Phương pháp có tính đến các thay đổi của lực thấm lên mảnh và ở trong mảnh sẽ cho hệ số an toàn thấp



Hình 9–20. Mảnh đơn giản hóa của Bishop

hơn nhưng chính xác nhiều hơn (King, 1989). Tuy nhiên phương pháp tinh vi như thế phụ thuộc nhiều vào việc đánh giá đúng áp lực nước lỗ rỗng.

Ví dụ mẫu 9.9. *Xác định hệ số an toàn bằng ứng suất hiệu quả cho cung thử trong mái dốc ở hình 9–21.*

Các đặc trưng của đất như sau

$$c' = 10kN/m^2 \text{ , } \varphi' = 28^o \text{ ; } \gamma = 18kN/m^3.$$

Sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng dọc theo cung thử nhận theo các đường đẳng thế được phác thảo tại mỗi tâm mảnh.

Bài giải

Hình 9–21 cho biết có thể nhận được một phần lời giải bằng đồ giải như thế nào. Khối trượt được chia thành các mảnh có bề rộng 3m và mặt cắt được vẽ theo tỉ lệ thích hợp. Chiều cao h trung bình của mỗi mảnh đo theo tỉ lệ sơ đồ và trọng lượng mỗi mảnh tính theo biểu thức sau :

$$W = \gamma hb = 18 \times h \times 3 = 54{,}0h \text{ kN/m}$$

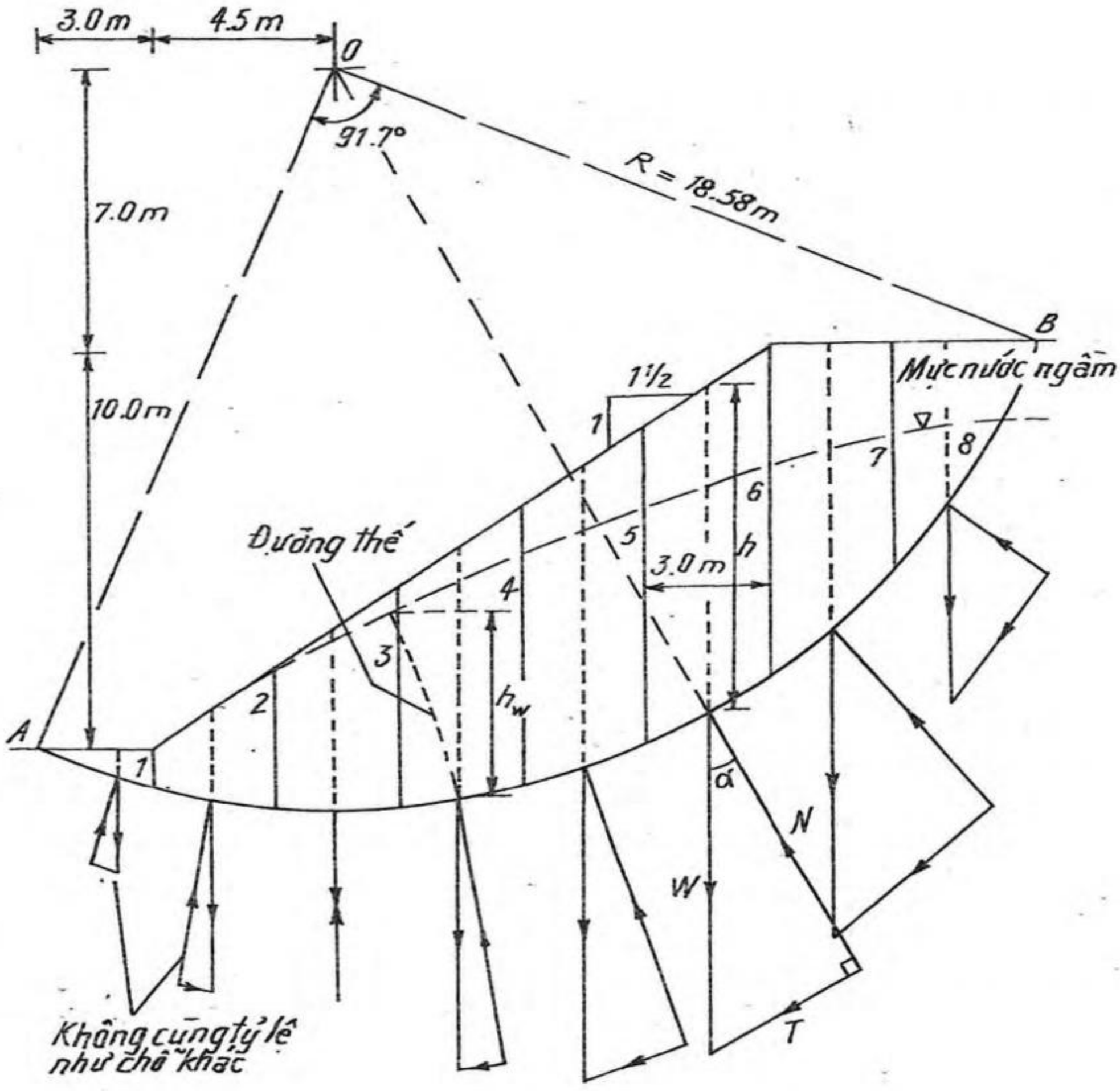
Chiều dài của dây cung tại đáy của mỗi mảnh đo theo tỉ lệ và cường độ áp lực nước lỗ rỗng được tính như sau :

$$ul = h_w \times 9{,}81 \times l$$

Để nhận được các giá trị N và T, vẽ một tam giác lực tại đáy mỗi mảnh. Các tính toán xếp thành bảng dưới đây :

Mảnh số	h (m)	W (kN/m)	h_w (m)	l (m)	N	ul	N'	T
1	0,6	32	0,6	3,2	31	19	12	−8
2	2,4	130	1,7	3,1	128	52	76	−20
3	4,6	248	3,6	3,0	248	106	142	0
4	6,4	346	4,6	3,1	341	140	201	57
5	7,4	400	5,3	3,2	378	166	212	130
6	8,3	448	5,1	3,5	381	175	206	218
7	7,2	389	4,1	3,9	298	157	141	251
8*	3,7	246	1.3	6,9	150	88	62	186
						$\sum$	1052	814

* Chiều rộng là 3,7m.



Hình 9–21

$$L_{AC} = \theta R = 91{,}47 \times \frac{\pi}{180} \times 18{,}58 = 29{,}7\text{m}$$

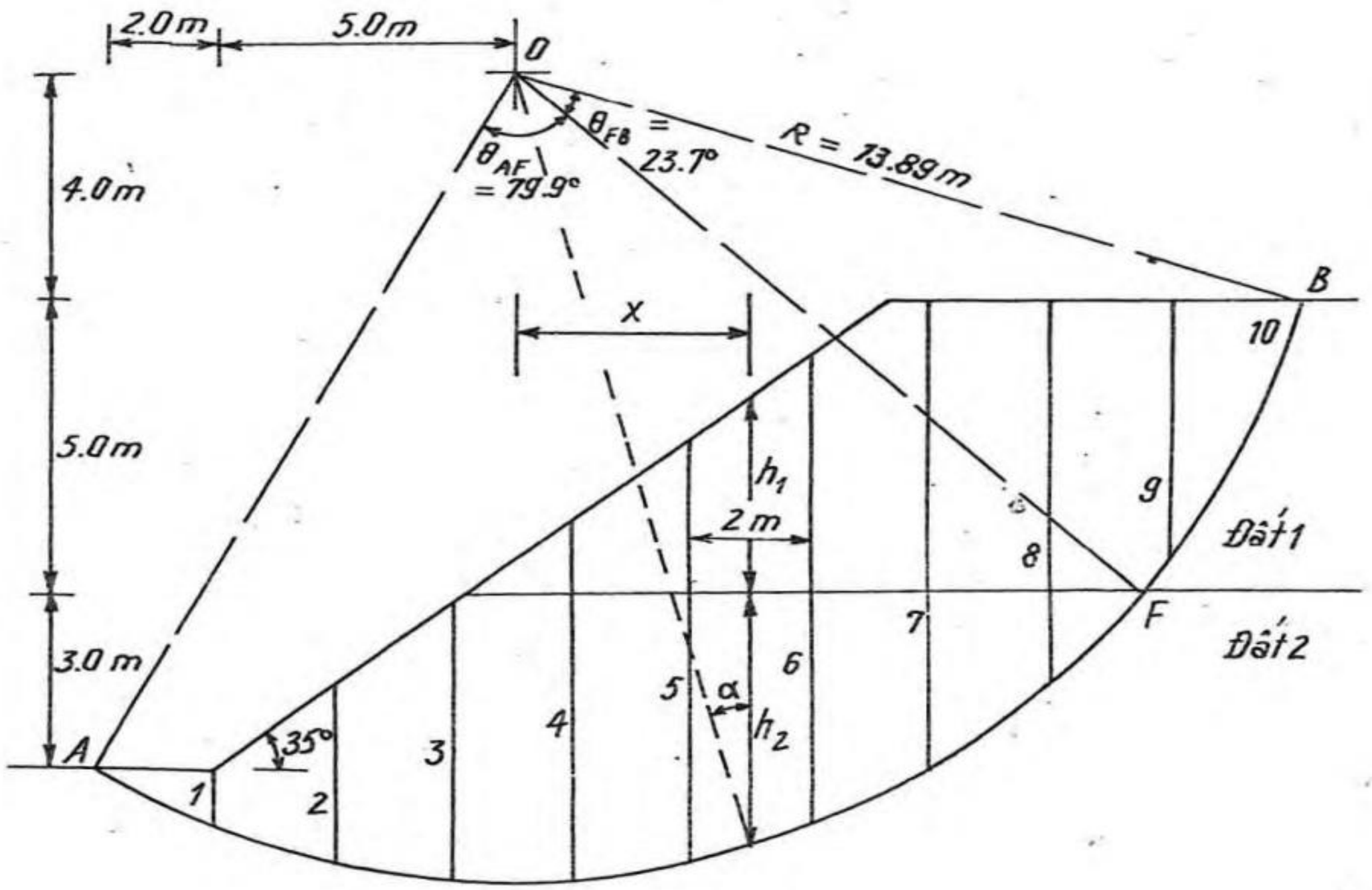
Từ phương trình [9.16]

$$F = \frac{c'L_{AC} + tg\varphi' \sum N'}{\sum T}$$

$$= \frac{10 \times 29,7 + tg28^{o} \times 1052}{814} = 1,05$$

Các tính toán tương tự trên máy vi tính cho F = 1,074. Một tính toán khác dùng phương pháp đơn giản hóa của Bishop tính bằng máy tính cho F = 1,22.

Ví dụ mẫu 9.10. *Xác định hệ số an toàn theo ứng suất hiệu quả cho cung thử trong mái dốc thấy ở hình 9–22.*



Hình 9–22

Giả thiết là tỉ số áp lực nước lỗ rỗng $r_u = 0,3$ và các đặc trưng của đất như sau :

Lớp trên : $c'_1 = 25kN/m^2$; $\varphi'_1 = 12^o$; $\gamma_1 = 18,0kN/m^3$.

Lớp dưới : $c'_2 = 7kN/m^2$; $\varphi'_2 = 25^o$; $\gamma_2 = 19,5kN/m^3$.

Bài giải

Khối trượt được chia thành một số mảnh thuận tiện có bề rộng b như đã làm trong ví dụ 9.9. Chiều cao trung bình của mỗi mảnh được đo từ bản vẽ theo tỉ lệ của mặt cắt ngang bằng hai thành phần h_1 và h_2. Do vậy, trọng lượng của mỗi mảnh sẽ là :

$$W = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)b$$

Xem như là một phương pháp so sánh với phương pháp đã dùng trong ví dụ mẫu 9.9 (bằng cách vẽ các tam giác lực), trong ví dụ này, đánh giá góc α cho mỗi mảnh theo :

$$\alpha = \arcsin (x/R)$$

Từ phương trình [9.17]

$$F = \frac{\sum c'l + tg\varphi' \sum [W(\cos\alpha - r_u \sec\alpha)]}{\sum W \sin\alpha}$$

Trường hợp có hai lớp đất, phương trình sẽ có dạng :

$$F = \frac{\left[c'_1 L_{FB} + c'_2 L_{AF} \right] + \left[tg\varphi'_1 \sum_{B}^{F} W(\cos\alpha - r_u \sec\alpha) + tg\varphi'_B \sum_{F}^{A} W(\cos\alpha - r_u \sec\alpha) \right]}{\sum W \sin\alpha}$$

Với mỗi lời giải, phải tính cho 10 mảnh ; các kết quả được xếp vào trong bảng dưới đây

Mảnh số	h_1 (m)	h_2 (m)	W (kN/m)	x (m)	α (độ)	$\cos\alpha - r_u\sec\alpha$	N'	T
1	0.00	0.6	23.4	5.67	24,10	0,584	13,7	−9,6
2	0.00	2,1	81.9	4.00	16,70	0,645	52,8	−23,5
3	0,00	3,9	152,1	2.00	8,28	0,686	104,3	−21,9
4	0.55	5.0	214,8	0,00	0,00	0,700	150,4	0,0
5	2,00	4.8	259,2	2,00	8,28	0,686	177,8	37,3
6	3,30	4,4	290,4	4,00	16,70	0,645	187,3	83,5
7	4,70	3,5	305,7	6,00	25,60	0,569	173,9	132,1
8	5,00	2,5	277,5	8.00	35,20	0,450	124,9	160,0
9	5,00	0,7	207,3	10,00	46,00	0,265	54,5	149,0
					$\sum N'(A \rightarrow F)$		1040	
10*	2,9	0,0	125,3	11,8	58,1	−0,039	0+	106.4
					$\sum T(A \rightarrow B)$			613

* Bề rộng là 2,4m

+ Khi $\cos\alpha - r_u \sec\alpha < 0$. N' lấy bằng 0 vì N' không thể âm.

$$N' = W(\cos\alpha - r_u\sec\alpha) \; ; \; T = W\sin\alpha$$

$$L_{AF} = \theta_{AF}R = 79{,}9 \times \frac{\pi}{180} \times 13{,}39 = 19{,}37\text{m}$$

$$L_{FB} = 23{,}7 \times \frac{\pi}{180} \times 13{,}89 = 5{,}75\text{m}$$

$$\text{Nên } F = \frac{[25 \times 5{,}75 + 7 \times 19{,}39] + [\text{tg}12^\circ(0) + \text{tg}25^\circ(1040)]}{613}$$

$$= \frac{279 + 485}{613} = \underline{1{,}25}$$

Một phân tích tương tự thực hiện trên máy vi tính cho F = 1,27. Một phân tích trên máy tính khác dùng phương pháp đơn giản hóa của Bishop, cho F = 1,42.

9.11. Hệ số ổn định tính với ứng suất hiệu quả

Một phương pháp cũng dùng hệ số ổn định tương tự như phương pháp Taylor, nhưng tính với ứng suất hiệu quả đã được Bishop và Morgansten đề xuất (1960). Hệ số an toàn F phụ thuộc vào năm biến số của bài toán :

a) góc nghiêng mái dốc β ;

b) hệ số độ sâu D (giống như trong phương pháp Taylor – hình 9–18) ;

c) góc kháng cắt φ' ;

d) thông số không thứ nguyên $c'/\gamma H$;

e) hệ số áp lực nước lỗ rỗng r_u.

Hệ số an toàn biến đổi tuyến tính với r_u theo biểu thức :

$$F = m - nr_u \qquad [9.19]$$

ở đây : m và n – các hệ số liên quan với các biến số nêu trên. Trong nhóm các biểu đồ tính toán gốc, phạm vi các giá trị cho như sau : $\cot g\beta$ = 0,5 tới 5,0 ; $\varphi' = 20^o$ tới 40^o ; D = 1 tới 1,5 và $c'/\gamma H$ = 0 tới 0,05 và chúng thích hợp cho đất tương đối yếu. O'Connor và Mitchel (1977) đã mở rộng phạm vi của biểu đồ cho cả $c'/\gamma H$ = 0,075 và 0,100 ; nhưng một số đất chặt và đá mềm yếu có giá trị cao hơn trị số đó. Trong khi chuẩn bị sửa chữa bản thảo cho cuốn sách này, tác giả đã tính lại giá trị m và n trên phạm vi mở rộng hơn nữa của $c'/\gamma H$ = 0 tới 0,150 và các giá trị này được cho trong bảng 9–1. Các tính toán thực hiện trên máy vi tính theo phương pháp đơn giản hóa của Bishop làm cơ sở, dùng nghiên cứu thống kê và phương pháp thích hợp để lập các giá trị giới hạn cho m và n. Chandler và Peiris (1989) đã công bố các kết quả tương tự khá phù hợp với các giá trị cho ở đây.

Từ các số liệu của đất và mái dốc, trước tiên tính giá trị $c'/\gamma H$. Bây giờ, chọn phần của bảng 9–1 cho D = 1,00 và $c'/\gamma H$ hơi lớn hơn giá trị trong bài toán. Dùng nội suy tuyến tính, nhận được giá

BẢNG 9–1. HỆ SỐ ỔN ĐỊNH TÍNH VỚI ỨNG SUẤT HIỆU QUẢ

$c'\gamma/H = 0$

Độ dốc, cotgβ:		0,5 : 1		1 : 1		2 : 1		3 : 1		4 : 1		5 : 1	
D	φ^o	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
	20	0,18	0,90	0,36	0,72	0,73	0,90	1,08	1,21	1,45	1,54	1,81	1,88
	25	0,23	1,16	0,47	0,92	0,92	1,16	1,40	1,55	1,86	1,97	2,32	2,41
Tất cả	30	0,29	1,43	0,58	1,15	1,15	1,43	1,72	1,91	2,30	2,44	2,88	2,98
	35	0,35	1,74	0,70	1,39	1,39	1,74	2,10	2,32	2,97	2,97	3,48	3,62
	40	0,42	2,09	0,83	1,67	1,67	2,09	2,51	2,79	3,34	3,55	4,18	4,34

$c'\gamma/H = 0{,}025$

Độ dốc, cotgβ:		0,5 : 1		1 : 1		2 : 1		3 : 1		4 : 1		5 : 1	
D	φ^o	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1,00	20	0,52	0,72	0,70	0,76	1,11	1,01	1,53	1,34	1,95	1,69	2,37	2,04
	25	0,59	0,79	0,83	0,96	1,35	1,27	1,87	1,69	2,39	2,13	2,91	2,59
	30	0,67	0,88	0,97	1,19	1,60	1,56	2,23	2,07	2,86	2,61	3,41	3,17
	35	0,76	1,00	1,13	1,44	1,87	1,88	2,63	2,50	3,38	3,15	4,14	3,83
	40	0,86	1,17	1,30	1,72	2,18	2,24	3,07	2,98	3,95	3,76	4,86	4,56
1,25	20	1,00	0,93	1,07	1,02	1,29	1,20	1,60	1,45	1,93	1,76	2,30	2,06
	25	1,22	1,18	1,31	1,30	1,60	1,53	1,97	1,87	2,42	2,25	2,87	2,65
	30	1,46	1,47	1,59	1,62	1,95	1,91	2,41	2,33	2,93	2,80	3,49	3,28
	35	1,74	1,76	1,90	1,96	2,32	2,31	2,89	2,83	3,50	3,38	4,17	3,98
	40	2,04	2,11	2,23	2,35	2,74	2,75	3,43	3,39	4,14	4,04	4,93	4,75

$c'\gamma/H = 0{,}050$

Độ dốc, cotgβ:		0,5 : 1		1 : 1		2 : 1		3 : 1		4 : 1		5 : 1	
D	φ^o	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1,00	20	0,69	0,78	0,90	0,83	1,37	1,06	1,83	1,38	2,32	1,77	2,77	2,08
	25	0,80	0,98	1,05	1,03	1,61	1,33	2,18	1,75	2,77	2,20	3,33	2,64
	30	0,91	1,21	1,21	1,24	1,88	1,62	2,56	2,15	3,24	2,68	3,91	3,24
	35	1,02	1,40	1,37	1,46	2,17	1,95	2,99	3,78	2,58	3,25	4,57	3,96
	40	1,14	1,61	1,55	1,71	2,50	2,32	3,44	3,06	4,40	3,91	5,30	4,64
1,25	20	1,16	0,98	1,24	1,07	1,50	1,26	1,82	1,48	2,22	1,79	2,63	2,10
	25	1,40	1,23	1,50	1,35	1,81	1,59	2,21	1,89	2,70	2,28	3,19	2,67
	30	1,65	1,51	1,77	1,66	2,14	1,94	2,63	2,33	3,20	2,81	3,81	3,30
	35	1,93	1,82	2,08	2,00	2,53	2,33	3,10	2,84	3,78	3,39	4,48	4,01
	40	2,24	2,16	2,42	2,38	2,94	2,78	3,63	3,38	4,41	4,07	5,22	4,78
1,50	20	1,48	1,28	1,55	1,33	1,74	1,49	2,00	1,69	2,33	1,98	2,68	2,27
	25	1,82	1,63	1,90	1,70	2,13	1,89	2,46	2,17	2,85	2,52	3,28	2,88
	30	2,18	2,01	2,28	2,09	2,56	2,33	2,95	2,69	3,42	3,10	3,95	2,56
	35	2,57	2,42	2,68	2,52	3,02	2,82	3,50	3,25	4,05	3,75	4,69	4,31
	40	3,02	2,91	3,16	3,02	3,55	3,37	4,11	3,90	4,77	4,48	5,50	5,12

$c'\gamma/H = 0{,}075$

Độ dốc, $\cot g\beta$:		0,5 : 1		1 : 1		2 : 1		3 : 1		4 : 1		5 : 1	
D	φ^o	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	0,85	0,80	1,09	0.84	1,61	1,10	2.44	1,44	2,66	1,80	3,17	2,13
	25	0.95	1.01	1,2 5	1,05	1,86	1,38	2,50	1,80	3,13	2,26	3,74	2,72
	30	1.06	1.24	1.42	1,30	2,14	1.69	2,88	2,20	3,62	2,76	4,36	3,33
	35	1.19	1.49	1.61	1.56	2.44	2,03	3,31	2,66	4,18	3,33	5.02	4,00
	40	1,33	1.76	1.80	1,82	2,77	2,39	3,78	3,15	4,79	3,95	5.78	4,76
1,25	20	1,34	1,02	1, 39	1,09	1.69	1,29	2,07	1,54	2,49	1,82	2,95	2,17
	25	1,58	1,28	1, 66	1,39	2,00	1.64	2.47	1,96	2,97	2,32	3,52	2,73
	30	1,83	1,56	1,94	1,70	2,35	2.01	2,89	2,39	3,50	2,86	4,15	3,36
	35	2,11	1,87	2,25	2,03	2,73	2,39	3,36	2,87	4,08	3,46	4,83	4,04
	40	2,42	2,21	2,58	2,40	3,15	2,84	3,89	3,43	4,73	4,13	5,60	4,83
1,50	20	1.64	1,31	1,71	1,35	1,92	1,51	2,20	1,73	2,55	1,99	2,93	2,27
	25	1.98	1.66	2,05	1,71	2,31	1,91	2,66	2,20	3,08	2,53	3,55	2,92
	30	2,34	2,04	2,43	2,10	2,74	2,36	3.16	2,71	3,66	3,13	4,22	3,59
	35	2,74	2,46	2,84	2,54	3,21	2,85	3.71	3,29	4,30	3,79	4,96	4,34
	40	3,19	2,93	3,31	3,03	3,74	3,40	4,33	3,93	5,03	4,53	5,79	5,19

$c'\gamma/H = 0{,}100$

Độ dốc, $\cot g\beta$:		0,5 : 1		1 : 1		2 : 1		3 : 1		4 : 1		5 : 1	
D	φ^o	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1,00	20	0,98	0,80	1,25	,086	1,83	1,13	2,41	1,46	2,97	1,83	3.53	2,15
	25	1,10	1,02	1,41	1,07	2.09	1,42	2,78	1,84	3,36	2,29	4,09	2,72
	30	1,21	1,25	1,58	1,30	2,37	1.72	3.17	2,25	3.91	2,80	4.71	3.34
	35	1.34	1,50	1.77	1,57	2.68	2,08	3.59	2.71	4,49	3,34	5,39	4,03
	40	1,48	1,78	1,99	1,87	3.01	2,44	4.07	3.21	5,10	3,97	6,14	4,80
1.25	20	1,48	1,03	1,52	1,09	1,86	1.29	2,27	1,55	2,74	1,83	3,23	2,15
	25	1,72	1.29	1,79	1,38	2.19	1,63	2.67	1,96	3,21	2,32	3,81	2,74
	30	1,99	1,59	2,08	1.73	2,53	2,00	3,09	2,41	3,73	2.84	4,42	3,35
	35	2,27	1,90	2.40	2,07	2,91	2.41	3.58	2,90	4.30	3,44	5.10	4.04
	40	2,58	2,23	2,74	2,44	3,33	2.85	4.09	3,44	4.96	4.11	5,88	4,84
1,50	20	1,77	1.30	1,85	1,36	2,07	1,52	2.38	1.73	2,76	2,00	3,14	2,28
	25	2.11	1.66	2,20	1,72	2,47	1,93	2.83	2,21	3,28	2.53	3,78	2,91
	30	2,48	2,05	2,58	2,11	2,90	2.38	3.3`	2,72	3,86	3,12	4,44	3,59
	35	2,88	2,47	2,98	2,54	3,37	2.86	3,88	3,28	4.49	3.78	5,17	4,34
	40	3,33	2,94	3,45	3,03	3,90	3,42	4.49	3,92	5,21	4,51	5,99	5,16

c'γ/H = 0,125

Độ dốc, cotgβ :		0,5 : 1		1 : 1		2 : 1		3 : 1		4 : 1		5 : 1	
D	φ°	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1,00	20	1.13	0,81	1,43	0.88	2,04	1.15	2,69	1,54	3,26	1,78	3.87	2.12
	25	1.25	1,04	1,60	1,11	2,32	1,45	3,06	1,91	3,74	2,27	4.45	2,72
	30	1,38	1,27	1,77	1,34	2,62	1,78	3,46	2.30	4,25	2,81	5,07	3,37
	35	1,50	1,61	1,96	1,59	2,93	2,12	3,88	2,71	4,82	3,41	5.77	4,05
	40	1.61	1.75	2,17	1,89	3,27	2.48	4.36	3,18	5,46	4,06	6.55	4,89
1,25	20	1,64	1,06	1,67	1,10	2,05	1,32	2,49	1,58	2,98	1,86	3.50	2,17
	25	1.89	1,33	1,94	1,40	2.38	1,67	2.89	1.99	3,48	2,38	4.08	2,75
	30	2,16	1,63	2,23	1,73	2,73	2,04	3,32	2,43	4.01	2,92	4,71	3,41
	35	2,45	1,95	2,56	2,09	3,11	2,45	3,80	2,93	4,59	3,50	5,41	4,13
	40	2,77	2,30	2,92	2,49	3,54	2,91	4,33	3.49	5,24	4.16	6,21	4,95
1,50	20	1,92	1,32	2,02	1,39	2,23	1,55	2,57	1.75	2.96	2,00	3,40	2.29
	25	2,26	1,68	2,37	1,75	2,64	1,97	3,03	2,23	3,50	2.55	4,02	2,91
$\varphi o = 30^\circ$	30	2,63	2,07	2,75	2,15	3,07	2.43	3,53	2.75	4,08	3,15	4.69	3.60
	35	3,04	2,50	3,16	2,58	3,55	2,92	4,08	3.32	4,73	3.81	5:44	4,36
	40	3,50	2,98	3,63	3,07	4,09	3,49	4,71	3,98	5,46	4,57	6,38	5,23

c'γ/H = 0,150

Độ dốc, cotgβ :		0,5 : 1		1 : 1		2 : 1		3 : 1		4 : 1		5 : 1	
D	φ°	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1,00	20	1,25	0,81	1,58	0,89	2,25	1,16	2,89	1,44	3,57	1,80	4,21	2,15
	25	1,37	1,02	1,75	1,12	2,53	1,45	3.24	1,80	4,01	2,27	4,78	2,77
	30	1,50	1,25	1,93	1,36	2,83	1,78	3,64	2,24	4,54	2,79	5,41	3,39
	35	1,65	1,53	2.12	1,61	3,14	2,14	4,09	2,71	5.10	3,38	6,09	4,09
	40	1,80	1,82	2,33	1,89	3,49	2,53	4,57	3,24	5,74	4,05	6,86	4,85
1,25	20	1,79	1,07	1,80	1,10	2,22	1,32	2,69	1.59	3.22	1,86	3,77	2.17
	25	2,03	1,33	2,07	1,40	2,55	1,68	3,09	2,01	3,71	2,37	4,33	2,76
	30	2,30	1,63	2,37	1,74	2,90	2,06	3,51	2,44	4,22	2,92	4,96	3,38
	35	2,60	1,96	2,69	2,08	3,28	2,47	4,00	2,94	4,81	3,50	5,66	4,10
	40	2,92	2,33	3,05	2,44	3,72	2,92	4,53	3,48	5,46	4,17	6,44	4,92
1,50	20	2,05	1,33	2,15	1,39	2,38	1,54	2,74	1.75	3.15	2,01	3,63	2,30
	25	2,39	1,68	2,51	1,76	2,77	1,97	3.1 9	2,23	3.67	2,55	4.23	2,90
	30	2,76	2,07	2,89	2,16	3,22	2,43	3,70	2.75	4,26	3.14	4 .90	3,57
	35	3,16	2,50	3,30	2,59	3,69	2,92	4,24	3,31	4,90	3,79	5,64	4.33
	40	3,62	2,98	3,76	3,07	4,23	3,48	4,87	3,95	5,63	4,54	6,37	5,19

trị m và n tương ứng với các giá trị cotgβ và φ' của bài toán. Nếu n tìm thấy có đường gạch dưới, một cung ng"y hiểm hơn (nhỏ hơn F) có thể tồn tại tại độ sâu lớn hơn. Trong trường hợp này, phần bảng cho D = 1,25 (và nếu cần thiết, D = 1,50) được dùng cho tới khi nhận được giá trị n không bị gạch dưới. Những tính toán này được lặp lại cho các phần của bảng tương ứng với giá trị c'/γH hơi nhỏ hơn trị số trong bài toán. Dùng phương trình [9.17], tính hai giá trị hệ số an toàn F_1 và F_2 cho các giá trị c'/γH tương ứng sát ở trên và dưới trị số trong bài toán. Rồi tìm giá trị của F bằng cách nội suy tuyến tính giữa F_1 và F_2.

Thông số áp lực nước lỗ rỗng r_u được xác định bằng giá trị trung bình ở bên trong khối trượt giữa mặt đất và cung trượt (xem mục 9.12). Hệ số an toàn tính được như thế có chiều hướng đánh giá cao, trong các trường hợp cực đoan tới 7%.

Ví dụ mẫu 9.11. *Một hố móng trong đất sét có mái dốc cao 17m, độ dốc 1 : 3. Giá trị* $r_u = 0,2$ *và đất có các đặc trưng sau :*

$$c' = 12kN/m^2 \; ; \varphi' = 22^o \; ; \gamma = 18kN/m^3$$

Dùng hệ số ổn định tính với ứng suất hiệu quả, xác định hệ số an toàn.

Bài giải

Trong bảng 9–1, dùng nội suy tuyến tính cho cotgβ = 3 và $\varphi' = 22^o$.

Với c'/γH = 0,050 và D = 1,0 thì m = 1,97 và n = 1,528

Trị số bị gạch dưới, vì vậy có thể tồn tại một cung giới hạn sâu hơn.

Với c'/γH = 0,050 và D = 1,25 thì m = 1,976 và n = 1,644

Vì thế $F_1 = 1,976 - 1,644 \times 0,2 = 1,647$.

Với c'/γH = 0,025 và D = 1,00 thì m = 1,666 và n = 1,480.

Vì thế $F_2 = 1,666 - 1,480 \times 0,2 = 1,370$.

Bây giờ, nội suy giữa F_1 và F_2.

$$F = 1{,}370 + (1{,}647 - 1{,}370)\,\frac{0{,}0392 - 0{,}025}{0{,}050 - 0{,}025} = 1{,}53$$

Cùng bài toán, các phân tính khác cho các kết quả sau đây

1. Dùng phương pháp Bishop và Morgensten : $F = 1{,}51$
2. Dùng bảng của Chandler và Peiris : $F = 1{,}56$
3. Dùng phương pháp Fellenius trên máy tính $F = 1{,}41$

9.12. Xác định áp lực nước lỗ rỗng

Bằng phân tích theo ứng suất tổng, sẽ đánh giá được hệ số an toàn tối thiểu trong điều kiện tức thời (không thoát nước). Để đánh giá cho điều kiện dài ngày, việc phân tích đòi hỏi dựa trên ứng suất hiệu quả. Vì thế với mỗi cung trượt thử cần xác định được sự phân bố của áp lực nước lỗ rỗng. Thường xem xét ba nhóm điều kiện giới hạn sau đây :

Cuối thi công

Vì thời gian thi công đập đất và các khối đấp lớn thường kéo dài nên áp lực nước lỗ rỗng dư có thể giảm xuống, cho nên việc phân tích theo ứng suất tổng sẽ xê dịch giá trị F về phía thấp đi.

Áp lực nước lỗ rỗng tại một điểm bất kì sẽ là $u_o + \Delta u$

trong đó : u_o – giá trị ban đầu ;

Δu – biến đổi áp lực nước lỗ rỗng do biến đổi của ứng suất chính chủ yếu $\Delta\sigma_1$.

Dùng hệ số áp lực nước lỗ rỗng $\overline{B}$ (xem phương trình [7.16] chương 7) :

$$u = u_o + \overline{B}\Delta\sigma_1$$

Đặt $\dfrac{u}{\gamma h} = r_u$ *(tỉ số áp lực nước lỗ rỗng).*

Nên có : $$r_u = \frac{u_o}{\gamma h} + \overline{B}\,\frac{\Delta\sigma_1}{\gamma h}.$$

Nhưng nói chung $\Delta\sigma_1 = \gamma h$ (không có tải trọng phụ)

Vì thế

$$r_u = \frac{u_o}{\gamma h} + \overline{B} \qquad [9.20]$$

Dùng một kiểu của thí nghiệm ba trục (xem chương 6) có thể xác định được hệ số áp lực nước lỗ rỗng $\overline{B}$. Nếu đất đắp có độ ẩm nhỏ hơn độ ẩm tốt nhất, giá trị u_o hầu như bằng không, trong trường hợp này $r_u = \overline{B}$. Giá trị r_u có thể giảm do tăng tốc độ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng bằng cách kết hợp các lớp thoát nước.

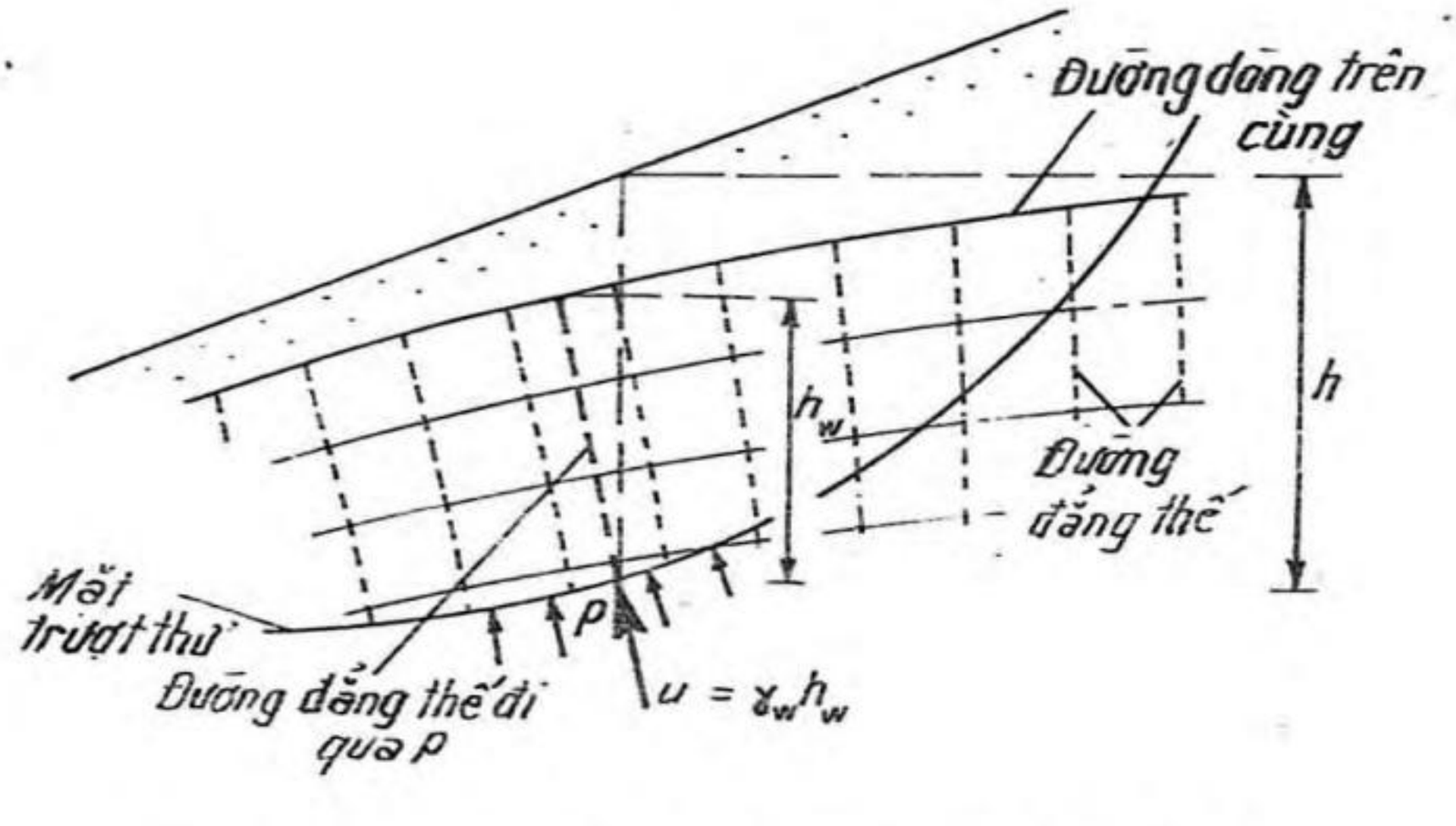
Thấm ổn định

Điều kiện thấm ổn định được hình thành sau khi hồ chứa đầy nước trong một thời gian. Cách thức để dựng lưới đường thấm cho điều kiện này được trình bày trong chương 5. Áp lực nước lỗ rỗng tại một điểm đã cho trên một mặt trượt thử lấy theo giá trị của đường đẳng thế đi qua điểm đó.

Trong hình 9–23, áp lực được biểu thị bởi đường đẳng thế đi qua P sẽ bằng h_w.

Nên có

$$r_u = \frac{h_w \gamma_w}{\gamma h} \qquad [9.21]$$



Hình 9–23. Áp lực nước lỗ rỗng tại dòng thấm ổn định.

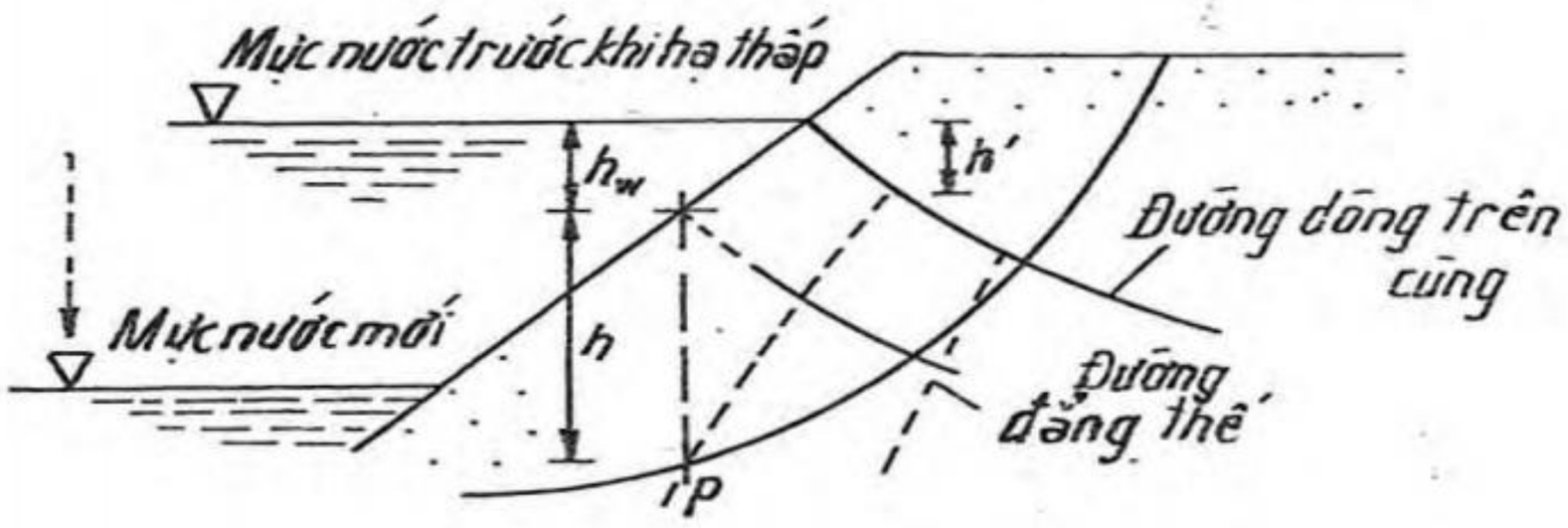
Trong điều kiện đồng nhất, giá trị r_u có thể thay đổi lên tới 0,45 nhưng khi có các lớp thoát nước ở bên trong thì sẽ làm cho giá trị đó nhỏ hơn.

Hạ thấp nhanh mực nước ngầm

Trong trường hợp mực nước bị hạ thấp nhanh chóng, nước trong đất có xu hướng thấm ngược về hồ chứa qua mái thượng lưu.

Trong hoàn cảnh này, dù cho thời gian là vài tuần vẫn có sự biến đổi "nhanh" về phân bố áp lực nước lỗ rỗng : có thể dùng lại lưới thấm cho điều kiện thấm ổn định trước khi hạ thấp mực nước. Từ hình 9–24, thấy rằng áp lực nước lỗ rỗng tại điểm P (trên một cung trượt thử) trước khi hạ thấp mực nước được tính theo biểu thức :

$$u_o = \gamma_w (h + h_w - h')$$



Hình 9–24. Áp lực nước lỗ rỗng sau khi hạ nhanh mực nước ngầm

Giả thiết thêm rằng ứng suất chính lớn nhất tổng tại P bằng áp lực lớp phủ ($\sigma_1 = \gamma h$). Khi hạ thấp mực nước, mặt nước ngầm giảm xuống tới thấp hơn h_w, sự biến dổi ứng suất chính lớn nhất tổng sẽ là :

$$\Delta\sigma_1 = -\gamma_w h_w$$

và làm cho áp lực nước lỗ rỗng biến đổi giá trị tương ứng :

$$\Delta u = -\overline{B}\, \gamma_w h_w$$

Vì thế, ngay sau khi hạ thấp mực nước, áp lực nước lỗ rỗng tại P là :

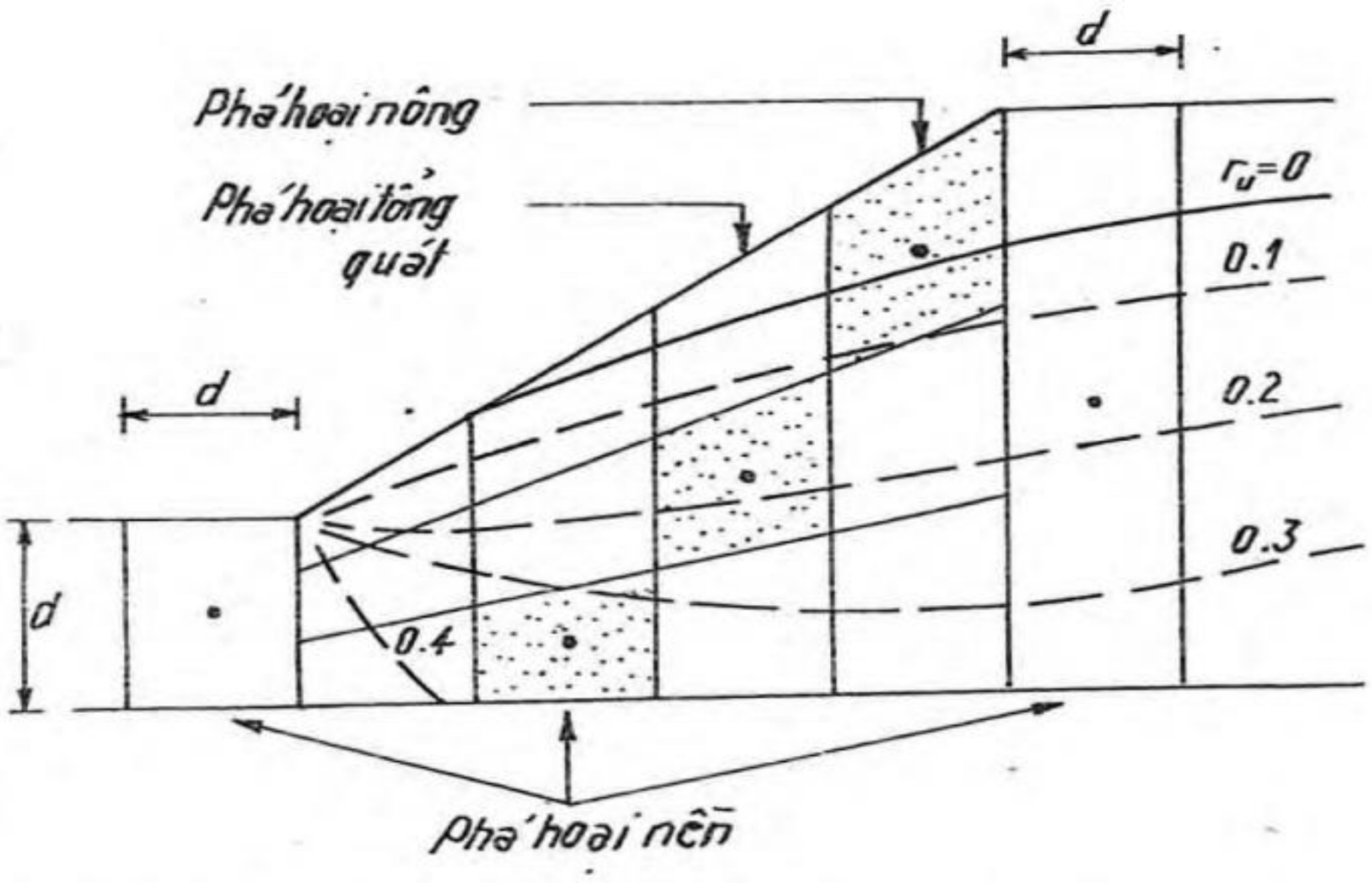
$$u = u_o + \Delta u$$
$$= \gamma_w(h + h_w - h') - \overline{B}\gamma_w h_w$$
$$= \gamma_w[h + h_w(1 - \overline{B}) - h']$$

Bởi vậy
$$r_u = \frac{u}{\gamma h}$$
$$= \frac{\gamma_w}{\gamma}\left[1 - \frac{h_w}{h}(1 - \overline{B}) - \frac{h'}{h}\right] \qquad [9.22]$$

Vì h' thường quá nhỏ nên có thể bỏ qua và r_u thường có giá trị trong khoảng 0,3 đến 0,4.

Đánh giá r_u bằng tính trung bình

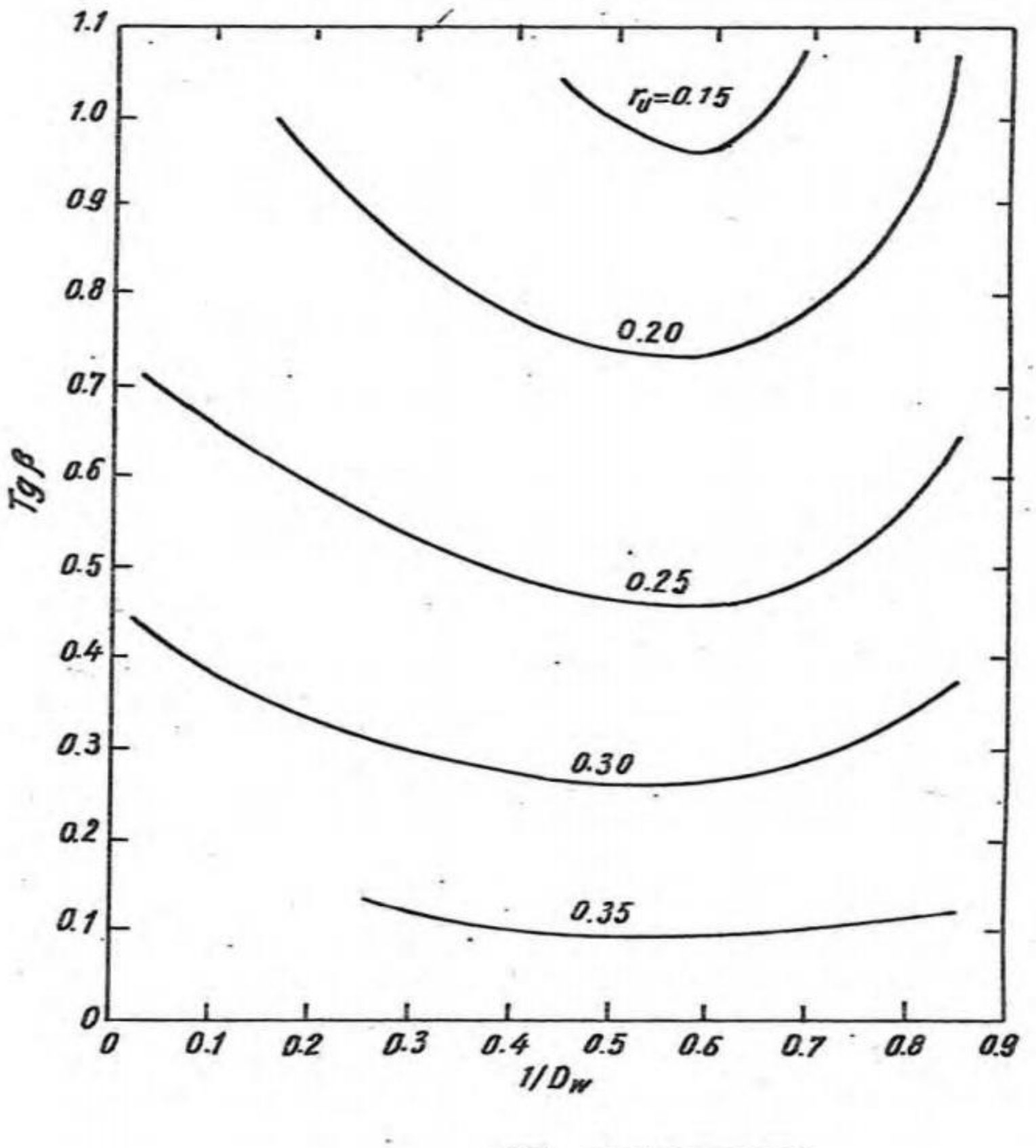
Việc đánh giá đúng đắn tỉ số áp lực nước lỗ rỗng trung bình r_u là quan trọng, đặc biệt khi dùng các phương pháp do Bishop và Morgenstern đề nghị (mục 9.10). Bromhead (1980) đưa ra phương pháp cho một lời giải có hệ thống và tương đối đơn giản. Đất được chia thành các dải có bề rộng bằng nhau (hình 9–25) và mỗi dải



Hình 9–25. Áp lực nước lỗ rỗng sau khi hạ nhanh mực nước ngầm

chia thành ba phần bằng nhau theo phương thẳng đứng. Sau khi vẽ các đường đẳng trị của r_u (hay dùng một lưới thấm), giá trị r_u trung bình nhận được cho vùng thích hợp của mỗi mảnh và đánh giá trị số trung bình toàn bộ cho mái dốc theo biểu thức :

$$r_u = \frac{\sum(\Delta A \gamma_u)}{\sum \Delta A} \qquad [9.23]$$



Hình 9–26

ở đây : ΔA – diện tích của vùng mảnh.

Vùng mảnh phải được chọn trên các cơ sở sau (cũng xem hình 9–25).

a) cho dạng phá hoại nông : dùng một phần ba trên cùng ;

b) cho phá hoại tổng quát : dùng một phần ba ở giữa ;

c) cho dạng phá hoại móng : dùng một phần ba dưới cùng cộng thêm chân dốc các mảnh ở đầu và ở chân.

Giá trị của vùng cho r_u có thể nhận từ biểu đồ thấy ở hình 9–26.

Mái dốc tự nhiên

Dùng các giếng quan trắc hay ống đo áp trong một thời gian đủ dài bao trùm được cả những điều kiện xấu nhất, rồi tiến hành đo đạc ở ngoài trời sẽ xác định được áp lực nước lỗ rỗng.

Ở dưới khối đắp

Số liệu về áp lực nước lỗ rỗng có thể không có khả năng đáp ứng cho việc đặt khối đắp, trong đó dùng $\overline{B} = 1$. Thường thường, thấm sẽ phát triển hướng về chân mái dốc. Trong khối đắp đầm chặt, hút ẩm thường được đáp ứng ngay, nhưng sự đổ thêm đất đắp sẽ đem lại áp lực nước lỗ rỗng dương. Nếu còn nghi ngại, thì dùng $\overline{B} = 1$.

9.13. Trượt không theo cung tròn

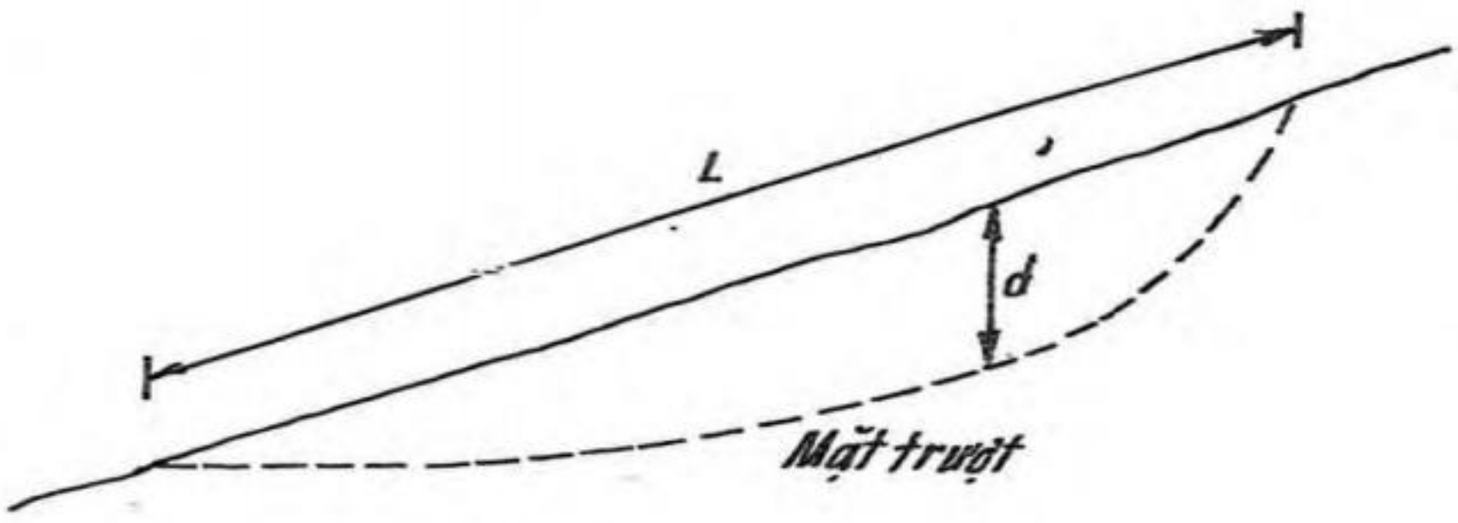
Tính hữu ích của phương pháp đơn giản hóa của Bishop, với giả thiết mặt trượt trụ tròn, đã đưa tới một số đề xuất theo cách tương tự để giải quyết mặt trượt có dạng bất kì. Janbu (1954) là người đầu tiên công bố phương pháp như thế, mặc dù còn ở dạng chưa đúng. Morgenstern và Price (1965, 1967) đã đưa ra một phương pháp tương tự và cuối cùng Janbu (1973) đã công bố một cách làm đúng đắn mà nay được chấp nhận như là phương pháp trình tự tổng quát.

Dạng phân tích tương tự như của Bishop, cho biểu thức xác định hệ số an toàn sau đây :

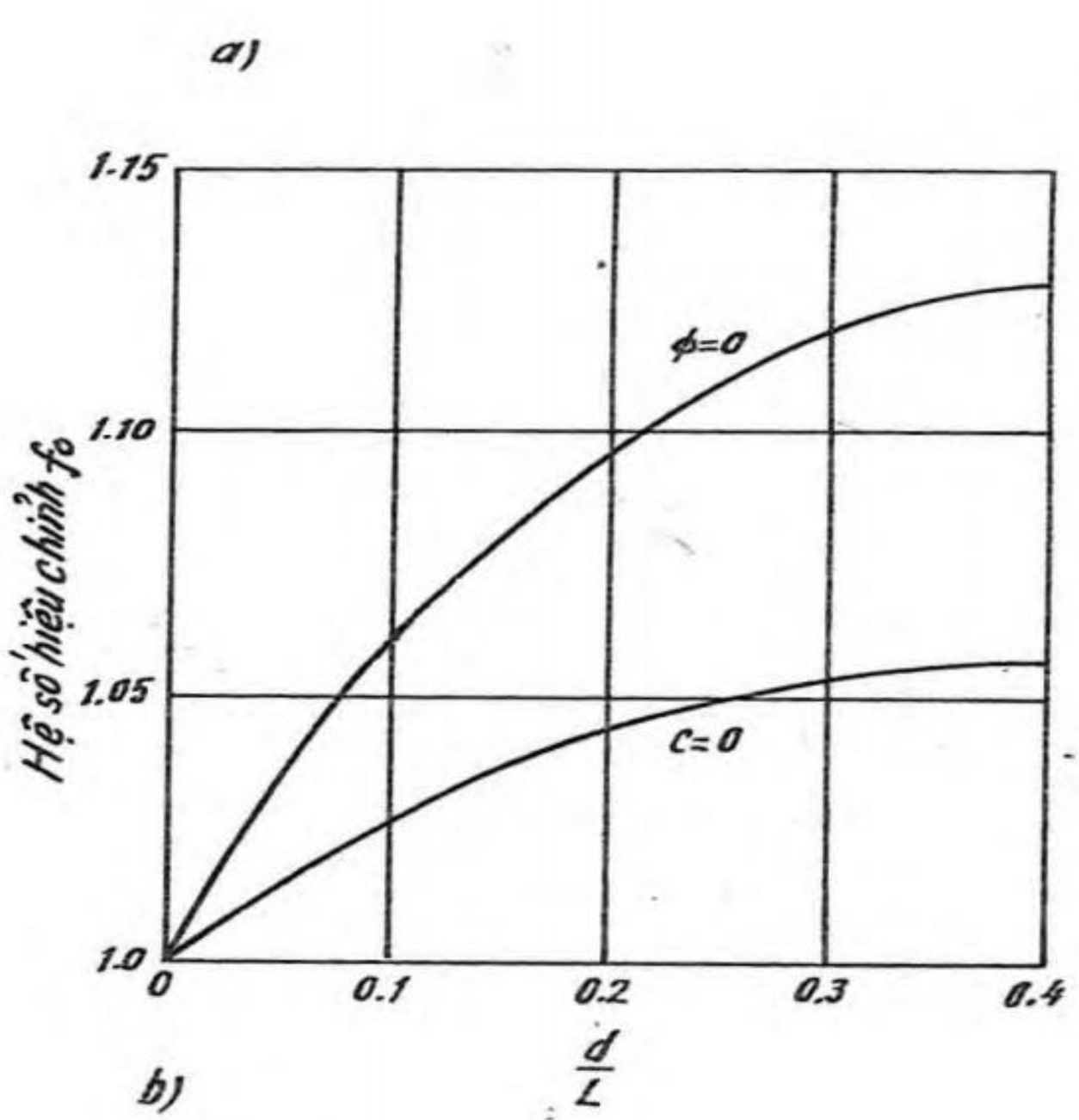
$$F = \frac{\sum[c'b + (W - ub + \Delta X)tg\varphi'] \dfrac{\sec^2\alpha}{1 + tg\alpha tg\varphi'/F}}{\sum(W\sin x)} \qquad [9.24]$$

ở đây : $\Delta X = X_1 - X_2$ – sự chênh lệch giữa các lực thẳng đứng tương tác giữa các mảnh ;

còn các kí hiệu khác có cùng ý nghĩa như ở trong phương trình [9.16].



a)



b)

Hình 9–27. Hiệu chỉnh hệ số an toàn cho trượt không theo cung tròn

Cũng giống như với phương pháp đơn giản hóa của Bishop, quá trình lặp có hệ thống được dùng để hội tụ theo hướng tới giá trị cuối cùng (nhỏ nhất) của F. Janbu đã lưu ý thêm là phương pháp này có chiều hướng đánh giá hệ số an toàn thấp mất tới 13% khi tỉ số giữa độ sâu với chiều dài khối trượt tăng lên (hình 9–27a). Vì thế, khi sử dụng biểu đồ ở hình 9–27b, phải dùng một hệ số hiệu chính f_o :

$$F_{\text{đã hiệu chính}} = f_o F \qquad [9.25]$$

Trong trường hợp mặt trượt rất nông, phải thận trọng khi tính F, dùng *phương pháp mái dốc vô hạn* (xem mục 9.3) theo phương trình [9.11] :

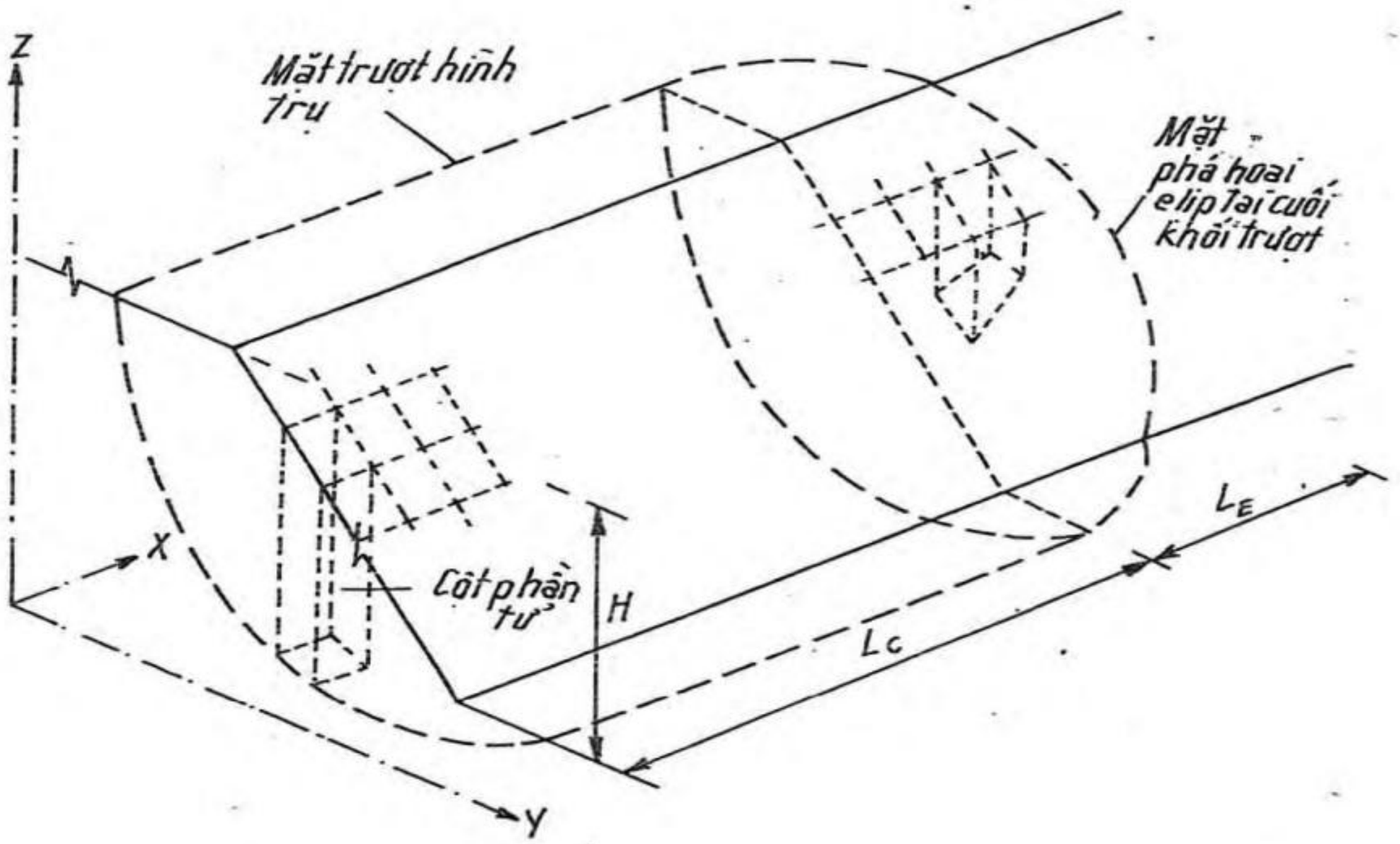
$$F = 1 - r_u \sec^2\beta) \frac{tg\varphi'}{tg\beta}$$

Lời giải sau này là một lời giải mà phương pháp *trụ tròn* hướng tới, vì rằng mặt trượt song song với mặt đất tương đương với vòng tròn có bán kính lớn vô hạn.

9.14. Ảnh hưởng của độ cong đầu cuối tới khối trượt bị hạn chế

Giả thiết biến dạng phẳng cho chương trình tính ổn định theo phương pháp cân bằng giới hạn đã bỏ qua ảnh hưởng của độ cong hông tại các đầu khối trượt. Trong phần lớn các trường hợp, bề rộng của phần trụ tròn ở trung tâm lớn hơn nhiều bề rộng ở phần cuối (hình 9–28). Cũng vậy tỉ số giữa bề rộng ở phần trung tâm với độ cao mái dốc thường là lớn. Trong những trường hợp như thế đã bỏ qua ảnh hưởng của phần cuối.

Tuy nhiên, ở *khối trượt hạn chế*, có nghĩa là khi $L_c/H < 4$ (hình 9–28), việc phân tích theo bài toán hai chiều đã dẫn đến kết quả là đánh giá thấp đáng kể hệ số an toàn. Các trường hợp này có thể xảy ra trong giếng lò, hố móng hẹp sâu, mái dốc lõm rõ rệt và tại các góc lõm. Tại các góc lồi thì kết quả sẽ đánh giá cao (hệ số an toàn).



Hình 9–28. Ảnh hưởng của độ cong đầu cuối

Một số phương pháp phân tích bài toán ba chiều đã được đề xuất bởi Hovlumd (1977), Humpherey và Dunne (1982), Chen và Chameau (1983), Hutchinsọn và Sarma (1987) và Hungr (1987). Biện pháp chung là chia khối trượt thành một nhóm các cột thẳng đứng và phát huy thuật toán cân bằng giới hạn cho chúng. Tiếp theo là một cách tính lặp tổng tương tự như phương pháp của Bishop. Trong tất cả trường hợp, việc phân tích dựa trên máy tính được dùng để đánh giá thông số, thường là đưa vào 100 – 160 phần tử cột.

Khi có sự khác nhau rõ rệt giữa các phương pháp, rõ ràng là hệ số an toàn theo phân tích ba chiều F_3 thường bằng hay cao hơn giá trị phân tích theo biến dạng phẳng tương đương F_2. Các giá trị điển hình trong bảng sau đây minh họa cho điều này.

Tỉ SỐ F_3/F_2 CHO MÁI DỐC CÓ ĐỘ DỐC 1 : 2,5

L_E/H / L_c/H	$c' = 0, \varphi' = 40°$ $\gamma = 19kN/m^3$		$c' = 30kN/m^2, \varphi' = 15°$ $\gamma = 19kN/m^3$	
	0,8	3,0	0,8	3,0
0,5	1,08	1,00	1,30	1,08
4,0	1,02	1,00	1,07	1,03

Các con số đã gợi ra là trong trường hợp c' = 0, có nghĩa là ở đất cát và đất sét cố kết thông thường, việc đánh giá thấp chỉ ở mức nhỏ, trừ khi trượt rất hạn chế ($L_c/H < 0,5$). Đối với mái dốc trong đất sét quá cố kết dùng độ bền tột đỉnh (c' > 0), phải thận trọng khi đánh giá theo biến dạng phẳng do nó cao hơn tới 40%, bởi vì khi dùng các thông số dư (c' = 0 và $\varphi' = \varphi_r$) đã phải giả định các ước tính hơi quá cao. Tại các góc lồi, hệ số an toàn đòi hỏi phải cao hơn, vì rằng F_3 có thể nhỏ chỉ bằng $0,6F_2$.

9.15. Phương pháp phân tích nêm

Trong bài toán ổn định mái dốc khi có một lớp đá hay đất cứng khống chế một phần hay toàn bộ hình dạng của mặt trượt thì thường dùng phương pháp *phân tích nêm* là thích hợp. Phần mái dốc ở trên mặt trượt mặc nhận được chia thành các nêm hợp lí bằng các đường thẳng. Rồi tiếp theo, đánh giá các lực tác dụng lên mỗi nêm cấu thành, bắt đầu tại đỉnh mái dốc, bằng phương pháp giải tích hoặc phương pháp đồ giải.

Có thể dùng số lượng bất kỳ các nêm hình tam giác hay hình bốn cạnh, nhưng khi lớn hơn năm thì thủ tục sẽ dài, thiếu hấp dẫn. Độ chính xác của hệ số an toàn nhận được phụ thuộc một phần vào độ tin cậy của số liệu và vào giả thiết về hướng của các lực tương tác giữa các mảnh.

Hình 9 – 29 cho thấy một nêm điển hình ở trên một phần của mặt trượt AB. Các lực tác dụng lên nêm gồm có :

W – trọng lượng của đất ; W = γ × diện tích mặt cắt ;

U – lực áp lực nước lỗ rỗng ; U = áp lực nước lỗ rỗng trung bình x chiều dài AB = $\overrightarrow{uL}$;

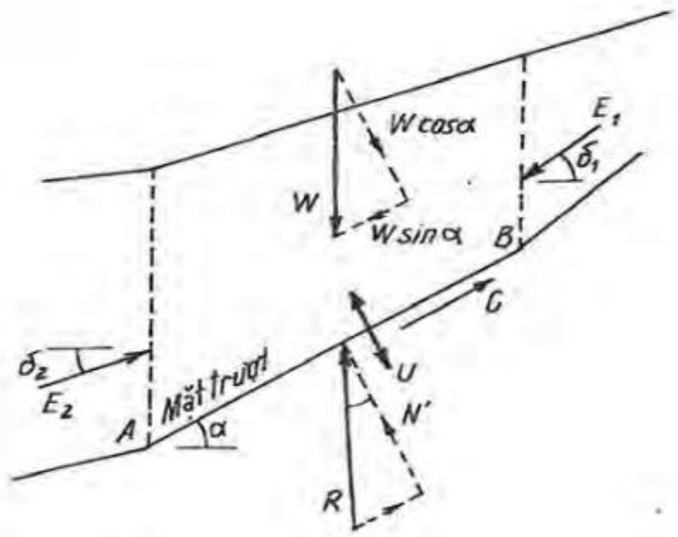
C – lực kháng dính, C = c'L/F ;

R – tổng phản lực do ma sát dọc theo AB ;

N' – lực pháp tuyến thực tác dụng lên AB ;

S – sức kháng cắt ma sát dọc theo AB ;

$S = N' \text{tg}\varphi'/F$.



Hình 9–29. Dùng nêm để phân tích mái dốc

E_1 và E_2 – các lực tương tác giữa các mảnh, nghiêng với pháp tuyến giao diện các góc tương ứng δ_1 và δ_2.

Giải các lực pháp tuyến với mái dốc.

$$N' = W\cos\alpha + E_1\sin(\delta_1 - \alpha) - E_2\sin(\delta_2 - \alpha).$$

Việc giải có thể đơn giản hóa bằng cách đặt $\delta_2 = \alpha$.

Giải các lực dọc theo mái dốc :

$$E_2\cos(\delta_2 - \alpha) - E_1\cos(\delta_1 - \alpha) + N'\text{tg}\varphi'/F + c'L/F = 0$$

Vì thế lực giữa các mảnh thấp hơn có thể đánh giá xấp xỉ như sau :

$$E_2\cos(\delta_2 - \alpha) = E_1\cos(\delta_1 - \alpha) + W\sin\alpha - [W\cos\alpha - U + E_1\sin(\delta_1 - \alpha)]\ \text{tg}\varphi'/F - c'L/F \quad [9.26]$$

Nếu lần lượt giải quyết các nêm từ đỉnh mái dốc, các lực tương tác giữa các mảnh sẽ chuyển xuống tới nêm cuối cùng. Ở đây, giá

trị dư của E_R biểu thị lực ngoài cân bằng và có thể giải quyết bằng một trong hai cách sau :

a) Nếu mặt trượt *cố định* do một lớp cứng hơn hay tương tự, và F là giá trị giới hạn, thì cần một công trình chắn để chống đỡ một lực nằm ngang bằng E_R.

b) Nếu tìm được hệ số an toàn tối thiểu cho mái dốc thì có thể hiệu chỉnh giá trị $\varphi'_{mob.}$ như ở dưới đây và việc phân tích được lặp lại cho tới khi lực tương tác giữa các mảnh dư $E_R = 0$

$$\Delta tg\varphi'_{mob.} = E_R/(\sum N' + \sum c'L)$$

Với những trường hợp dùng hình vẽ, có thể dùng phương pháp đồ giải đơn giản mà không có sai số lớn. Vẽ một liên hợp các đa giác lực bắt đầu từ đỉnh mái dốc và dẫn đến đánh giá, theo tỉ lệ, hợp lực E_R. Sau khi biến đổi $\varphi'_{mob.}$ và F, vẽ được một đa giác lực thứ hai và tiếp tục như thế cho tới khi có $E_R = 0$.

Cần thận trọng phần nào khi chọn các góc của những lực tương tác giữa các mành δ. Giá trị E_R nhạy cảm với δ, tuy nhiên δ ảnh hưởng kém rõ rệt tới giá trị F cuối cùng (nhỏ nhất). Thường lấy δ bằng φ' hoặc α tại tại mặt phân cách dưới của mỗi nêm. Cách thức phân tích được miêu tả bằng ví dụ mẫu sau đây.

Ví dụ mẫu 9.12.. *Hình 9 – 30 là mặt cắt ngang của một mái dốc trong một lớp đất dính nằm trên lớp đất cứng nhắc. Đề nghị xem xét mặt trượt thử ABCD có một phần nằm trên lớp đất cứng chắc. Dùng phương pháp phân tích nêm, hãy xác định hệ số an toàn chống trượt cắt. Các đặc trưng lớp đất trên như sau :*

$$c' = 24kN/m^2 \; ; \; \varphi' = 22^o \; ; \; \gamma = 19kN/m^3.$$

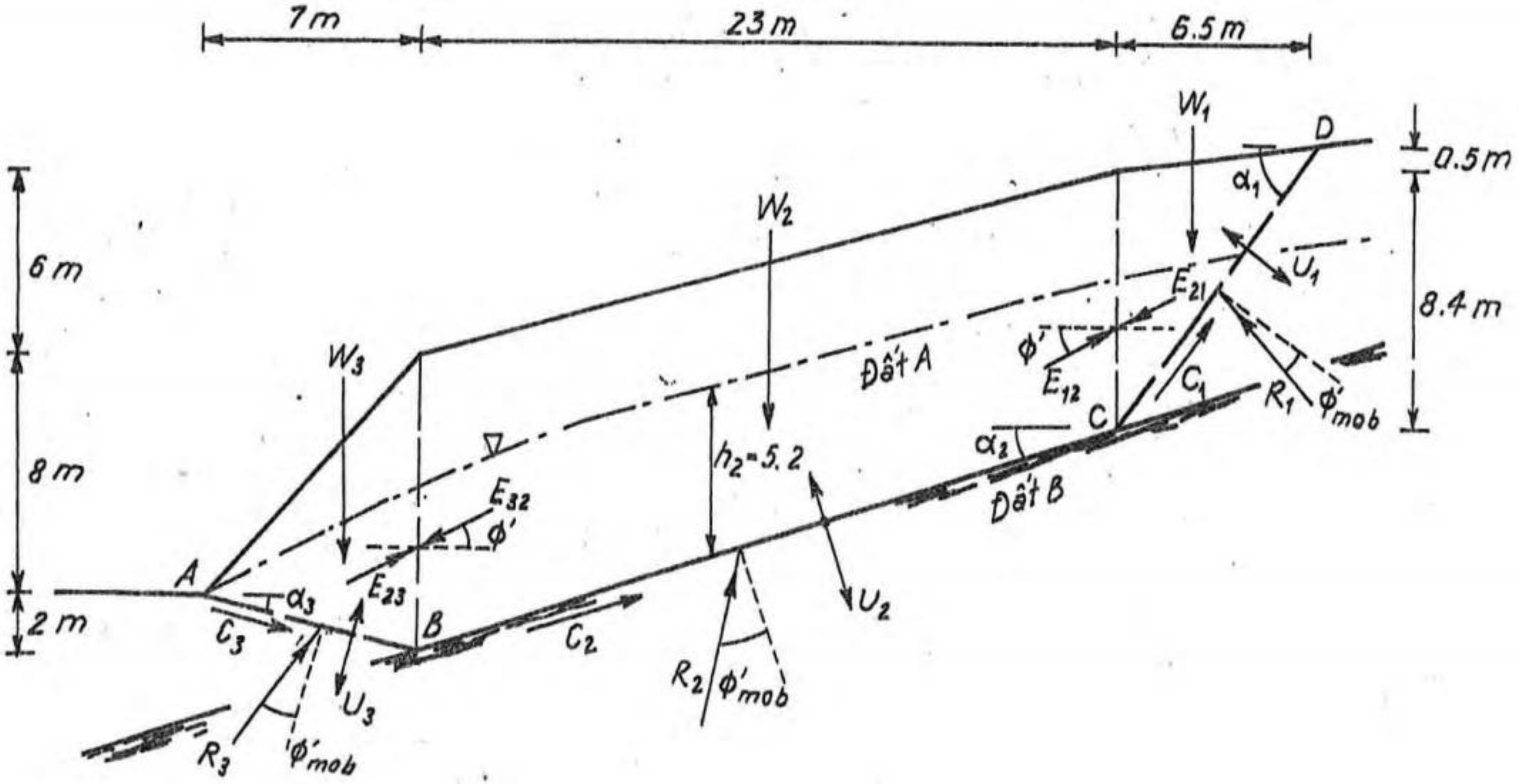
Bài giải

Dùng chú thích trong hình 9 – 30, đầu tiên tính các góc :

$$\alpha_1 = \text{arctg}\,[(0{,}5 + 8{,}4)/6{,}5] = 53{,}9^o,$$

$$\alpha_2 = \text{arctg}\,[(2{,}0 + 8{,}0 + 6{,}0 - 8{,}4)]/23{,}0 = 18{,}3^o,$$

$$\alpha_3 = \text{arctg}\,[(2/7) = -16{,}0^o$$


7m
23m
6.5m
6m
8m
2m
0.5m
8.4m
W_1
W_2
W_3
D
α_1
U_1
E_{21}
ϕ'
E_{12}
C_1
R_1
ϕ'_{mob}
Đất A
C
α_2
Đất B
h_2=5.2
E_{32}
ϕ'
A
α_3
E_{23}
B
C_3
C_2
U_2
R_2
ϕ'_{mob}
U_3
R_3
ϕ'_{mob}

Hình 9 – 30

Cho góc nghiêng giữa các mảnh $\delta = \varphi' = 22^o$

Cho F = 1,5 ; nên $tg\varphi'_{mob.} = tg22^o/1,5 = 0,269$, vì vậy $\varphi'_{mob.} = 15,06^o$.

Chiều dài và diện tích có thể tính hoặc đo từ mặt cắt ngang theo tỉ lệ, rồi sau đó dùng phương trình [9.26] đánh giá $E_2\cos(\delta_2 - \alpha)$.

Việc tính toán được xếp vào bảng dưới đây.

Nêm	$E_1\cos(\delta_1 - \alpha)$	$W\sin\alpha$	$W\cos\alpha - U + E_1\sin(\delta_1 - \alpha)$	c'L	$E_2\cos(\delta_2 - \alpha)$
1	0	444	324 − 165 + 0	264	225
2	265	1264	3817 − 1528 + 17	581	518
3	409	−183	639 − 193 + 320	175	−97
			$\sum$ = 2894 + 337	$\sum$ = 1020	

$\varphi'_{mob.}$ hiệu chỉnh :

$\Delta tg\varphi'_{mob.} = E_R/(\sum N' + \sum c'L) = -97/4251 = -0,023$

Vì thế lấy $tg\varphi'_{mob.} = 0,269 - 0,023 = 0,246$, có nghĩa $\varphi'_{mob.} = 13,8^o$ và F = 1,64.

Nêm	$E_1\cos(\delta_1 - \alpha)$	$W\sin\alpha$	$W\cos\alpha - U + E_1\sin(\delta_1 - \alpha)$	c'L	$E_2\cos(\delta_2 - \alpha)$
1	0	444	324 − 165 + 0	264	244
2	286	1262	3817 − 1528 + 19	581	626
3	494	−183	639 − 193 + 386	175	0

Như vậy khi $\delta = 22^o$, hệ số an toàn bằng 1,64. Độ chính xác của phương pháp thực ra không mở rộng cho vị trí thứ hai, vì thế F đánh giá tốt nhất là 1,6.

Một phân tích tương tự, trong đó giả thiết các lực giữa các mảnh song song với mặt phẳng trượt, có nghĩa $\delta = \alpha$, cho giá trị F = 1,72.

9.16. Các yếu tố trong thiết kế mái dốc

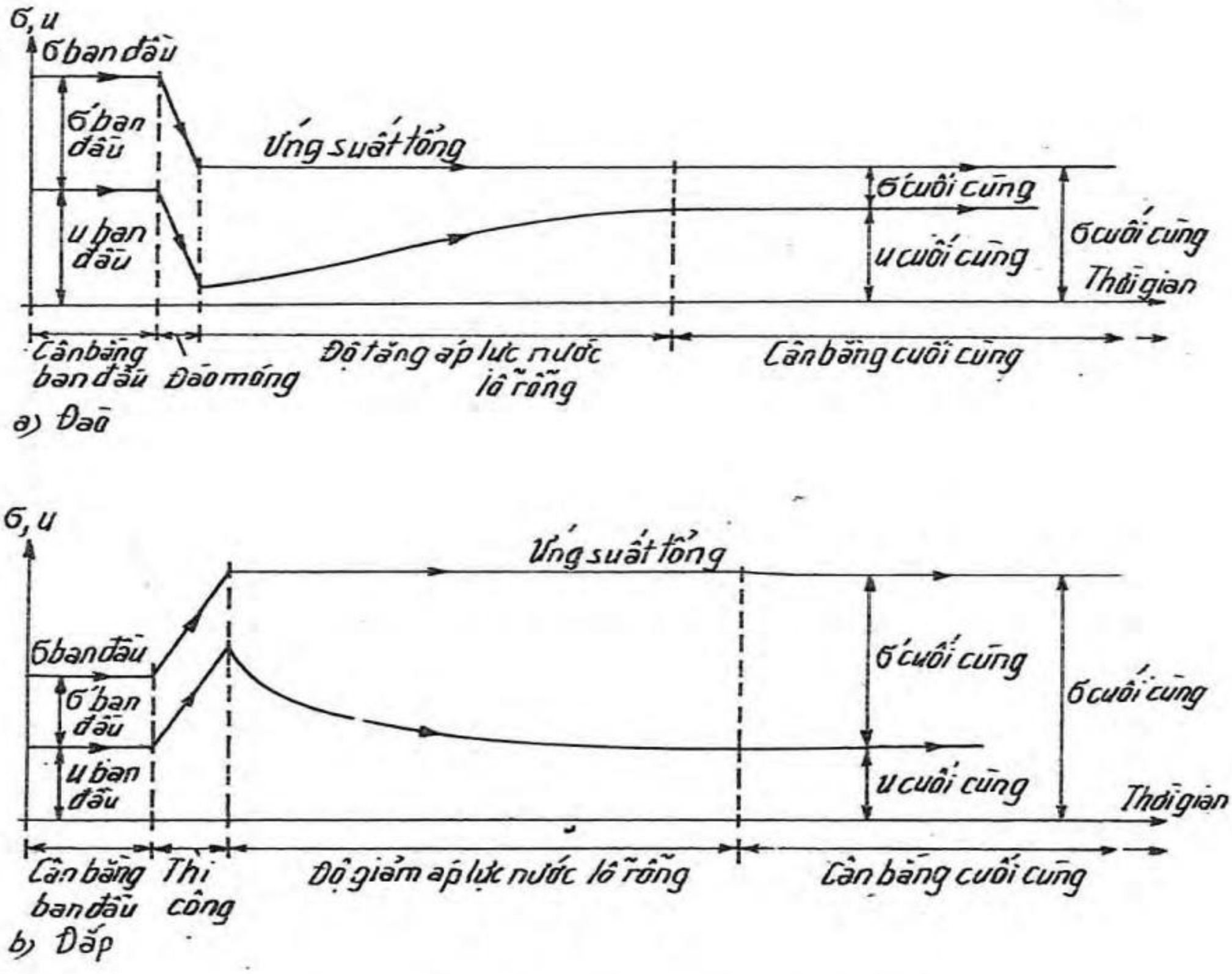
Khi bắt đầu thiết kế mái dốc, người kỹ sư cần phải xem xét một số câu hỏi cơ bản sau đây ngay từ đầu :

a) Mái đất đào hay khối đắp ?

b) Những thay đổi về áp lực nước lỗ rỗng, ứng suất hiệu quả và thể tích sẽ dẫn đến những hậu quả xây dựng nào ?

c) Những hậu quả nào là ngắn ngày và những hậu quả nào là dài ngày ?

d) Bao nhiêu điều kiện dường như sẽ thay đổi trong tương lai ?



Hình 9 – 31. Sự thay đổi ứng suất trong khi thi công mái dốc

Kĩ xảo và kĩ năng của kĩ sư thiết kế được biểu hiện trong khả năng đưa ra các quyết định hợp lý đối với các câu hỏi như trên. Việc nghiên cứu một số yếu tố cần được xem xét ở đây thật là thích đáng.

Mái đào

Mái đào hình thành khi đào, trong khi mái đấp thì khi đấp. Trong khi đào, việc chuyển đất đi sẽ làm giảm ứng suất tổng và áp lực nước lỗ rỗng giảm theo. Sau khi xây dựng, động thái thấm xảy ra ở mái dốc phụ thuộc vào điều kiện thoát nước và tính thấm của đất. Kết quả là *áp lực lỗ rỗng tăng* trong khi ứng suất tổng vẫn là hằng số, do vậy *ứng suất hiệu quả giảm* đi (hình 9 – 31a). Vì độ bền cắt của đất tỉ lệ với ứng suất pháp hiệu quả nên nó cũng giảm. Sự ổn định dài ngày của mái đất đào do thế kém hơn sự ổn định của nó vào lúc cuối thi công.

Bản tính của mặt trượt phụ thuộc vào điều kiện đất. Trong đất cát và bụi chứa cát đồng nhất, trượt tịnh tiến dường như gần sát mặt dất. Những khe nứt vì khô trên mặt lớp đất bụi hay đất sét có thể dễ cho nước vào nhanh và thúc đẩy sự dịch chuyển ; lớp phủ thực vật dự phòng có thể ngăn ngừa hay ít nhất là giảm đến mức tối thiểu một mặt trượt sâu có mặt cắt ngang là cung tròn. Trong trầm tích phân lớp, cần xem xét một số dạng trượt, đặc biệt ở nơi có lớp đất rắn chắc sẽ khống chế sự phát triển của mặt trượt.

Trong đất sét quá cố kết mạnh (như đất sét London, đá macnơ Keuper và một số đá phiến sét) việc đào đất đã tạo "tự do" cho ứng suất bị chốt chặt. Sự giãn nở nhanh dẫn đến nước có thể được thu hút vào, vì thế làm giảm độ bền kháng cắt ; cũng vậy, biến dạng hông tương đối lớn có thể tác dụng lên các công trình chống đỡ. Trong các trương hợp như thế, cần thiết tính độ bền kháng cắt của các mẫu chế bị bị lại (φ'_{rm}) và có thể cần tiến hành phân tích biến dạng (chuyển vị).

Phải xem xét cẩn thận việc phòng ngừa bằng hệ thoát nước, bởi vì nó có ảnh hưởng đáng kể đến góc nghiêng cho phép của mái dốc. Nếu hệ số an toàn là 1,25, độ dốc cho phép của mái dốc thoát nước (hay khô) vào khoảng $0{,}8\varphi'$, trong khi ở mái dốc ngập nước

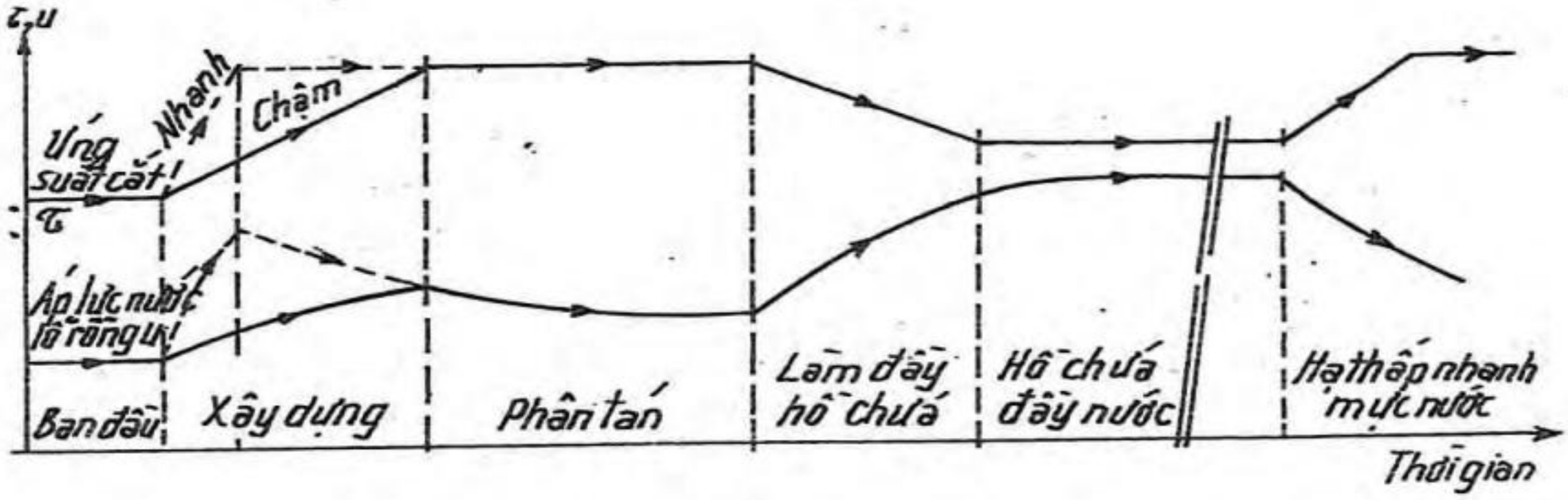
chỉ vào khoảng $0,4\varphi'$. Với các mái đất đào vĩnh cửu, việc tính ổn định dựa trên độ bền không thoát nước chỉ dùng làm chỉ dẫn ban đầu, vì rằng chỉ có tính toán dựa trên ứng suất hiệu quả thì mới đủ tin cậy. Hơn nữa, phải thực hiện dự phòng cho những thay đổi về thoát nước bất lợi có khả năng xảy ra trong tương lai.

Khối đắp

Khối đắp được tạo bởi các lớp đất liên tiếp được chọn lựa và làm chặt bằng đầm lăn hay một cách khác. Ban đầu, trong quá trình đầm chặt khí được thoát ra, nhưng khi khối đắp cao lên thì các lớp dưới sẽ chịu áp lực nước lỗ rỗng tăng hơn (hình 9–31b). Trong đất hạt thô, áp lực nước lỗ rỗng dư giảm khá nhanh.

Trong đất hạt mịn, áp lực nước lỗ rỗng dư giảm chậm và sự cố kết có thể kéo dài vài năm. Việc đặt các dải tiêu nước nằm ngang và thẳng đứng được dùng để đẩy nhanh quá trình này. Theo dòng thời gian, áp lực nước lỗ rỗng giảm, ứng suất hiệu quả và do thế độ bền kháng cắt tăng lên. Vì thế, với một khối đắp điều kiện ổn định giới hạn nguy hiểm nhất xảy ra vào lúc cuối thi công, hoặc đôi khi trong thi công.

Trong trường hợp của *đập đất*, sự giảm thêm độ bền kháng cắt có thể xảy ra ở mái thượng lưu khi hồ chứa cạn nước nhanh và tác dụng chống đỡ của nước bị loại bỏ. Điều đó được hiểu như là sự mất ổn định do *hạ thấp nhanh mực nước* (hình 9 – 32). Với đập đất, cần xem xét bốn nhóm điều kiện ổn định sau :



Hình 9–32. Biến đổi của ứng suất hiệu quả và áp lực nước lỗ rỗng trong đập đất

a) cuối thi công : trước khi chứa nước đầy – mái hạ lưu ;

b) cuối thi công : trước khi chứa nước đầy – mái thượng lưu ;

c) sau khi chứa nước đầy và thấm ổn định tiến triển – mái hạ lưu ;

d) sau khi mực nước hạ thấp nhanh – mái thượng lưu

Trong đập đất và các khối đấp có khả năng thấm mạnh, một điểm nữa cần xem xét là sự dự phòng bằng thoát nước ở chân mái đập (xem thêm mục 5.13). Việc giảm áp lực thấm ở gần chân mái đập thường là đặc trưng ưu việt của sự thiết kế có kinh nghiệm và kinh tế.

Ở nơi khối đấp được xây dựng trên loại đất có độ bền gần bằng hay kém hơn, dạng phá hoại thường gặp nhất có thể là *phá hoại nền* (hình 9 – 6). Khi đất nền cứng nhắc hơn, phá hoại mái dốc chắc chắn là sẽ xảy ra với mặt trượt xuất hiện ở chân hay ở gần chân mái dốc.

9.17. Hệ số an toàn

Trong quyết dịnh hệ số an toàn tối thiểu cho một bài toán riêng, cần xem xét một loạt các yếu tố sau :

a) Những hậu quả của trường hợp có thể gây ra yếu tố chống lại khả năng an toàn, tức là trượt của khối đấp hay ở mái đào.

b) Ảnh hưởng của các biến đổi những thông số liên quan tới giá trị F.

c) Độ tin cậy của giá trị những thông số đo đạc hay giả định đã dùng và tính toán.

d) Mặt kinh tế của bài toán.

Hậu quả của sự phá hoại một khối đấp hay mái đào có thể đơn giản là phải thực hiện một số công việc sửa chữa hay làm trở ngại đường giao thông, tạo ra sự bất tiện và tổn kém. Vấn đề tương đối nghiêm trọng là khi sự phá hoại đe dọa an toàn của công trình và con người. Trong các trường hợp nhất định, giá trị F cực tiểu cho mái dốc có thể lấy thấp bằng 1, 2, còn ở nơi công trình và con người có thể bị nguy hại thì phải lấy giá trị cực tiểu là 2,0.

Trong công trình đất, ảnh hưởng thể hiện bằng con số là rõ ràng, bởi vì phương trình độ bền kháng cắt có hai thành phần, một hay cả hai thành phần đó có thể ảnh hưởng đến độ an toàn :

$$\tau_m = \frac{c'}{F} + \sigma'_n \, tg\varphi' \text{ hay } \tau_m = \frac{c'}{F_c} + \sigma'_n \frac{tg\varphi'}{F_\varphi}$$

Trong một số quy trình, hệ số an toàn cuối cùng bảo đảm rằng $F_c = F_\varphi$, như ở phương pháp ứng suất hiệu quả của Bishop (xem thêm ví dụ mẫu 9.10). Giá trị F có thể rất nhạy cảm với sự thay đổi của một vài thông số này, nhưng lại tương đối không nhạy cảm với một số thông số khác. Điều này thấy trong việc lập biểu đồ của Bishop và Morgenstern ; chẳng hạn φ' có ảnh hưởng rõ rệt nhưng chỉ cần xem xét ba giá trị của D (xem thêm mục 11.14).

Thật hiển nhiên là, độ tin cậy của bất kì tính toán nào sẽ phụ thuộc ngay vào độ tin cậy của các giá trị thông số của chúng.

Cả với các thí nghiệm được tiến hành đứng đắn và hoàn toàn thích hợp ở trong phòng, giá trị đo đạc các thông số của đất hiếm khi có độ chính xác cao hơn ± 5%. Ở nơi mẫu thí nghiệm không đủ đại diện hay qui trình thí nghiệm không chắc chắn và đặc biệt khi dùng *giá trị giả định* cho các thông số chính, thì hệ số an toàn phải được tăng lên tương ứng.

Theo quan điểm kinh tế, mỗi bài toán phải tự xử lí các giá trị của nó và giá trị tối thiểu của F được quyết định trên cơ sở của tất cả các yếu tố ảnh hưởng, nhưng theo nguyên tắc chỉ đạo đã được tổng quát hóa thì đề nghị các giá trị của hệ số an toàn như sau :

Cuối thi công (khối đắp và mái đào)	: 1,30
Điều kiện thấm ổn định	: 1,25
Sau khi mực nước hạ thấp đột ngột	: 1,20
Mái dốc tự nhiên kéo dài	: 1,10 – 1,20
Khối đất thải	: 1,50
Các bài toán gồm cả công trình	: 2,0

BÀI TẬP

1. Một mái dốc kéo dài trong đất sét quá cố kết có góc nghiêng 12°. Mực nước ngầm ở mặt mái dốc với dòng thấm ổn định song song với mặt đất. Hãy xác định hệ số an toàn chống lại trượt cắt tịnh tiến phẳng trên mặt phẳng song song với mặt cắt tại độ sâu tương ứng 3m, 4m và 5m. Các đặc trưng của đất :

$$c' = 14\text{kN/m}^2 \; ; \; \varphi' = 25^{\circ} \; ; \; \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

2. Một mái dốc kéo dài của đất cát có góc nghiêng 17° ; ở dưới 4m là một lớp chất cứng không thấm nằm song song với mặt đất. Các đặc trưng của đất cát :

$$c' = 0 \; ; \; \varphi' = 32^{\circ} \; ; \; \gamma = 18\text{kN/m}^3 \; ; \; \gamma_{sat.} = 20\text{kN/m}^3.$$

Hãy xác định hệ số an toàn chống dịch chuyển và độ sâu của mặt trượt trong các trường hợp sau :

a) Bỏ qua nước ở trong mái dốc ;

b) Mái dốc ngập nước với dòng thấm song song.

c) Mực nước ngầm tại độ sâu 2m song song với mặt đất và dòng thấm song song.

3. Trong một mái dốc nghiêng 12° đã có từ lâu, một dịch chuyển trượt đã xảy ra tại độ sâu 5m dọc theo một mặt phẳng rộng song song với mái dốc. Giả thiết là đất đã ngập nước (mức nước ngầm tại mặt đất) và dòng thấm diễn ra là song song, hãy tính giá trị φ' dư (lấy $c' = 0$ và $\gamma = 20\text{kN/m}^3$).

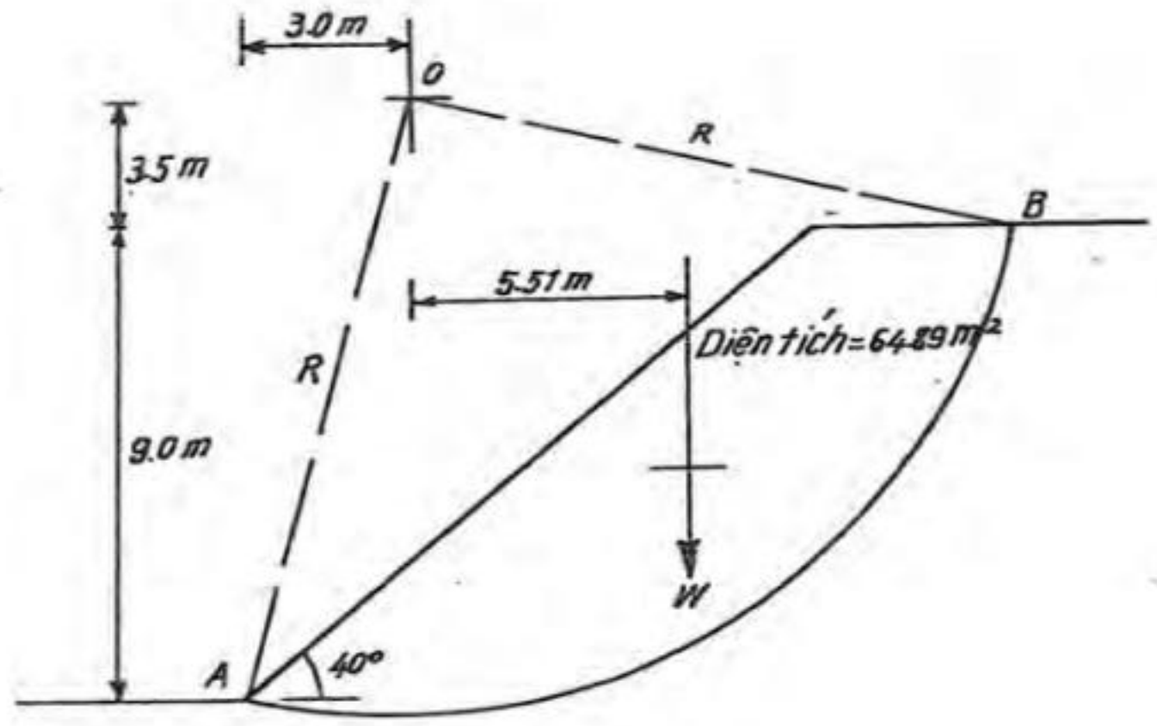
4. Hình 9 – 33 là mặt cắt ngang của một mái đào trong đất sét đồng nhất có độ bền kháng cắt không thoát nước là 35kN/m^2 và dung trọng tự nhiên 19kN/m^3 ($\varphi_u = 0$). Hãy tính hệ số an toàn chống phá hoại cắt theo mặt AB trong các trường hợp sau :

a) Bỏ qua khả năng có khe nứt căng.

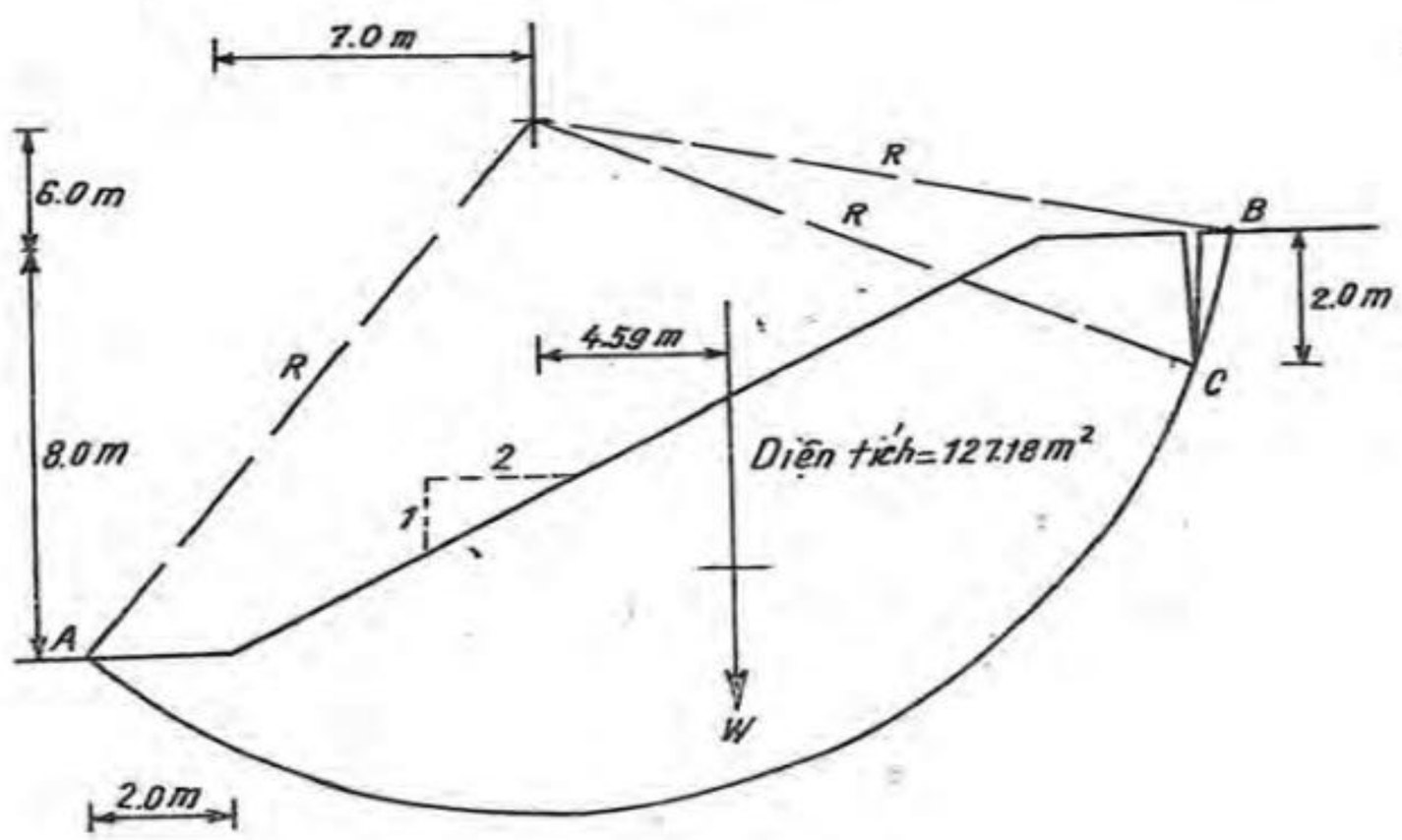
b) Khe nứt cắng không có nước.

c) Khe nứt căng chứa đầy nước.

5. Hình 9 – 34 là mặt cắt ngang của một mái đào trong một lớp đất dính đồng nhất, phá hoại trượt xảy ra dọc theo mặt ACB có dạng một cung tròn. Giả thiết trọng lượng đơn vị của đất là 18kN/m^3 và $\varphi_u = 0$, có một khe nứt căng sâu 2m. Hãy xác định độ bền cắt không thoát nước của đất vào lúc phá hoại.



Hình 9.33



Hình 9 – 34

6. Một mái đào sâu 10m, nghiêng 35° trong một lớp đất dính đồng nhất khá dầy. Dùng phương pháp Fellenius – Jumikis, có được các tâm thử cho cung trượt nguy hiểm nhất đi qua phía trước chân mái dốc 2m. Bằng cách thử liên tiếp, xác định hệ số an toàn nhỏ nhất của nhóm các cung này và định vị tâm của nó (khoảng cách ngang và thẳng đứng từ chân mái dốc). Các đặc trưng của đất như sau

$$c_u = 40kN/m^2 ; \varphi_u = 0° ; \gamma = 18kN/m^3$$

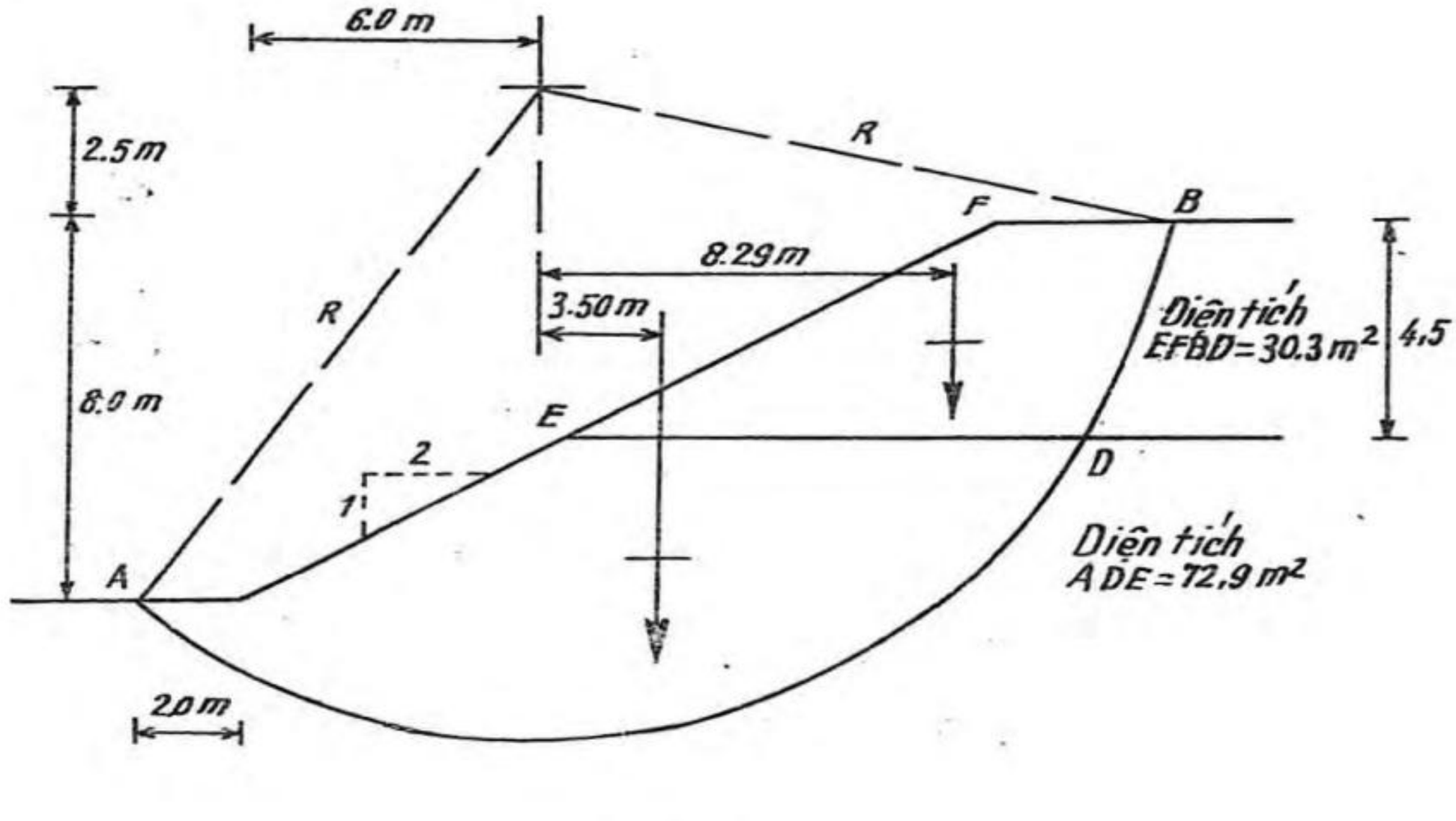
7. Hình 9–35 là mặt cắt ngang của một mái đào trong đất dính. Độ bền cắt không thoát nước (c_u) của lớp đất trên là $25kN/m^2$ và của lớp dưới là $42kN/m^2$; cả hai lớp đều có trọng lượng đơn vị là $19kN/m^3$ và $\varphi_u = 0$.

Hãy tính hệ số an toàn chống phá hoại trượt cắt theo mặt cung tròn AB trong các trường hợp sau :

a) Không có khe nứt căng.

b) Khe nứt căng không chứa nước.

c) Khe nứt căng chứa đầy nước.



Hình 9 – 35

8. Một mái đào sâu 9m, nghiêng 25° trong một lớp đất dính không đồng nhất khá dày. Dùng số ổn định của Taylor, hãy xác định hệ số an toàn chống phá hoại trượt cắt khi đất có các đặc trưng sau :

$$c_u = 45kN/m^2 ; \varphi_u = 0 ; \gamma = 19kN/m^3$$

9. Ở một công trường người ta tiến hành đào đất để làm đường qua một lớp đất dính đồng nhất nằm trên một lớp đá phiến rắn chắc :

Các đặc trưng của lớp trên như sau :

$$c_u = 30kN/m^2 ; \varphi_u = 0 ; \gamma = 19kN/m^3$$

Khi độ dốc mái là 1 : 1,5, hãy tính hệ số an toàn chống phá hoại trượt cắt cho các trường hợp đào sau đây :

a) Đá phiến ở sâu 10m, độ sâu đào là 8m.

b) Đá phiến ở sâu 6m, độ sâu đào là 6m.

c) Đá phiến ở sâu 4m, độ sâu đào là 8m.

10. Hãy xác định độ sâu an toàn cho một hào có vách đứng mà không phải chống đỡ khi đào trong đất sét có các đặc trưng sau :

$$c_u = 35kN/m^2 ; \varphi_u = 0 ; \gamma = 18kN/m^3$$

Hệ số an toàn lấy là 2,0.

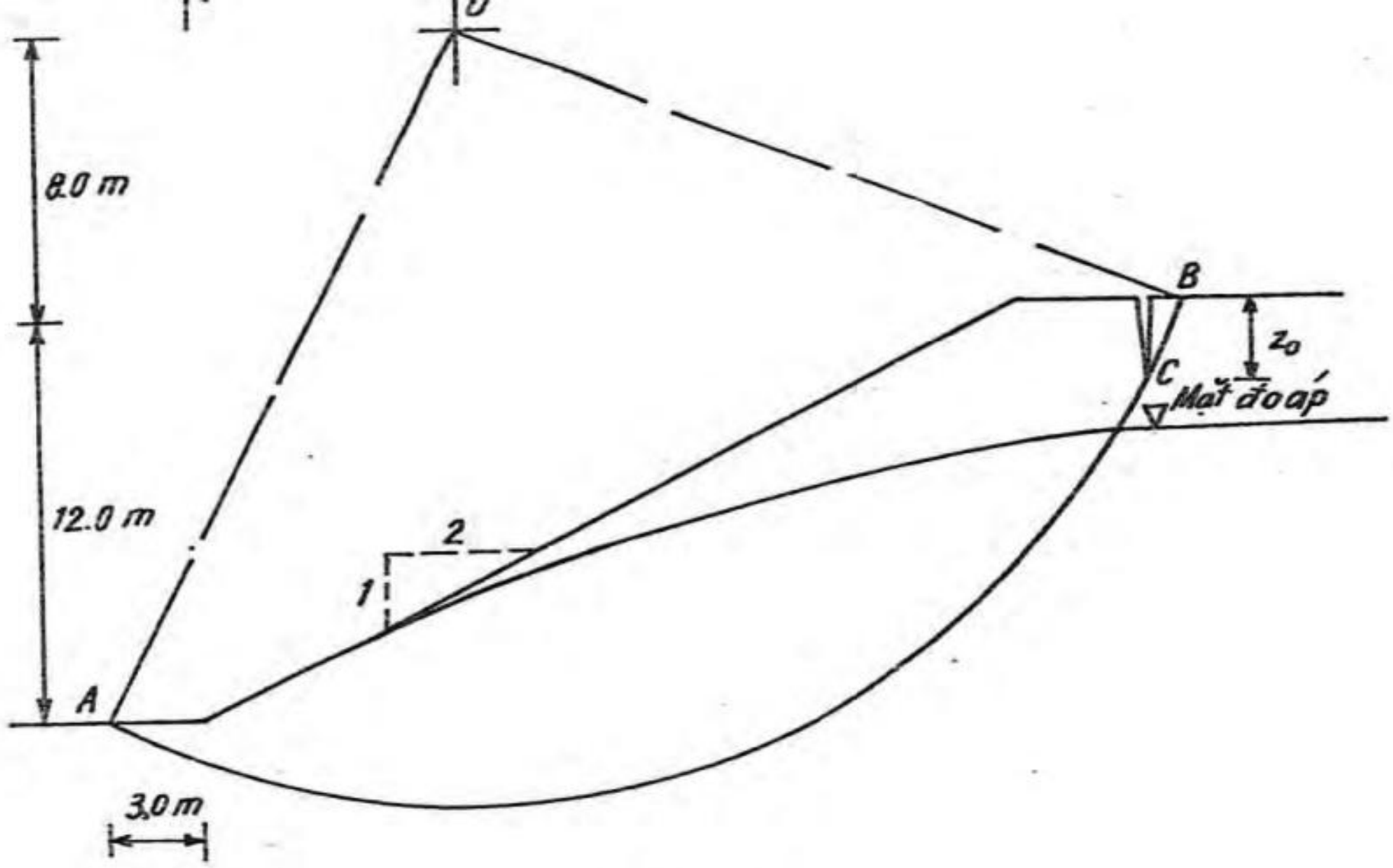
11. Dùng phương pháp phân mảnh của Fellenius, hãy xác định hệ số an toàn chống phá hoại cắt với ứng suất hiệu quả dọc theo mặt ACB ở mái dốc được thấy ở hình 9 – 36.

Áp lực nước rỗng dọc theo mặt trượt có thể đánh giá theo mặt chỉ báo của ống đo áp, giả thiết điều kiện thấm ổn định. Các đặc trưng của đất như sau :

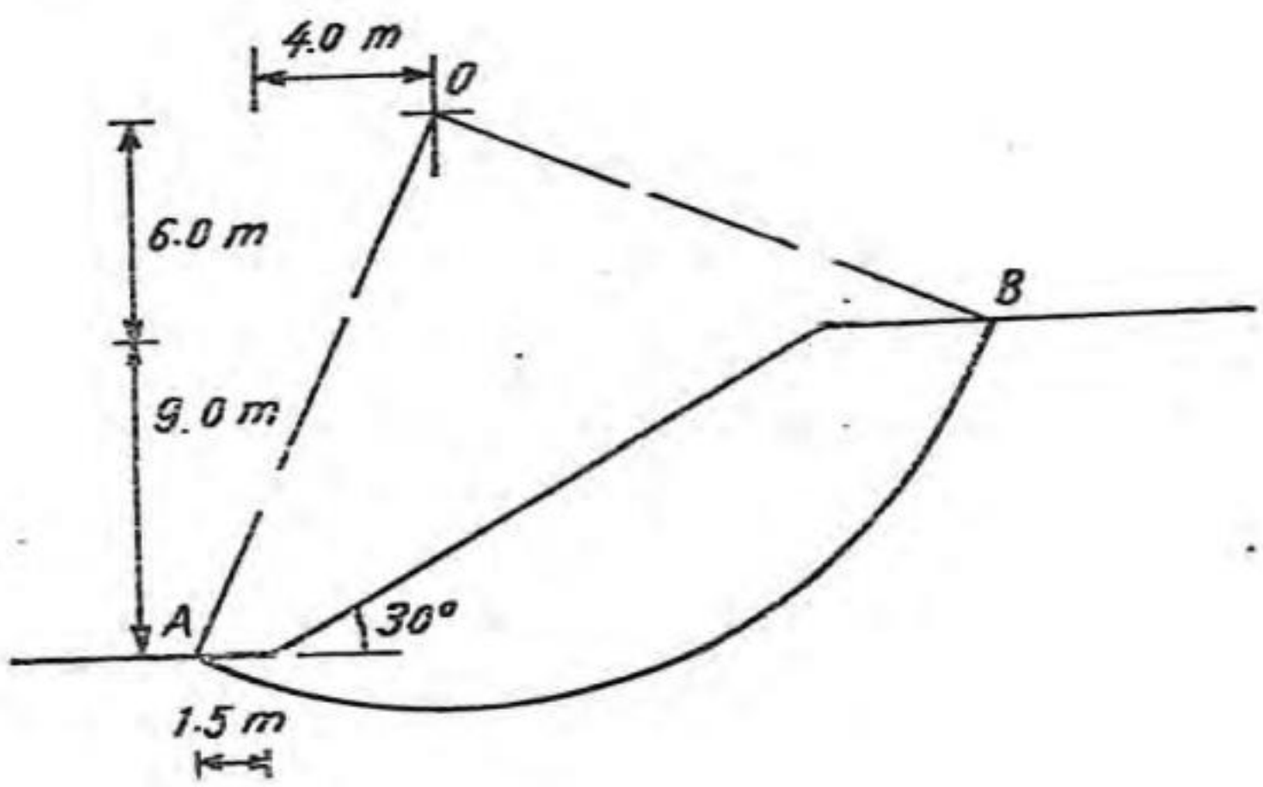
$$c' = 12kN/m^2 ; \varphi' = 24° ; \gamma = 19kN/m^3.$$

12. Dùng phương pháp phân mảnh đã đơn giản hóa của Bishop, hãy xác định hệ số an toàn với ứng suất hiệu quả cho cung thử trong mái dốc chỉ dẫn ở hình 9 – 37. Tỉ số áp lực nước lỗ rỗng r_u có thể lấy bằng 0,25 và các đặc trưng của đất như sau :

$$c' = 8kN/m^2 ; \varphi' = 25° ; \gamma = 19kN/m^3.$$



Hình 9 – 36



Hình 9 – 37

13. Một mái đào sâu 15m, độ dốc mái 1 : 2,5 trong đất dính. Đất có trọng lượng đơn vị 20kN/m^3 và các thông số độ bền kháng cắt như sau :

$c_u = 90kN/m^2$; $\varphi_u = 0$;

$c' = 10kN/m^2$; $\varphi' = 28^o$.

Tỉ số áp lực nước lỗ rỗng trung bình r_u có thể lấy bằng 0,4. Hãy xác định hệ số an toàn trong các trường hợp sau :

a) phá hoại cắt tức thời ;

b) phá hoại cắt dài hạn.

14. Một khối đắp cao 24m, bằng đất, sau khi đắp và đầm lăn có các đặc trưng sau :

$c' = 17kN/m^2$; $\varphi' = 26^o$; $\gamma = 20kN/m^3$.

a) Xác định hệ số an toàn của khối đắp có độ dốc mái 1 : 3, nếu tỉ số áp lực lỗ rỗng trung bình $r_u = 0,2$.

b) Cho hệ số an toàn là 1,5 và giả thiết r_u cực đại là 0,35, hãy xác định mái dốc thích hợp.

Chương 10

TÍNH NÉN VÀ ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT

10.1. Các dạng chuyển vị của đất và nguyên nhân gây lún

Quan hệ giữa chuyển vị của đất và sự ổn định của các công trình có liên quan là một quan hệ phức tạp. Trước hết, đất có thể chuyển vị theo một cơ chế và hơn nữa công trình có nhiều loại, mỗi loại có khả năng khác nhau khi chịu đựng hoặc bị hủy hoại do chuyển vị.. Một số công trình khối xây hoặc bằng gạch thường dễ gãy nên có thể bị nứt và cả hư hại kết cấu chỉ bởi các chuyển vị rất nhỏ của móng. Trong khi các công trình khác có thể xây dựng để chịu được các chuyển vị khá lớn mà không có hư hại thực sự.

Thật quan trọng là việc nhận thức được rằng, trạng thái của đất trước, trong khi và sau khi xây dựng có khuynh hướng biến đổi, đôi khi khá lớn. Việc dự đoán các thay đổi là nhiệm vụ khó khăn nhất của người thiết kế. Phần lớn hư hại công trình xảy ra là do móng chuyển vị vì không dự kiến trước các trạng thái của đất mà nguyên nhân cơ bản hầu như là do việc khảo sát khu đất không làm đầy đủ và thiếu các hiểu biết về các đặc trưng của đất. Trong chương này sẽ trình bày các phương pháp hiện có để đánh giá độ lún và tốc độ lún của nền theo những cơ chế xác định. Các đánh giá này sẽ có độ tin cậy hợp lý khi các đặc trưng của đất chấp nhận dùng trong tính toán là :

a) tiêu biểu tốt cho trạng thái thực tế, và

b) thích hợp cho suốt cả thời gian làm việc của công trình.

Thật là rất có ích nếu ta bắt đầu bằng việc xem xét vắn tắt một số cơ chế chuyển vị của đất – là nguyên nhân tiềm năng gây lún.

Nén chặt

Nén chặt là quá trình các hạt đất bị ép chuyển sang trạng thái lèn chặt hơn cùng với sự giảm tương ứng về thể tích và khí thoát ra (xen thêm chương 3). Quá trình này đòi hỏi một năng lượng cơ học và thường là sự gia tải do trọng lượng bản thân hoặc tải trọng phụ trên mặt đất sinh ra. Sự dao động do xe cộ chuyển động, vận hành máy móc nặng và các hoạt động thi công như đóng cọc cũng gây ra lún do nén chặt. Trong vùng động đất, sóng va chấn động có thể có hiệu quả tương tự. Những đất nhạy cảm nhất là cát hay cát chứa cuội rời, vật liệu đắp, đặc biệt sau khi đổ không được lu lăn hay đầm chặt đầy đủ.

Cố kết

Quá trình nước lỗ rỗng trong đất dính bão hòa thoát ra do tải trọng tác dụng tăng lên gọi là quá trình *cố kết*. Thể tích giảm dần dần cho tới khi áp lực nước lỗ rỗng ở bên trong đạt cân bằng, việc giảm tải trọng có thể gây ra trương nở làm cho đất duy trì sự bão hòa. Hầu hết phần còn lại của chương này là dành cho việc nghiên cứu chi tiết quá trình cố kết và các phương pháp đánh giá độ lún sinh ra do cố kết. Cần hiểu rằng để quá trình được bắt đầu thì tải trọng phải thay đổi và có thể phải mất nhiều năm mới đạt được độ lún cuối cùng.

Đất nhạy cảm nhất là đất bùn và đất sét cố kết bình thường, một số loại đất đắp nhất định được bão hòa. Than bùn và đất than bùn có tính ép co khá cao, kết quả là dưới tải trọng mức độ vừa phải bề dày lớp thay đổi nhiều, có thể tới 20%.

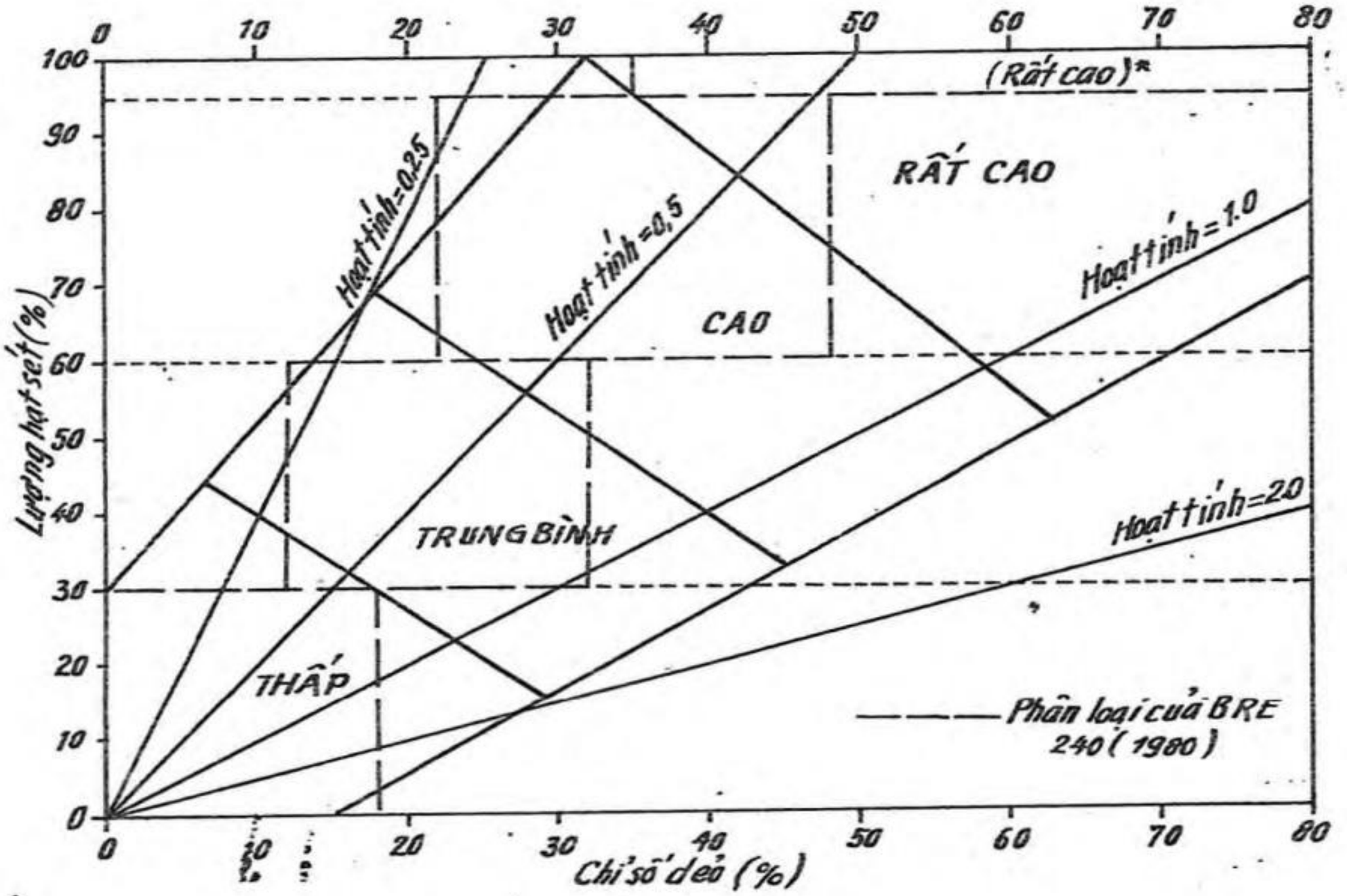
Biến dạng đàn hồi

Khi chịu tải trọng thì tất cả vật liệu rắn đều biến dạng. Đất có bản chất riêng biệt, biến dạng một phần là do nén chặt hay cố kết như vừa đề cập ở trên, phần khác là do biến dạng đàn hồi. Trong tất cả các loại đất, biến dạng đàn hồi xảy ra hầu như ngay sau khi tải trọng tác dụng ; độ lún gây bởi quá trình này gọi là *độ lún tức thời* (xem mục 10. 2 và xem lại chương 6).

Sự thay đổi độ ẩm

Một số loại đất sét có sự tăng hay giảm thể tích đáng kể khi độ ẩm tương ứng tăng hay giảm. Đất sét biểu hiện các đặc trưng này được gọi là *đất sét co ngót* hay *trương nở* và phát hiện thấy ở các tỉnh phía nam và phía tây. Địa tầng liên quan với đất sét co ngót là sét Lower Lias, sét Oxford, sét Kimmeridge, sét Gault, sét London và một số ở Woolwich và Reading Beds (xem thêm mục 1.5).

Trong vùng này đã phát hiện rằng, độ ẩm biến đổi theo mùa có thể tới độ sâu dưới mặt đất 0,8m. Ở vùng Tây Nam nước Anh, chuyển vị bề mặt hàng năm có thể đạt cao, tới 50mm. Những đất sét này có đặc trưng giới hạn chảy và chỉ số dẻo cao. Một số đất gọi là "đất bông đen" được tạo ra trong điều kiện nhiệt đới ít mưa tại các vùng ở Australia, Trung Phi, Trung Mỹ có mức độ giãn nở



Hình 10 – 1. Khả năng co ngót và trương nở của đất sét.

và co ngót rất cao khi độ ẩm biến đổi (Clarke, 1957). Khả năng co ngót và giãn nở của đất liên quan với lượng hạt sét và tính dẻo của nó (hoạt tính của đất – phương trình [2. 8]. Sự phân loại gần đúng khả năng co ngót và trương nở ở trên biểu đồ hình 10 – 1 là dựa trên công trình của một số tác giả, đáng chú ý là Holtz và Gibls (1956), Holtz (1959) Williams và Pidgeon (1982), Van de Merve (1964), và cũng là sự phân loại tương tự cho trong Tập san của Tổ chức Nghiên cứu Công trình xây dựng số 240 (1980)

Tập san của Tổ chức Nghiên cứu Công trình xây dựng số 241 (1980), đề nghị là trong trường hợp công trình có độ cao thấp như nhà ở, có thể thực hiện biện pháp phòng ngừa hợp lý bằng cách, trong các đất này, độ sâu đặt móng tối thiểu ở dưới mặt đất là 0,9m.

Ảnh hưởng của thực vật

Một yếu tố khác kết hợp với đất sét có tính dẻo cao để gây ra lún là ảnh hưởng của rễ cây. Bán kính phát triển của một số hệ rễ lớn hơn chiều cao của cây, có thể đạt tới độ sâu vài mét. Cách xa một rặng bạch dương là 25m, chuyển vị của một móng nhà ở ghi được là 100m. Việc di chuyển các cây đó có nghĩa là làm cho đất ẩm hơn và vì thế xảy ra giãn nở. Ở nơi cây và bụi rậm khá phát triển bị di chuyển đi khỏi công trường, để có thể đạt được cân bằng sẽ phải mất thời gian từ một đến hai mùa đông.

Ở nơi đất sét có tính co ngót phải điều chỉnh cẩn thận các cây có hạt trồng kề với công trình. Một qui tắc hữu hiện là luôn luôn để cây mới trồng cách xa công trình ít nhất 1,5 lần chiều cao hoàn thiện của cây. Việc tỉa bớt cây và xén ngọn cũng ảnh hưởng đến việc mất độ ẩm của đất và vì thế dẫn đến trương nở. Mức độ sấy khô (và do vậy là khả năng trương nở) có thể đánh giá bằng so sánh độ ẩm và số đọc giới hạn chảy của đất ở gần cây đang tồn tại (hoặc vừa được di chuyển) với số đọc lấy ở đất tương tự lộ ra trên mặt .

Ảnh hưởng của việc hạ thấp mực nước ngầm

Khi bơm nước từ hố móng, mực nước ở khu đất xung quanh sẽ hạ thấp xuống. Lún có thể sinh ra do sự hạ thấp này trong điều

kiện thủy tĩnh bởi hai quá trình. Thứ nhất trong một số đất sét như đã trình bày ở trên, việc giảm độ ẩm sẽ sinh ra việc giảm thể tích. Đất ở trên mực nước ngầm hạ thấp có thể bị co ngót. Thứ hai việc giảm áp lực nước lỗ rỗng thủy tĩnh tạo nên sự tăng áp suất hiệu quả của lớp phủ trên các lớp nằm dưới.

Vì vậy, đất (đặc biệt là đất hữu cơ, đất sét yếu) nằm dưới mực nước ngầm hạ thấp có thể cố kết do ứng suất hiệu quả tăng lên.

Ảnh hưởng của sự biến đổi nhiệt độ

Khi đất sét ở dưới móng các lò sưởi, lò nung vôi, lò gạch, nồi hơi... bị khô đi thì có thể xảy ra sự co ngót nghiêm trọng. Trong trường hợp của một công trình nồi hơi xây dựng ở London, chưa tới hai năm lún ở tâm đã tới 150mm và ở bên là 75mm. Giữa các nguồn nhiệt như thế và đất nền thường tạo thành khoảng trống hoặc khe hở không khí.

Khi duy trì ở nhiệt độ thấp, một số loại đất như đất bùn, cát mịn, đất phấn vôi và trong bản thân đá phấn có thể xảy ra đông nở. Lúc đóng băng, nước trương nở khoảng 9% và vì thế lớp đất bão hòa dày 1m có độ rỗng 45% có thể trương nở tới $0,09 \times 0,45 \times 10^3 = 40$mm. Ở nước Anh, độ sâu của đất đóng băng do băng giá vào mùa đông hiếm khi vượt qua 400mm. Tuy nhiên, đã quan sát được độ nở do đóng băng là 30% bề dày của lớp mặt, (xem thêm mục 4.8). Sự trương nở mãnh liệt có thể xảy ra ở trong đất nằm dưới các kho lạnh trừ khi có bố trí cách ly.

Ảnh hưởng của thấm và xói mòn

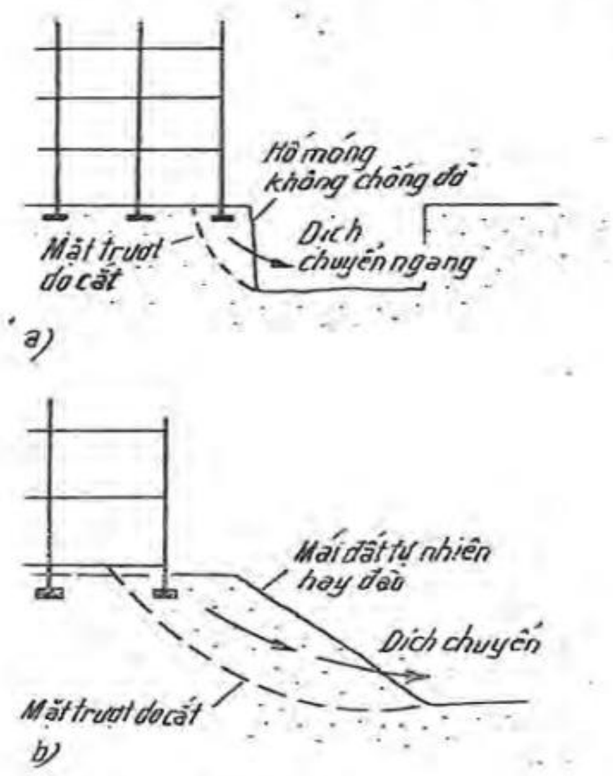
Trong đất cát nhất định như cát khô hạt mịn và hoàng thổ, chuyển động của nước có thể cuốn trôi một số hạt nhỏ. *Xói mòn* là hiện tượng vật liệu được chuyển dời do nước trên mặt và sông suối, hay xảy ra tại nơi các kênh tiêu hay đường ống dẫn nước bị vỡ. Ở nơi hố móng đào dưới mực nước ngầm nằm bên trong đê quai thì cũng tương tự, dòng thấm từ dưới gây ra dạng mất ổn định gọi là mạch đùn. (xem thêm mục 5.15). Trong vùng khô hạn, đất cùng loại có thể bị xói mòn bề mặt do hoạt động của gió.

Trong một số đất đá nhất định, kết dính khoáng vật có thể bị hòa tan do nước ngầm vận động. Sự hình thành hang động và sông

ngầm là đặc trưng của vùng có đá vôi và đá phấn, hiện tượng lún do sụt hang động không phải không phổ biến. Tại Cheshire, các cột muối để chống đỡ vòm động bị hòa tan nên mỏ đá muối cổ bị sụt đã gây ra lún trong phạm vi lớn.

Mất khả năng chống đỡ hông

Một dạng chuyển vị móng phổ biến thường dẫn đến nghiêm trọng, thậm chí là thảm họa có liên quan với việc đào các hố sâu dọc theo móng công trình. Nhiều trường hợp phá hoại do hố móng kế bên đã được ghi lại (Feld, 1967, 1968 ; Ham mond, 1956 ; Mc Kaig, 1962). Sức chịu của đất trực tiếp nằm dưới móng phụ thuộc vào sức chống đỡ hông tạo bởi đất ở dọc mặt bên : trong việc tính toán sự chịu tải cực hạn của đất có xét yếu tố này (xem thêm chương 11). Nếu sức chống đỡ mặt bên bị mất đi như ở trường hợp hố móng không có gố ván chống đỡ, thì rất có thể sinh ra trượt do cắt của đất ở dưới móng, sẽ đưa móng trôi vào trong hố đào (hình 10. 2a). Tương tự, lún có thể sinh ra do đất di chuyển vì bị trượt, trượt dòng ở tại các mái đất tự nhiên hay các mái đào (hình 10 – 2b).



Hình 10 – 2. Lún vì do mất khả năng chống đỡ hông
a) do hố móng đào kề ; b) do di chuyển mái dốc

Ảnh hưởng của sụt do đào mỏ

Phương pháp đào mỏ than thông dụng là phương pháp *tường dài* trong đó than được khai thác qua một gương lò rộng. Khi công

việc tiến triển, vật liệu thải chiếm một phần khoảng trống và kết cấu chống đỡ mỏ được chuyển đi. Rồi vòm dần dần bị vỡ xuống kéo theo nó là toàn bộ lớp phủ cho tới mặt đất, nơi sẽ xảy ra lún. Sóng lún rõ ràng xuất hiện ở mặt đất, chuyển vị chậm sau đó chút ít và theo hướng tiến của gương lò than. Có khả năng tính được phạm vi của hiện tượng lún này và dự đoán thời gian trễ của nó.

Phải có sự bảo vệ công trình chống lại tác động của lún sụt phù hợp với luật hoặc có sự bồi thường. Biện pháp bảo vệ nằm trong hai hướng sau.

a) điều chỉnh sự đào mỏ, như để lại những cột trụ, đào theo dải.

b) kết cấu công trình có dạng đặc biệt như kết cấu khớp, móng bè nông.

10.2. Lún tức thời hay lún không thoát nước

Trạng thái ứng suất – biến dạng của khối đất bão hòa không thoát nước chịu tác dụng của tải trọng tương tự trạng thái của vật thể đàn hồi và nó có biến dạng tương đối nhỏ.

Điều đó có lẽ đúng trong trường hợp của móng, khi mà ứng suất thực chỉ bằng 1/3 giá trị cực hạn (có nghĩa F = 3) mà không phải là trường hợp bài toán mái dốc và hố móng khi F ≃ 1.5. Giá trị ứng suất tức thời cao nhất xảy ra ở dưới điểm đặt tải và xa khỏi điểm này theo chiều ngang và theo chiều sâu thì giảm đi. Do vậy, bài toán *lún đàn hồi* hay *lún tức thời* được mô hình hóa bằng nửa không gian đàn hồi vô hạn chịu tải trọng trên mặt. Một số lời giải đã được đề cập trong mục 6.16 và phương trình [6.67] là dạng biểu thức tiêu chuẩn :

$$\text{Độ lún tức thời} \qquad s_i = \frac{qB(1-\nu^2)}{E} I_p$$

Trong điều kiện không thoát nước thì $\nu = \nu_u = 0{,}5$ và E_u xác định được từ thí nghiệm nén ba trục không thoát nước.

Với địa tầng tương đối đồng nhất thì xem E_u là hằng số, dẫu rằng nó tăng theo độ sâu. Tuy nhiên, với lớp có bề dày trên 3m, tốt hơn là coi như một nhóm các lớp phụ với các đặc trưng thích

hợp gán cho mỗi lớp phụ. Giá trị hệ số ảnh hưởng I_p nhận từ các biểu đồ thích hợp (như bảng 6.8 và 6.10).

Ví dụ mẫu 10.1. *Một móng bè bằng bêtông dài 32m, rộng 18m truyền vào đất một áp lực tiếp xúc đồng đều là 240kN/m² tại độ sâu 2,0m. Hãy xác định tổng độ lún tức thời tại tâm móng. Giả thiết là móng mềm, $E_u = 45MN/m^2$, $\nu = 0,5$ và $\gamma = 20\ kN/m^3$.*

Bài giải

Độ lún tức thời tính theo biểu thức :

$$s_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E_u} I_p$$

$$\frac{L}{B} = \frac{32}{18} = 1.78$$

Từ bảng 6–8, nội suy sẽ có :

$$I_p = 1,36 + (1,53 - 1,36)\frac{1,78 - 1,50}{2,00 - 1,50} = 1,46$$

Áp lực tiếp xúc thực $q = 240 - 20 \times 2 = 200kN/m^2$

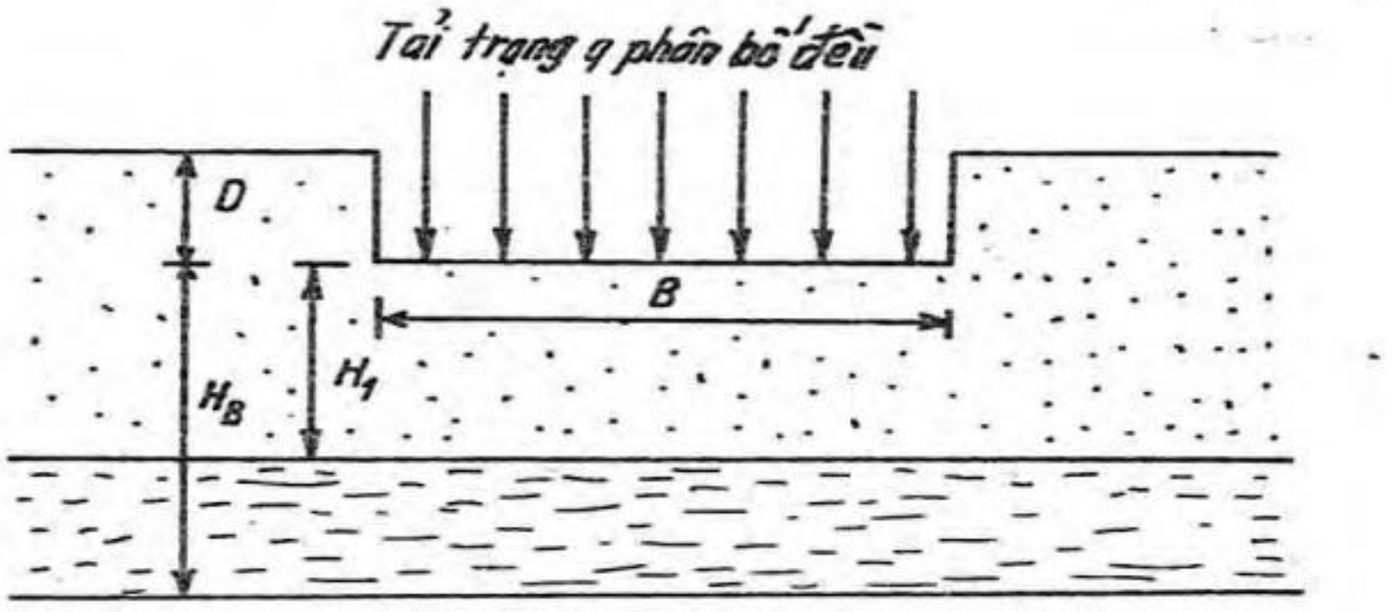
Vì thế độ lún tức thời bằng :

$$s_i = \frac{200 \times 18(1 - 0,5^{2)} \times 1,46 \times 10^3}{45 \times 10^3} = \underline{88mm}$$

Độ lún tức thời của lớp đất mỏng

Trong khi tính giá trị I_p cho trong bảng 6.8, giả thiết là lớp đất nằm dưới móng phân bố tới độ sâu tương đối lớn ; tuy nhiên kết quả tính toán như thế là quá cao nếu lớp có bề dày nhỏ hơn hai lần bề rộng. Với lớp có bề dày giới hạn, phía dưới có lớp đất cứng thì có thể dùng biểu thức sau đây (Janbu, ..., 1956) để xác định độ lún trung bình dưới một *móng mềm*

$$s_i = \frac{\mu_o \mu_1 qB(1 - \nu^2)}{E_u}$$ (phương trình [6.68],



Hình 10 – 3

Các giá trị μ_o và μ_1 được cho trong hình 6 – 49 và phụ thuộc vào bề rộng và độ sâu của móng, bề dày của lớp đất nằm dưới móng. Trong trường hợp có một lớp mỏng dưới lớp đặt móng (hình 10 – 3) có thể tính độ lún tức thời bằng lúc đầu lấy giá trị $\mu_{1(B)}$ tương ứng với lớp có bề dày H_B, rồi lấy giá trị $\mu_{1(T)}$ tương ứng với lớp có bề dày H_T. Rồi dùng phương trình [6. 68] tính độ lún tức thời do lớp mỏng gây ra, trong đó $\mu_1 = \mu_{1(B)} - \mu_{1(T)}$

Ví dụ mẫu 10.2. *Một móng có kích thước 6 × 3 m truyền áp lực tiếp xúc thực đồng đều 175kN/m² tại độ sâu 1,5m, trong một lớp sét phân bố tới độ sâu 5m ở dưới mặt đất. Giả thiết $E_u = 40MN/m^2$ và $\nu = 0,5$, hãy xác định tổng độ lún trung bình dường như đã diễn ra.*

Bài giải

Xem hình 10 – 3 ta có

$$\frac{D}{B} = \frac{1,5}{3,0} = 0,5 \qquad \frac{L}{B} = \frac{6}{3} = 2$$

$$\mu_o = 0,9$$

$$\frac{H}{B} = \frac{3,5}{3,0} = 1,7 \qquad \frac{L}{B} = 2$$

$$\mu_1 = 0,55$$

Tính tổng độ lún trung bình theo phương trình [6.68]

$$s_i = \frac{0,9 \times 0,55 \times 1,75 \times 3 \times 10^3 (1 - 0,5^2)}{40 \times 10^3} = \underline{4,9mm}$$

Ví dụ mẫu 10.3. *Một móng mềm có kích thước 12 × 18m ở dưới mặt đất 1,7m truyền áp lực tiếp xúc đồng đều là 160kN/m². Ở độ sâu từ 5 đến 10m, tính từ mặt đất, là lớp sét pha cát có $E_u = 35$ MN/m², $\gamma = 19$kN/m³ và $\nu = 0,3$. Hãy xác định tổng độ lún tức thời trung bình sinh ra do nén đàn hồi của lớp đất sét.*

Bài giải

Áp lực tiếp xúc thực $q = 160 - 19 \times 1,70 = 128$ kN/m².

Xem hình 6 – 49, ta có :

$$\frac{D}{B} = \frac{1,7}{8,0} = 0,2 \text{ và } \frac{L}{B} = \frac{12}{8} = 1,5$$

tra biểu đồ $\mu_o = 0,97$.

Với lớp đất từ 0 đến 10m, có nghĩa $H_B = 10,0 - 1,7 = 8,3$m

$$\frac{H_B}{B} = \frac{8,3}{9,0} = 1,04 \text{ và } \frac{L}{B} = 1,5$$

tra biểu đồ có $\mu_{1(B)} = 0,49$

Với lớp đất từ 0 đến 5m, có nghĩa $H_T = 5,0 - 1,7 = 3,3$m

$$\frac{H_T}{B} = \frac{3,3}{8,0} = 0,41 \text{ và } \frac{L}{B} = 1,5$$

tra biểu đồ có $\mu_{1(T)} = 0,27$.

Cho nên $\mu_1 = 0,49 - 0,27 = 0,22$

Tổng độ lún tức thời trung bình tính theo phương trình [6. 68] :

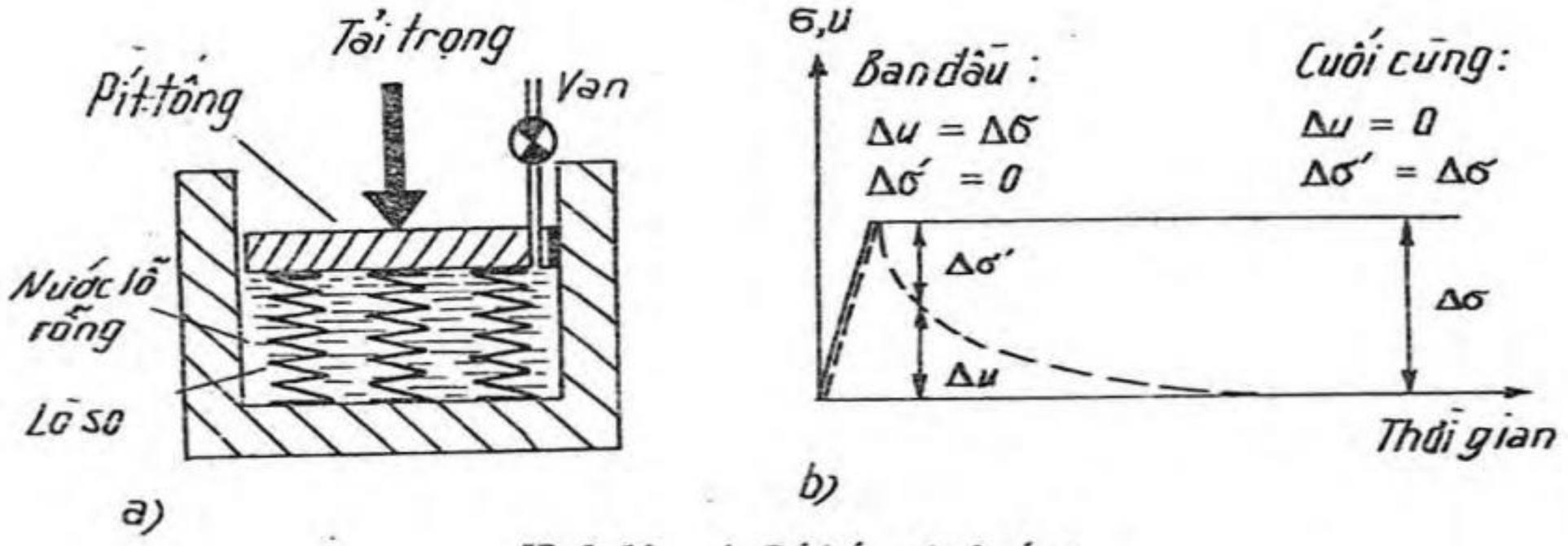
$$s_i = \frac{0,97 \times 0,22 \times 128 \times 8 \times 10^3 (1 - 0,3^2)}{35 \times 10^3} = \underline{5,7mm}$$

10.3. Lún do cố kết

Quá trình cố kết

Trong quá trình trầm tích tự nhiên các loại đất hạt mịn như đất bụi và đất sét đã diễn ra quá trình cố kết – nước ở giữa các hạt dần dần thoát ra do trọng lượng của các lớp trầm đọng ở trên. Sau một thời gian (có thể là khá nhiều năm), trạng thái cân bằng đạt được và hiện tương nén dừng lại. Đất được gọi là *hoàn toàn cố kết* khi thể tích là hằng số ở trạng thái ứng suất không đổi. Đất *cố kết thông thường* là đất hiện nay ở trạng thái tương ứng với áp lực cố kết cuối cùng. Đất *quá cố kết* khi áp lực phủ hiện nay nhỏ hơn áp lực cố kết cuối cùng đôi khi đã có trong quá khứ, chẳng hạn như trường hợp đất được cố kết dưới một lớp băng mà hiện nay không còn lớp băng đó, hoặc ở nơi một phần lớp phủ nguyên thủy đã bị rửa trôi do xói mòn. Nếu điều kiện ứng suất thay đổi thì phải đạt tới trạng thái cân bằng mới (xem thêm mục 6.2)

Trong khi xem xét cơ chế nén lún của đất, có thể giả thiết là hạt khoáng và nước lỗ rỗng không bị ép co. Vì thế hiệu quả tức thời (lên khối đất) của việc tăng ứng suất tổng là áp lực nước lỗ rỗng tăng lên. Khi nước lỗ rỗng thấm khỏi đất, sự tăng áp lực nước lỗ rỗng bị tiêu tan dần một cách chậm chạp. Khi toàn bộ độ tăng áp lực nươc lỗ rỗng đã bị tiêu tan, đất lại hoàn toàn cố kết. Để biểu thị quá trình này. Terzaghi (1963) đã đưa ra mô hình ở hình



Hình 10 – 4. Cố kết một hướng
a) mô hình của Terzaghi ; b) đường cong ứng suất – thời gian.

10 – 4a, dùng lò xo bằng thép để thể hiện khung kết cấu của đất. Giả thiết là pittông không có ma sát được chống đỡ bởi lò xo và ống trụ chứa đầy nước. Nếu tải trọng tác dụng lên pittông mà van bị đóng thì chiều dài của lò so không thay đổi vì đã giả thiết là nước không ép co. Nếu tải trọng tạo ra độ tăng của ứng suất tổng là $\Delta\sigma$, thì toàn bộ giá trị này phải nhận được bằng một lượng tăng tương đương của áp lực nước lỗ rỗng (hình 10 – 4b). Khi van mở, áp lực nước lỗ rỗng dư làm cho nước thoát ra, áp lực nước lỗ rỗng giảm và pittông lún xuống vì lò so bị nén. Như thế, tải trọng truyền dần dần cho lò so làm cho nó co ngắn lại cho tới khi chịu toàn bộ tải trọng. Do vậy, ở giai đoạn cuối, độ tăng ứng suất hiệu quả ("hiệu quả" trong việc tạo ép co) bằng độ tăng ứng suất tổng và áp lực nước lỗ rỗng dư đã giảm tới không. Tốc độ ép co phụ thuộc rõ ràng vào độ mở của van – tương tự tính thấm của đất.

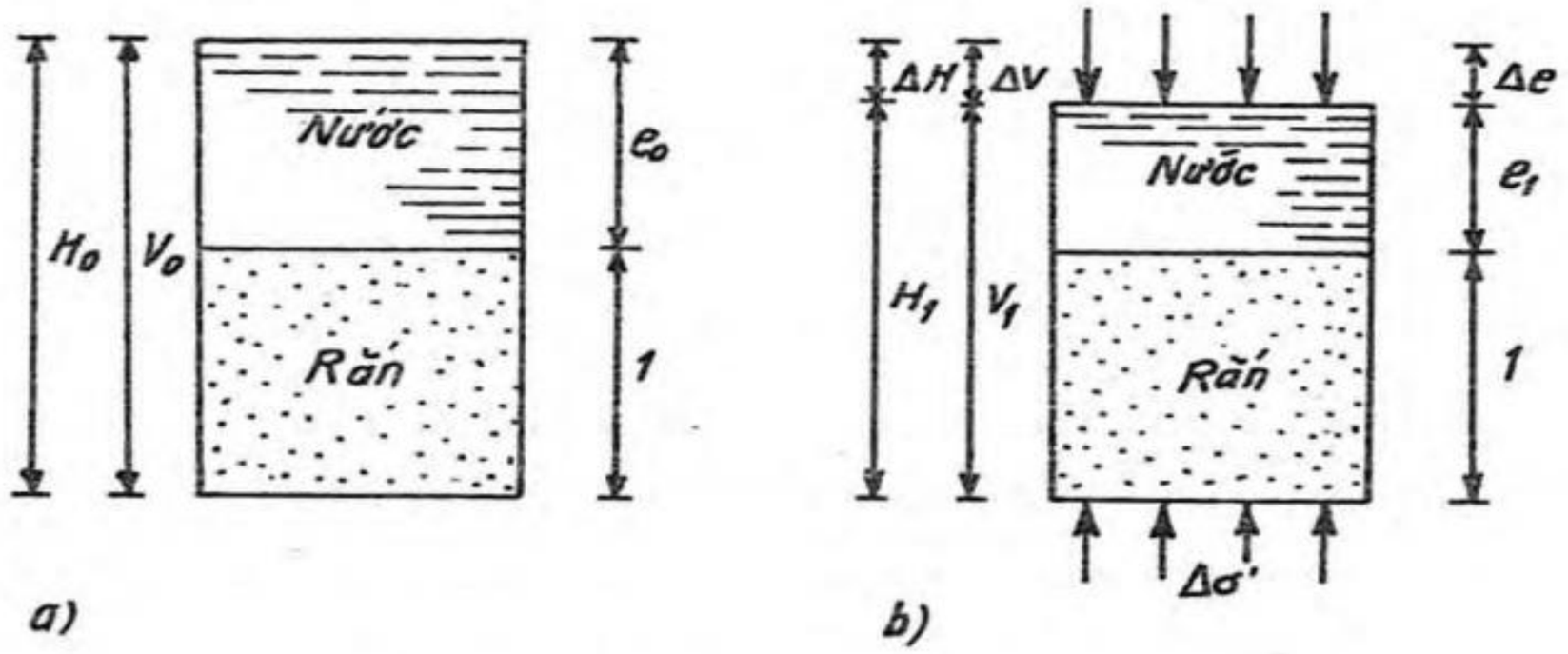
Tính nén lún

Khi nghiên cứu cố kết, đất được coi như là một kết cấu khung có tính ép co của các hạt khoáng vật (bản thân hạt khoáng vật không bị ép co). Hơn nữa, nếu giả thiết là trong suốt quá trình cố kết đất luôn bão hòa thì dẫn đến hệ quả là độ giảm thể tích bằng thể tích nước thoát ra và điều đó được biểu lộ bằng sự thay đổi hệ số rỗng. Hãy xem xét một mô hình của mẫu đất chịu ứng suất hiệu quả tăng (hình 10 – 5). Quá trình cũng được giả thiết là *một chiều* , tức là kích thước không thay đổi theo bề ngang, chỉ có bề dày thay đổi. Sự thay đổi thể tích ΔV là do độ tăng ứng suất hiệu quả $\Delta\sigma'$ do vậy, có thể biểu thị một cách lý tưởng bằng sự thay đổi bề dày ΔH hoặc sự thay đổi hệ số rỗng Δe và vì thế biến dạng thể tích sẽ bằng .

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

Bởi thế, sự thay đổi bề dày của một lớp có bề dày ban đầu H_o là :

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H_o \qquad [10.1]$$



Hình 10_5 . Giải thích tính ép co bằng mô hình đất
a) trước khi chất tải ; b) sau khi chất tải

Biến dạng thể tích rõ ràng cũng là hàm số của độ tăng ứng suất, vì thế có thể tính *độ lún do cố kết* theo biểu thức.

$$s_c = \Delta H = m_v \Delta\sigma' H_o \qquad [10.2]$$

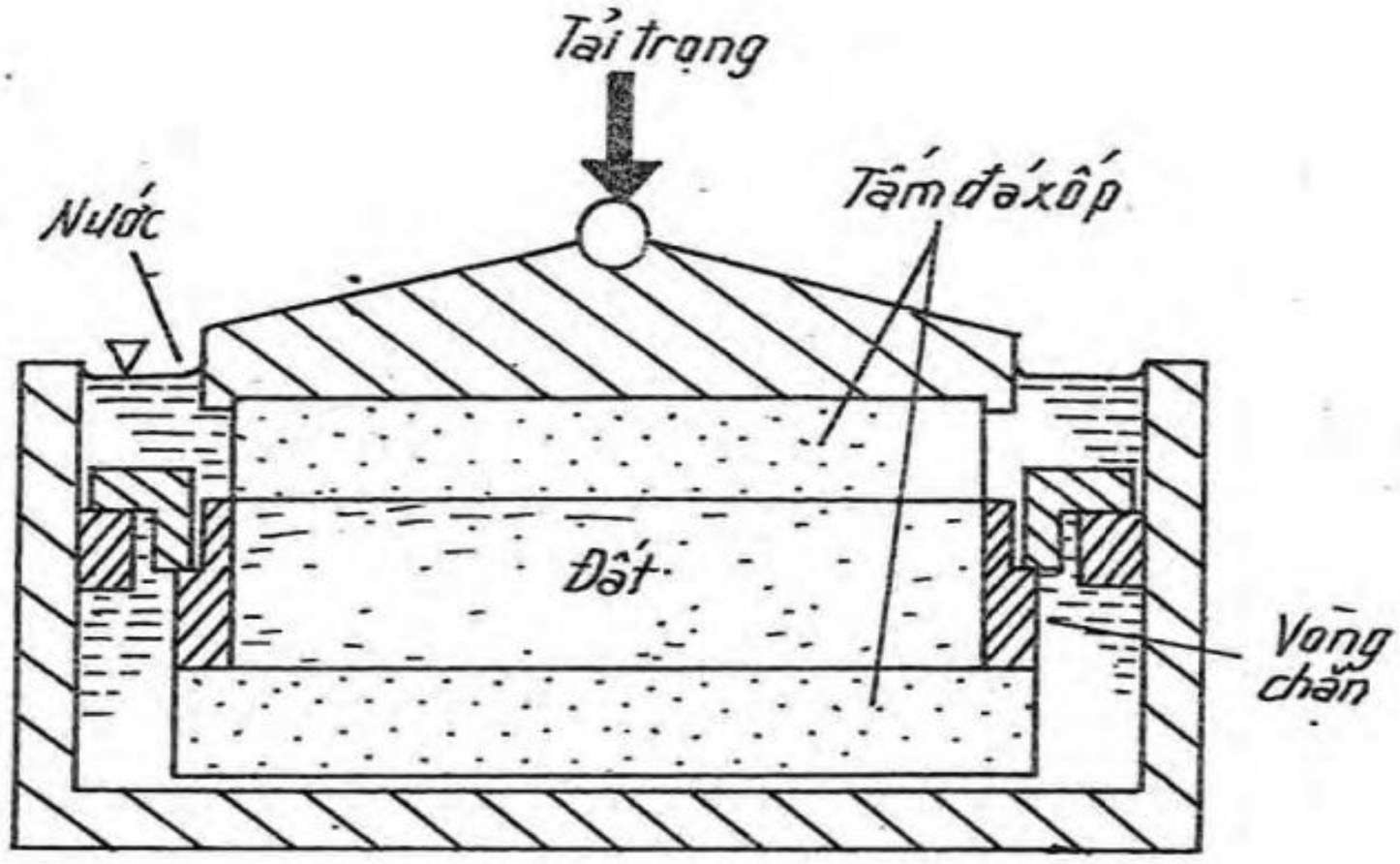
ở đây : m_v – hệ số nén thể tích, tức là sự thay đổi thể tích đơn vị cho mỗi đơn vị tăng ứng suất hiệu quả,

m_v có đơn vị là nghịch đảo của ứng suất, là m^2/kN

Thí nghiệm cố kết một chiều (thí nghiệm oedometer)

Các đặc trưng nén lún của đất có quan hệ với cả độ lớn lẫn độ lún thường được xác định bằng *thí nghiệm cố kết*, dùng một thiết bị gọi là máy nén oedometer (một trục không nở hông) (hình 10 – 6). Mẫu đất có dạng của một cái đĩa (thường có đường kính 75mm, bề dày 15 – 20 mm) được cắt từ một mẫu đất nguyên dạng ra. Mẫu được đặt vào trong một vòng kim loại, kẹp giữa hai đĩa đá xốp, đĩa trên có đường kính nhỏ hơn và đĩa dưới có đường kính lớn hơn chút ít so với vòng kim loại.

Bộ phận lắp ráp nầy được đặt trong hộp nén và được giữ tại vị trí bằng một vòng kẹp. Tải trọng thẳng đứng được đặt lên mẫu qua một hệ thống tay đòn và sự thay đổi bề dày của mẫu được đo bằng các giá trị trung bình của đồng hồ chuyển vị hay hộp chuyển. Đọc các số đo tiếp tục cho đến khi mẫu cố kết hoàn toàn cho một



Hình 10 – 6. Hộp nén

chu kỳ thường là 24 hay 48 giờ. Sau đó gia cấp tải trọng tiếp sau, mỗi cấp tải trọng gấp đôi cấp tải trọng trước đó, và việc đọc các số đo được lặp lại. Số lượng và giá trị của các cấp tải trọng sẽ phụ thuộc vào loại đất và phạm vi của ứng suất dự kiến ở hiện trường. Áp lực tác dụng cho giai đoạn đầu thông thường phải bằng ứng suất thẳng đứng tại chỗ ở độ sâu lấy mẫu, không kể đất sét yếu và rất yếu phải dùng giá trị thấp hơn : 25, 12 hay 6kN/m^2 hoặc thậm chí 1kN/m^2 cho đất sét hữu cơ rất yếu và than bùn.

Dưới tải trọng cuối cùng, sau khi cố kết hoàn toàn đạt được thì dỡ tải theo một hay vài giai đoạn và mẫu được cho trương nở. Chu kỳ trương nở đơn giản chỉ một giai đoạn có khả năng cho mẫu được ổn định trước khi độ ẩm cuối cùng được xác định ; trương nở cách khác có thể xảy ra khi bỏ mẫu ra khỏi hộp nén và vì vậy dẫn đến sai số. Nếu cần phải có đường cong trương nở, tiến hành dỡ tải theo nhiều giai đoạn và ghi lại sự thay đổi của bề dày mẫu.

Cho mỗi cấp tải trọng, có thể nhận được hệ số rỗng tương ứng với cố kết hoàn toàn bằng cách tính ngược từ độ ẩm cuối cùng và các số đọc bề dày cuối cùng :

Độ ẩm sau chu kỳ trương nở là m_1.

Hệ số rỗng sau chu kỳ trương nở $e_1 = m_1 G_s$.

(bởi vì đất bão hòa $S_r = 1,0$).

Bề dày ở cuối giai đoạn là h_1.

Bề dày ở đầu giai đoạn là h_o.

Hệ số rỗng ở cuối giai đoạn là e_1.

Sự thay đổi bề dày mẫu là Δh.

Từ phương trình [10 . 1] xác định được hệ số rỗng thay đổi :

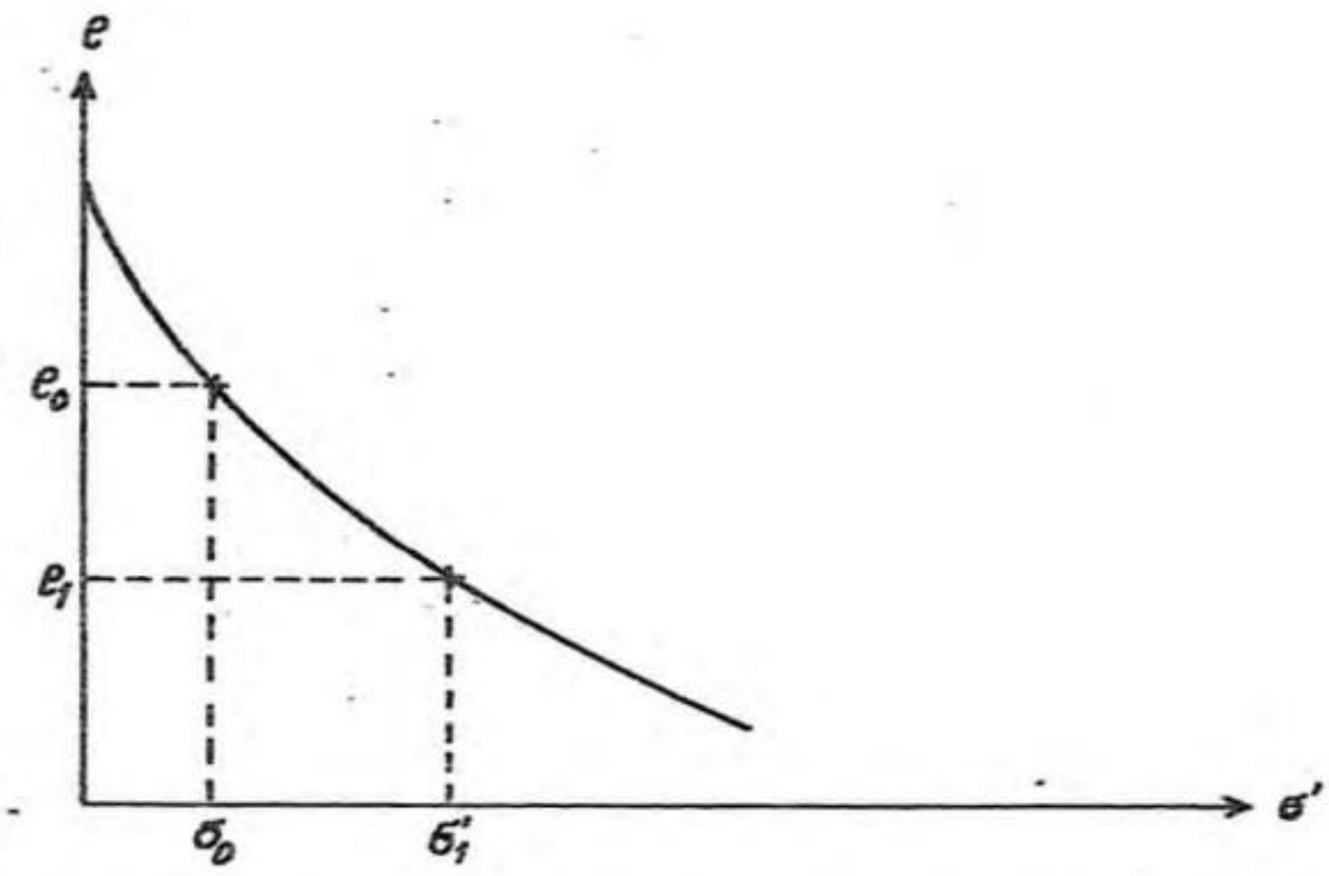
$$\Delta e = \frac{\Delta h}{h_1}(1 + e_1)$$

Hệ số rỗng ở lúc bắt đầu $e_o = e_1 - \Delta e$

Đường cong hệ số rỗng – ứng suất hiệu quả e/σ'

Số liệu tập hợp từ thí nghiệm cố kết có khả năng biểu thị quan hệ biến đổi hệ số rỗng với biến đổi ứng suất hiệu quả. Cách cơ bản để chỉ rõ quan hệ này là vẽ một đường cong hay đồ thị của hệ số rỗng đối với ứng suất hiệu quả (hình 10–7). Phương pháp tính trực tiếp nhất độ lún do cố kết đòi hỏi dùng đường cong hệ số rỗng e – ứng suất hiệu quả σ'.

Giả sử một lớp đất sét có bề dày H_o chịu ứng suất hiệu quả thay đổi từ σ'_o tới σ'_1. Các giá trị tương ứng e_o và e_1 tìm được từ đường cong e – σ' và rồi tính độ lún do cố kết.

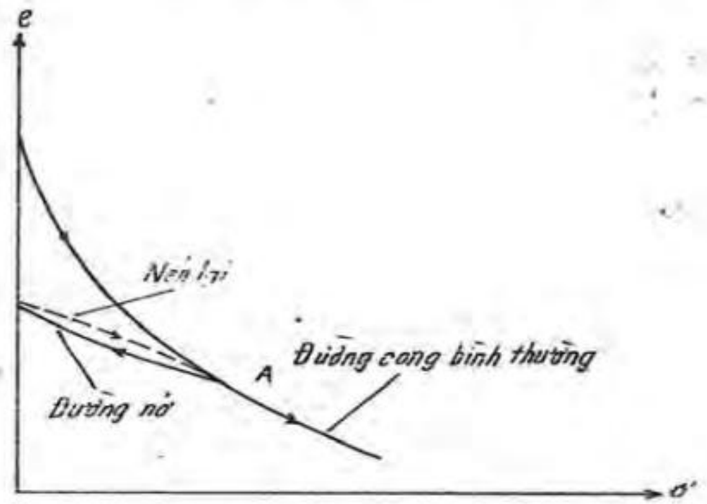


Hình 10 – 7. Đường cong hệ số rỗng – ứng suất hiệu quả

s_c theo phương trình [10.2] :

$$s_c = \Delta H = \frac{e_o - e_1}{1 + e_o} H_o \qquad [10.3]$$

Dạng của đường cong e–σ' phụ thuộc vào lịch sử cố kết của đất. Điều đó được minh hoạ trong hình 10–8, trên đó ta thấy được ảnh hưởng dỡ tải đất ở điểm A và cho phép xảy ra trương nở, rồi chất tải lại gây nên nén lại. Đường cong nén lại phải trở lại đường cong gốc tại điểm A và thoải hơn bởi vì một phần của độ lún nguyên thủy là không thuận nghịch. Từ điều đó rõ ràng là, đất sét quá cố kết sẽ có đường cong thoải hơn đất cố kết thông thường. Hình 10–9 cho biết một đường cong e – σ' cho quá trình trầm tích và bào mòn, quá trình điển hình tạo ra đất quá cố kết. Trong thời gian quá trình trầm tích thông thường, một đường cong nguyên thủy được tạo ra nhưng sau đó có sự bào mòn hay tan băng, một phần áp lực bị mất đi. Khi ứng suất hiệu quả giảm từ áp lực trước cố kết σ'_p xuống áp lực lớp phủ hiện nay σ'_o, đất trở thành quá cố kết.

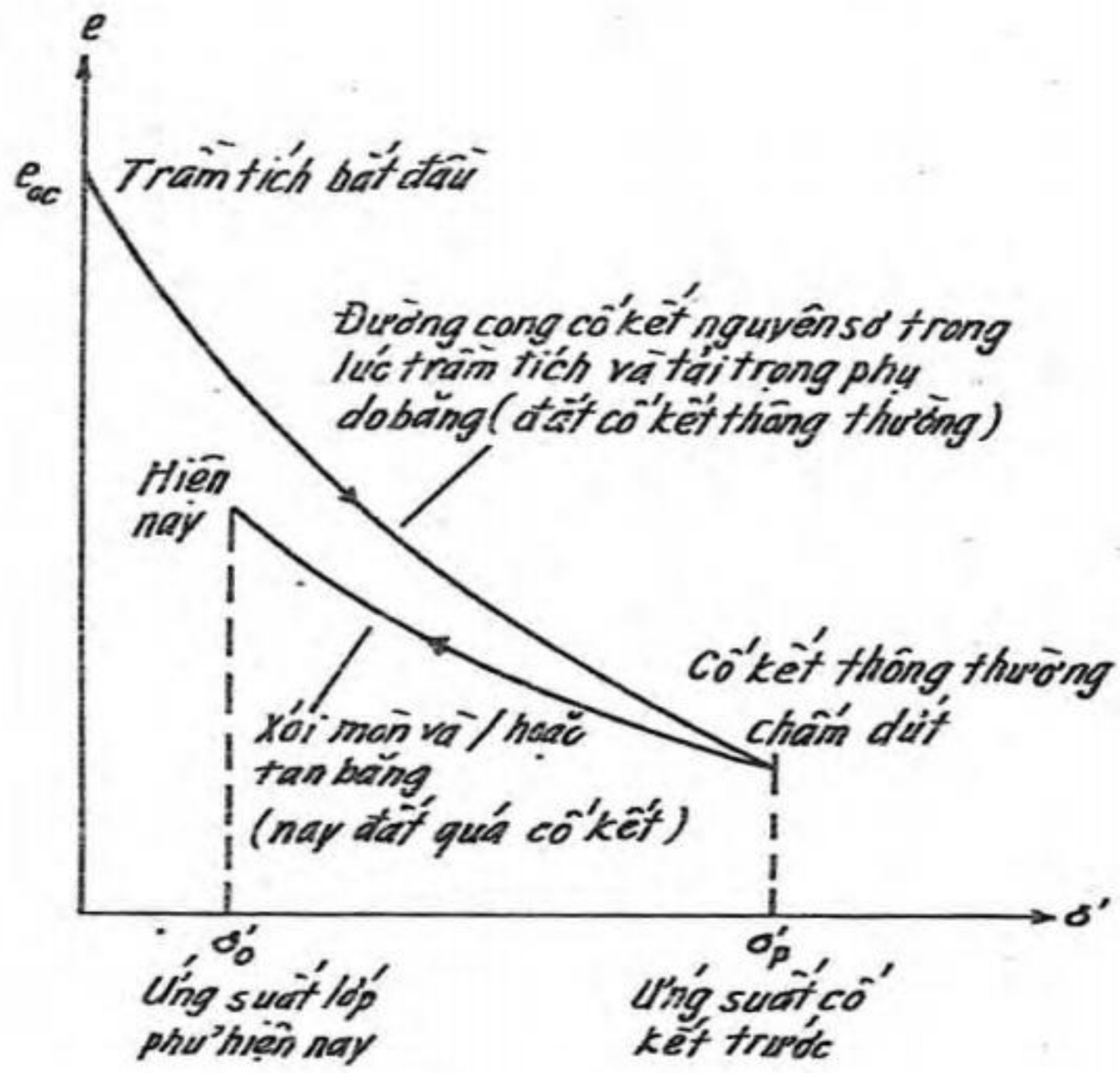


Hình 10–8. Nở và nén

Chỉ số nén C_c (xem thêm mục 6.2)

Từ các số liệu thí nghiệm, nếu vẽ đường cong biến đổi của e theo lgσ' thì đường cong cố kết nguyên thủy tìm được rất gần một đường thẳng (hình 10–10). Phần đầu của đường cong biểu thị cho

sự cố kết trước, đoạn đầu này càng lớn thì khoảng quá cố kết càng lớn. Nếu cho nở và rồi nén lại thì đường cong nén lại phải quay lại gặp đường cong nguyên thủy nắn thẳng tại cùng một điểm. Độ dốc của đường cong nguyên thủy nắn thẳng được xem như là *chỉ số nén* C_c :



Hình 10–9. Đường cong e – σ' cho biết quá trình cố kết tự nhiên

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'} = \frac{e_o - e_1}{\lg(\sigma'_1/\sigma'_o)} \qquad [10.4]$$

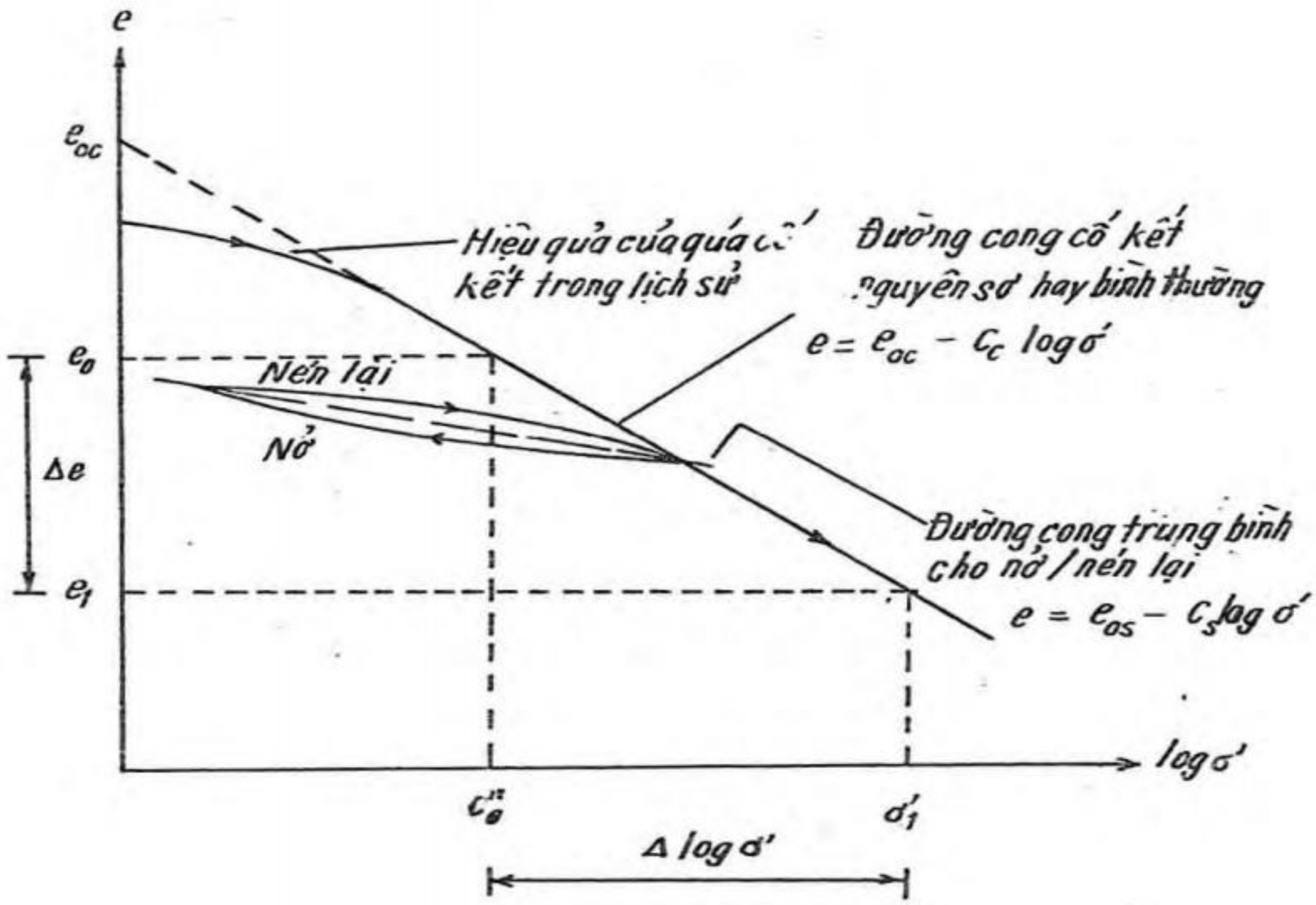
Do vậy, có thể nhận được hệ số rỗng cho một thay đổi của ứng suất hiệu quả :

$$e_1 = e_o - C_c \lg(\sigma'_1/\sigma'_o) \qquad [10.5]$$

Với một đất đã cho, khi tính lún cho phạm vi ứng suất hiệu quả nằm trong giới hạn của đường cong nguyên thủy nắn thẳng có thể lấy chỉ số nén là hằng số ; có nghĩa là nó hoạt động như đất sét cố kết thông thường.

Xuất phát từ phương trình [10.5] và đặt

$e_o - e_1 = C_c \lg(\sigma'_1/\sigma'_o)$, độ lún do cố kết s_c tính theo :



Hình 10–10 Đường cong e – lgσ' và chỉ số nén

$$s_c = \frac{C_c}{1 + e_o} \lg(\sigma'_1 / \sigma'_o) H_o \qquad [10.6]$$

Từ kết quả thí nghiệm, Terzaghi và Peck (1967) đã chứng minh một quan hệ gần đúng giữa chỉ số nén C_c và giới hạn chảy của đất sét cố kết thông thường :

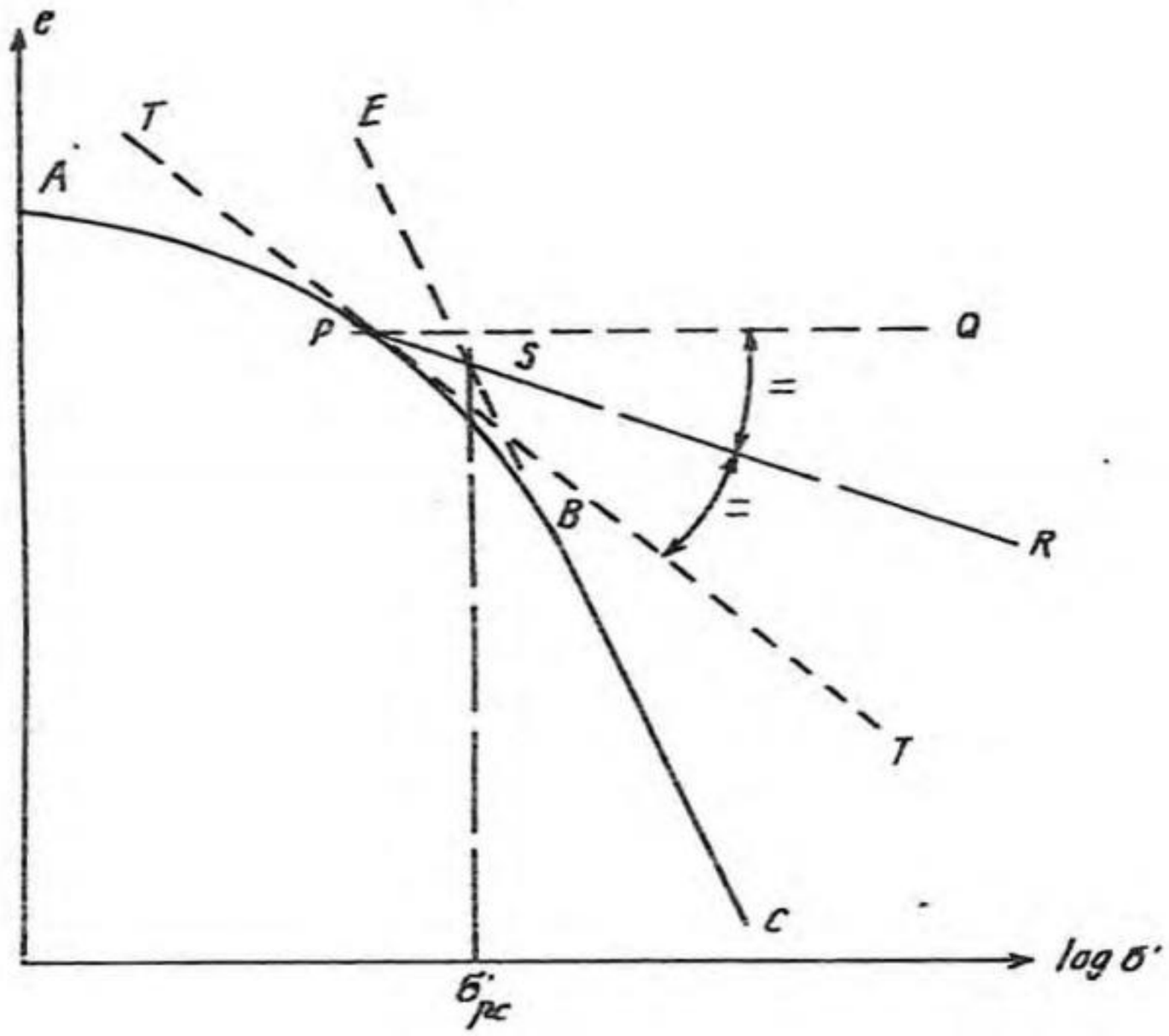
$$C_c \simeq 0{,}009\ (LL - 10)$$

ở đây : LL – phần trăm giới hạn chảy.

Độ dốc trung bình của đường cong nở – nén lại được coi là *chỉ số nở* C_s (xem mục 6.2).

Xác định ứng suất cố kết trước

Casagrande (1936) đề nghị một phương pháp đồ thị theo kinh nghiệm dựa trên đường cong e – lgσ' để xác định ứng suất cố kết trước (hình 10–11). Trước hết, điểm P được đặt tại điểm cong nhất



Hình 10–11. Phương pháp của Casagrande để xác định ứng suất cố kết trước

giữa A và B, rồi vẽ hai đường thẳng qua P, một đường tiếp tuyến với đường cong TPT và đường kia là PQ song song với trục ứng suất. Điểm giao nhau S giữa đường phân giác PR (của góc QPT) với hình chiếu phần thẳng BC của đường cong cho giá trị gần đúng của ứng suất cố kết trước σ'_p.

Áp suất cố kết trước có thể dùng để chỉ dẫn hữu hiệu cho việc hạn chế độ lún trong đất sét quá cố kết, vì rằng giá trị nén do cố kết sẽ không lớn khi ứng suất hiệu quả tăng lên mà vẫn nhỏ hơn σ'_p.

Hệ số nén thể tích m_v

Như định nghĩa trong phương trình [10.2], hệ số nén thể tích biểu thị giá trị biến đổi thể tích đơn vị gây ra do độ tăng đơn vị của ứng suất hiệu quả. Với một loại đất, giá trị m_v không là hằng số mà thay đổi với mức của ứng suất hiệu quả. Phạm vi các giá trị của m_v nhận được theo kết quả thí nghiệm nén.

Từ phương trình [10.2] :

$$s_c = \Delta H = m_v \Delta\sigma' H$$

Rút ra :

$$m_v = \frac{\Delta H}{\Delta\sigma' H}$$

Nhưng từ phương trình [10.3] ta có :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{e_o - e_1}{1 + e_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

Thay thế vào phương trình tính m_v :

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \cdot \frac{1}{1+e_o} \qquad [10.7]$$

ở đây : $\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'}$ – độ dốc của đường cong e – σ'.

Ví dụ mẫu 10.4. *Thí nghiệm nén cho một mẫu đất sét bão hòa cho ta số đọc dưới đây. Tải trọng được giữ không đổi trong 24 giờ trước khi tăng cấp tải trọng kế tiếp.*

Ứng suất tác dụng (kN/m^2)	0	25	50	100	200	400	800
Bề dày (mm)	19,60	19.25	18.98	18,61	18,14	17,68	17,24

Lúc kết thúc chu kì tải trọng cuối cùng thì dỡ tải và cho mẫu nở trong 24 giờ, tại cuối thời gian này bề dày mẫu là 17,92mm và độ ẩm xác định được là 31,8%. Trọng lượng riêng của hạt đất là 2,66.

a) Vẽ đường cong e – σ' và xác định hệ số nén thể tích m_v cho phạm vi ứng suất hiệu quả 220 – 360 kN/m^2

b) Vẽ đường cong e – lgσ' và từ đó xác định chỉ số nén C_c và áp suất cố kết trước σ'_p.

c) Vẽ đường cong m_v – σ' cho đất.

d) Dùng các số liệu nhận được trong a), b) và c) để tìm và so sánh các giá trị độ lún do cố kết cho lớp sét có bề dày 4m, khi ứng suất hiệu quả trung bình thay đổi từ 220 tới 360 kN/m^2.

Bài giải

Trước hết, xác định hệ số rỗng ban đầu.

Vì $S_r = 1{,}0$ nên $e_1 = m_1 G_s$

$= 0{,}318 \times 2{,}66 = 0{,}842$

Sự thay đổi hệ số rỗng $\Delta e = \dfrac{\Delta h}{h_o}(1 + e_o)$

trong giai đoạn nở $\Delta e = \dfrac{0{,}68}{17{,}92}(1{,}842) = 0{,}070$

trong giai đoạn 400 – 800 : $\Delta e = \dfrac{-0{,}44}{17{,}24}(1{,}772) = -0{,}045$

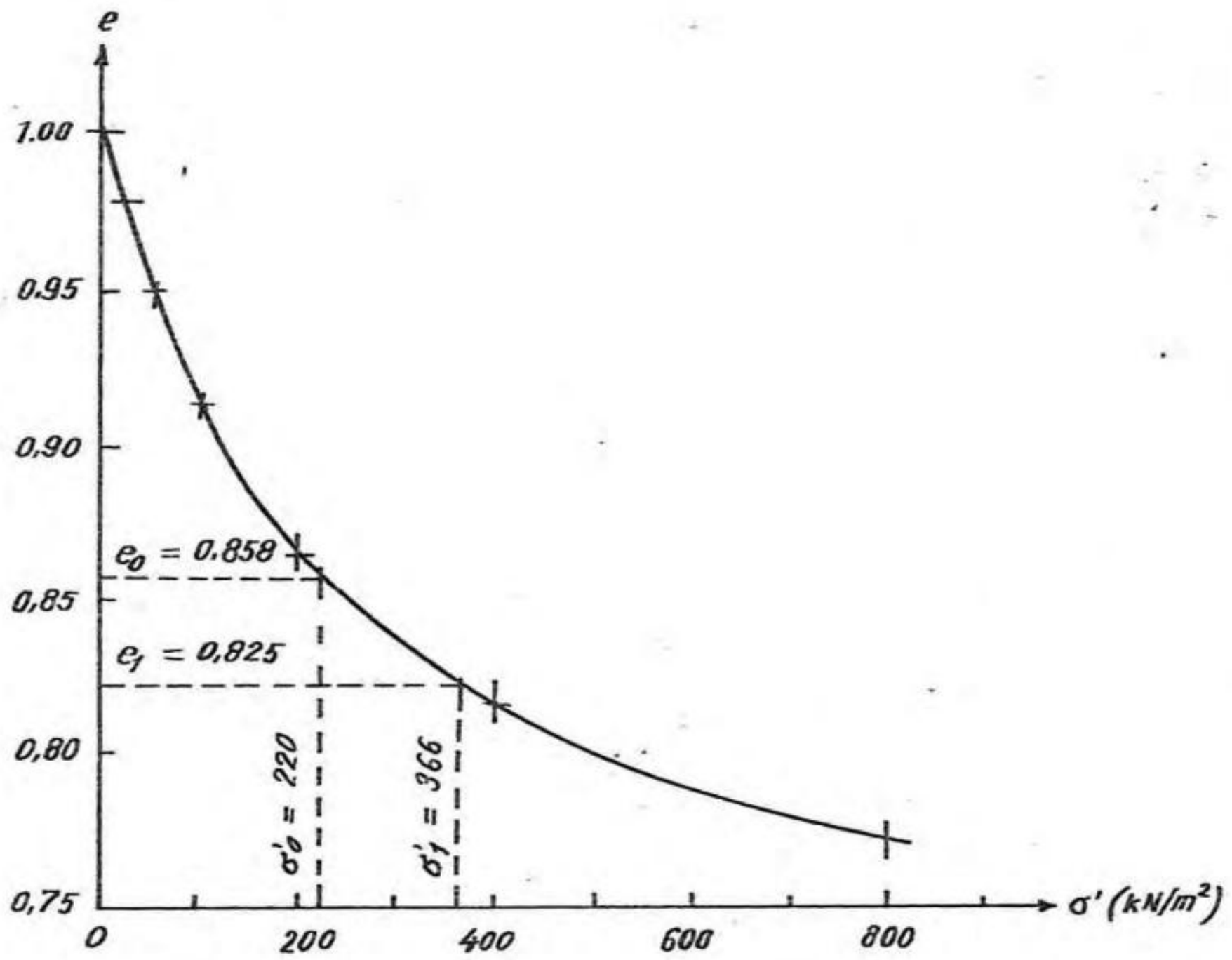
Các kết quả còn lại và các tính toán được lập thành bảng dưới đây.

σ' (kN/m^2)	$\Delta\sigma'$ (kN/m^2)	h (mm)	Δh (mm)	Δe	e	lgσ'	$\dfrac{\Delta e}{\Delta\sigma'}$ $\times 10^{-3}$ (m^2/MN)	m_v
0		19,60			1.014			
	25		−0,35	−0,036			1,440	0,715
25		19,25			0.978	1.407		
	25		−0,27	−0,028			1,120	0,566
50		18,98			0,950	1.70		
	50		−0,37	−0,038			1,760	0,390
100		18,61			0,912	2.00		
	100		−0,47	−0,048			0,480	0,251
200		18,14			0,864	2.30		
	200		−0,46	−0,047			0,235	0,126
400		17,68			0,817	2.60		
	400		−0,44	−0,045			0,113	0,062
800		17,24			0,772	2.90		
			0,68	−0,070				
0		17,92			0,842			

a) Đường cong e – σ' vẽ được có thể thấy ở hình 10–12.

Từ đường cong với $\sigma'_o = 220$ thì e = 0,858

với $\sigma'_1 = 360$ thì e = 0,825



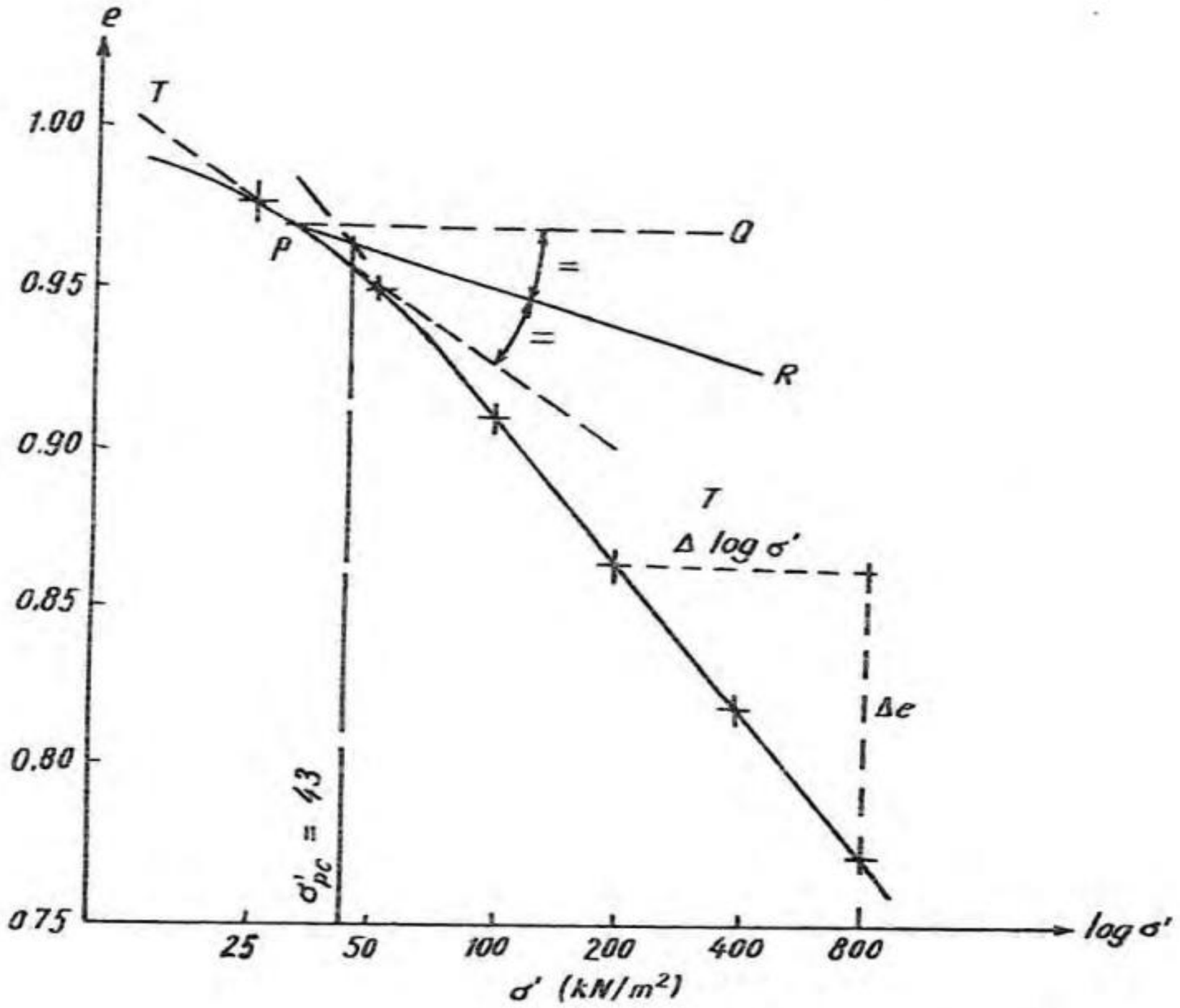
Hình 10–12. Đường cong e – σ' cho ví dụ mẫu 10.4

Tính hệ số nén thể tích m_v theo phương trình [10.7] :

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \frac{1}{1 + e_o}$$

$$= \frac{(0{,}858 - 0{,}825) \times 10^3}{(360 - 220)1{,}858} = \underline{0{,}127\,m^2/MN}\ m^2/MN$$

b) Đường cong e – lgσ' vẽ được ở hình 10–13.



Hình 10–13. Đường cong e–lgσ' cho ví dụ mẫu 10.4

Chỉ số nén C_c bằng độ dốc của phần thẳng

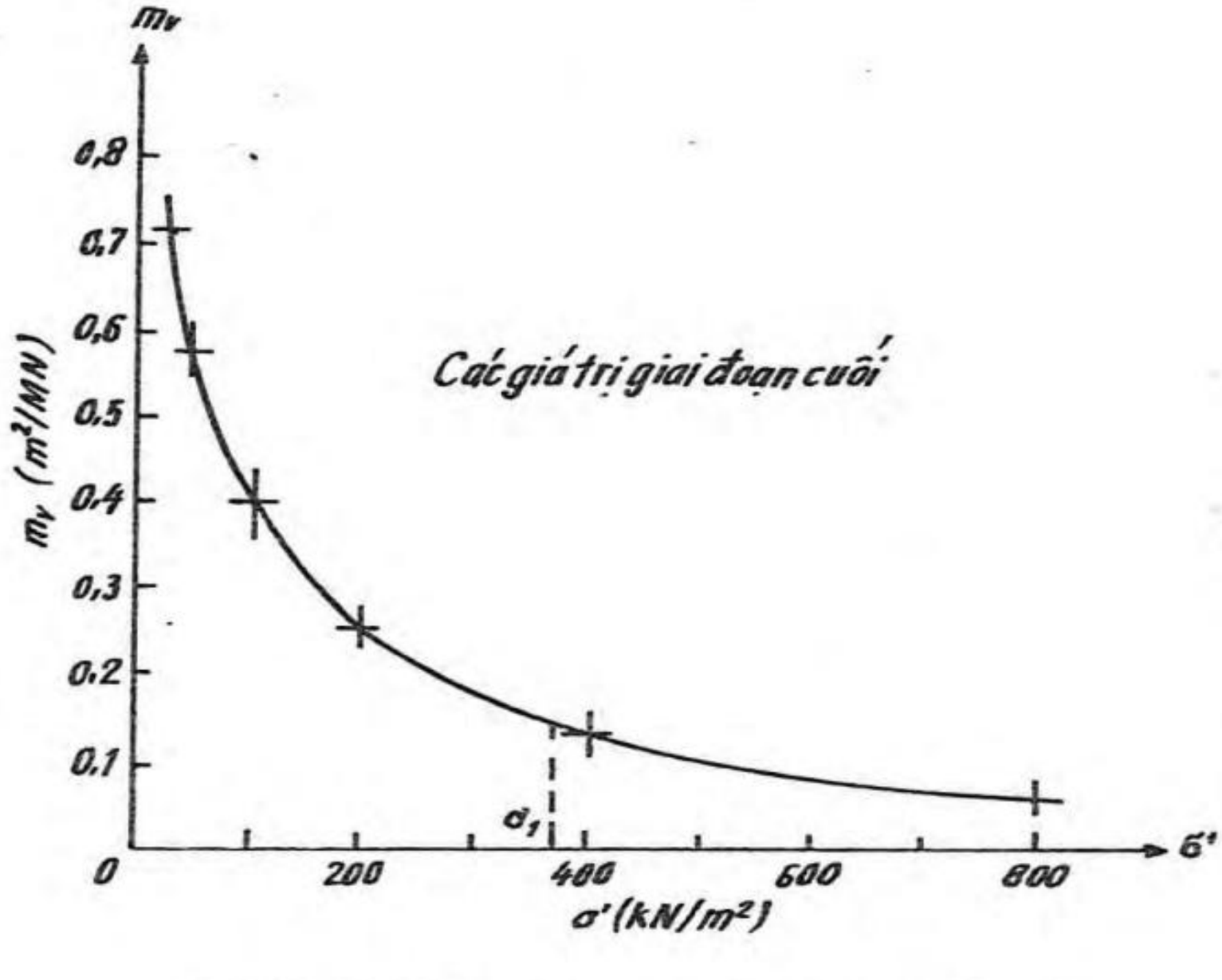
$$C_c = \frac{0,864 - 0,772}{\lg 800 - \lg 200} = \underline{0,153}$$

Dùng phương pháp Casagrande xác định ứng suất cố kết trước $\sigma'_p = 43 kN/m^2$.

c) Cột giá trị m_v nhận được từ :

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_o}$$

Đường cong $m_v - \sigma'$ vẽ ra thấy ở hình 10–14 với giá trị m_v đặt ở điểm cuối của mỗi giai đoạn ứng suất (có thể theo cách khác tính giá trị của m_v tương ứng với giá trị e trung bình cho mỗi giai đoạn).



Hình 10–14. Đường cong $m_v - \sigma'$ cho ví dụ mẫu 10.4

d) Từ số liệu ở a) :

$$s_c = m_v \Delta\sigma' H$$

$$= 0{,}127 \times 10^3 \, (360 - 220) \times 4 \times 10^3 = \underline{71\text{mm}}$$

Từ số liệu ở b) :

$$s_c = \frac{C_c}{1 + e_o} \lg(\sigma'_1 / \sigma'_o) H_o$$

$$= \frac{0{,}153}{1{,}858} \lg(360/220) \times 4 \times 10^3 = \underline{70\text{mm}}$$

Từ số liệu ở c) : Dùng hình 10–14, với ứng suất giai đoạn cuối $\sigma'_1 = 360\,\text{kN/m}^2$ thì hệ số nén thể tích m_v tương ứng bằng : $m_v = 0{,}13\ \text{m}^2/\text{MN}$.

Nên $s_c = 0{,}13 \times 10^{-3}(360 - 220)4 \times 10^3 = \underline{73\text{mm}}$.

10.4. Tốc độ cố kết

Có thể chấp nhận là độ lún tức thời do nén đàn hồi của đất xảy ra theo sau ngay lập tức khi tăng ứng suất. Tuy nhiên trong quá trình cố kết thì phải mất một thời gian để nước thấm khỏi đất và áp lực nước lỗ rỗng bị tiêu tan. Bởi thế, tốc độ cố kết diễn ra phụ thuộc chủ yếu vào tính thấm của đất. Ở phạm vi hẹp hơn, nó còn phụ thuộc vào biến dạng từ biến của khung kết cấu các hạt đất và vào độ nén của các thành phần tạo thành đất như không khí, hơi nước, vật chất hữu cơ và bản thân vật chất rắn. Dĩ nhiên, đất được lưu ý nhiều trong hầu hết các bài toán lún là đất sét và bụi bão hòa hoàn toàn có nguồn gốc bồi tích hay cửa sông.

Do vậy, để thuận lợi coi *cố kết sơ cấp* như là sự thay đổi thể tích do nước lỗ rỗng thấm từ đất bão hòa ra và *cố kết thứ cấp* là do từ biến, trượt giữa các hạt.

Lí thuyết cố kết của Terzaghi

Vào năm 1925, tại Viên – quê hương ông, dựa trên mô hình đất ở hình 10–4, Terzaghi đưa ra một lí thuyết để đánh giá *cố kết sơ cấp*. Lí thuyết đó sau này được tập hợp trong cuốn *Cơ học đất lí thuyết* (1943) của ông. Các giả thiết sau đây được đưa ra :

a) Đất bão hòa hoàn toàn và đồng nhất.

b) Cả nước và hạt đất đều không chịu nén.

c) Dùng định luật Darcy cho dòng thấm.

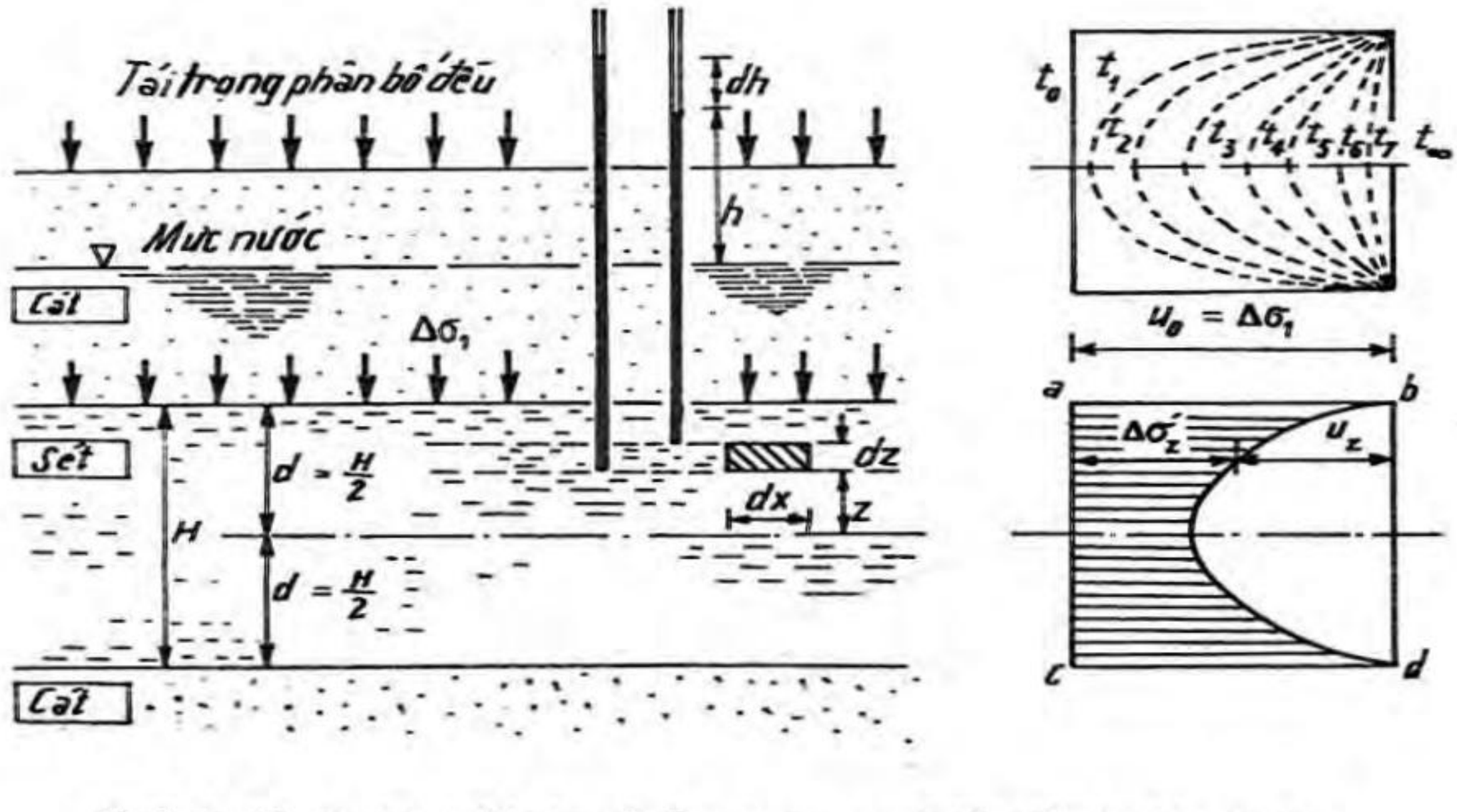
d) Sự thay đổi thể tích là một chiều theo hướng của ứng suất tác dụng.

e) Hệ số thấm theo hướng này là hằng số.

f) Sự thay đổi thể tích tương ứng sự thay đổi hệ số rỗng và $\partial e / \partial \sigma'$ luôn là hằng số.

Một lớp đất sét (hình 10–15) chịu độ tăng ứng suất tổng đột ngột là $\Delta\sigma_1$ phân bố đều trên vùng bán vô hạn. Vào lúc chất tải (thời gian bằng không), áp lực nước lỗ rỗng ở trong lớp sẽ tăng giống nhau là Δu_o (ở đây $\Delta u_o = \Delta\sigma_1$) trên toàn bộ bề dày H của lớp đất. Điều đó được thể hiện bằng biểu đồ abcd trong hình 10–15b.

Sau thời gian trôi qua t, sự thoát nước vào các lớp cát nằm trên và phía dưới sẽ làm cho áp lực nước lỗ rỗng dư giảm, trong mặt cắt là phần abcd không đánh bóng.



Hình 10–15. Sự phân bố áp lực lỗ rỗng dư trong một lớp đất sét chịu độ tăng ứng suất thẳng đứng giống nhau
a) mặt cắt ; b) phân bố áp lực lỗ rỗng dư

Bây giờ, xét một lớp phân tố có bề dày dz trong lớp đất sét, tại thời điểm t có áp lực lỗ rỗng dư là u. Bằng cách đưa vào các ống đo áp giả thuyết (hình 10–15a), có thể thấy là qua phân tố áp lực nước lỗ rỗng giảm đi dh.

Hình 10–16 cho thấy một phần lăng trụ của lớp phân tố có kích thước là dx, dy, dz. Sự thoát nước qua mẫu là một chiều theo hướng z với gradien thủy lực là $-\partial h / \partial z$. Theo định luật Darcy, các điều kiện của dòng thấm sẽ là :

Dòng thấm ra : $q_{zo} = vA = kiA$ (A – diện tích của dòng thấm)

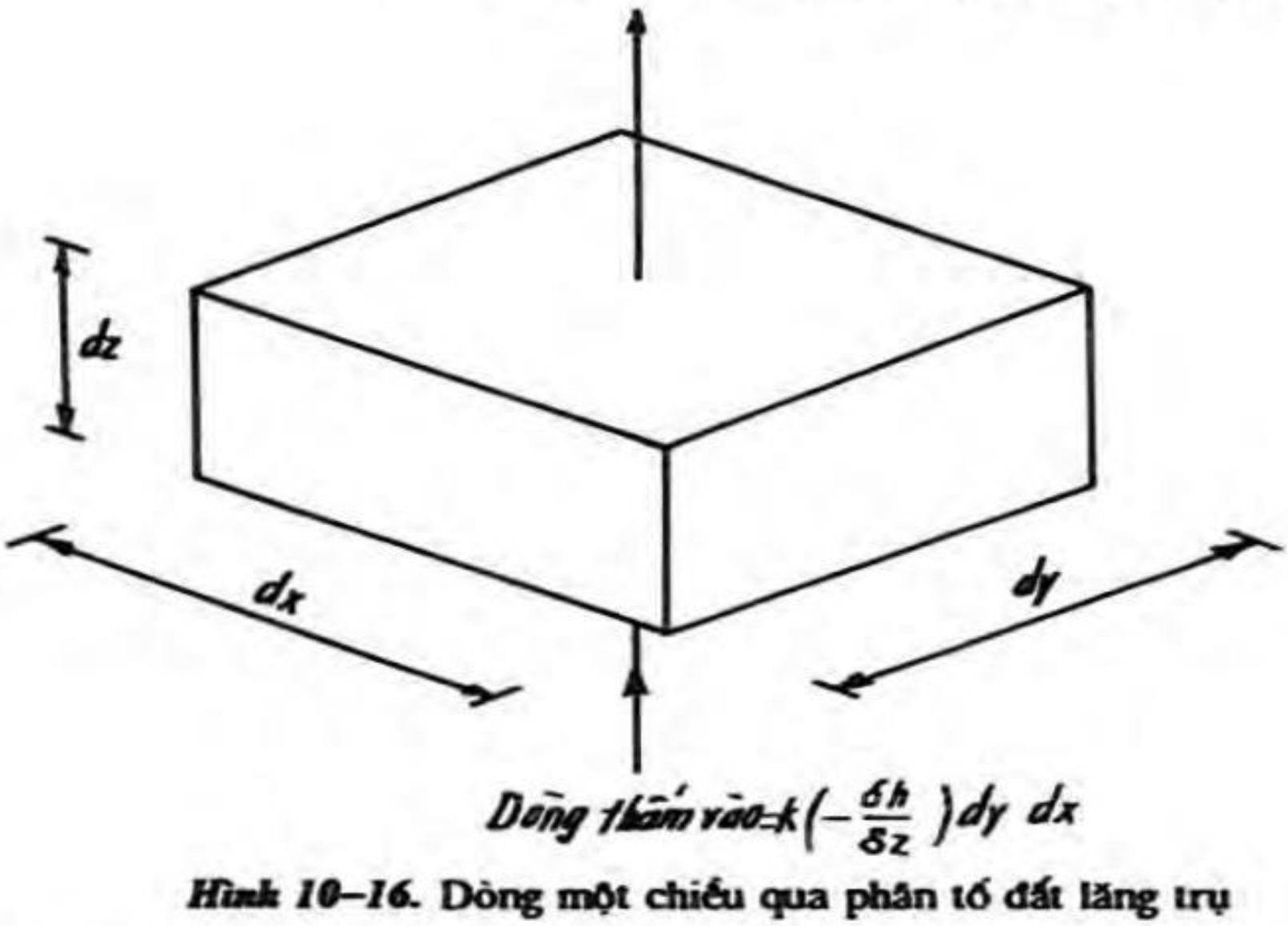
$$= -k \frac{\partial h}{\partial z} dxdy$$

Dòng thấm vào : $q_{z1} = -k \frac{\partial h}{\partial z} dxdy + k \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right) dzdxdy$

Do vậy, lưu lượng thực của dòng thấm ra khỏi phân tố :

$$-k\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}dxdydz$$

ở đây : k – hệ số thấm (hay độ dẫn thủy lực).



Hình 10–16. Dòng một chiều qua phân tố đất lăng trụ

Thể tích lỗ rỗng trong phân tố là :

$$\frac{e}{1+e}dxdydz$$

Vì thế lượng thay đổi thể tích lỗ rỗng là :

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{e}{1+e}dxdydz\right) = \frac{\partial e}{\partial t}\cdot\frac{1}{1+e}dxdydz$$

Bây giờ lưu lượng dòng thấm ra khỏi phân tố phải bằng lượng thay đổi thể tích lỗ rỗng, vì thế :

$$k\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t}\cdot\frac{1}{1+e}$$

Nhưng $\partial h = \frac{\partial u}{\gamma_w}$ và $m_v = -\frac{\partial e}{\partial \sigma'}\cdot\frac{1}{1+e}$;

Và $\partial e / \partial \sigma'$ đã giả thiết là hằng số và σ luôn không đổi

Thay thế $$\frac{k\partial^2 u}{\gamma_w \partial z^2} = -m_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t},$$

hay $$\frac{k\partial^2 u}{m_v \gamma_w \partial z^2} = -\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Nếu *hệ số cố kết* được định nghĩa là :

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \qquad [10.8]$$

thì $$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \qquad [10.9]$$

Đó là phương trình vi phân cơ bản của cố kết.

Để nhận được lời giải cho phương trình [10.9], các hệ số không thứ nguyên sau đây được thay vào :

Độ cố kết $$U_z = \frac{e_o - e}{e_f - e_o} = \frac{u_o - u}{u_o}$$

Hệ số thời gian $$T_v = \frac{c_v t}{d^2}.$$

Hệ số đường thoát nước $$Z = \frac{z}{d}$$

ở đây : e_o – hệ số rỗng ban đầu,
e – hệ số rỗng sau thời gian t,
e_f – hệ số rỗng cuối,
u_o – áp lực nước lỗ rỗng dư ban đầu, $u_o = \Delta\sigma_1$,
u – áp lực nước lỗ rỗng dư sau thời gian t,
t – thời gian,
d – chiều dài đường thoát nước.

đều lấy tại độ sâu z khi $\frac{\partial e}{\partial \sigma'}$ và σ_1 luôn là hằng số

Sau khi thay vào, phương trình trở thành :

$$\frac{\partial^2 U_z}{\partial Z^2} = \frac{\partial U_z}{\partial T_v}$$

Nhóm: các điều kiện cố kết phổ biến nhất được miêu tả trong hình 10–15, khi có thoát nước một chiều, sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng dư ban đầu trên chiều dày lớp là bằng nhau với ứng suất tổng là hằng số theo thời gian. Trong trường hợp thí nghiệm nén cũng dùng các điều kiện như vậy. Các điều kiện biên sẽ là :

$T_v = 0$ tới ∞	$Z = 0$	$u = 0$
$T_v = 0$ tới ∞	$Z = 2$	$u = 0$
$T_v = 0$	$Z = 0$ tới 2	$u = \Delta\sigma_1$

Cho lời giải sau đây :

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin(MZ) e^{-2M^2 T_v} \qquad [10.10]$$

ở đây : $M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$

$m = 0, 1, 2, \ldots$

Dĩ nhiên, đó là độ cố kết tương ứng với độ sâu riêng biệt z. *Độ cố kết trung bình* trong lớp được cho bởi :

$$\overline{U} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{M^2 T_v} \qquad [10.11]$$

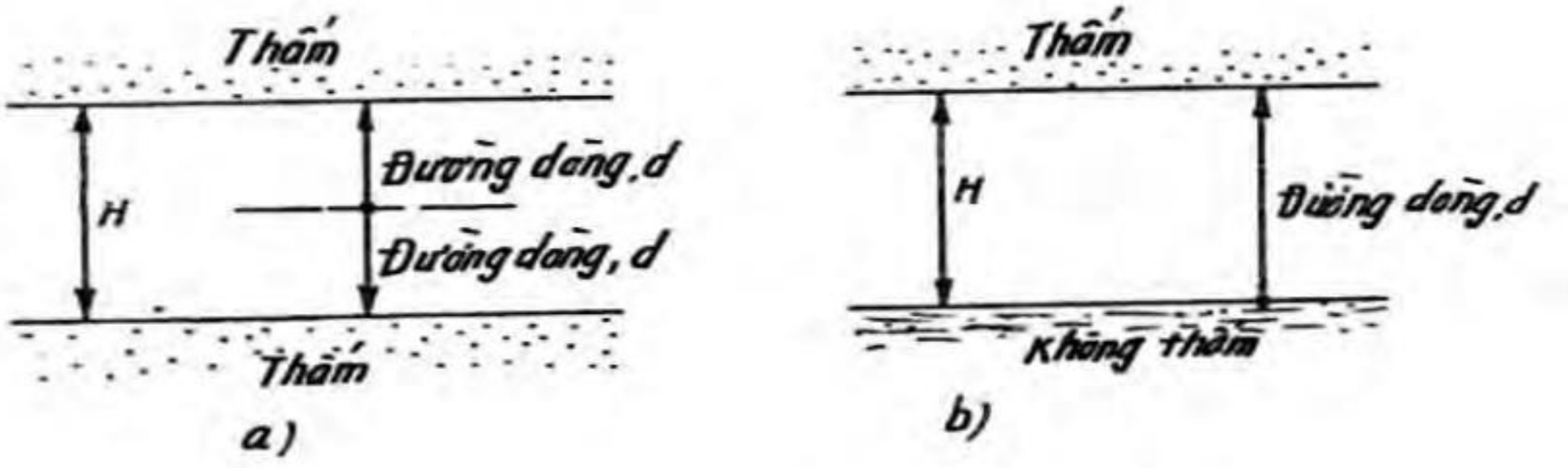
ở đây : $\overline{U} = \frac{S_t}{S_f}$

S_t – độ lún do cố kết tại thời điểm t tương ứng với giá trị riêng biệt của T_v ;

S_f – độ lún cuối cùng do cố kết.

Ảnh hưởng của điều kiện thoát nước và ứng suất ban đầu

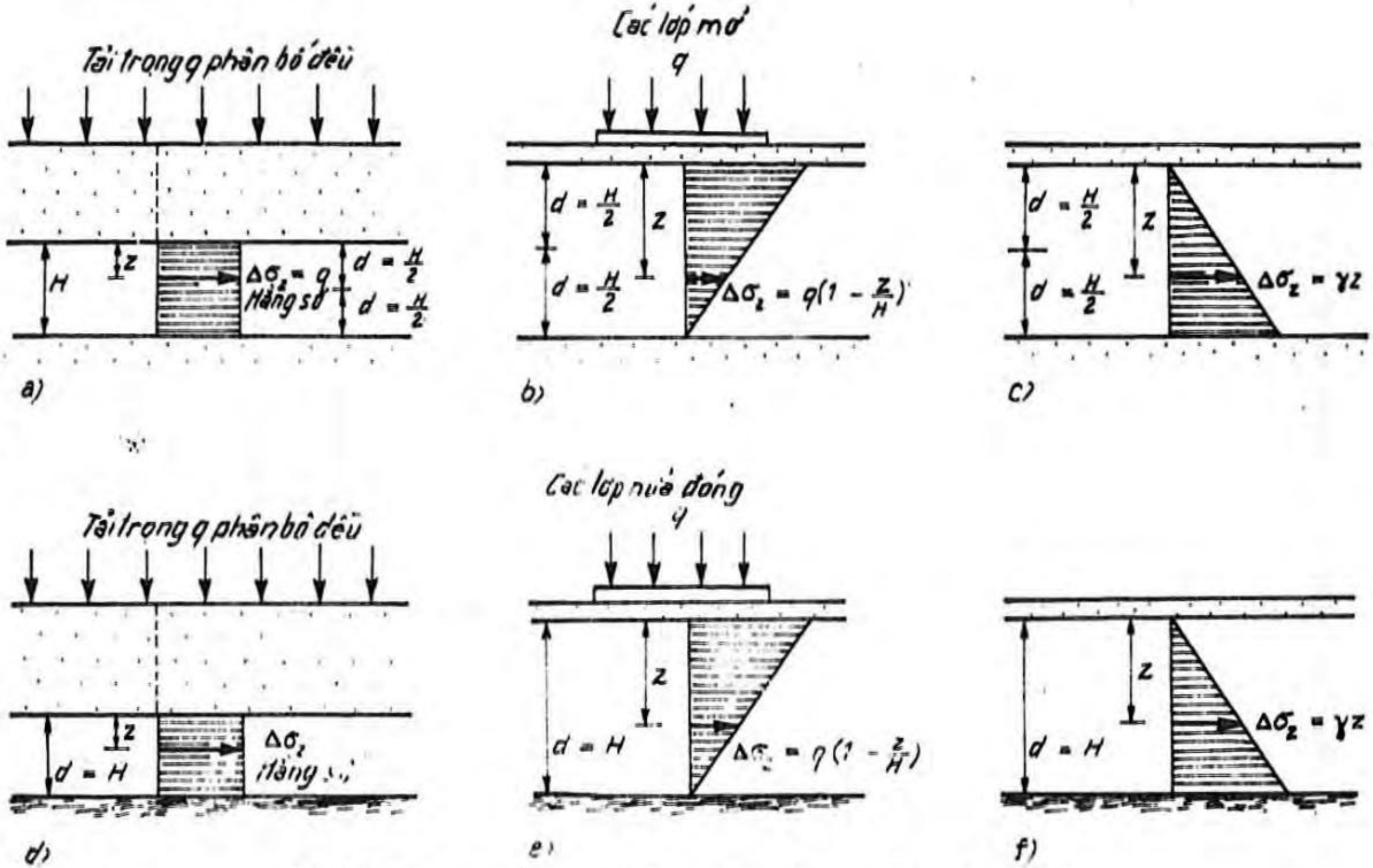
Các đường cong biểu thị sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng (hình 10–15b) được gọi là các *đường đẳng thời* và dạng của chúng phụ thuộc vào sự phân bố ban đầu của số gia ứng suất tổng $\Delta\sigma_1$ (và do thế là sự phân bố của áp lực nước lỗ rỗng dư) trên chiều dày lớp và cũng phụ thuộc cả vào điều kiện thoát nước ở biên trên và dưới của lớp. Khi lớp thoát nước tự do ở cả mặt trên và dưới lớp thì được gọi là *lớp mở* và chiều dài của đường thoát nước d bằng nửa bề dày lớp (hình 10–17). Nếu thoát nước tự do chỉ xảy ra ở một biên được gọi là *lớp nửa đóng* và chiều dài của đường thoát nước bằng bề dày lớp.



Hình 10–17. Lớp mở và lớp nửa đóng
a) lớp mở : d = H/2 ; b) lớp nửa đóng : d = H

Một biên không thấm có thể xảy ra ở dạng một móng bêtông (mặc dù một số bêtông có thể thấm nước) hay lớp sét khác hoặc đá có tính thấm rất nhỏ. Biên thấm xảy ra ở dạng đất không dính, các đá thấm được (như cát kết), móng nằm dưới là vật liệu rắn chắc, các lớp than bùn.

Một số kiểu phân bố ứng suất ban đầu khác có thể nảy sinh trong thực tế theo dạng của hoàn cảnh xây dựng. Các kiểu cho sự phân bố tuyến tính (hoặc gần đúng là tuyến tính) đơn giản được xem là các kiểu cơ bản. Hình 10–18 cho thấy các kiểu cơ bản trong lớp mở lẫn lớp nửa đóng. Có thể xảy ra sự phân bố phức tạp hơn nhưng xử lí bằng cách như là tình trạng trung gian giữa các kiểu cơ bản. Ví dụ, sự phân bố ở bên trong một khối đắp mới chịu tải



Hình 10–18. Các kiểu phân bố ứng suất cơ bản trong bài toán cố kết

a) đồng đều (tải trọng mở rộng) ; b) giảm tuyến tính theo độ sâu (tải trọng dạng dải) ; c) tăng tuyến tính theo độ sâu (trọng lượng bản thân của đất mới đắp) ; d) đồng đều ; e) giảm tuyến tính theo độ sâu ; f) tăng tuyến tính theo độ sâu.

trọng phụ trên mặt sẽ gấn hình thang, có nghĩa ở giữa kiểu phân bố đều và phân bố tăng theo độ sâu.

Nhằm bao trùm được hầu hết các trường hợp thực tế, chỉ cần xem xét lời giải của ba trường hợp cho phương trình [10.11], đó là :

Trường hợp 0 : Dùng cho tất các phân bố tuyến tính trong lớp hở và cho sự phân bố đều trong lớp nửa đóng như thấy ở hình 10–18a, b, c, d.

$$\overline{U}_o = 1 - \frac{8}{\pi^2}\left(e^{-(\pi/4)T_v} + \frac{1}{9}e^{-(9\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{25}e^{-(25\pi^2/4)T_v} + \ldots\right) \qquad [10.12]$$

Trường hợp 1 : Dùng cho sự phân bố ứng suất giảm tuyến tính theo độ sâu trong lớp nửa đóng, như thấy ở hình 10–18e.

$$\overline{U}_1 = 1 - \frac{32}{\pi^3}\left(e^{-(\pi^2/4)T_v} - \frac{1}{27}e^{-(9\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{125}e^{-(25\pi^2/4)T_v} + \ldots\right) \qquad [10.13]$$

Trường hợp 2 : Dùng cho sự phân bố ứng suất tăng tuyến tính theo độ sâu trong lớp nửa đóng, như thấy ở hình 10–18f

$$\overline{U}_2 = 1 - \frac{16}{\pi^3}\left[(\pi - 2)e^{-(\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{27}(3\pi - 2)e^{-(9\pi^2/4)T_v} + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{125}(5\pi - 2)e^{-(25\pi^2/4)T_v} + \ldots\right] \qquad [10.14]$$

Cũng có thể chứng minh rằng

$$\overline{U}_2 = 2U_o - \overline{U}_1 \qquad [10.15]$$

Vì thế khi biết $\overline{U}_o$ và $\overline{U}_1$, có thể đánh giá được $\overline{U}_2$.

Để việc tính toán có khả năng thực hiện đơn giản, giá trị T_v tương ứng với một khoảng giá trị của U đã được tính đối với ba trường hợp và cho trong bảng 10–1.

Trường hợp hình thang

Có thể nhận được giá trị T_v cho trường hợp hình thang theo các biểu thức sau :

Trường hợp 0 – 1 : $T_v = T_{v(o)} + (T_{v(o)} - T_{v(1)})I_{o1}$ [10.16]

Trường hợp 0 – 2 : $T_v = T_{v(o)} + (T_{v(o)} - T_{v(2)})I_{o2}$ [10.17]

ở đây : các giá trị $T_{v(o)}$; $T_{v(1)}$ và $T_{v(2)}$ tương ứng với trường hợp 0, 1 và 2 và giá trị của hệ số I_{o1} và I_{o2} nhận được theo bảng 10–2.

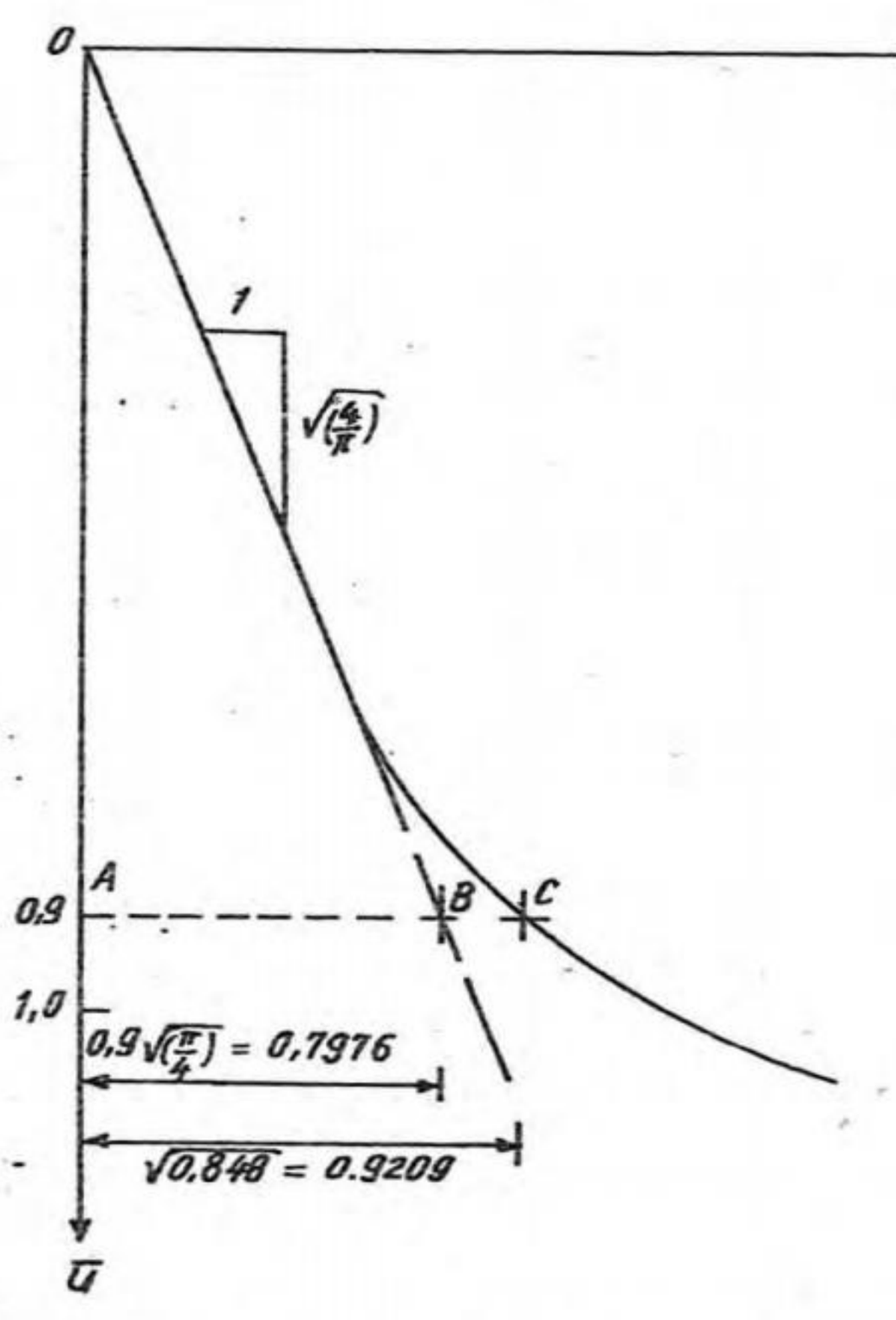
10.5. Xác định c_v từ thí nghiệm nén (hộp nén oedometer)

Phương pháp căn bậc hai của thời gian (phương pháp Taylor)

Trong phương pháp này, các điều kiện biên được giả thiết là các điều kiện để các phương trình [10.10] và [10.11] là đúng đắn. Lời giải gần đúng sau đây cho phương trình [10.11] có sai số nhỏ hơn 1% với giá trị $\overline{U}$ ở giữa 0 và 0,6.

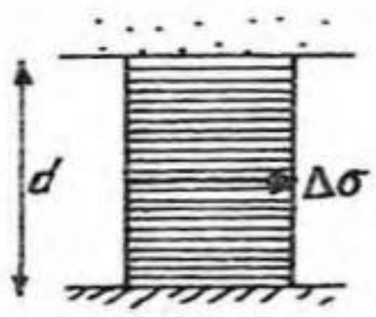
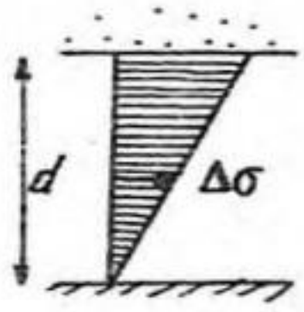
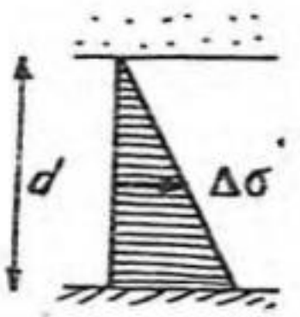
$$\overline{U} \simeq \sqrt{\left(\frac{4T_v}{\pi}\right)} \qquad [10.18]$$

Khi vẽ $\overline{U}$ theo $\sqrt{T_v}$, có được một đồ thị đường thẳng với độ dốc là $\sqrt{(4/\pi)}$ (hình 10–19). Sẽ thấy là khi $U > 0,6$, đường cong bắt đầu rời khỏi đồ thị đường thẳng.

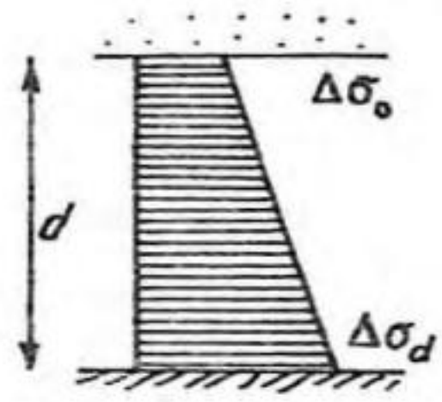
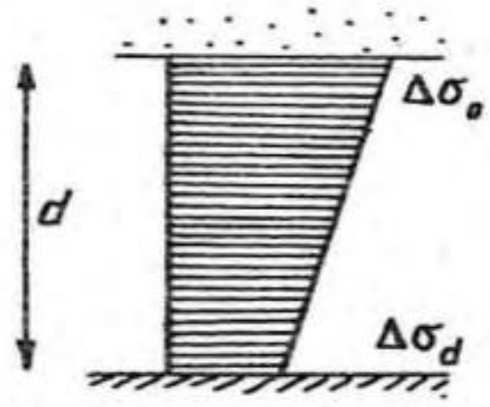


Hình 10–19. Đường cong lí thuyết cố kết sơ cấp

BẢNG 10–1. CÁC GIÁ TRỊ CỦA HỆ SỐ THỜI GIAN T_v

Độ cố kết trung bình	Hệ số thời gian T_v		
	Trường hợp 0	Trường hợp 1	Trường hợp 2
$D = \frac{S_t}{S_f}$	 và tất cả phân bố tuyến tính ở lớp mở		
0,1	0,008	0,047	0,003
0,2	0,031	0,100	0,009
0,3	0,071	0,158	0,024
0,4	0,126	0,221	0,048
0,5	0,197	0,294	0,092
0,6	0,287	0,383	0,160
0,7	0,403	0,500	0,271
0,8	0,567	0,665	0,440
0,9	0,848	0,940	0,720
1,0	∞	∞	∞
Khi $T_v = 2,0$	$\bar{U} = 0,994$	0,993	0,996

BẢNG 10–2. CÁC HỆ SỐ ĐỂ TÌM T_v TRONG TRƯỜNG HỢP HÌNH THANG

Các trường hợp 0 – 1		Các trường hợp 0 – 2	
			
$\frac{\Delta\sigma_o}{\Delta\sigma_d}$	I_{o1}	$\frac{\Delta\sigma_o}{\Delta\sigma_d}$	I_{o2}
0	1,0	1,0	1,0
0,1	0,84	1,5	0.83
0,2	0,69	2,0	0,71
0,3	0,56	2,5	0,62
0,4	0,46	3,0	0,55
0,5	0,36	3,5	0,50
0,6	0,27	4	0,45
0,7	0,19	5	0,39
0,8	0.12	7	0,30
0,9	0.06	10	0,23
1,0	0	20	0.13

Để tìm điểm C, trên đường cong, tương ứng với $\overline{U} = 0,9$ cần hiệu chỉnh hình vẽ theo đường thẳng.

Trong hình 10–19, ta có : $AB = 0,9\sqrt{\left(\frac{\pi}{4}\right)} = 0,7976$

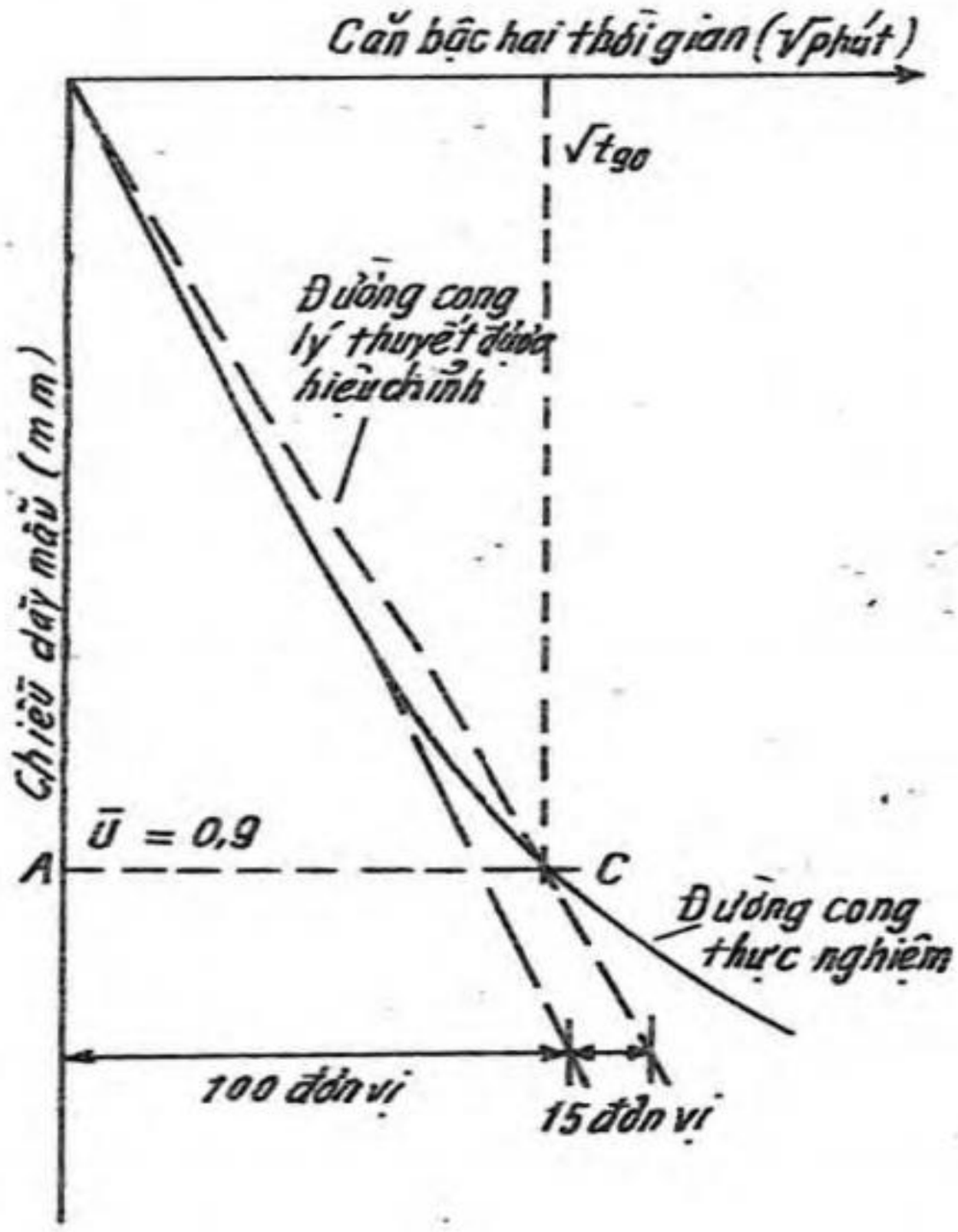
$AC = \sqrt{848}$ (xem bảng 10–1)

$= 0,9209$

Hệ số hiệu chỉnh $= \frac{0,9209}{0,7976} = 1,15$

Đường cong lí thuyết là đường không thứ nguyên và dường như phù hợp với đường cong thí nghiệm trong phòng được vẽ theo số

đọc của bề dày mẫu với căn bậc hai của thời gian (hình 10–20). Đường thẳng tốt nhất được vẽ qua phần của đường cong biểu thị $\overline{U} > 0,6$ với độ dốc được hiệu chỉnh bằng cách tăng hoành độ lên 1,15 lần. Đường thẳng "đã hiệu chỉnh" này xem như cắt đường cong thí nghiệm tại điểm biểu thị 90% cố kết sơ cấp ($\overline{U} = 0,9$) sẽ cho khoảng chắn trên trục thời gian bằng $\sqrt{t_{90}}$ tương ứng với $\sqrt{T_{90}}$ trên đường cong lí thuyết.



Hình 10–20. Phương pháp căn bậc hai của thời gian

Theo định nghĩa $T_v = \dfrac{c_v t}{d^2}$, vì thế :

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{d^2}$$

Rút ra : $$c_v = \frac{T_{90} d^2}{t_{90}} \qquad [10.19]$$

Các hệ số nén

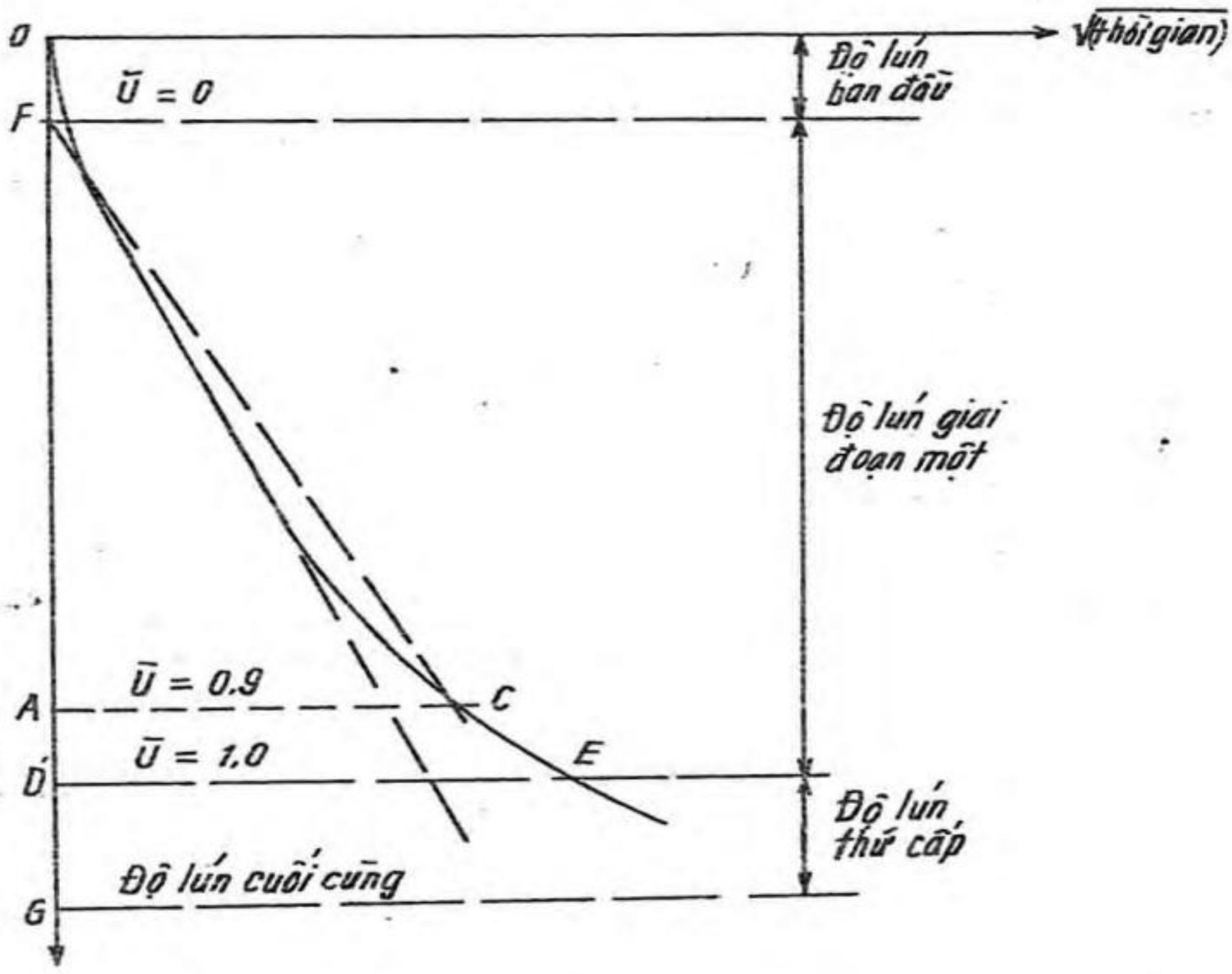
Đường cong thí nghiệm gồm có ba phần :

a) Nén ban đầu : biểu thị bởi một đoạn cong ngắn, chủ yếu là do không khí có mặt trong đất bị nén hay các hạt định hướng lại

chút ít ; trong giai đoạn này, giả thiết là chỉ có không khí (mà không có nước) thoát ra.

b) Nén giai đoạn một (nén sơ cấp) : bắt đầu ngay khi nước bị ép khỏi đất và được biểu thị bằng phần đường cong từ $\overline{U} = 0$ tới $\overline{U}$ xấp xỉ bằng 1,0 (mặc dù phần nào đã xảy ra nén giai đoạn hai)

c) Nén giai đoạn hai (nén thứ cấp) : biểu thị bằng phần cong cuối cùng của đường cong, nén tiếp tục diễn ra sau khi áp lực nước lỗ rỗng đã bằng không và được hiểu là do sự định hướng lại một cách chậm chạp của các hạt đất do tính nhớt cao của lớp nước hấp phụ.



Hình 10–21. Nén ban đầu, nén giai đoạn một và giai đoạn hai của đất

Điểm bắt đầu thực cho nén giai đoạn một có được bằng cách kéo lùi phần thẳng của đường cong tới gặp trục bề dày tại thời gian bằng không (hình 10–21). Điểm này biểu thị $\overline{U} = 0$ và phần

nén giai đoạn một của đường cong này kéo dài giữa U = 0 và U = 1,0.

Đôi khi các hệ số sau đây được dùng, cho biết giá trị tương đối của độ nén ban đầu, giai đoạn một và giai đoạn hai (hình 10–24) :

Trên trục bề dày : OF – độ nén ban đầu ;

FD – độ nén giai đoạn một ; FD = FA/0,9 ;

DG – độ nén giai đoạn hai ;

OG – độ nén tổng.

Hệ số nén ban đầu $$r_i = \frac{OF}{OG}$$ [10.20]

Hệ số nén giai đoạn một $$r_p = \frac{FD}{OG}$$ [10.21]

Hệ số nén giai đoạn hai $$r_s = \frac{DG}{OG}$$ [10.22]

Ví dụ mẫu 10.5. *Trong một giai đoạn chất tải của thí nghiệm cố kết, sự thay đổi bề dày mẫu ghi được như sau :*

Thời gian (phút)	0,00	0,04	0,25	0,50	1,00	2,25	4,00	6,25	9,00
Thay đổi bề dày mẫu (mm)	0,00	0,121	0,233	0,302	0,390	0,551	0,706	0,859	0,970
Thời gian (phút)	12,25	16,00	25,00	36,00	64,00	100	360	1440	
Thay đổi bề dày mẫu (mm)	1,065	1,127	1,205	1,251	1,300	1,327	1,401	1,482	

Lúc kết thúc giai đoạn cuối (1440 phút), bề dày mẫu là 17,53 mm ứng suất tăng lên tới 100 kN/m^2 và độ ẩm là 24,7%.

Dùng phương pháp căn bậc hai của thời gian, hãy xác định :

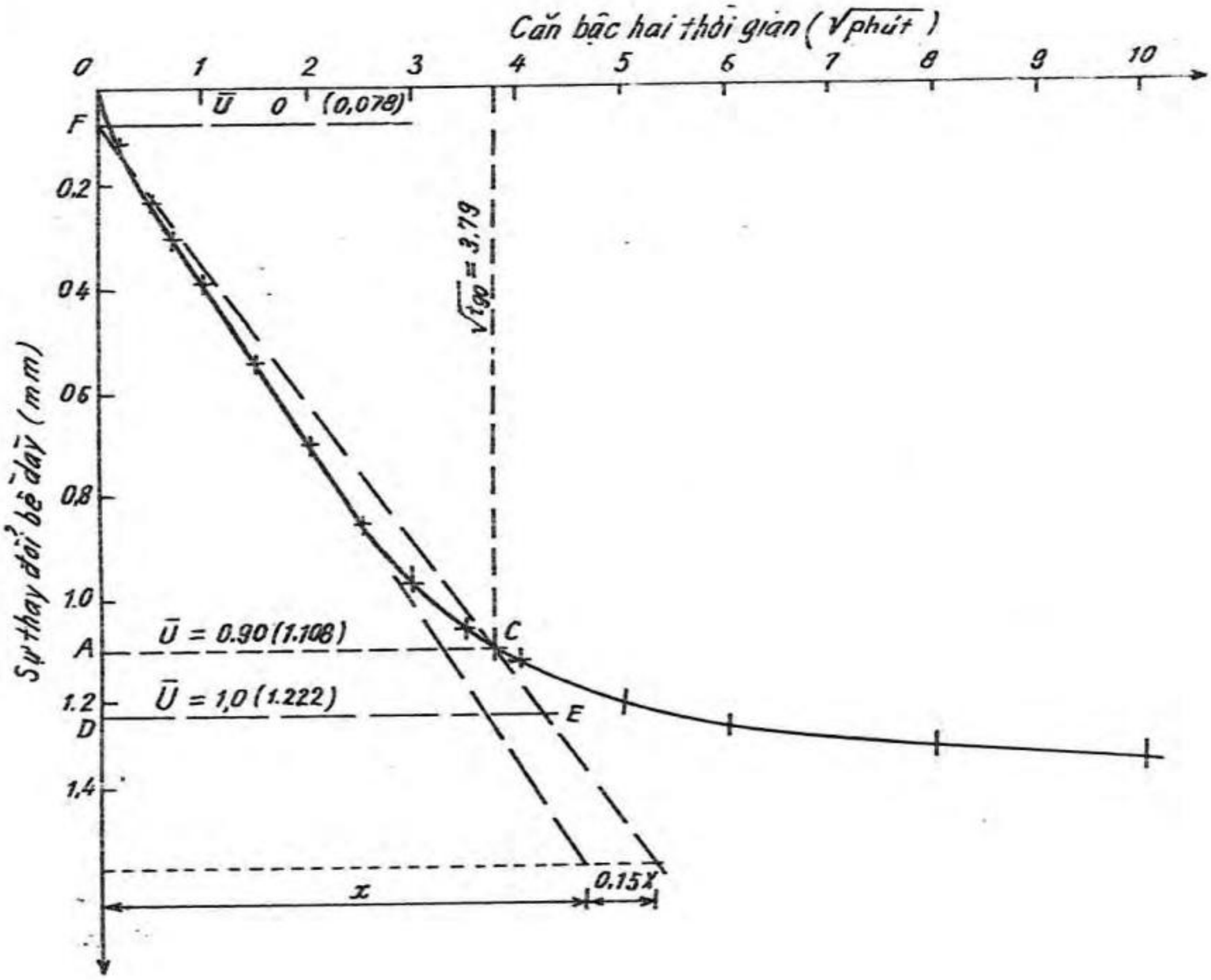
a) hệ số cố kết c_v ;

b) hệ số nén ban đầu và giai đoạn một ;

c) hệ số nén thể tích m_v và hệ số thấm, giả thiết G_s = 2,70.

Bài giải

Trước hết, chọn tỉ lệ thích hợp lập trục căn bậc hai thời gian, trục thay đổi bề dày mẫu và vẽ các điểm của đường cong thí nghiệm (hình 10–22).



Hình 10–22. Đường quan hệ thay đổi bề dày mẫu – căn bậc hai thời gian cho ví dụ mẫu 10.5

Bây giờ, vẽ đường thẳng tốt nhất qua các điểm ở trong 60% đầu tiên hoặc cũng như thế của đồ thị. Đường thẳng này cắt trục bề dày tại vị trí $\overline{U} = 0$ (điểm F), tương ứng với sự thay đổi bề dày mẫu là Δh_o ($\Delta h_o = 0{,}078$ mm).

Tiếp đó, vẽ một đường thẳng với hoành độ 1,15 lần hoành độ của đường thẳng thứ nhất. Giả thiết đường thẳng hiệu chỉnh này cắt đường cong thí nghiệm tại điểm C có $\overline{U} = 0,90$.

a) Từ đồ thị $\sqrt{t_{90}} = 3,79$ nên $t_{90} = 14,36$ phút

Từ bảng 10–1 : $T_{90} = 0,848$

Trong giai đoạn này, bề dày trung bình của mẫu $= 17,53 + \frac{1,482}{2}$

$= 18,27$ mm

chiều dài của đường thoát nước $d = \frac{18,27}{2} = 9,14$ mm

Vì thế, tính hệ số cố kết c_v theo phương trình [10.19] :

$$c_v = \frac{T_{90}\, d^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \times 9,14^2}{14,36}$$

$$= \underline{4,93\ mm^2/ph.}$$

b) Từ đồ thị $\Delta h_{90} = 1,108$ mm

và $\Delta h_o = 0,078$ mm

Nên có $\Delta h_{100} = \frac{1,108 - 0,078}{0,90} + 0,078 = 1,222$ mm

Tổng $\Delta h = 1,482$ mm

Bởi vậy, hệ số nén ban đầu $r_i = \frac{0,078}{1,482} = \underline{0,053}$

và hệ số nén giai đoạn một $r_p = \frac{1,222 - 0,078}{1,482} = \underline{0,772}$

c) Hệ số rỗng cuối cùng $e_1 = m_1 G_s = 0,247 \times 2,70 = 0,667$

Bề dày ban đầu $h_o = 17,53 + 1,472 = 19,00$ mm

Sự thay đổi hệ số rỗng $\Delta e = \frac{\Delta h}{h_o}(1 + e_1)$

$$= \frac{1,482 \times 1,667}{19,00} = 0,130$$

Hệ số rỗng ban đầu $e_o = 0,667 + 0,130 = 0,797$

Hệ số nén thể tích tính theo phương trình [10.7] :

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_o}$$

$$= \frac{0,130 \times 10^3}{100 \times 1,797} = 0,723\ m^2/MN$$

Hệ số thấm xác định theo phương trình [10.8] :

$$k = c_v\, m_v\, \gamma_w = 4,93 \times 10^{-6} \times 0,723 \times 10^{-3} \times 9,81$$

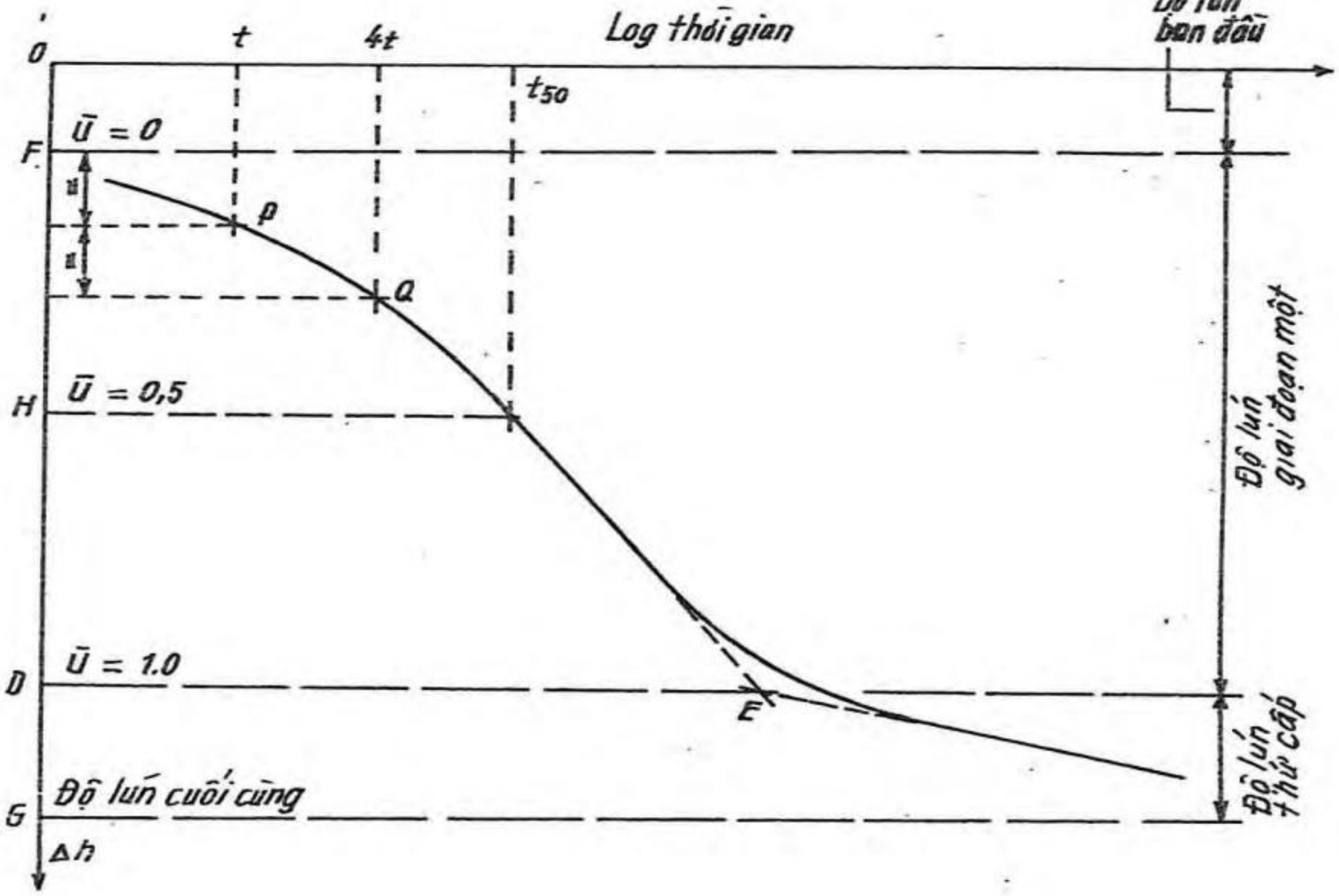
$$= \underline{3,5 \times 10^{-8}\ m/phút.}$$

Phương pháp lg thời gian (phương pháp của Casagrande)

Một phương pháp được lựa chọn để tìm c_v, do Casagrande đề xuất, dùng dạng đường cong thí nghiệm, là đồ thị vẽ bề dày theo lg thời gian. Đường cong lí thuyết gồm có ba phần : đường cong ban đầu xấp xỉ là đường parabol, phần đường thẳng ở giữa và đoạn cong cuối lấy trục thời gian làm đường tiệm cận (hình 10–23).

Sau khi vẽ đồ thị theo kết quả thí nghiệm, cần thiết định vị trí điểm F tương ứng với $\overline{U} = 0$. Vì phần đầu của đường cong xấp xỉ là đường parabol, việc đó thực hiện bằng chọn hai điểm P và Q trên đường cong với các giá trị t là hệ số của 1 : 4, có nghĩa 1 phút và 4 phút, 2 phút và 8 phút, ... Để định vị trí điểm F, bắt đầu từ P lấy lên phía trên bằng khoảng cách thẳng đứng giữa P và Q. Do vậy, OF là độ nén ban đầu.

Phần cuối của đường cong thí nghiệm phải tìm là gần thẳng nhưng không nằm ngang. Điểm E biểu thị $\overline{U} = 1,0$ được xác định là giao điểm của phần thẳng cuối cùng với của phần thẳng ở giữa. Độ nén của cố kết sơ cấp bằng FD. Dùng các phương trình [10.20], [10.21] và [10.22] tính được các hệ số nén.



Hình 10–23. Phương pháp lg thời gian

Chiếu điểm H lên đường cong (FH = HD = $\frac{1}{2}$ FD) tìm được điểm tương ứng với $\overline{U} = 0,5$. Bây giờ, giá trị t_{50} nhận được trên trục thời gian, còn giá trị c_v được tính như sau :

$$c_v = \frac{T_{50}\, d^2}{t_{50}} \qquad [10.23]$$

Tính thời gian lún

Hệ số cố kết thực sự không thể coi là hằng số cho một loại đất đã cho, vì rằng giá trị của nó phụ thuộc vào hệ số thấm k và hệ số nén thể tích m_v, cả hai hệ số này đều thay đổi : k với các thay đổi hệ số rỗng và m_v với các thay đổi ứng suất hiệu quả. Tuy nhiên, sự biến đổi của c_v có thể tương đối nhỏ suốt cả phạm vi ứng suất

giới hạn nên lấy bằng hằng số có thể là hợp lí. Nếu đã xác định được c_v, thì thời gian cần đạt độ cố kết nào đó sẽ tính từ phương trình :

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

cho thời gian lún $$t = \frac{T_v d^2}{c_v} \qquad [10\text{–}24]$$

Ví dụ mẫu 10.6. *Dùng phương pháp lg thời gian, làm lại ví dụ mẫu 10.5.*

Bài giải

Đầu tiên, chọn các tỉ lệ thích hợp, lập các trục lg thời gian và trục biến đổi bề dày và vẽ đồ thị theo các điểm của đường cong thí nghiệm (hình 10–24).

a) Để định vị trí $\overline{U} = 0$, chọn hai điểm P và Q trên đường cong sao cho $t_Q = 4t_P$. Vì đường cong xấp xỉ đường parabon nên song song với trục bề dày : FP = PQ.

Từ đồ thị : tại $t_P = 0{,}25$ phút, $\Delta h_p = 0{,}233$,

tại $t_Q = 1{,}00$ phút, $\Delta h_Q = 0{,}390$.

Vì thế $\Delta h_F = \Delta h_o = 0{,}233 - (0{,}390 - 0{,}233) = 0{,}076$ mm.

Bây giờ vẽ hai đường thẳng : một đi qua một số điểm cuối cùng của đường cong và đường kia qua các điểm ở phần giữa. Điểm E đặt tại giao điểm của hai đường này, tại đó $\overline{U} = 1{,}0$.

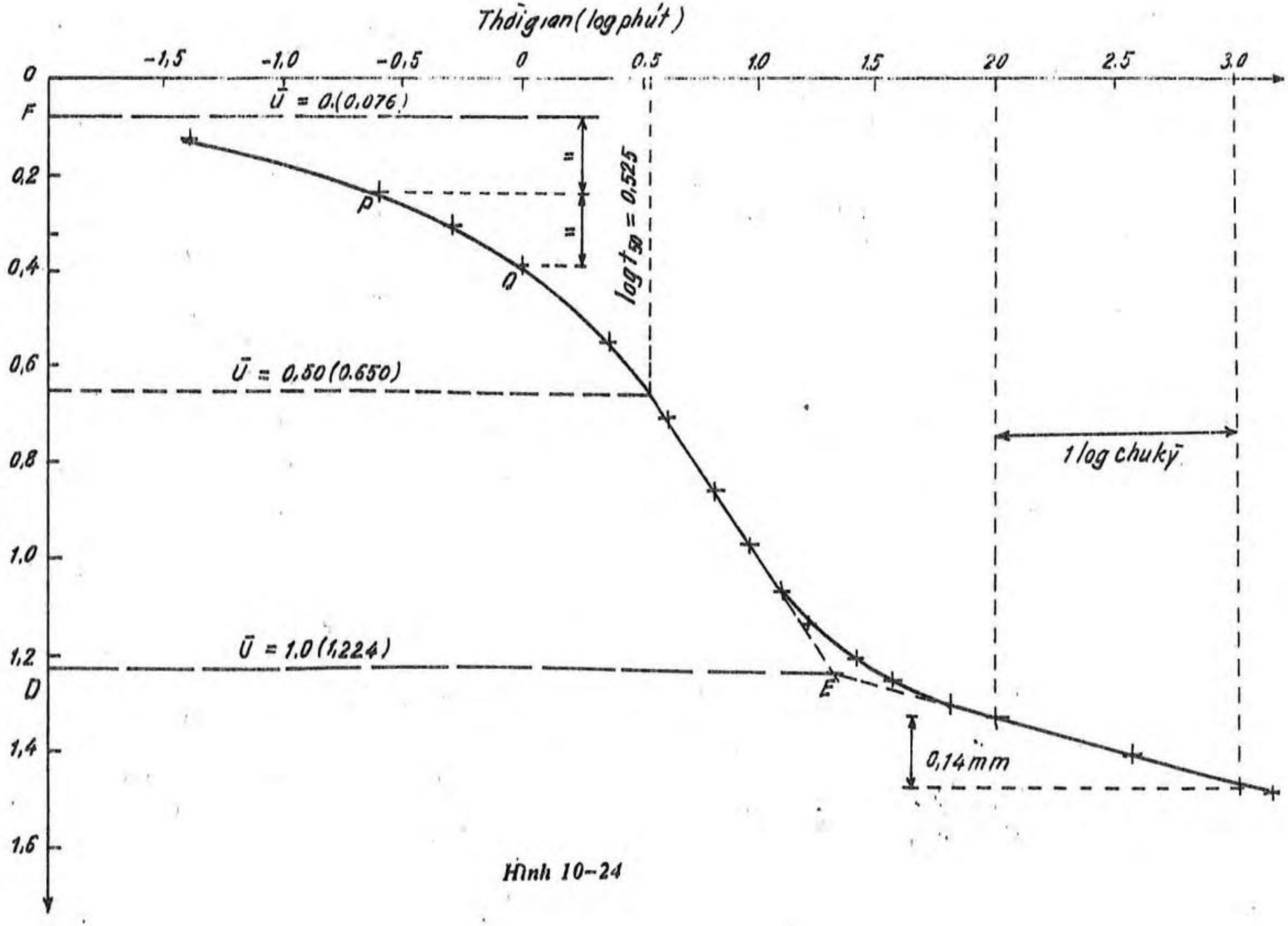
Từ đồ thị : $\Delta h_{100} = 1{,}224$ mm

Nên $$\Delta h_{50} = \frac{1{,}224 - 0{,}076}{2} + 0{,}076 = 0{,}050\,\text{mm}$$

Bây giờ định vị trí Δh_{50} trên đồ thị, lg t_{50} tìm được là 0,525 cho $t_{50} = 3{,}35$ phút.

Từ bảng 10–1 có $T_{50} = 0{,}197$.

Giống ví dụ mẫu 10.5, d = 9,14 mm.


Thời gian (log phút)
-1,5
-1,0
-0,5
0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
3,0
0
F
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
D
1,4
1,6
Ū = 0,(0,076)
Ū = 0,50 (0,650)
Ū = 1,0 (1,224)
P
Q
E
log t50 = 0,525
1 log chukỳ
0,14 mm
Thay đổi bề dày (mm)

Hình 10-24

Hệ số cố kết c_v được tính theo phương trình [10.23] :

$$c_v = \frac{T_{50}\, d^2}{t_{50}} = \frac{0{,}197 \times 9{,}14^2}{3{,}35}$$

$$= \underline{4{,}91 \text{ mm}^2/\text{ph}.}$$

b) Từ đồ thị $\Delta h_{100} = 1{,}224$ mm

và $\Delta h_o = 0{,}076$ mm

Tổng $\Delta h = 1{,}482$ mm

Do đó hệ số nén ban đầu $r_i = \frac{0{,}076}{1{,}482} = \underline{0{,}051}$

và hệ số nén của cố kết sơ cấp $r_p = \frac{1{,}224 - 0{,}076}{1{,}482} = \underline{0{,}775}$

c) Phần lời giải này giống hệt phần c) của ví dụ mẫu 10.5

Ví dụ mẫu 10.7. *Hệ số cố kết c_v cho một đất sét tìm được là 0,955 mm^2/ph. Độ lún cuối cùng do cố kết cho lớp đất sét này có bề dày 5m tính được là 280 mm. Giả thiết trên và dưới lớp sét là lớp thấm nước và có áp lực nước lỗ rỗng dư ban đầu phân bố đồng đều, hãy tính thời gian lún cho :*

a) 90% cố kết sơ cấp ;

b) độ lún đạt 100 mm.

Bài giải

Vì đó là một lớp mở, đường thoát nước $d = \frac{5{,}0}{2} = 2{,}5$m

và do sự phân bố Δu ban đầu là đồng đều nên $m = 1$

a) Từ bảng 10–1, với $\overline{U} = 0{,}90$ thì $T_{90} = 0{,}848$

Thời gian để đạt 90% độ lún :

$$t_{90} = \frac{T_{90}\, d^2}{c_v}$$

$$= \frac{0{,}848(2{,}5 \times 10^3)^2}{0{,}955} = 5{,}55 \times 10^6 \text{ ph.}$$

$$= \underline{10{,}55 \text{ năm}}$$

b) Để độ lún đạt 100 mm thì $\overline{U} = \frac{100}{280} = 0,357$

Từ bảng 10–1 bằng nội suy tuyến tính có $T_{35,7} = 0,102$

Thời gian để lún 100mm $\simeq t_{35,7} = \frac{0,102(2,5\times 10^3)^2}{0,955} = 0,668\times 10^6$ ph.

$= \underline{1,27 \text{ năm}}$

Quan hệ thoát nước – thời gian

Nếu hai mẫu của cùng loại đất sét, cả hai chịu độ tăng ứng suất hiệu quả như nhau và đạt độ cố kết giống nhau thì theo lí thuyết, tại điểm đó hệ số T_v/c_v trong mỗi mẫu phải như nhau. Vì thế, tồn tại quan hệ sau đây :

$$\frac{T_v}{c_v} = \frac{t_A}{d_A^2} = \frac{t_B}{d_B^2} \qquad [10.25]$$

ở đây : t_A – thời gian lún mẫu đất lớp A ;

t_B – thời gian lún mẫu đất lớp B ;

tương ứng với cùng giá trị T_v

d_A – đường thoát nước mẫu đất lớp A ;

d_B – đường thoát nước mẫu đất lớp B ;

Quan hệ này cho một phương pháp đơn giản để tính thời gian lún ở hiện trường từ các kết quả thí nghiệm trong phòng mà không cần đánh giá c_v.

Ví dụ mẫu 10.8. *Lớp đất sét tại một công trường có bề dày 6m ; yêu cầu tính thời gian để đạt 50% độ lún cuối cùng do cố kết. Thí nghiệm nén trong phòng cho một mẫu đất sét có bề dày 19 mm, điểm cố kết 50% đạt được sau 12 phút. Hãy xác định thời gian lún ở hiện trường cho độ cố kết 50% khi lớp sét :*

a) thoát nước hoàn toàn ở nóc và đáy lớp ;

b) chỉ thoát nước từ một mặt.

Bài giải

a) Phòng thí nghiệm $t_A = 12$ phút, $d_A = \frac{19,0}{2}$ mm

Công trường $t_B = ?$, $d_B = \frac{6000}{2}$ mm

Từ phương trình [10.25] $t_B = \frac{t_A d_B^2}{d_A^2}$

$$= \frac{12 \times 6000^2}{19^2} = 1,197 \times 10^6 \text{ phút}$$

$$= \underline{2,28 \text{ năm}}$$

b) Phòng thí nghiệm $t_A = 12$ phút, $d_A = \frac{19,0}{2}$ mm

Công trường $t_B = ?$, $d_B = 6000$ mm

$$t_B = \frac{12 \times 6000^2}{19^2} \times 2^2 = \underline{9,12} \text{ năm}$$

Ví dụ mẫu 10.9. *Dùng các số liệu trong ví dụ mẫu 10.8, hãy xác định thời gian trong phòng và ở công trường đạt được 90% độ cố kết.*

Bài giải

Thời gian cần để đạt 50% độ cố kết đã biết, vì thế dùng bảng 10–1 hoặc dùng $\overline{U} = \sqrt{(4T_v/\pi)}$ vì $\overline{U} < 0,6$ biết được T_{50}.

$$T_{50} = 0,5^2 \frac{\pi}{4} = 0,196$$

Từ bảng 10–1 có $T_{90} = 0,848$

Lúc này $$c_v = \frac{T_{50} d^2}{t_{50}} = \frac{T_{90} d^2}{t_{90}}$$

nhưng d là hằng số

Do vậy

$$t_{90} = t_{50} \times \frac{T_{90}}{T_{50}} = \frac{12,0 \times 0,848}{0,196} = 51,9 \text{ phút}$$

và cho lớp mở : ở công trường :

$$t_{90} = 51,9 \times 6000^2/19^2 = 5,175 \times 10^6 \text{ phút}$$

$$= \underline{9,85 \text{ năm}}$$

cho lớp nửa đóng : ở công trường :

$$t_{90} = 5,175 \times 10^6 \times 4 = 20,7 \times 10^6 \text{ phút}$$

$$= \underline{39,4 \text{ năm}}$$

10.6. Cố kết thứ cấp

Nếu lí thuyết của Terzaghi là một mô hình hoàn hảo của trạng thái cố kết thì sau khi áp lực nước lỗ rỗng dư đã hoàn toàn triệt tiêu, đất sẽ không nén thêm nữa. Việc nghiên cứu các đường cong điển hình e–lg thời gian chỉ ra rõ ràng là không xảy ra như vậy. Phần cuối của đường cong e–lg thời gian tìm được thường dốc và gần như tuyến tính. Đó là giai đoạn *cố kết thứ cấp*, hay đôi khi gọi là *nén thứ cấp* và thường là kết quả của một số dạng của cơ chế từ biến liên quan với cấu trúc của đất.

Một số yếu tố có ảnh hưởng đến độ lớn và tốc độ cố kết thứ cấp là : tỉ số ứng suất chính (σ'_1/σ'_3), tốc độ tăng tải, nhiệt độ xung quanh, lịch sử ứng suất, bề dày lớp. Ngoài ra, cố kết thứ cấp dường như lớn hơn trong đất hữu cơ tại ứng suất thấp hơn ứng suất cố kết trước và khi chất tải ở điều kiện K_o (trái với chất tải đẳng hướng).

Trong tình trạng kĩ năng hiện nay, chưa thiết lập được lí thuyết có sự tin cậy được thừa nhận về hiện tượng từ biến này. Với mục đích thiết kế, việc dùng định nghĩa sau đây về *hệ số cố kết thứ cấp* được chấp nhận.

C_α – sự thay đổi bề dày đơn vị cho mỗi lg – chu kì của thời gian sau khi U = 1,0 đã bị vượt [10.26].

Ngoài ra, *độ lớn của cố kết thứ cấp* là :

s_c – sự thay đổi bề dày gây ra do tác dụng của tải trọng sau khi áp lực nước lỗ rỗng dư triệt tiêu hoàn toàn và tải trọng truyền toàn bộ từ nước trong đất sang cấu trúc của đất.

Với mục đích thực tiễn, C_α có thể đo được từ độ dốc của đường cong e–lg thời gian nằm giữa t = 100 phút và t = 1000 phút hoặc nằm giữa t = 1000 phút và t = 10000 phút. Các giá trị của C_α sắp xếp có thứ tự gần đúng như sau :

Đất sét quá cố kết : $C_\alpha \leqslant 0{,}005$

Đất sét cố kết thông thường : $C_\alpha = 0{,}005 \div 0{,}05$

Đất hữu cơ : $C_\alpha = 0{,}05 \div 0{,}5$ Với đất tự nhiên, tỉ số C_α/C_c thường ở trong phạm vi 0,025 ÷ 0,10 ; còn đất hữu cơ phải dùng giá trị cao hơn (Mesri và Godlewski, 1977).

Ví dụ mẫu 10.10. *Dùng số liệu cho trong ví dụ mẫu 10.6 và đồ thị ở hình 10–24, hãy xác định hệ số cố kết thứ cấp cho đất.*

Bài giải

Trong hình 10–24, sự thay đổi bề dày liên quan với lg – chu kì từ t = 100 phút tới t = 1000 phút là 0,14 mm.

Tại t = 100 phút, bề dày là : 17,53 + (1,482 – 1,327) = 17,69 mm.

Tại t = 1000 phút, bề dày là : 17,69 – 0,14 = 17,55 mm.

Trong lúc lg – chu kì này, bề dày trung bình là 17,62 mm.

Vì thế $C_\alpha = 0{,}14/17{,}62 = \underline{0{,}0079}$.

Câu hỏi về ảnh hưởng của cố kết thứ cấp tới việc đo lường độ cố kết sơ cấp trong giai đoạn tiếp theo thường được đặt ra. Một số nghiên cứu (Olson, 1986) cho thấy là, với một giai đoạn đã cho phải dùng độ nén tổng để tính hệ số rỗng và không phải hiệu chỉnh cho cố kết thứ cấp. Tuy nhiên, dạng của đường cong $S - \sqrt{t}$ có thể bị ảnh hưởng, vì rằng đã quan sát thấy có độ lõm xuống phần nào

trong các giai đoạn đặt tải tiếp sau giai đoạn đã có cố kết thứ cấp đáng kể.

10.7. Thí nghiệm gia tải liên tục

Cách thức gia tải từng cấp, như đã tiến hành trong thí nghiệm nén tiêu chuẩn, được sử dụng rộng rãi và cho một quy trình đơn giản về trình tự thí nghiệm, nhưng chúng có một số bất lợi nghiêm trọng. Các bất lợi này hoặc được loại bỏ hoặc giảm tối đa bằng thí nghiệm gia tải liên tục :

a) Có thể giảm khoảng thời gian để hoàn thành thí nghiệm bằng cách giải phóng được thiết bị và tăng sự quay vòng công việc.

b) Người làm thí nghiệm có thể chọn tốc độ thí nghiệm, vì thế đất có hệ số thấm cao hơn có thể thí nghiệm nhanh hơn chẳng hạn như khoảng 2 giờ cho đất kaolin trong khi phải mất 48 giờ cho đất sét London.

c) Trình tự gia tải có thể tự động hóa và vì thế cường độ lao động giảm đi.

d) Các số liệu liên tục về ứng suất, biến dạng, thời gian được thu thập sẽ cung cấp các tài liệu rõ nét và tin cậy hơn.

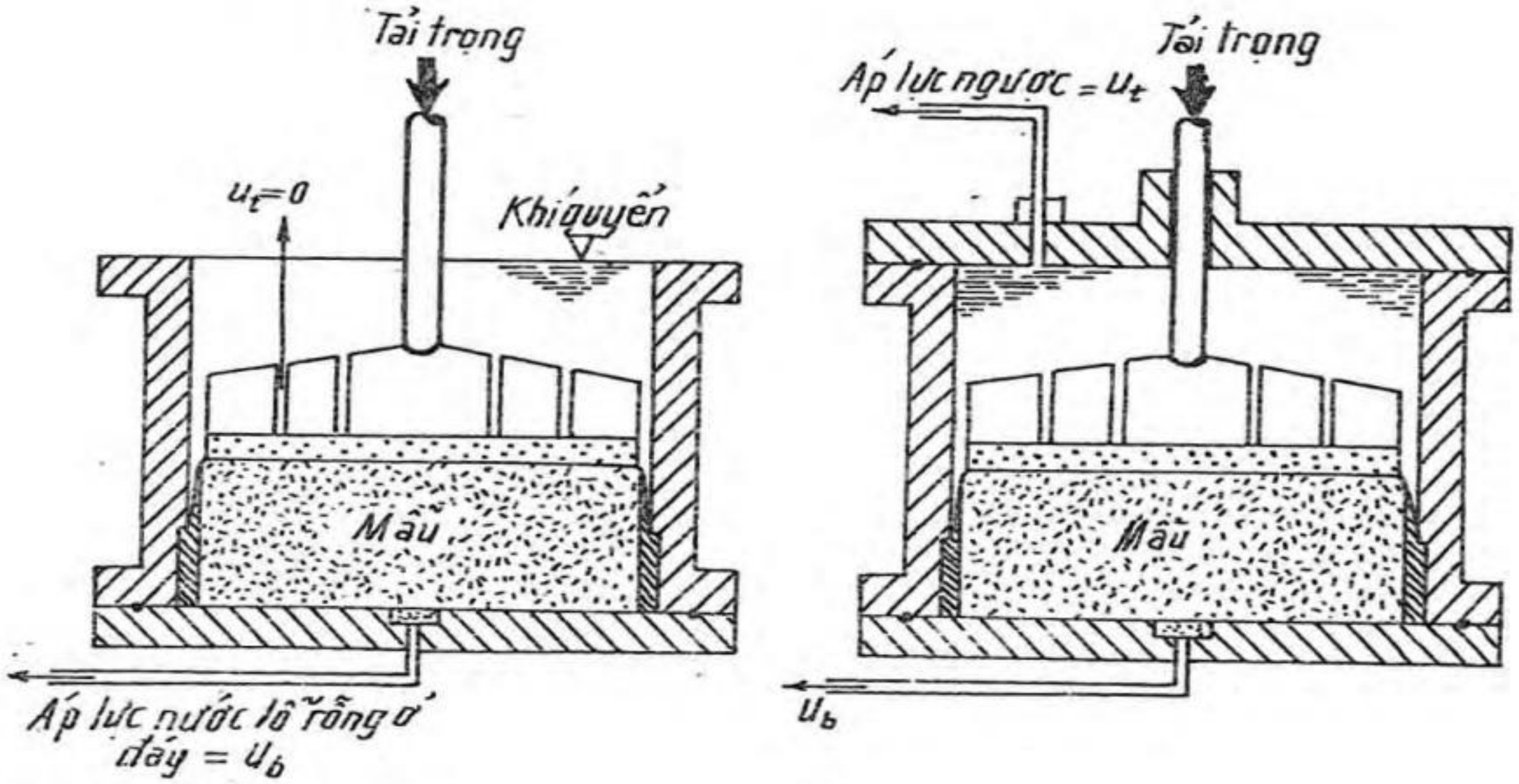
e) Có thể làm được nhiều cách thức gia tải và tiêu chuẩn như tốc độ biến dạng không đổi, tốc độ tăng ứng suất là không đổi, hệ số áp lực nước lỗ rỗng không đổi, ...

f) Ghi chép tự động các số liệu và giám sát kĩ thuật dễ dàng.

g) Dễ dàng thuận tiện giảm số liệu, nhất là khi dùng máy tính để in và vẽ đồ thị.

Một số loại phương pháp gia tải liên tục đã được đề nghị và trình bày trong các tài liệu. Thiết bị yêu cầu chủ yếu là một buồng nén thủy lực như hộp nén Rowe, hộp nén của Trường Đại học Tổng hợp Oxford hoặc sửa lại hộp nén (oedometer) để dùng được trong một khung đặt tải bằng cơ học như hộp nén Bristol (hình 10–25). Việc điều hành và giám sát được trợ giúp bằng máy tính là đặc trưng cốt yếu của hầu hết các loại thí nghiệm. Các thí nghiệm này cho được một đường cong liên tục e – σ' hay e – lgσ' với sự phong phú các điểm vẽ đồ thị và vì thế có được số liệu tin cậy cao, một

số thí nghiệm sẽ rẻ tiền hơn so với thí nghiệm gia tải từng cấp. Sự bất lợi chính của chúng liên quan tới các thiết bị yêu cầu thường là phức tạp, đắt tiền và đòi hỏi các kĩ thuật viên được huấn luyện tốt để thao tác thí nghiệm. Các dạng thí nghiệm gia tải liên tục chính được trình bày dưới đây.



Hình 10–25. Hộp nén để thí nghiệm gia tải liên tục
a) hộp mở cho thí nghiệm khung đặt tải không có áp lực ngược ;
b) hộp đóng cho thí nghiệm khung đặt tải với áp lực ngược

Thí nghiệm tốc độ biến dạng là hằng số (CRS)

Thí nghiệm tốc độ biến dạng không đổi đã xuất hiện và phát triển vào cuối những năm 1950 (Hamilton và Crawford, 1959) với ý định có được nhiều điểm đồ thị (e, σ') hơn khi thí nghiệm các đất nhạy cảm. Tốc độ chuyển vị thẳng đứng được giữ là hằng số bằng cách dùng một cơ cấu truyền động vít cơ học với một hộp nén như thấy ở hình 10–25a. Ứng suất tác dụng, bề dày mẫu và áp lực nước lỗ rỗng được giám sát liên tục với thời gian. Tốc độ chuyển vị phải đủ thấp để tạo ra áp lực nước lỗ rỗng nhỏ hơn khoảng 10% ứng suất tổng tác dụng.

Thí nghiệm tốc độ gia tải là hằng số (CRL)

Dùng một buồng thủy lực (hình 10–25b) để ứng suất tác dụng tăng với tốc độ không đổi, tức là dσ'/dt = hằng số. Các phương trình [10.28] tới [10.31] vẫn đúng, trừ giai đoạn nén ban đầu. Dùng tốc độ gia tải là 6–300 kN/m^2 cho mỗi giờ thì thí nghiệm có thể hoàn thành trong 3 đến 72 giờ. Tốc độ đặt tải tốt nhất phải được xác định bằng thử nghiệm ; theo quan điểm thực tiễn dường như là hợp lí và chấp nhận được tốc độ đặt tải cho phép thí nghiệm hoàn thành trong 1, 2 hoặc 3 ngày làm việc.

Thí nghiệm gradien là hằng số (CG)

Tốc độ đặt tải được điều chỉnh đến mức áp lực nước lỗ rỗng u_b tại đáy không thấm của mẫu duy trì một giá trị không đổi: Áp lực nước lỗ rỗng tại mặt ra bằng áp lực ngược và do thế, nếu nó giữ được không đổi, thì gradien áp lực nước lỗ rỗng ngang qua bề dày mẫu cũng là hằng số. Với độ cố kết trên 0,8, các phương trình từ [10.28] tới [10.31] có hiệu lực.

Thí nghiệm hệ số áp lực nước lỗ rỗng là hằng số (CPR)

Tỉ số áp lực nước lỗ rỗng ở đáy với ứng suất tổng tác dụng (u_b/σ) duy trì ở một giá trị không đổi. Quy trình này được Janbu và các tác giả khác (1981) cho là một "thí nghiệm gia tải liên tục", nhưng trong quan niệm của các quy trình khác dường như cần thiết có sự mô tả riêng biệt.

Phân tích đơn giản hóa cho thí nghiệm gia tải liên tục

Đặc trưng nổi bật của số liệu thu thập là sự phong phú của các điểm vẽ đồ thị trong sự liên tục về ứng suất – biến dạng – thời gian. Việc phân tích dựa trên độ dốc của các đường cong ứng suất – biến dạng và biến dạng (hoặc chuyển vị) – thời gian có nhiều cách thức phân tích chi tiết đã được đề nghị, một số trong đó đòi hỏi những hiệu chỉnh theo kinh nghiệm, như của Wissa, ... (1971), Head (1985), Janbu, ..., (1981) và những người khác. Tuy nhiên, việc phân tích đã đơn giản hóa như dưới đây là đủ đáp ứng được cho đa số các mục đích thí nghiệm.

Với một độ lún ΔH đã cho, hệ số rỗng của mẫu được cho bởi :

$$e = \frac{H_o - \Delta H}{H_s} - 1 \qquad [10.27]$$

ở đây : H_o – độ cao (bề dày) ban đầu của mẫu thí nghiệm ;

H_s – độ cao tưởng tượng của pha rắn mẫu đất (trong suốt quá trình thí nghiệm là hằng số) ;

$$H_s = M_s / AG_s\rho_w,$$

trong đó M_s – khối lượng pha rắn ; A – diện tích mẫu ; $G_s\rho_w$ – dung trọng của pha rắn.

Bây giờ môđun một chiều hay môđun nén (E'_o hoặc M) là :

$$E'_o = \frac{1}{m_v} = \frac{\delta\sigma'_v}{\delta\varepsilon} = \frac{\delta\sigma'_v}{\delta H} H_o \qquad [10.28]$$

Vì thế E'_o (hay m_v) có thể nhận được từ đường cong ứng suất – chuyển vị.

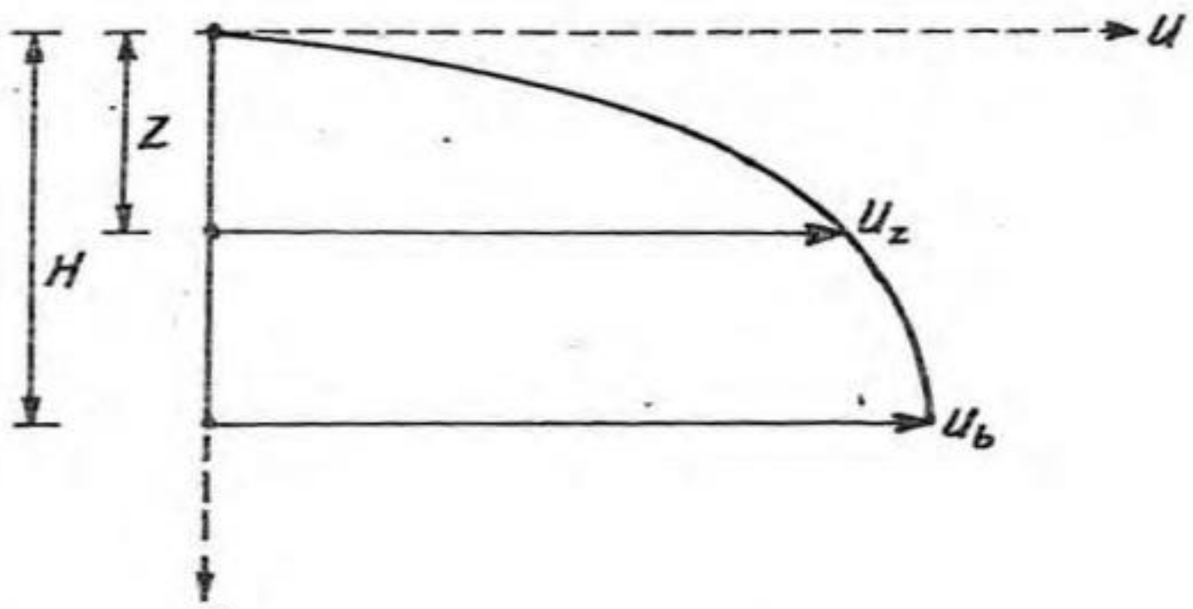
Trong hộp nén Rowe hay tương tự, đáy không thấm và chỉ xảy ra thoát nước lên trên qua bề dày mẫu. Do vậy, ứng suất hiệu quả trung bình ở trong mẫu là :

$$\sigma' = \sigma - \alpha u_b \qquad [10.29]$$

ở đây : u_b – áp lực nước lỗ rỗng tại đáy không thấm ;

α – hệ số áp lực nước lỗ rỗng.

Trong thí nghiệm nén oedometer tiêu chuẩn, giá trị α lúc bắt đầu là 1,0, giảm xuống còn khoảng 2/3. Khi ứng suất tăng tuyến tính với thời gian, $\alpha \simeq \frac{2}{3}$; tương tự, nếu đường quan hệ ứng suất – biến dạng là tuyến



Hình 10–26. Đường đẳng thời parabon

tính thì $\alpha \simeq \frac{2}{3}$. Nếu giả thiết là qua mẫu áp lực nước lỗ rỗng phân bố dạng parabon thì α chính xác bằng $\frac{2}{3}$ (hình 10–26).

Sự biến thiên parabon của áp lực nước lỗ rỗng u theo độ sâu sẽ ở dạng $u_z = az^2 + bz + c$, và có thể được đánh giá như sau :

$$u_z = \frac{u_b}{H_o z}(2H_o z - z^2) \qquad [10.30]$$

Vi phân [10.30] có $$\frac{d^2 u}{dz^2} = \frac{2u_b}{H_o z} \qquad [10.31]$$

Thể tích dòng thấm ra được biểu thị bằng diện tích ở dưới đường cong trong hình 10–26 và do vậy, tốc độ biến đổi thể tích cho bởi tốc độ biến đổi độ dốc của đường đẳng thời

$$\frac{\delta \varepsilon}{\delta t} = \frac{\delta H}{\delta t} \cdot \frac{1}{H_o} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{d^2 u}{dt^2} \qquad [10.32]$$

Vì thế hệ số thấm được xác định theo biểu thức

$$k = \frac{\gamma_w H_o}{2u_b} \frac{\delta H}{\delta t} \qquad [10.33]$$

có nghĩa là dùng độ dốc của đường cong chuyển vị – thời gian, và từ đó có thể đánh giá được hệ số cố kết :

$$c_v = \frac{k}{m_s \gamma_w} \qquad [10.34a]$$

hoặc có thể đánh giá trực tiếp c_v từ đường cong ứng suất – thời gian :

$$c_v = \frac{H_o^2}{2u_b} \frac{\delta \sigma'_v}{\delta t} \qquad [10.34b]$$

Bình luận về thí nghiệm gia tải liên tục

Ưu việt chính của thí nghiệm gia tải liên tục là khả năng ghi lại không ít thì nhiều sự xác định liên tục các thông số e, ε, k, m_v

và c_v như là các hàm số của ứng suất hiệu quả. Sự bất lợi cơ bản (không kể giá thiết bị) là ảnh hưởng của cố kết thứ cấp bị che giấu. Vấn đề này có thể khắc phục một phần bằng cách giữ ứng suất tác dụng là cố định trong một khoảng thời gian ngắn tại một số khoảng đặt chiến thuật dọc theo đường cong biến dạng – ứng suất.

Tốc độ biến dạng cần được tuyển chọn cẩn thận : nhỏ hơn 5% mỗi giờ cho đất sét dẻo và không lớn hơn 10% mỗi giờ cho đất sét chặt cứng. Đường cong e–lgσ' chịu tác động của tốc độ biến dạng và đòi hỏi sự hiệu chỉnh để tiêu chuẩn hóa. Hiệu chỉnh bằng kinh nghiệm sau được đưa ra ở đây (theo Lerouriel, 1985), có giá trị thỏa đáng trong phạm vi $10^{-8} < d\varepsilon/dt < 10^{-4}$.

$$\alpha_\varepsilon = 2{,}0 + 0{,}14\lg\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right) \qquad [10.35]$$

ở đây : $\frac{d\varepsilon}{dt}$ – độ tăng biến dạng cho mỗi giây ;

Khi ấy một hệ số rỗng cho trước ghi được tại ứng suất thí nghiệm $\dot{\sigma}_{(T)}$ thực tế sẽ được vẽ tại ứng suất

$$\dot{\sigma} = \dot{\sigma}_{(T)}/\alpha_\varepsilon \qquad [10.36a]$$

hoặc, nếu $\dot{\sigma}_{pc}$ đã nhận được từ một đường cong chưa hiệu chỉnh thì

$$\dot{\sigma}_{pc} = \dot{\sigma}_{pc(T)}/\alpha_\varepsilon \qquad [10.36b]$$

Sau hiệu chỉnh này, các giá trị suy ra cho m_v hình như tương quan tốt với các giá trị ở hiện trường. Giá trị c_v đo được dường như khác nhiều giá trị nhận được từ thí nghiệm nén (oedometer) tiêu chuẩn, trong một số trường hợp ghi được thấy cao hơn tới 100 lần, mặc dù chúng rất gần giá trị nhận được từ phân tích – ngược ở hiện trường. Hai vấn đề chính dường như là cố kết thứ cấp và dòng tạm thời chưa hoàn thành đều chịu tác động bởi tốc độ biến dạng.

Để làm giảm tối thiểu các ảnh hưởng này và với sự quan tâm tới việc điều hành phòng thí nghiệm được tốt, dường như thời gian

gia tải ít nhất 24 giờ là thích hợp cho hầu hết loại đất. Trong các hoàn cảnh như thế, các kết quả thí nghiệm gia tải liên tục có thể xem ít nhất cũng có độ tin cậy như các kết quả nhận được từ các phương pháp gia tải truyền thống. Giá trị c_v cao hơn, mặc dù gần giá trị hiện trường hơn, trong nhiều trường hợp hãy còn không phù hợp chắc chắn. Các giá trị hiện trường luôn cao hơn là do các yếu tố như : thoát nước nằm ngang, biến dạng trượt cấu trúc của đất, sự phân bố ứng suất không theo mô hình,... Các kết quả thí nghiệm trong phòng không thể xem xét cô lập mà phải so sánh với các quan trắc lún ở ngoài trời và đo đạc áp lực nước lỗ rỗng.

10.8. Giá trị và độ tin cậy của thí nghiệm cố kết

Một thí nghiệm đo lường các tính chất muốn xác định là thí nghiệm có giá trị và tin cậy khi ta tiến hành đo lặp lại nhiều lần vẫn cho các giá trị định lượng giống nhau về các tính chất này. Trong thí nghiệm cố kết, quan hệ ứng suất – biến dạng đo được thường được chấp nhận với các hiệu chỉnh nhỏ ở một số trường hợp. Tuy nhiên, việc xác định quan hệ biến dạng – thời gian không thể xử lý với mức độ tin cậy cao được. Theo quan điểm lý thuyết, nguồn gốc chính của sai số trong thí nghiệm tiêu chuẩn liên quan tới giả thiết là k và $\delta\varepsilon/\delta\sigma$ là hằng số. Tuy vậy, một số tốc độ lún quan trắc được (Taylor, 1948, và David, Raymond, 1965) cho đất sét cố kết thông thường tương tự với giá trị dự đoán bằng phương pháp Terzaghi.

Hầu hết các quan trắc ở hiện trường cho thấy là tốc độ lún thực (c_v) thường lớn hơn tốc độ dự đoán bằng bất kỳ thí nghiệm nào đó trong phòng, mặc dù giá trị thí nghiệm gia tải liên tục dường như gần các giá trị ở hiện trường hơn so với các giá trị ghi chép được của thí nghiệm nén. Các sự khác nhau này có thể một phần là do ảnh hưởng của các biến đổi về kết cấu đất và các biến đổi từ sự phân bố ứng suất được giả định. Điều kiện thoát nước dị hướng là do có các đặc trưng như : các lớp cát hoặc bùn (dạng sét dải và đất sét sau đóng băng), phân phiến và nứt nẻ, sự có mặt vật chất hữu cơ hay các lỗ rỗng nhỏ (lỗ hổng rễ cây). Ở nơi có tồn tại điều kiện như thế, cần thí nghiệm nhiều mẫu trong hộp nén thủy lực, như các hộp nén được Rowe và Barden (1966) đề xuất.

Ảnh hưởng cố kết thứ cấp trong giai đoạn đầu cũng làm sai lệch số đo của c_v, bởi vì giá trị tỷ lệ của cố kết thứ cấp r_s tăng lên khi bề dày mẫu giảm và dẫn đến biểu hiện trong thí nghiệm trong phòng rõ ràng hơn thí nghiệm ngoài trời. Giá trị tỷ lệ của cố kết thứ cấp cũng tăng lên khi tỷ số $\Delta\sigma'/\sigma'$ giảm xuống. Vì nguyên nhân này, số gia tăng ứng suất phải luôn luôn bằng giá trị ứng suất hiện có, tức là ứng suất tác dụng mỗi lần cần dược tăng gấp đôi để giữ $\Delta\sigma'/\sigma'$ không đổi. Giá trị cố kết thứ cấp trong đất sét cố kết thông thường lớn hơn trong đất sét quá cố kết, mặc dù tỷ số của cố kết thứ cấp với cố kết sơ cấp có thể nhỏ hơn. Cố kết thứ cấp lớn nhất trong đất hữu cơ.

Có khả năng nhận ra một số mặt có xu hướng tạo sai số trong khi lấy mẫu trong quá trình thí nghiệm.

Ma sát của vòng

Ứng suất hiệu quả thực tế tác dụng tới đất bị giảm đi do ma sát giữa vòng cố kết và mặt bên mẫu. Khi đánh giá mức độ giảm này, loại vật liệu và việc vòng có hay không được bôi trơn một cách hiệu quả là quan trọng. Các con số chỉ đạo đề nghị sau đây được dùng khi gia tải cho đất sét cố kết thông thường :

Ứng suất tác dụng trung bình $\sigma = \alpha_r \sigma$ [10–37]

ở đây : α_r – hệ số ma sát của vòng ;

kim loại nhẵn bôi trơn $\alpha_r = 0{,}85 \div 0{,}95$

kim loại nhẵn không bôi trơn $\alpha_r = 0{,}70 \div 0{,}90$

chất dẻo bôi trơn $\alpha_r = 0{,}90 \div 0{,}98$

chất dẻo không bôi trơn $\alpha_r = 0{,}80 \div 0{,}95$

Ảnh hưởng của ma sát này sẽ lớn hơn trong khi dỡ tải.

Trở kháng của biên dòng thấm

Tấm đá xốp ở trên và phía dưới mẫu phải là các hạt đủ mịn để ngăn cản sự bịt kín bởi các hạt đất, vì thế cản trở dòng thấm của nước lỗ rỗng bị tống ra. Sự bịt kín có thể được phòng ngừa bằng cách dùng đĩa giấy thấm (Whatman số 54) ở giữa đất và mỗi tấm đá xốp.

Sự xáo động mẫu

Để thí nghiệm cố kết được tốt, quy định là mẫu phải nguyên dạng, nhưng trong thực tế đó chỉ là cách nói tương đối. Sự phá hoại mẫu là do sự kết hợp của một loạt các yếu tố với mức độ khác nhau.

Ảnh hưởng của dụng cụ lấy mẫu

a) Giảm ứng suất do ứng suất lớp phủ bị lấy đi.

b) Biến dạng cắt trong đất phía dưới ống hay pittông.

c) Thay đổi độ ẩm trong khi lấy mẫu : giảm do áp lực khi đóng, tăng do hút ẩm khi rút lên.

d) Cắt thẳng đứng phía bên trong đất kề với mặt trong của ống.

e) Xáo trộn dọc theo thành mẫu.

f) Các thay đổi dung trọng : tăng do áp lực đóng, giảm do nở hông ở các đường kính hở.

Ảnh hưởng của vận chuyển và lưu giữ

a) Bọc gói không hiệu quả làm độ ẩm thay đổi.

b) Phá hoại cơ học, rung hay va đập.

c) Di chuyển độ ẩm theo phương ngang và phương thẳng đứng.

d) Sự oxy hóa và chuyển dịch ion từ ống thép.

e) Sự kết tinh của nước hoặc các dung dịch khác trong nước ngầm.

Chuẩn bị mẫu

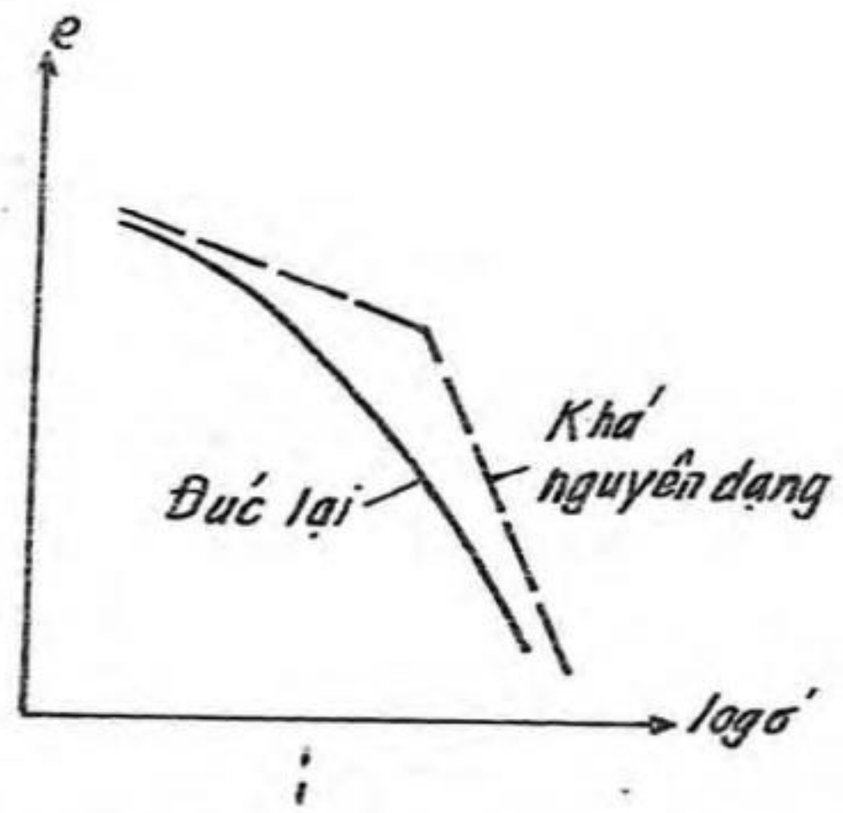
a) Dung trọng và độ ẩm thay đổi do khi lấy mẫu ra phải đẩy mẫu khỏi ống mẫu.

b) Xáo trộn hay vặn làm hư hại bề mặt thoát nước tác động đến biên của dòng thấm : bề dày mẫu bị tác động thường đánh giá là 2mm.

c) Co ngót hay trương nở sớm hơn dự định.

Một trong các ảnh hưởng chính của sự phá hoại mẫu là làm cong đồ thị e–lgσ' ghi được : với một giá trị σ' đã cho, giá trị e ghi được giảm xuống. Ngoài ra, vị trí của σ'_{pc} là không rõ ràng (hình 10–7).

Kích thước của mẫu thí nghiệm có ảnh hưởng dường như nhỏ tới đường cong e–lgσ', nhưng lại rõ rệt tới c_v. Rowe (1971) tìm thấy là giá trị c_v đo đạc khi dùng mẫu 250mm × 90mm so với giá trị c_v đo bằng mẫu qui ước 76mm × 20mm thay đổi từ 2 tới 100. Kích thước nào của mẫu được dùng hiệu chỉnh với điều kiện ngoài trời tiếp tục là vấn đề chủ yếu. Các quan trắc lún ở hiện trường và đo áp lực nước lỗ rỗng phải được sử dụng cho mục đích này.



Hình 10–27. Ảnh hưởng của sự phá hoại mẫu

Thí nghiệm gia tải nhanh

Nhằm tăng tốc độ phương pháp gia tải qui ước – một số nỗ lực đã được tiến hành để biện hộ cho sự tăng thêm số cấp tải trọng kế tiếp trước khi đạt được độ lún giai đoạn cuối cùng. Có thể thấy rằng, tăng thêm số cấp tải trọng thì tại U = 90% sẽ có sai số ở t_{50} là 7%, và tại U = 50% sai số là 14%. Do thế, có thể tranh cãi là tăng thêm một cấp tải trọng tại hay sau U = 100% sẽ chỉ gây ra sai số tối tiểu cho m_v và một giá trị c_v thấp hơn nhưng không quá sai. Tuy nhiên, suy luận này chỉ áp dụng nếu ảnh hưởng của cố kết thứ cấp có thể bỏ qua.

Leonard và Ramiah (1960) phát hiện rằng với một chu kỳ đặt tải ngày, giá trị đo đạc của c_v cao hơn khi dùng chu kỳ giờ hay chu kỳ tuần lễ. Điểm thực tiễn quan trọng khác là với sự tăng tải vào lúc t_{90} hoặc t_{100}, cần đòi hỏi sự giám sát liên tục và kỹ thuật viên đặt tải phải tiến hành công việc bất chấp thời gian của ngày. Các qui trình như thế chắc chắn là gây khó khăn cho kế hoạch và đắt tiền khi vận hành.

So sánh phương pháp căn bậc hai thời gian và lg thời gian

Cả hai phương pháp cố gắng để cung cấp một mô hình thích hợp với cách thức thí nghiệm hiện hành. Không có phương pháp

nào cho được sự thích hợp hoàn chỉnh toàn diện nhưng mỗi phương pháp có thể chấp nhận khi một số điều kiện được tôn trọng và cả hai đều đơn giản khi áp dụng. Với nhiều bài toán, phương cách nhạy bén là dùng cả hai, và chọn trong sự lọc lựa căc cách diễn dịch.

a) Phương pháp căn bậc hai thời gian thích hợp cho định vị U_o, vì nó dễ dàng và ít mơ hồ khi lập đường cong lý thuyết $U = \sqrt{\left(\frac{\pi}{4} T_v\right)}$, hơn là dùng cách thử dần trên đường cong lg thời gian.

b) Để định vị U_{100} khi không xảy ra cố kết thứ cấp cả hai phương pháp có giá trị ngang nhau. Phương pháp căn bậc hai thời gian có thể dùng nếu cố kết thứ cấp tác động đến U_{90} được bỏ qua, nói cách khác việc dùng đường cong lg thời gian là tốt hơn. Tuy nhiên, đường cong lg thời gian cũng trở nên không rõ ràng khi phần cố kết thứ cấp lớn hơn phần không tuyến tính giới hạn.

c) Giá trị c_v đo hoàn toàn bằng phương pháp lg thời gian luôn cao hơn giá trị c_v đo hoàn toàn bằng phương pháp căn bậc hai thời gian.

d) Dùng phương pháp căn bậc hai thời gian, máy tính dễ dàng tự động hóa vẽ đường cong trơn còn máy in/máy vẽ thực hiện bản sao chắc chắn cho cả hai.

Những điều kiện để thiết kế

Chất lượng của số liệu sẽ được dùng trong thiết kế phụ thuộc một phần vào giảm thiểu các sai số về mẫu và thí nghiệm, và một phần vào việc chọn phương pháp thí nghiệm thích hợp nhất. Với công trình có độ lún dự đoán lớn như khối đắp trên đất sét yếu, các kết quả có độ tin cậy chấp nhận được là từ thí nghiệm nén trên oedometer thông thường. Dùng dụng cụ lấy mẫu pittông có thành mỏng để lấy mẫu trong lớp đất sét yếu. Các mẫu được chuẩn bị có đường kính nhỏ hơn mẫu ở ngoài trời nhằm loại trừ vùng phá hoại phía ngoài.

Trong thí nghiệm gia tải từng cấp, số gia tải trọng là $\Delta\sigma = \sigma_o$ đã được chấp nhận cho hầu hết các mục đích. Vì lí do thực tiễn và

để tránh bài toán cố kết tạm thời và cố kết thứ cấp, kiến nghị chu kỳ đặt tải là 24 giờ hoặc 48 giờ. Trong việc phân tích các kết quả, phương pháp căn bậc hai thời gian thích hợp hơn để thiết lập U_o , U_{90} và U_{100} và từ đó t_{50}, t_{100}, ... Phương pháp lg thời gian được dùng để xác định cố kết thứ cấp (c_v).

Cuối cùng, phải ghi nhớ rằng, trong lời nói của Karl Terzaghi, các kết quả thí nghiệm đất "... dần dần lấp kín các lỗ hổng trong kiến thức, và nếu cần thiết (người thiết kế buộc phải) thay đổi tiết kế trong thời gian xây dựng". "Lỗ hổng" được lấp kín bởi các kết quả thí nghiệm thường nhỏ so với toàn bộ kiến thức nói chung để thiết kế. Cũng nhớ rằng, đất rất khác nhau và phạm vi các tính chất tự nhiên biến đổi trong khoảng khá rộng, chẳng hạn đất sét Gault : $e \simeq 0{,}75$, $\sigma'_p \simeq 7000\ kN/m^2$ (Samuels, 1975) ; đất sét Mexico City : $e \simeq 14{,}0$, $\sigma'_p \simeq 90 kN/m^2$ (Mersi, ..., 1975).

10.9. Đánh giá độ lún tổng bằng phương pháp Skempton - Bjerrum

Trong khi đánh giá độ lún do cố kết, một nguồn sai số cố hữu xuất phát từ thực tế là, các điều kiện trong thí nghiệm nén trên oedometer là điều kiện một chiều, trong lúc đó điều kiện thực ở hiện trường không phải như vậy. Trong điều kiện một hướng, biến dạng hông bằng không và hệ số áp lực nước lỗ rỗng A bằng đơn vị, tức là số gia áp lực nước lỗ rỗng ban đầu bằng số gia ứng suất tổng.

Trong điều kiện ở hiện trường, hệ số A chỉ gần đơn vị khi phạm vi vùng đặt tải lớn so với bề dày lớp. Trong các lớp khá dày, biến dạng hông sẽ có ảnh hưởng nhất định và số gia áp lực nước lỗ rỗng ban đầu sẽ tương ứng với giá trị A không phải là đơn vị.

Trong các trường hợp này (biến dạng hông khác không) độ lún tổng s sẽ gồm hai thành phần :

a) Độ lún tức thời s_i trong điều kiện không thoát nước có thể đánh giá bằng cách dùng phương trình [6.67] hoặc [6.68], sử dụng môđun không thoát nước E_u và $\nu = 0{,}5$ (xem mục 10.2 và 6.15)

b) Độ lún do cố kết s_c nhờ có thoát nước khi áp lực nước lỗ rỗng dư bị triệt tiêu.

Độ lún tổng $s = s_i + s_c$

Skempton và Bjerrum (1957) đề nghị là có thể bỏ qua ảnh hưởng của nở hông (do biến dạng hông) và nén lại (do tăng ứng suất hiệu quả hông lúc áp lực nước lỗ rỗng triệt tiêu). Mặc dù thừa nhận rằng, điều đó có thể gây sai số tới 20% và đã quan trắc được sai số 15%, sự đơn giản hóa vẫn được kiến nghị dùng bởi vì nó cho phép sử dụng các kết quả của thí nghiệm nén oedometer. Lambe (1967) đã đề nghị một phương pháp chính xác, bao gồm việc thành lập đồ thị chuẩn xác đường ứng suất cho quá trình cố kết và tiếp đó tiến hành thí nghiệm ba trục trong phòng theo đồ thị này khi đo biến dạng. Độ lún được tính theo các biến dạng đo được. Mặc dù phương pháp sau này có thể thấy là tin cậy về nguyên tắc, nó đòi hỏi tỷ mỷ và trình tự kéo dài bởi thế không thích hợp cho công việc bình thường.

Tuy nhiên, đề nghị là giá trị lún của máy nén (oedometer) $s_{oed.}$ có thể biến đổi nhằm cho phép kể đến sự biến đổi áp lực nước lỗ rỗng do biến dạng hông.

Trong điều kiện một chiều (biến dạng hông bằng không) :

$$s_{oed.} = m_v \Delta\sigma_1 h = m_v \Delta u h$$

hoặc tích phân $$s_{oed.} = \int_0^H m_v \Delta\sigma_1 dh = \int_0^H m_v \Delta u dh$$

ở đây : h – bề dày của lớp.

Bây giờ, từ phương trình [4.10] (ở đây B = 1 cho đất bão hòa)

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

$$= \Delta\sigma_1 \left[A + \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} (1 - A) \right]$$

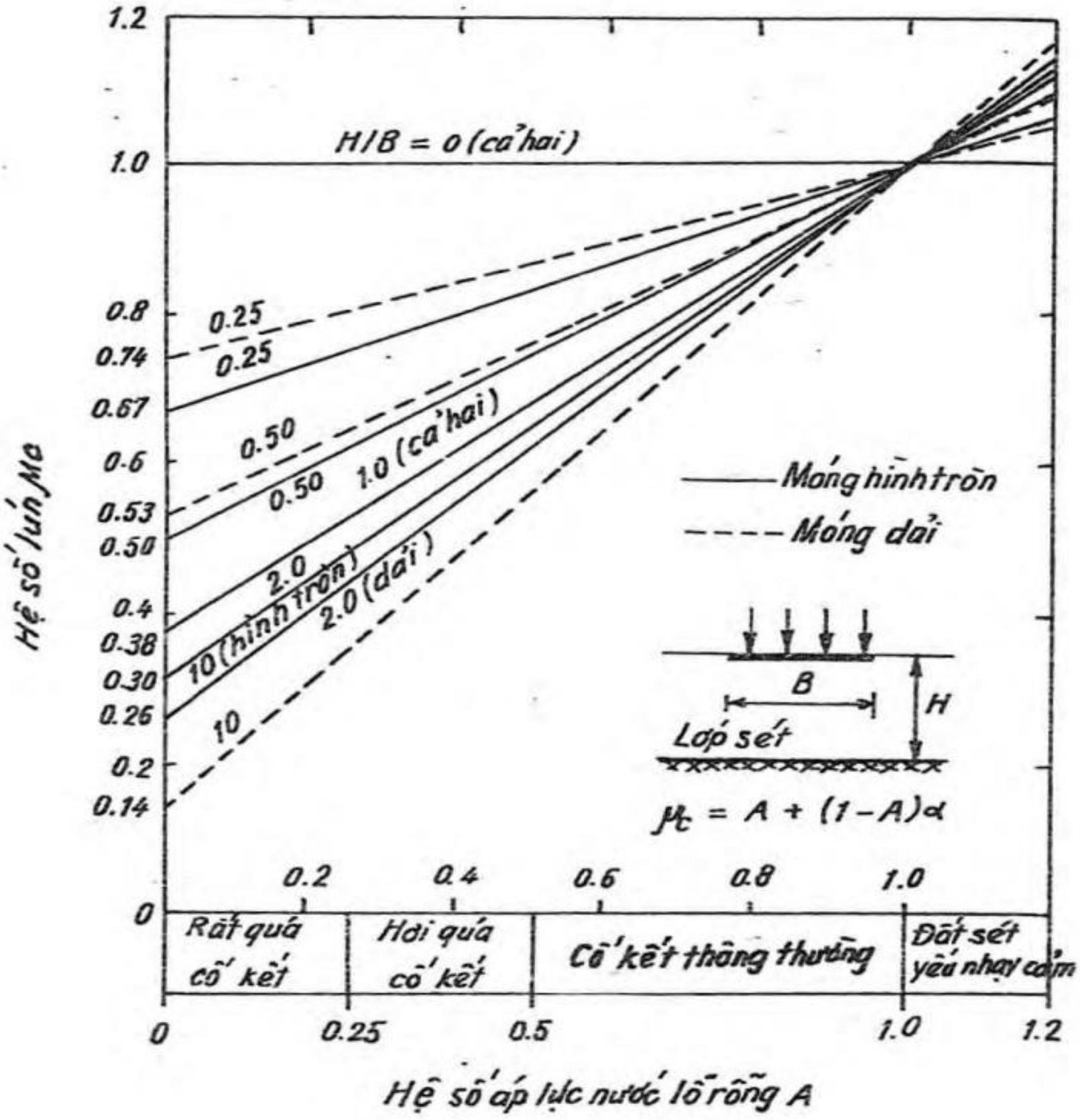
Như vậy, khi $A \neq 1$, 0 sẽ có :

$$s_c = \int_0^H m_v \Delta\sigma_1 \left[A + \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma 1} (1 - A) \right] dh$$

Đưa vào hệ số lún μ_c

$$s_c = \mu_c s_{ced} \qquad [10.38]$$

trong đó $$\mu_c = \frac{\int_0^H m_v \Delta\sigma_1 \left[A + \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1}(1 - A)\right] dh}{\int_0^H m_v \Delta\sigma_1 dh}$$



Hình 10–28. Hệ số lún μ_c
(theo Skempton và Bjerrum, 1957)

Để thực hành được thuận lợi, giả thiết là trong một lớp hay lớp phụ, giá trị của m_v và A là hằng số, vì thế hệ số μ_c có thể được thể hiện như sau :

$$\mu_e = A + (1 - A)\alpha \qquad [10.39]$$

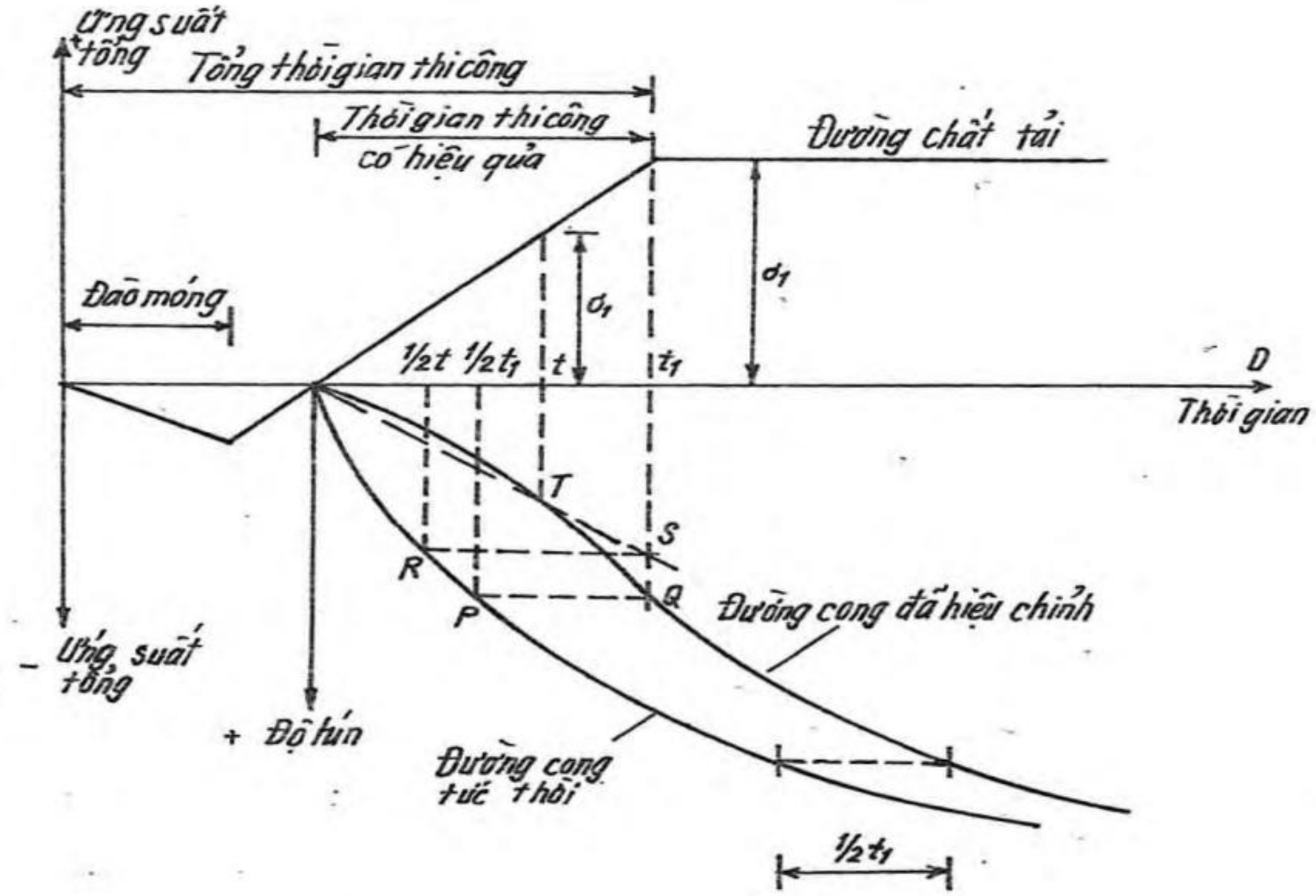
ở đây $$\alpha = \frac{\int_0^H \Delta\sigma_3 dh}{\int_0^H \Delta\sigma_1 dh}$$

Dùng lý thuyết đàn hồi lấy giá trị hệ số Poisson ν khi không thoát nước là 0,5, có thể nhận được giá trị α ; phạm vi các giá trị μ_c tương ứng với tỷ số bề dày/bề rộng của lớp được cho trong hình 10–28.

10.10. Hiệu chỉnh cho sự gia tải dần dần

Trong sự phát triển của lý thuyết cố kết, trong các trang trước giả thiết là tải trọng được đặt tức thời. Tuy nhiên, trong thực tế hầu hết các bài toán cố kết liên hệ với quá trình xây dựng kéo dài trên vài tháng hoặc tới vài năm. Trong giai đoạn thi công hố móng, tải trọng tác dụng lại giảm đáng kể, trong trường hợp này quá trình cố kết sẽ chưa bắt đầu cho tới khi được thay thế bằng tải trọng mới. Đường cong đồ thị độ lún – thời gian dựa trên cơ sở tải trọng tức thời sẽ đánh giá cao độ lún tại một khoảng thời gian đã cho nếu trong thực tế tải trọng tác dụng dần dần. Terzaghi đề nghị một phương pháp hiệu chỉnh đường cong tức thời. Hình 10–29 cho thấy một đồ thị biểu hiện quan hệ ứng suất tổng trung bình – thời gian trong thời kỳ thi công. Trong lúc thi công mức ứng suất giảm và rồi tăng lên, vì thế sau một thời gian mức ứng suất lại bằng không. Tại điểm này, cố kết (và do đó lún) bắt đầu. Ứng suất tổng tiếp tục tăng cho tới cuối thời gian thi công, trong khoảng thời gian thêm nữa là t_1 ; sau đó ứng suất tổng là hằng số với giá trị σ_1.

Đường cong đồ thị độ lún tức thời – thời gian được vẽ từ điểm O, nơi cố kết thực sự bắt đầu. Để có được hiệu chỉnh, giả thiết là độ lún do cố kết ở thời điểm t_1 bằng độ lún cho bởi đường cong



Hình 10–29. Hiệu chỉnh cho sự gia tải dần dần trong thời gian thi công

tức thời ở thời điểm $\frac{1}{2}t_1$ và điểm Q tìm bằng cách chiếu song song với trục thời gian tới khi gặp tung độ tại t_1. Từ các điểm P và Q hướng về phía trước, hoành độ của đường cong hiệu chỉnh sẽ lớn hơn $\frac{1}{2}t_1$ so với đường cong tức thời. Để có được đường cong hiệu chỉnh ngay trong lúc thi công, điểm R định vị trên đường cong tức thời tại thời điểm $\frac{1}{2}t$ và điểm S tìm bằng cách chiếu nằm ngang lên trục tung tại thời điểm t. Rồi điểm T (trên đường cong hiệu chỉnh) được tìm bằng giao điểm của OD với trục tung tại thời điểm t. Quá trình này lặp lại cho tới khi các điểm thích đáng đã được xác lập cho việc xây dựng đường cong hiệu chỉnh.

10.11. Nén của đất dạng hạt

Trong phần lớn trường hợp, việc thiết kế móng trên đất dạng hạt bị khống chế bởi tiêu chuẩn hóa (có nghĩa không phải là độ bền chống cắt). Bởi vì cát và cuội có tính thấm cao, hầu hết độ lún diễn ra trong quá trình thi công và sẽ hoàn thành phần lớn vào cuối thời kì xây dựng. Ảnh hưởng của từ biến dường như được bỏ qua, trừ trong trường hợp móng khá rộng đặt trên đất khác nhau, hoặc ở nơi phân bố bụi – cát hỗn hợp. Các bài toán lún sau thi công khác có thể liên quan tới sự rung do đầm chặt, mực nước ngầm hoặc tải trọng tác dụng biến đổi nhanh, ảnh hưởng của động đất.

Bởi vì đất dạng hạt thường kém đồng nhất hơn đất sét nên tỷ số độ lún chênh lệch với độ lún tổng thường lớn hơn : $\Delta s/s = 0,5 \div 1,0$. Ngoài ra, hầu như không có khả năng lấy được mẫu đất dạng hạt nguyên dạng và mẫu được đầm chặt lại thường không giống hệt điều kiện và tính chất ở ngoài trời với độ tin cậy nào đó. Các phương pháp chính để xác định đặc trưng nén của đất dạng hạt do vậy phải là các thí nghiệm ở hiện trường.

a) Thí nghiệm bàn nén.

b) Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn.

c) Thí nghiệm xuyên côn.

d) Thí nghiệm nén hông.

Do các phương pháp thiết kế móng trên đất dạng hạt tập trung chủ yếu vào việc diễn dịch kết quả của các thí nghiệm này, nên sự mô tả các phương pháp phân tích được giải quyết trong chương 11 ; còn việc giải thích phần nào về biện pháp kỹ thuật hiện trường được đề cập trong chương 12.

BÀI TẬP

1. Một móng hình chữ nhật 6 × 4m tại độ sâu 1,2m trong một lớp sét dày bão hòa truyền áp lực tiếp xúc phân bố đều là 180kN/m^2. Nếu môđun không thoát nước E_u của

đất sét là 42 MN/m^2, hãy xác định độ lún tức thời trung bình có triển vọng diễn ra ở dưới móng. Trọng lượng đơn vị của đất sét là $19kN/m^2$.

2. Từ thí nghiệm nén ba trục không thoát nước cho một mẫu đất sét có được các số liệu sau đây :

Biến dạng trục (%)	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Độ lệch ứng suất (kN/m2)	0	61	108	143	161	170	175	176	172

Đánh giá E_u rồi xác định độ lún tức thời chắc sẽ diễn ra ở dưới móng hình vuông mỗi chiều 3m truyền tải trọng phân bố đều là 2,2 MN tại độ sâu 1,4m ở trong lớp sét dày 9m. Giả thiết dưới lớp sét là lớp đất cứng. Trọng lượng đơn vị của đất sét là 18,5 kN/m^3 và $\nu = 0,5$. Hãy xác định độ lún tức thời tại :

a) các góc của móng ;

b) tâm của móng.

3. Từ thí nghiệm ngoài trời đã phát hiện rằng, môđun không thoát nước của một lớp đất sét biến đổi theo độ sâu theo phương trình gần đúng sau : $E_u = 15 + 2,2z$ (z – độ sâu dưới mặt đất). Trọng lượng đơn vị của đất sét là $20kN/m^2$ và $\nu = 0,5$. Một móng mầm dài 8m × rộng 3m đặt sâu 3m trong đất sét này và truyền áp lực tiếp xúc phân bố đều là $280kN/m^2$. Độ sâu toàn bộ của lớp sét là 12m, dưới là lớp đá cứng. Bằng cách chia lớp sét thành bốn lớp phụ bằng nhau, hãy đánh giá độ lún tức thời trung bình có thể xảy ra.

4. Trong thí nghiệm cố kết bằng máy nén oedometer bề dày mẫu đất sét giảm từ 19,36mm xuống 19,08mm sau khi ứng suất tác dụng tăng từ 200 lên 400 kN/m^2 và duy trì trong 24 giờ. Rồi ứng suất được rỡ bỏ và cho mẫu nở trong 24 giờ ; vào cuối thời gian này, độ ẩm xác định được là 28,9%. Giả thiết $G_s = 2,7$, hãy tính :

a) hệ số rỗng vào lúc đầu và cuối của giai đoạn tăng ứng suất này ;

b) hệ số nén thể tích cho phạm vi ứng suất này.

5. Trong thí nghiệm cố kết cho một mẫu đất sét, mỗi cấp áp lực được duy trì trong 24 giờ. Vào lúc kết thúc giai đoạn (dỡ tải) cuối cùng, độ ẩm của mẫu xác định được là 28,6%. Trọng lượng riêng của đất là 2,70, sự thay đổi bề dày mẫu được ghi lại như sau

Ứng suất (kN/m^2)	0	50	100	200	400	800	0
Bề dày sau 24 giờ (mm)	19,80	19,39	19,24	18,97	18,68	18,45	19,02

a) Tính hệ số rỗng tương ứng ở cuối mỗi cấp tải trọng và vẽ đồ thị đường cong hệ số rỗng – lg ứng suất hiệu quả.

b) Xác định độ lún cuối cùng được dự kiến do cố kết của lớp sét dày 4m này khi ứng suất hiệu quả trung bình trong lớp biến đổi :

– từ $136kN/m^2$ tới $320kN/m^2$;

– từ $85kN/m^2$ tới $240kN/m^2$.

6. Trên một công trường cải tạo đất rộng lớn, mực nước ngầm bằng mặt đất, có một lớp cát hạt thô dày 4m nằm trên lớp sét yếu dày 5m. Lớp đất đắp dày 3m phủ trên toàn bộ công trường. Các số liệu sau đây đã xác định được :

Trọng lượng đơn vị : đất đắp là $21kN/m^3$

đất cát là $20kN/m^3$

đất sét là $18kN/m^3$

Hệ số nén thể tích của đất sét là $0,22m^2/MN$.

a) Tính ứng suất hiệu quả thẳng đứng tại tâm của lớp sét trước và sau khi đắp đất.

b) Tính độ lún cuối cùng được dự kiến do cố kết của lớp sét.

7. Móng của một công trình lớn đặt tại độ sâu 2,5m trong một lớp cát chặt. Từ mặt đất, lớp cát dày 5,5m rồi tới lớp sét dày 6m, dưới nữa là lớp phiến sét rắn chắc. Mực nước ngầm nằm sâu 3,6m. Đã tính được rằng tải trọng móng sẽ làm tăng ứng suất hiệu quả thẳng đứng là $140kN/m^2$ tại nóc của lớp sét và $75kN/m^2$ tại đáy lớp sét. Kết quả thí nghiệm nén và các thí nghiệm khác cho ở dưới đây. Hãy tính độ lún cuối cùng dự kiến do cố kết của lớp sét.

Ứng suất hiệu quả (kN/m^2)	25	50	100	200	400	800
Hệ số rỗng	0,892	0,884	0,866	0,834	0,800	0,766

Trọng lượng đơn vị : cát là 21.2kN/m^3 (bão hòa)

và 19,6kN/m^3 (thoát nước) ;

đất sét là 19,5kN/m^3

8. Một móng xây dựng trên một lớp sét cố kết thông thường có bề dày 3m, dự kiến tạo ra độ tăng ứng suất hiệu quả từ giá trị ban đầu là 160kN/m^2 tới giá trị cuối cùng là 340kN/m^2. Nếu biết giới hạn chảy của đất sét là 52% và hệ số rỗng của một mẫu đất sét tìm được là 0,712 khi chịu ứng suất hiệu quả là 200kN/m^2. hãy xác định độ lún dự kiến cuối cùng do cố kết của đất sét.

9. Một lớp đất sét dày 4,4m chịu độ tăng ứng suất hiệu quả phân bố đều là 180kN/m^2.

a) Cho hệ số nén thể tích m_v là 0,25m^2/MN, hãy tính độ lún cuối cùng dự kiến do cố kết gây ra.

b) Cho hệ số thấm k của đất là 5mm/năm và hệ số thời gian T cho cố kết hoàn toàn là 2,0 ; tính thời gian cần để đạt độ lún cuối cùng (giả thiết thoát nước hai phía).

10. Một lớp sét dày 5,8m, nằm dưới là một lớp đá phiến sét không thấm nước, còn nằm trên là lớp cát thấm trung bình.

Tải trọng như vậy sẽ làm tăng đồng đều ứng suất hiệu quả trong toàn bộ bề dày của lớp sét trên một vùng rộng lớn. Trong thí nghiệm nén trong phòng, một mẫu đất sét có bề dày 20m chịu cùng mức ứng suất hiệu quả, thấy rằng hệ số rỗng thay đổi từ 0,827 xuống 0,806. Cũng quan trắc được rằng, 65% cố kết đã xảy ra sau thời gian 30 phút.

a) Tính độ lún cuối cùng dự kiến do cố kết.

b) Tính thời gian cần để đạt :

- nửa độ lún cuối cùng.
- 3/4 độ lún cuối cùng.

(Giá trị T_v tham khảo bảng 10–1).

11. Quan trắc một công trình thấy rằng qua hai năm đầu sau khi được xây dựng đã xảy ra độ lún trung bình là 65mm. Thí nghiệm trong phòng với mẫu đất sét nằm dưới công trình cho biết độ lún cuối cùng do cố kết là 285mm. Giả thiết 65mm trong số đó là do cố kết trong điều kiện thoát nước hai phía, hãy tính :

a) Thời gian cần để đạt 50% độ lún cuối cùng.

b) Độ lún dự kiến do cố kết sau thời gian 15 năm (kể từ lúc xây dựng).

12. Trong một thí nghiệm nén trong phòng, khi ứng suất tác dụng tăng từ 100kN/m^2 tới 200kN/m^2 đã ghi được các kết quả sau đây :

Thời gian trôi qua (phút)	0	0,04	0,25	0,5	1,0	2,25
Bề dày mẫu (mm)	18,98	18,91	18,81	18,75	18,67	18,52

Thời gian trôi qua (phút)	4,0	6,25	9,0	12,25	16	25	36	64	100
Bề dày mẫu (mm)	18,40	18,27	18,14	18,05	17,98	17,90	17,85	17,79	17,76

Sau 24 giờ, bề dày mẫu là 17,58mm. Dùng phương pháp căn bậc hai thời gian, xác định :

a) hệ số cố kết ;

b) hệ số nén ban đầu và hệ số nén sơ cấp cho phạm vi ứng suất này.

13. Bằng các tài liệu trong bài tập 12, dùng phương pháp lg thời gian để xác định hệ số cố kết và hệ số nén ban đầu và hệ số nén sơ cấp.

14. Một móng bè hình vuông cạnh rộng 15m đặt tại độ sâu 2m trong một lớp đất sét quá cố kết có bề dày 8m tính từ mặt đất. Đã xác định là độ tăng trung bình của ứng suất hiệu quả trong đất sét là 220kN/m^2. Các thí nghiệm trong phòng tương ứng với phạm vi ứng suất này đã cho biết :

Hệ số nén thể tích $m_v = 0{,}20 m^2/MN$.

Hệ số áp lực nước lỗ rỗng A = 0,50.

Đánh giá độ lún cuối cùng do cố kết được được hiệu chỉnh bằng phương pháp Skempton – Bjerrum.

Chương 11

SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN MÓNG

11.1. Giới thiệu

Nền móng là cơ sở chống đỡ của công trình, nó tạo ra giao diện qua đó tải trọng được truyền tới lớp đất hay đá nằm bên dưới. Trong hầu hết các trường hợp, móng của công trình xây dựng dân dụng và nhà ở được xây dựng đơn giản hoặc bằng bêtông cốt thép. Một số ngoại lệ đáng chú ý là các công trình bằng đất hay đá như đường giao thông, khối đắp và đập, ngoài ra, một số móng cọc có thể bằng thép hay gỗ.

Vì cuốn sách này chỉ quan tâm đến cơ học đất cơ sở hơn là kĩ thuật nền móng theo ý nghĩa chuyên ngành nên các vấn đề trong chương này chủ yếu liên quan với khía cạnh cơ học đất của móng nộng và móng cọc đơn giản. Với các phân tích sâu hơn, các chi tiết xây dựng và chuyên môn bao hàm các vấn đề như móng sâu, giếng chìm, ... người đọc phải tham khảo các sách thích hợp như của Barker (1981), Tomlinson (1986).

Chất lượng chung và tính năng cao của móng phụ thuộc nhiều vào tác dụng qua lại giữa hệ công trình bên trên và bộ phận đất đá bên dưới. Tính năng của móng phụ thuộc vào loại đất và tính năng của đất lại phụ thuộc vào dạng và kích thước móng, lẫn trạng thái biến dạng của cấu trúc bên trên. Bởi thế, không nên nghĩ rằng đất có *sức chịu tải nội tại* mà đúng hơn, người thiết kế phải nghĩ đến đó là *sức chịu tải của những cấu trúc móng riêng biệt* với các thông số miêu tả các chuẩn số đặc tính của cả đất và công trình bên trên.

Do vậy, yêu cầu của thiết kế là phải dự phòng về độ lún giới hạn hoặc các chuyển dính khác, sự an toàn đối với phá hoại trượt giới hạn, khả năng bảo đảm công năng và sự bền vững của vật liệu, tính kinh tế về giá thành xây dựng cũng như bảo dưỡng trong tương lai.

Đại đa số các bài toán thiết kế móng là một mắt xích và được giải bằng cách vận dụng kết hợp kinh nghiệm với các điều lệ địa phương. Ví dụ, ở Vương quốc Anh (bao gồm Bắc Ireland), việc thiết kế và xây dựng nhà ít tầng và móng của chúng phải tuân theo một trong các văn bản pháp quy sau đây :

a) Ở Anh và Wales – Các quy định về nhà ở (1976)

[The Building Regulation (1976)]

b) Trong vùng London – Đạo luật về nhà ở tại London (1930 – 39)

[The London Building Acts (1930 – 39)]

– Luật xây dựng địa phương

[Constructional Bye–laws]

c) Ở Scotland – Tiêu chuẩn xây dựng (Scotland) (Cố kết)

[The Building Standards (Scotland) (Consolidation)]

– Các quy định (1975)

[Regulations (1975)]

Móng được thiết kế theo đúng với BS8004, BS8103 và CP101 được coi là thỏa mãn những yêu cầu của Các quy định về nhà ở. Theo *Tiêu chuẩn Châu Âu số 7 về Nền Móng*, các bài toán như thế nằm trong *Cấp Địa kĩ thuật 1* (xem tài liệu tham khảo), với cấp này ít cần tư vấn của chuyên gia cơ học đất. Có thể xảy ra những lệch lạc đáng kể về thiết kế, nhưng thường không đủ để ảnh hưởng nghiêm trọng đến tính hiệu quả và tính sử dụng. Công việc thiết kế thông thường như thế phụ thuộc nhiều vào sự tuân thủ tỉ mỉ quy trình và kinh nghiệm địa phương kể cả các nghiên cứu về đặc tính của các công trình tương tự đã làm trước.

11.2. Các yếu tố trong thiết kế móng nông

Móng nông đôi khi gọi là *móng mở rộng*, gồm có móng đơn, móng băng và móng bè. Định nghĩa thông thường nhất của *móng nông* dựa vào độ sâu đặt móng nhỏ hơn bề rộng móng. Thường thường điều đó chấp nhận được trong phần lớn trường hợp của móng đơn và móng băng, nhưng rõ ràng không chấp nhận được cho móng bè rộng. Do vậy, phạm vi thuật ngữ "nông" có nghĩa là *nhỏ hơn 3m hoặc nhỏ hơn bề rộng của móng* là hợp lí. Theo quan điểm giải tích, "nông" lấy theo nghĩa là khi tính sức chịu tải bỏ qua độ bền chống cắt của đất ở trên cao độ đặt móng (xem mục 11.5).

Không xét đến sự thiết kế của bản thân móng bêtông của công trình thì ba tiêu chuẩn thiết kế chính phải được xem xét như sau.

a) Độ sâu thích hợp. Độ sâu đặt móng là độ sâu từ mặt đất cho tới mặt dưới của móng. Độ sâu này phải thích đáng để ngăn ngừa bất cứ ảnh hưởng có hại do những thay đổi của các điều kiện trên mặt đất. Chúng có thể bao gồm các thay đổi khí hậu về nhiệt độ hay mưa, hoạt động đóng băng và tan băng, những thay đổi nhiệt độ từ công trình truyền tới, và những thay đổi mực nước ngầm. Độ sâu tương xứng đáng được quan tâm hơn nữa khi móng chịu tải trọng ngang hoặc momen lật lớn.

b) *Độ lún giới hạn*. Giá trị độ lún tổng, độ lún chênh lệch và biến dạng xoắn góc có thể chịu đựng phụ thuộc vào đặc tính chức năng yêu cầu của công trình và đòi hỏi của người sử dụng cũng như vào các yếu tố kinh tế như giá trị tài sản, tiền đóng bảo hiểm, khả năng tổn thất vốn và phương tiện, ... Độ lún tức thời (độ lún không thoát nước hay đàn hồi) phải được xem xét riêng biệt tách khỏi độ lún theo thời gian, hầu hết sự phá hỏng do lún có thể phân loại là sự phá hỏng kiến trúc, được hạn chế tới lớp phủ bảo vệ và sẽ kết thúc. Khi chịu tải trọng bản thân và tải trọng sử dụng, đa phần độ lún tức thời diễn ra trong lúc xây dựng ; do vậy, sự phá hủy tiếp theo là tối thiểu nếu công việc hoàn thiện làm chậm sau khi độ lún do tải trọng bản thân đã hoàn thành.

Những nguyên tắc chỉ đạo tới giá trị giới hạn đã được đề nghị theo một số nguồn, nhưng các giới hạn quen thuộc sau đây dường như thường được chấp nhận (Skempton và Mac Donald, 1956) :

ĐẤT CÁT : Độ lún tổng lớn nhất cho các móng đơn là 40mm, cho móng bè là 40 – 65mm.

Độ lún chênh lệch lớn nhất giữa các cột kề nhau là 25mm.

ĐẤT SÉT : Độ lún tổng lớn nhất cho các móng đơn là 65mm, cho móng bè là 65 – 100mm.

Độ lún chênh lệch lớn nhất giữa các cột kề nhau là 40mm.

c) *Hệ số an toàn đối với phá hoại cắt*. Phá hoại trượt xảy ra khi đất chia thành các khối hay vùng riêng biệt bị di chuyển toàn bộ hay từng phần tiếp tuyến với nhau dọc theo mặt trượt. Vì vậy, điều kiện chảy dẻo biểu lộ khi ứng suất cắt dọc theo mặt trượt đạt giá trị giới hạn nghĩa là đạt *trạng thái cực hạn*. Phá hoại cắt ở trạng thái cực hạn chỉ là một yếu tố kiểm tra thiết kế thích hợp trong trường hợp móng trên đất cứng dòn, đất có tính dẻo thấp hay trung bình ; thông thường hơn là dùng độ lún giới hạn làm yếu tố kiểm tra. Móng nhạy cảm nhất với phá hoại cắt là móng có tỉ số hoạt tải với tải trọng bản thân cao như các công trình nặng, kho chứa, cầu, tháp, công trình chắn nước. Tiêu chuẩn cơ bản cho thiết kế sẽ là tiêu chuẩn về tỉ số độ bền chống cắt của đất với ứng suất cắt huy động cực đại không vượt quá một giá trị thích hợp, đó là *hệ số an toàn*. Thường thường, hệ số an toàn này ít nhất là 2,5 hay 3.

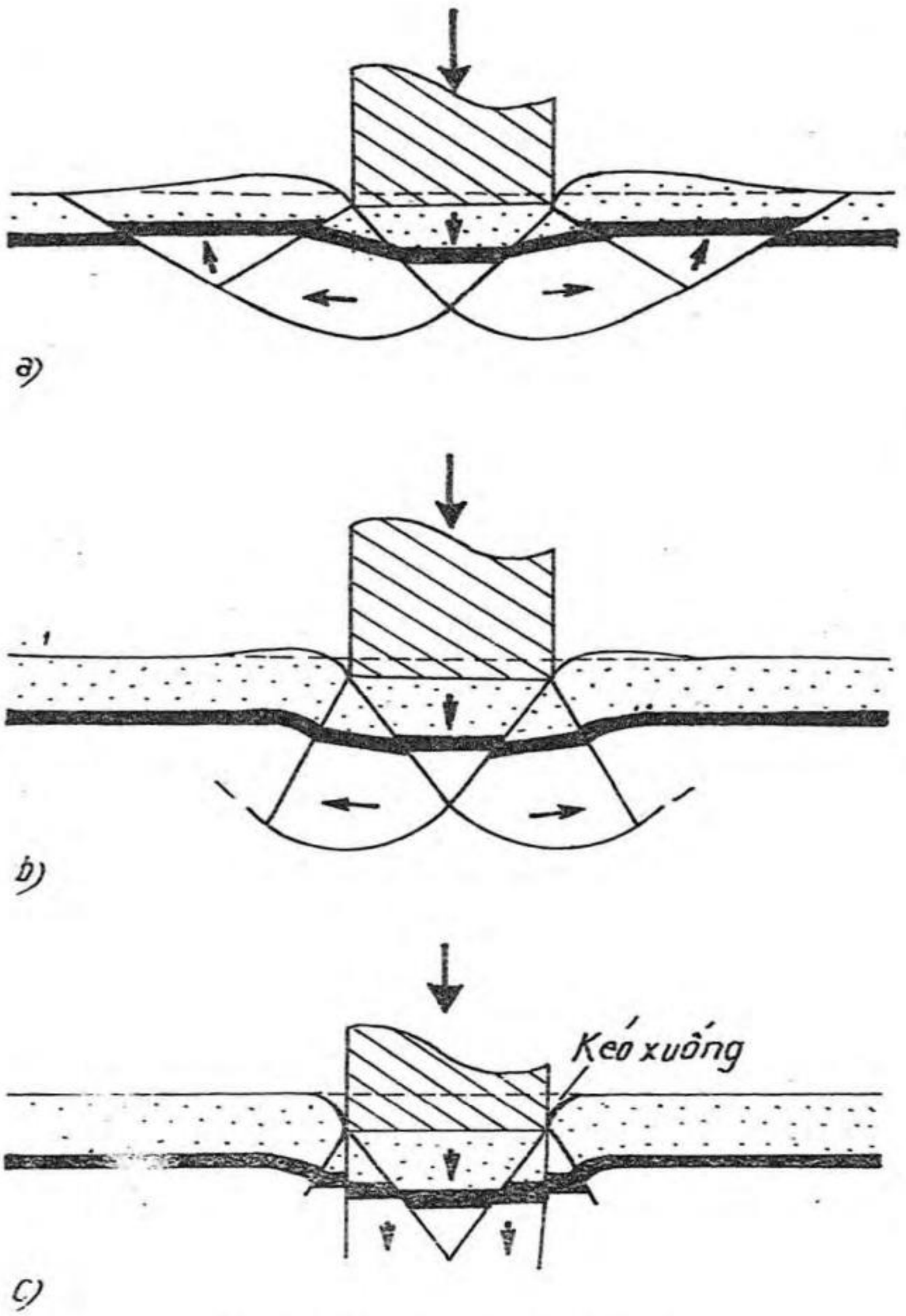
Có thể định nghĩa ba dạng phá hoại cắt (trượt) chính sau.

Phá hoại cắt (trượt) tổng quát (hình 11–1a). Phá hoại này xảy ra khi có một mặt trượt chảy dẻo hình thành rõ dưới móng và phát triển ra ngoài về một hoặc hai phía và cuối cùng tới mặt đất. Phá hoại xảy đột ngột và thường đi theo là sự nghiêng đi nghiêm trọng dẫn tới nghiêng đổ cuối cùng về một phía. Dạng phá hoại này thường gắn với đất chặt hay quá cố kết có tính nén thấp.

Phá hoại cắt (trượt) cục bộ (hình 11–1b). Trong đất có tính nén cao, chuyển dịch lớn thẳng đứng có thể xảy ra trước khi có biểu hiện đáng chú ý nào đó của mặt trượt. Khi đất ở dưới móng đạt điều kiện chảy, mặt trượt hình thành nhưng không hẳn phát triển tới mặt đất. Có thể xảy ra sự đẩy trồi mặt bên nhưng độ

nghiêng hình thành rất nhỏ. Độ lún xảy ra luôn là chỉ tiêu chính cho thiết kế.

Phá hoại cắt (trượt) kiểu xuyên (hình 11–1c). Trong các đất nén yếu chuyển dịch thẳng đứng lớn xảy ra cùng với sự phát triển của



Hình 11–1. Các dạng phá hoại cắt
a) phá hoại cắt tổng quát ; b) phá hoại cắt cục bộ ; c) phá hoại cắt kiểu xuyên

mặt trượt giới hạn tới tận mặt phẳng thẳng đứng kề với các phía của móng. Mặt đất thường không có phễu lún mà được thay bằng sự kéo xuống.

Dạng phá hoại chủ yếu phụ thuộc vào tính nén của đất. Điều kiện cắt tổng quát thường xảy ra với đất cát chặt và đất dính có tính nén thấp. Phá hoại cắt kiểu xuyên thích hợp nhất với đất sét và bùn có tính nén cao. Trong cát rời rạc, ta cũng quan sát được phá hoại kiểu xuyên nhưng dường như xảy ra ở độ sâu lớn hơn hoặc là do nén của một lớp yếu nằm dưới. Trong đất sét cố kết thông thường, điều kiện thoát nước có thể ảnh hưởng đến dạng phá hoại : trong khi mà lúc phá hoại cắt tổng quát xảy ra trong điều kiện không thoát nước, thì trong điều kiện thoát nước lâu dài hơn, phá hoại có thể do cắt kiểu xuyên.

11.3. Định nghĩa sức chịu tải

Các định nghĩa sau đây lấy trong Tiêu chuẩn Anh BS8004 (1986) về Nền Móng.

Sức chịu tải cực hạn q_u hoặc q_f. Giá trị cường độ tải trọng thực mà tại đó đất bị phá hoại do trượt. Trong bản dự thảo Tiêu chuẩn Châu Âu số 7, giá trị tương đương được định nghĩa là *sức chịu tải thẳng đứng thiết kế tại trạng thái giới hạn cực hạn* Q_d và được định lượng là tải trọng (lực) chứ không phải là áp lực (ứng suất).

Cường độ tải trọng thực. Giá trị cường độ tải trọng thêm phải chịu tại đáy móng do công trình mới, kể cả công tác đất.

Cường độ tải trọng tổng. Cường độ tải trọng tại đáy móng do tất cả tải trọng nằm bên trên cao độ này.

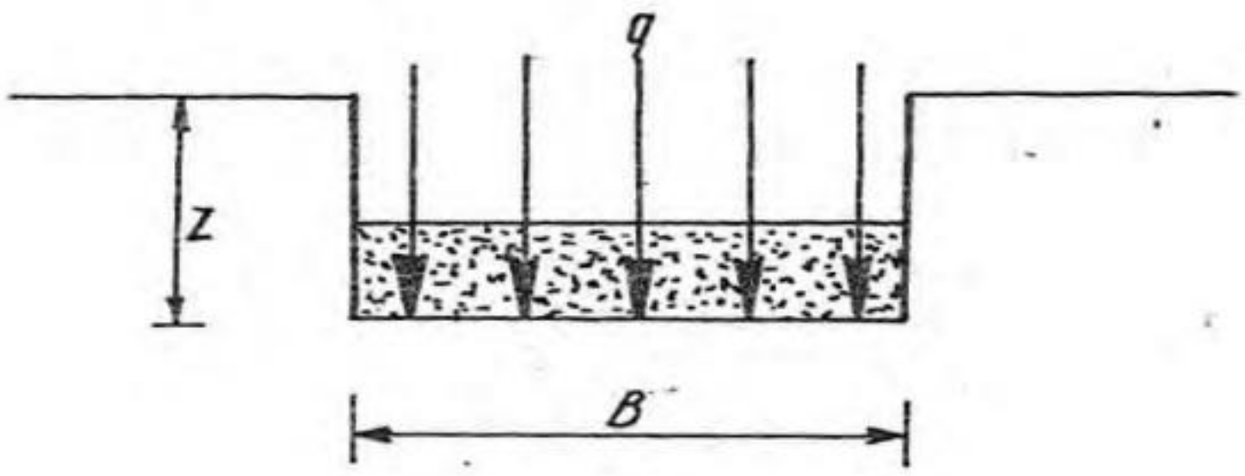
Giá trị chịu tải dự đoán. Giá trị cường độ tải trọng được coi là gần đúng cho mục đích thiết kế sơ bộ với mỗi loại đất riêng biệt.

Sức chịu tải cho phép. Cường độ tải trọng thực cho phép lớn nhất tại đáy móng được đưa vào tính toán sức chịu tải, độ lớn và dạng lún mong đợi mà khả năng công trình đã cho sẽ lún đến chừng đó.

Với một móng xác định trong một đất đã cho, một giá trị *sức chịu tải cực hạn* có thể được xác định từ đó mà có một giá trị an toàn hoặc giá trị làm việc như sau.

Sức chịu tải an toàn $$q_s = \frac{q_u}{F} + \gamma D \qquad [11.1]$$

Giá trị tính toán của q_u dựa trên *biến đổi thực* về ứng suất. Việc đào lớp phủ tới độ sâu D (hình 11.2) gây ra *độ giảm* ứng suất bằng γD. Giá trị sức chịu an toàn do vậy là tổng độ tăng cho phép q_u/F và áp lực lớp phủ ban đầu γD.



Hình 11–2

Ngoài ra, cũng phải chú ý đến giá trị lún sao cho có thể chịu đựng được. Dùng các trình tự miêu tả trong chương 10 có thể tính được cường độ tải trọng thực yêu cầu để gây ra *độ lún có thể chịu được*. Trong hai số lấy giá trị thấp hơn làm giá trị cuối cùng cho *sức chịu tải cho phép*.

Trình tự thiết kế thường bắt đầu với một loại móng giả định, hình dạng và kích thước móng được đề nghị và dùng các giá trị sức chịu dự đoán cho trong bảng 11.2. Bước sau bao gồm việc đánh giá các điều kiện tải trọng và tính áp lực tiếp xúc mong đợi. Các giá trị cả về độ bền và độ lún của đất có thể tính được từ các thí nghiệm trong phòng hoặc ngoài trời. Trang bị bằng các thông tin này, người thiết kế bây giờ có thể đánh giá sức chịu tải và so sánh nó với các áp lực mong đợi. Kích thước và chiều sâu của móng lúc này được hiệu chỉnh để đi tới một thiết kế biểu hiện tính hiệu quả cả về mặt công trình lẫn kinh tế. Trong khung cảnh này, việc nghiên cứu không chỉ chú ý các yêu cầu về tính năng cuối cùng

của công trình mà cả tính hiệu quả và sự an toàn của quá trình xây dựng.

BẢNG 11–1. GIÁ TRỊ SỨC CHỊU TẢI DỰ ĐOÁN CHO ĐẤT VÀ ĐÁ
(Sao lại theo bảng 1, BS8004 với sự cho phép của Viện Tiêu chuẩn Anh)

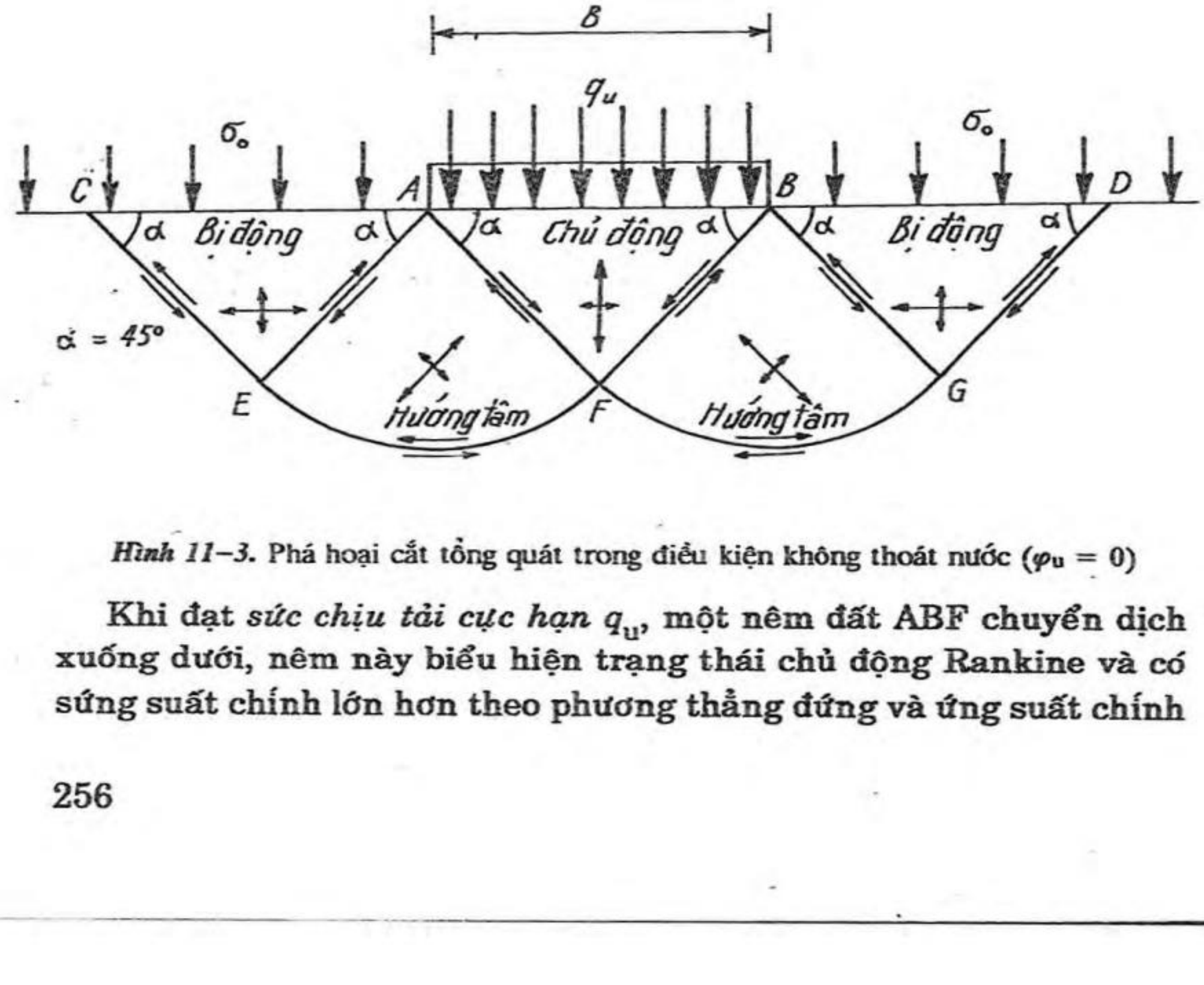
Loại đá hoặc đất	*Giá trị sức chịu tải dự đoán (kN/m^2)*	*Chú thích*
Đá		
Đá macma hay đá dạng gơnai cứng	10.000	Chỉ các đá hoàn toàn
Đá cát kết và đá vôi cứng	4.000	không phong hóa
Đá phiến và đá ngói	3.000	
Đá phiến sét và acgilit cứng ; cát kết yếu	2.000	Các đá phân lớp mỏng hoặc
Đá phiến sét và acgilit yếu	600 – 1000	vỡ vụn phải được đánh giá
Đá phấn cứng ; đá vôi yếu	600	sau khi điều tra
Đất không dính		
Cuội hoặc cuội cát chặt	> 600	Với điều kiện là :
Cuội hoặc cuội cát chặt trung bình	200 – 600	Bề rộng B ⩽ 1m
Cuội hoặc cuội cát rời rạc	< 200	và mực nước ngầm
Cát chặt	> 300	⩽ B ở dưới đáy móng
Cát chặt trung bình	100 – 300	
Cát rời rạc	< 100	
Đất dính		Nhóm này nhạy cảm với
Sét tảng lăn cứng rắn ; sét cứng	300 – 600	lún lâu dài
Sét cứng chắc	150 – 300	
Sét chặt	75 – 150	
Sét và bùn yếu	< 75	
Sét và bùn rất yếu	không dùng	

Ghi chú : a) Các giá trị này chỉ có tính chất chỉ dẫn cho thiết kế sơ bộ.
b) Chúng là các giá trị tổng

11.4. Sức chịu tải cực hạn của móng nông

Giống như trình tự của nhiều phân tích trong cơ học đất, trạng thái của một móng thực đầu tiên được lí tưởng hóa ở dạng một mô hình đã đơn giản hóa. Mô hình được dùng làm cơ sở cho sự phân tích toán học và thường cần cải tiến phần nào theo kinh nghiệm nhằm đạt được sự tương quan tốt giữa đặc trưng lí thuyết và tính chất quan sát được.

Trong trường hợp này, trước hết xem xét sức chịu tải của một móng băng đặt trên mặt của một lớp đất sâu với giả thiết đất không trọng lượng và đồng nhất. Đề nghị xét theo trường hợp phá hoại cắt tổng quát và dùng điều kiện cân bằng giới hạn giả định tại điểm phá hoại. Trong hình 11.3 trình bày một móng như thế nằm trên mặt một lớp sét trong điều kiện đặt tải không thoát nước ($\varphi_u = 0$). Áp lực lớp phủ do độ sâu thực của móng D được xem là một tải trọng phụ trên mặt đất quy ước CABD : $\sigma_{VO} = \gamma D$. Giả thiết đất ở trạng thái đàn hồi cho tới khi đạt trạng thái cân bằng giới hạn và biểu hiện cân bằng dẻo dọc theo mặt trượt cắt.



Hình 11–3. Phá hoại cắt tổng quát trong điều kiện không thoát nước ($\varphi_u = 0$)

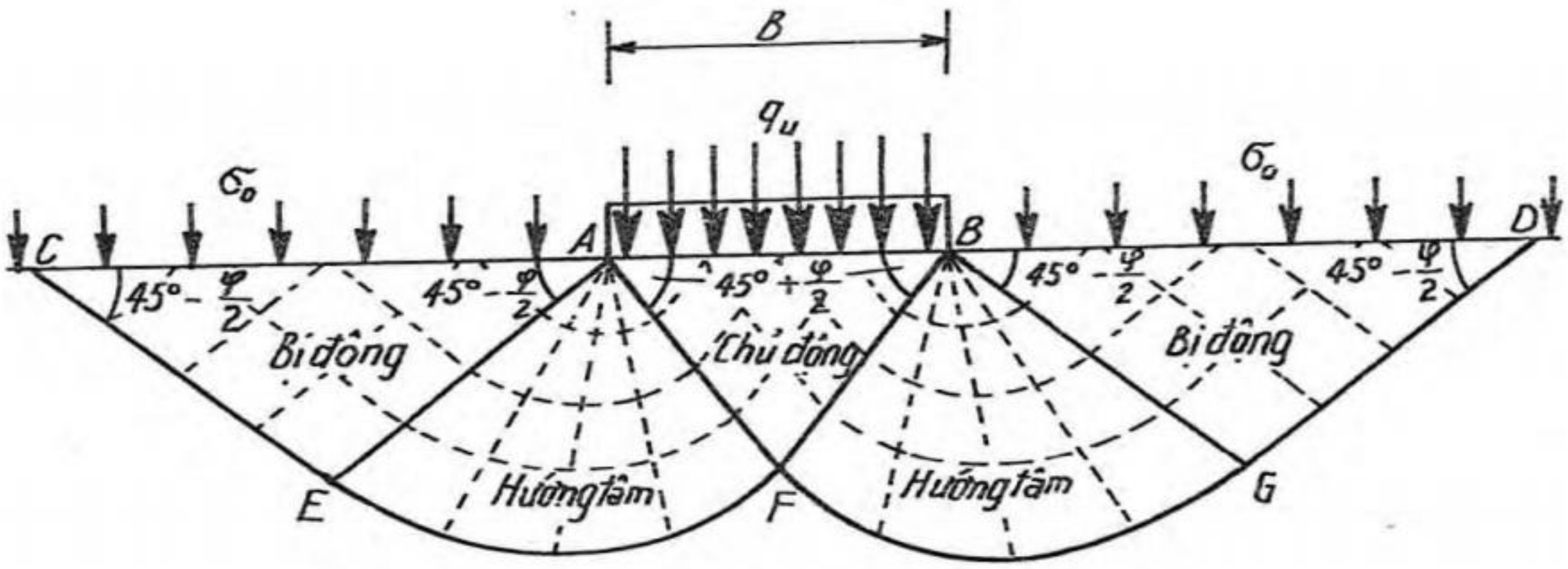
Khi đạt *sức chịu tải cực hạn* q_u, một nêm đất ABF chuyển dịch xuống dưới, nêm này biểu hiện trạng thái chủ động Rankine và có sứng suất chính lớn hơn theo phương thẳng đứng và ứng suất chính

nhỏ hơn theo phương nằm ngang. Các hình quạt kế AFE và BGF bị ép qua một bên quay quanh mép móng. Ở đây, các mặt cắt tỏa ra từ các mép A và B và hướng của ứng suất chính được quay đi một góc là 90^o. Trong các nêm ngoài CAE và BDG, do vậy các ứng suất chính được xếp thẳng hàng phù hợp với trạng thái bị động Rankine.

Trong *điều kiện không thoát nước* ($\varphi_u = 0$, có nghĩa $\tau_f = c_u$), các đường cong FE và FG là cung tròn, vì thế lời giải nhận được như sau :

$$q_u = (\pi + 2)\, c_u + \sigma_{VO} = 5{,}14 c_u + \sigma_{VO} \qquad [11.2]$$

Trong *điều kiện thoát nước* ($\varphi' > 0$), góc α của các mặt trượt cắt phù hợp tương ứng với các giá trị Rankine chủ động ($45^o + \varphi'/2$) và bị động ($45^o - \varphi'/2$) (hình 11–4). Các đường cong FE và FG lúc này có dạng các đường xoắn logarit và lời giải được biểu diễn ở dạng :



Hình 11–4. Phá hoại cắt tổng quát trong điều kiện thoát nước

$$q_u = cN_c + \sigma'_{VO} N_q \qquad [11.3]$$

ở đây : N_c và N_q là các hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào góc kháng cắt thoát nước φ'.

Đã có các lời giải chính xác cho N_c và N_q nhưng vì sự khác nhau về giá trị không có ý nghĩa, nên thường dùng các giá trị ban đầu được Prandtl (1921) và Reissner (1924) đề nghị :

$$N_q = e^{\pi tg\varphi'} tg^2(45^o + \varphi'/2)$$

$$N_c = ctg\varphi'(N_q - 1)$$

Cho đến đây, đất được giả thiết là không có trọng lượng, và như thế một số hạng yêu cầu trong biểu thức q_u phải xem xét đến dung trọng của đất. Terzaghi (1943) đề nghị một biểu thức ba số hạng cho một *móng băng* kéo dài vô tận có bề rộng B :

$$q_u = cN_c + \sigma_{VO}N_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \qquad [11.4]$$

ở đây : N_c và N_q được định nghĩa như trên ;

N_γ là một hệ số tương tự, định nghĩa là sức chịu tải của đất có dung trọng γ, khi cả c và σ_{VO} bằng không.

Cho đến bây giờ chưa có lời giải chính xác cho N_γ. Terzaghi đã đưa ra một nhóm các giá trị kinh nghiệm dựa trên một vùng phá hoại góc $\alpha = \varphi'$, nhưng công trình sau đó cho thấy $\alpha = 45^o + \varphi'/2$ là giá trị hiện thực hơn. Không có sự tán thành chung về nhóm các giá trị kinh nghiệm N_γ, nhưng một số đơn vị nghiên cứu đã cho thấy là hai biểu thức rất tương tự đều tin cậy được và cho sai số lớn nhất nhỏ hơn 10% :

$N_\gamma = 2{,}0(N_q + 1)tg\varphi'$ (Caquot và Kerisel, 1953),

$N_\gamma = 1{,}8(N_q - 1)tg\varphi'$ (Hansen, 1961).

Bảng 11–2 cho các giá trị của N_c và N_q cùng với các giá trị N_γ của Hansen. Đưa các giá trị N_c, N_q và N_γ đã biến đổi vào trong tính toán tải trọng nghiêng và lệch tâm đã được Beer (1965, 1966), Meyorhof (1953), Hansen (1961) và Sokolovski (1960) nghiên cứu.

Với hầu hết các móng ở độ sâu tương xứng thì chỉ cần xem xét hình dạng móng ; trường hợp ngoại lệ là các móng đơn chịu tải trọng chủ yếu theo phương ngang hoặc có momen lật (xem mục 11.5).

BẢNG 11–2. CÁC HỆ SỐ SỨC CHỊU TẢI ($\varphi > 0$)

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	15	11,0	3,94	1,42	30	30,1	18,4	18,1
1	5,38	1,09	0,00	16	11,6	4,34	1,72	31	32,7	20,6	21,2
2	5,63	1,20	0,01	17	12,3	4,77	2,08	32	35,5	23,2	24,9
3	5,90	1,31	0,03	18	13,1	5,26	2,49	33	38,6	26,1	29,3
4	6,19	1,43	0,05	19	13,9	5,80	2,97	34	42,2	29,4	34,5
5	6,49	1,57	0,09	20	14,8	6,40	3,54	35	46,1	33,3	40,7
6	6,81	1,72	0,14	21	15,8	7,07	4,19	36	50,6	37,8	48,1
7	7,16	1,88	0,19	22	16,9	7,82	4,96	37	55,6	42,9	56,9
8	7,53	2,06	0,27	23	18,1	8,66	5,85	38	61,4	48,9	67,4
9	7,92	2,25	0,36	24	19,3	9,60	6,89	39	67,9	56,0	80,1
10	88,34	2,47	3,47	25	20,7	10,7	8,11	40	75,3	64,2	95.5
11	8,80	2,71	0,60	26	22,3	11,9	9,53	41	83,9	73,9	114
12	9,28	2,97	0,76	27	23,9	13,2	11,20	42	93,7	85,4	137
13	9,81	3,26	0,94	28	25,8	14,7	13,10	43	105	99	165
14	10,4	3,59	1,16	29	27,9	16,4	15,40	44	118	115	199
Giá trị N_c theo Prandtl								45	134	135	241
N_q theo Reissner								46	152	159	294
N_γ theo Hansen								47	174	187	359
Với $\varphi_u = 0$ xem hình 11–5								48	199	222	442
(giá trị N_c)								49	230	266	548
								50	267	319	682

11.5. Thiết kế ổn định giới hạn cho móng nông

Trong các phân tích được tóm tắt trong các phần trước, chiều dài móng được giả thiết là dài vô hạn. Nhằm đưa ra một phương pháp chung cho mục đích thiết kế công trình, thường định rõ ba loại dạng móng : băng, chữ nhật và tròn. Theo công trình của de Beer (1907) và Vesic (1970) thì với móng nông có độ sâu đặt móng tương xứng và tải trọng tác dụng theo phương thẳng đứng, biểu thức tổng quát sau đây được chấp nhận, dù có những hạn chế nhất định :

$$q_{u(net)} = cN_c s_c + \sigma_{VO} N_q s_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma - \gamma D \qquad [11.5]$$

ở đây : N_c, N_q, N_γ – các hệ số sức chịu tải (bảng 11–2) ;

s_c, s_q, s_γ – các hệ số hình dạng (bảng 11–3).

BẢNG 11–3. HỆ SỐ HÌNH DẠNG CHO MÓNG NÔNG ($\varphi > 0$)
(Theode Beer, 1907 và Vesic, 1970)

Hình dạng móng	s_c	s_q	s_γ
Băng	1.00	1.00	1.00
Chữ nhật	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) tg\varphi$	$1 - 0{,}4\left(\frac{B}{L}\right)$
Tròn hay vuông	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + tg\varphi$	0,6

Những hạn chế chính của biểu thức tổng quát này là :

a) Không quan tâm đến tính dễ nén của đất và những biến đổi về thể tích của đất ;

b) Giả thiết quan hệ tuyến tính tồn tại giữa φ' và ứng suất pháp hiệu quả, trong trường hợp giá trị ứng suất hiệu quả cao có thể không có quan hệ như vậy.

Khả năng áp dụng của biểu thức tổng quát, do vậy phải được giới hạn trong điều kiện đặt tải không thoát nước trong đất sét và

điều kiện đặt tải thoát nước trong cát chặt, khi mà ứng suất pháp hiệu quả chỉ từ trung bình tới thấp. Trong các điều kiện khác, chỉ tiêu độ lún dường như khống chế thiết kế.

Móng trên cát và cuội sỏi

Trong các đất có tính thấm cao, những biến đổi của mực nước ngầm có thể xảy ra nhanh với ảnh hưởng tiếp theo về dung trọng và áp lực nước lỗ rỗng của đất. Tính sức chịu tải phải tiến hành đối với ứng suất hiệu quả và phương trình [11.5] được viết ở dạng :

$$q_{u(net)} = \sigma'_{VO} N_q s_q + \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma s_\gamma - \gamma' D \qquad [11.6]$$

Nhớ rằng thuật ngữ "lực dính" bị loại bỏ, bởi vì $c' = 0$. Các giá trị N_q và N_γ thường được suy từ các thí nghiệm hiện trường (xem mục 11.8), hoặc có thể lấy theo bảng 11–2 trong quan hệ với góc kháng cắt thoát nước φ'. Trị số σ'_{VO} là áp lực hiệu quả của lớp phủ tại độ sâu đặt móng :

$$\sigma'_{VO} = q_o + \sum(\gamma' \Delta z) \qquad [11.7]$$

ở đây : q_o – cường độ của tải trọng phụ trên mặt ;

Δz – bề dày lớp.

Trị số γ' là *trọng lượng đơn vị hiệu quả* của mỗi lớp đất được xác định như sau :

Ở trên mực nước ngầm : $\gamma' = \gamma$

Ở dưới mực nước ngầm :

không thấm $\gamma' = \gamma_{sat.} - \gamma_w$

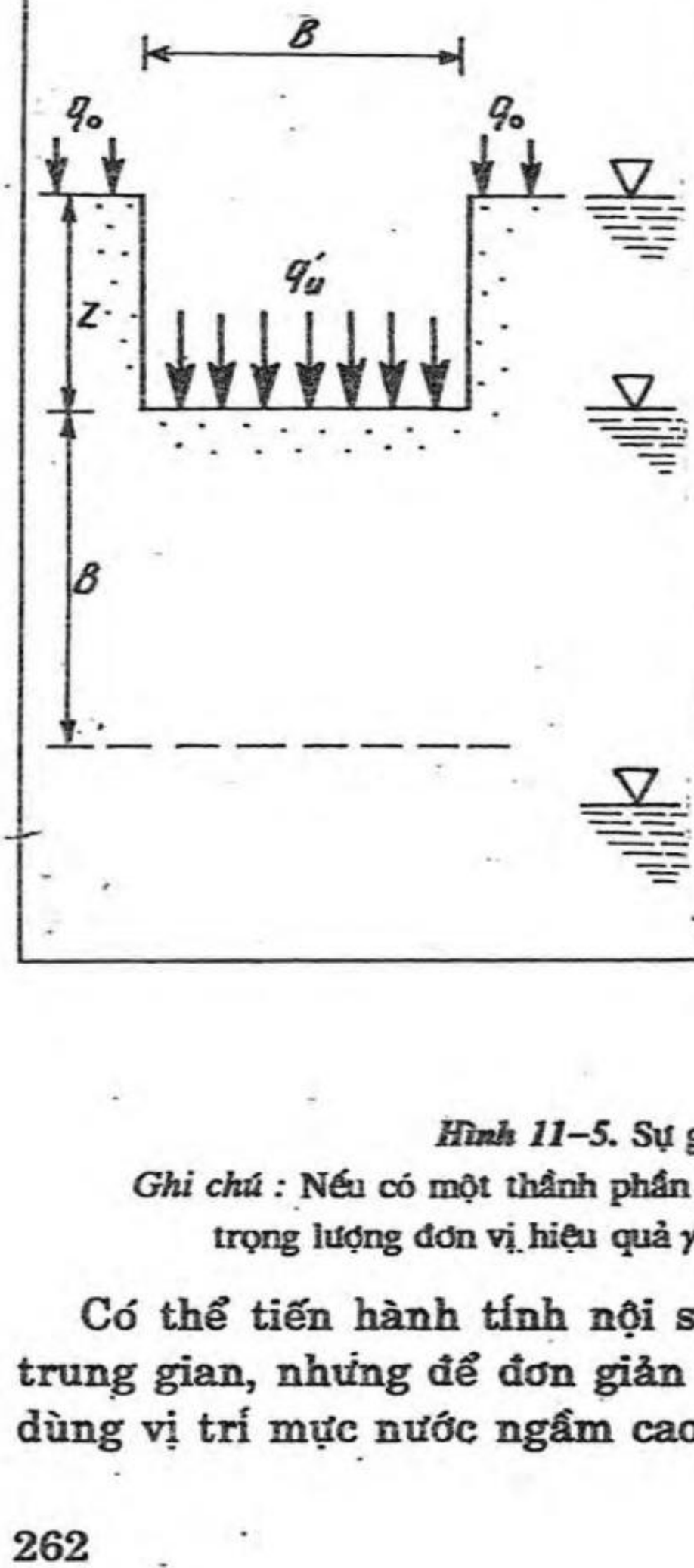
thấm thẳng đứng *đi lên* $\gamma' = \gamma_{sat.} - \gamma_w - i\gamma_w$

thấm thẳng đứng *đi xuống* $\gamma' = \gamma_{sat.} - \gamma_w + i\gamma_w$

ở đây : γ_w – trọng lượng đơn vị của nước, $\gamma_w = 9{,}81\ kN/m^3$;

i – gradien thủy lực của dòng thấm.

Sức chịu tải của đất không dính với giá trị φ' từ trung bình đến cao giảm nhiều khi mực nước ngầm nằm trong đới kéo dài từ mặt đất xuống tới dưới đáy móng một độ sâu là B. Hình 11–5 cho thấy các giá trị γ' được dùng trong các phương trình [11.6] và [11.7] đối với các vị trí giới hạn khác nhau của mực nước ngầm.

	Vị trí của nước ngầm	Số hạng thứ hai $\sigma_o' N_q = (q_o + \gamma' z) N_q$	Số hạng thứ ba $\frac{1}{2} B \gamma' N_\gamma$
	tại mặt đất	$\gamma' = \gamma - \gamma_w$	$\gamma' = \gamma - \gamma_w$
	tại đáy móng	$\gamma' = \gamma$	$\gamma' = \gamma - \gamma_w$
	dưới vùng bị động	$\gamma' = \gamma$	$\gamma' = \gamma$

Hình 11–5. Sự giảm γ' do nước ngầm

Ghi chú : Nếu có một thành phần dòng thấm đi lên với gradien thủy lực i, trọng lượng đơn vị hiệu quả γ' bị giảm thêm một lượng bằng $i\gamma_w$.

Có thể tiến hành tính nội suy cho các vị trí mực nước ngầm trung gian, nhưng để đơn giản và cho khả năng an toàn hơn nên dùng vị trí mực nước ngầm cao hơn liền kề.

Ví dụ mẫu 11.1. *Một móng băng rộng 2,5m đặt nông tại độ sâu 2m trong một lớp cát chặt thoát nước tốt có các đặc trưng sau :*

$$c' = 0\,; \qquad \varphi' = 34^{o}\,; \qquad \gamma = 19{,}0\ kN/m^3$$

Dựa trên sức chịu tải giới hạn và dùng hệ số an toàn là 3,0, hãy xác định tải trọng an toàn cho mỗi mét dài.

Bài giải

Trước hết xác định sức chịu tải cực hạn thực. Giả thiết không có tải trọng phụ trên mặt kề với móng :

$$q_{u(net)} = \gamma' D N_q s_q + \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma s_\gamma - \gamma' D$$

Từ bảng 11–2 : $N_q = 29{,}4,\ N_\gamma = 34{,}5.$

Từ bảng 11–3 : $s_q = s_\gamma = 1.0$

Trong điều kiện thoát nước tốt : $\gamma' = \gamma = 19\ kN/m^3.$

Vì thế
$$q_{u(net)} = 19 \times 2(29{,}4 - 1) + \frac{1}{2} \times 19 \times 2{,}5 \times 34{,}5$$
$$= 1899\ kN/m^2$$

Sức chịu tải an toàn $q_s = q_{u(net)}/F + \gamma' D$
$$= 1899/3 + 19 \times 2 = 671\ kN/m^3$$

Tải trọng an toàn cho mỗi mét dài : $Q_s = 671 \times 2{,}5 = \underline{1678\ kN}$

Ví dụ mẫu 11.2. *Một móng băng tại độ sâu 0,9m cần truyền một tải trọng toàn bộ là 650 kN/m tới một lớp cát chặt có các đặc trưng sau :*

$$c' = 0\,; \qquad \varphi' = 38^{o}\,; \qquad \gamma_{sat.} = 20{,}4\ kN/m^3.$$

Giả thiết là mực nước ngầm dâng lên tới mặt đất và chấp nhận hệ số an toàn là 3,0, xác định chiều rộng yêu cầu của móng.

Bài giải

Từ bảng 11–2 có $N_q = 48{,}9,\ N_\gamma = 67{,}4$

Sức chịu tải cực hạn thực :

$$q_{u(net)} = \gamma' D N_q + \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma - \gamma' D$$

$$= (20,4 - 9,81)0,9 \times 47,9 + \frac{1}{2}(20,4 - 9,81)B \times 67,4$$

$$= 456,9 + 356,9B$$

Độ lớn tải trọng an toàn $q_s = Q/B = q_{u(net)}/F + \gamma' D$

Do vậy $650/B = 152,3 + 119,0B + 0,9(20,4 - 9,81)$

Cho ta : $0 = 119,0B^2 + 161,8B - 650$

Từ đó $B = \underline{1,75m}$

Ví dụ mẫu 11.3. *Một móng hình vuông mỗi cạnh 4,2m đặt tại độ sâu 2,0m trong lớp cát có các đặc trưng sau :*

$$c' = 0 ; \qquad \varphi' = 32^o ; \qquad \gamma_{sat.} = 20\ kN/m^3.$$

Xác định sức chịu tải giới hạn của móng khi mực nước ngầm :

a) nằm sâu dưới đáy móng ;

b) nằm ngang đáy móng ;

c) bằng mặt đất ;

d) bằng mặt đất với gradien thủy lực thấm lên i = 0,4

Bài giải

Từ bảng 11–2 với $\varphi' = 32^o$ có $N_c = 35 ; N_q = 23,2 ; N_\gamma = 24,9$

Từ bảng 11–3 : $s_c = 1 + 23,2/35,5 = 1,653$

$s_q = 1 + tg32^o = 1,625$

$s_\gamma = 0,6$

Vì không có tải trọng phụ $\sigma'_o = \gamma' D$

a) Khi mực nước ngầm nằm sâu dưới đáy móng, phương trình [11.8] trở thành :

$$q_u' = 0 + \gamma D N_q s_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

$$= 0 + 20 \times 2{,}0 \times 23{,}2 \times 1{,}625 + \frac{1}{2} \times 20 \times 4{,}2 \times 24{,}9 \times 0{,}6$$

$$= 20 \times 75{,}4 + 20 \times 31{,}4 = \underline{2315 \text{ kN/m}^2}$$

b) Mực nước ngầm nằm ngang đáy móng :

$$q_u' = 0 + \gamma D N_q s_q + \frac{1}{2}(\gamma_{sat.} - \gamma_w) B N_\gamma s_\gamma$$

$$= 20 \times 75{,}4 + (20{,}0 - 9{,}81)31{,}4 = 1828 \text{ kN/m}^2$$

c) Mực nước ngầm bằng mặt đất :

$$q_u' = 0 + (\gamma_{sat.} - \gamma_w) D N_q s_q + \frac{1}{2}(\gamma_{sat.} - \gamma_w) B N_\gamma s_\gamma$$

$$= (20{,}0 - 9{,}81)75{,}4 + (20{,}0 - 9{,}81)31{,}4 = \underline{1088 \text{ kN/m}^2}$$

d) Với dòng thấm lên có i = 0,4 :

$$q_u' = (20{,}0 - 9{,}81 - 0{,}4 \times 9{,}81)75{,}4 + (20{,}0 - 9{,}81 - 0{,}4 \times 9{,}81)31{,}4$$

$$= \underline{669 \text{ kN/m}^2}$$

Ví dụ mẫu 11.4. *Cho ví dụ để thấy được sự đánh giá sức chịu tải cực hạn thực rất nhạy cảm với các biến đổi của giá trị φ' được đánh giá hay đo đạc.*

Bài giải

Hãy xem xét một móng băng đặt nông có :

$B = 1{,}5\text{m} ; D = 1{,}0\text{m} ; c' = 0 ; \gamma = 20 \text{ kN/m}^2$.

Sức chịu tải giới hạn thực :

$$q_{u(net)} = \gamma' D N_q + \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma - \gamma D$$

$$= 20(N_q - 1) + 15N_\gamma$$

Biến đổi của $q_{u(net)}$ với φ' được thấy ở bảng dưới : Các giá trị lập bảng khác là $R = q_u/q_{u(30)}$; một hệ số R được tiêu chuẩn hóa đối với $q_{n(net)}$ cho $\varphi' = 30^o$, và phần trăm sai số gây ra với sự đánh giá quá cao là 1^o trong giá trị của φ'.

φ' (độ)	N_q	N_γ	$q_{u(net)}$ (kN/m^2)	$R = \frac{q_u}{q_{u(30)}}$	% sai số của $\Delta\varphi' = +1^o$
20	6,40	3,54	161	0,26	14,2
25	10,7	8,11	316	0,51	14,2
30	18,4	18,1	620	1,0	14,5
35	33,3	40,7	1257	2,03	16,0
40	64,2	95,5	2697	4,35	17,5
45	135	241	6295	10,2	20,2

Cát và cuội sỏi chặt trung bình đến chặt, thoát nước

Trong những đất này, sức chịu tải giới hạn cũng cao, ngay cả khi tính đến sự dao động của mực nước ngầm, vì thế trong nhiều trường hợp tiêu chuẩn độ lún chấp nhận được sẽ khống chế thiết kế.

Cát và cuội chặt trung bình bão hòa

Mực nước ngầm cao có thể làm giảm sức chịu tải giới hạn trên 60% và phải dự đoán điều kiện thoát nước sau khi xây dựng và đánh giá các "trường hợp xấu nhất" xảy ra. Trong một số trường hợp móng băng hẹp, thì sức chịu tải giới hạn có thể khống chế thiết kế, nhưng với các móng băng rộng và móng bè thì độ lún luôn là yếu tố khống chế. Ngoài ra, việc xem xét ảnh hưởng của bơm hút trong lúc xây dựng cũng quan trọng.

Cát chứa bụi và cát rời rạc bão hòa

Trong cát hạt mịn hoặc hạt trung – hạt mịn và cát chứa bụi rất rời rạc ($N < 5$) bão hòa mực nước ngầm dâng nhanh có ảnh

hưởng lớn đến sự ổn định giới hạn. Cũng có khả năng phải xem xét sự hóa lỏng do rung động tạo ra bởi xe cộ, máy mọc, động đất,... Hoặc là đất được đầm tới trạng thái chặt hơn (bằng đầm lăn, nén chặt, đầm rung, đầm động, đầm nén sâu bằng chùy rung,...) hoặc là móng phải hạ xuống lớp thích hợp hơn.

Móng trên đất sét và đất bụi

Sức chịu tải cực hạn của đất dính có tính thấm kém là kém nhất ngay sau khi xây dựng, trước khi áp lực nước lỗ rỗng có thời gian để tiêu tán, có nghĩa là trong điều kiện không thoát nước. Trong khoảng thời gian khi xảy ra cố kết, độ cứng của đất tăng lên và độ bền chống cắt cũng tăng lên. Do vậy, thiết kế móng trên đất dính phải theo điều kiện không thoát nước hoặc điều kiện ứng suất tổng.

Skempton (1951) đề thị là, với đất sét bão hòa không thoát nước ($\varphi_u = 0$) dùng dạng phương trình cơ bản của Terzaghi, nhưng với giá trị N_c tùy theo hình dạng và độ sâu đặt móng.

Với $$\varphi_u = 0 : q_u = C_u N_c + \gamma D \qquad [11.8a]$$

$$q_{u(net)} = c_u N_c \qquad [11.8b]$$

(Vì $N_q = 1$ và $N_\gamma = 0$)

Giá trị N_c có thể xác định từ biểu đồ ở hình 11 – 6 hoặc theo biểu thức kinh nghiệm sau :

$$N_c = 5{,}14\left(1 + 0{,}2\frac{B}{L}\right)\left[1 + \sqrt{(0{,}053\frac{D}{B}}\right] \qquad [11.9]$$

với các giá trị lớn nhất khi $D/B \geqslant 4{,}0$ như sau :

khi $B/L = 0$, $N_c \geqslant 7{,}5$ (móng băng) ;

khi $B/L = 1{,}0$, $N_c \geqslant 9{,}0$ (móng tròn hay hình vuông).

Các giá trị trên dường như được suy ra bằng một số phân tích ngược cho sự phá hoại đã biết, chỉ trừ trường hợp của đất sét rất nhạy hay đất sét chảy.

Ví dụ mẫu 11.5. *Một móng hình chữ nhật dài 15m, rộng 6m đặt tại độ sâu 4,5m trong một lớp đất dính có các đặc trưng sau :*

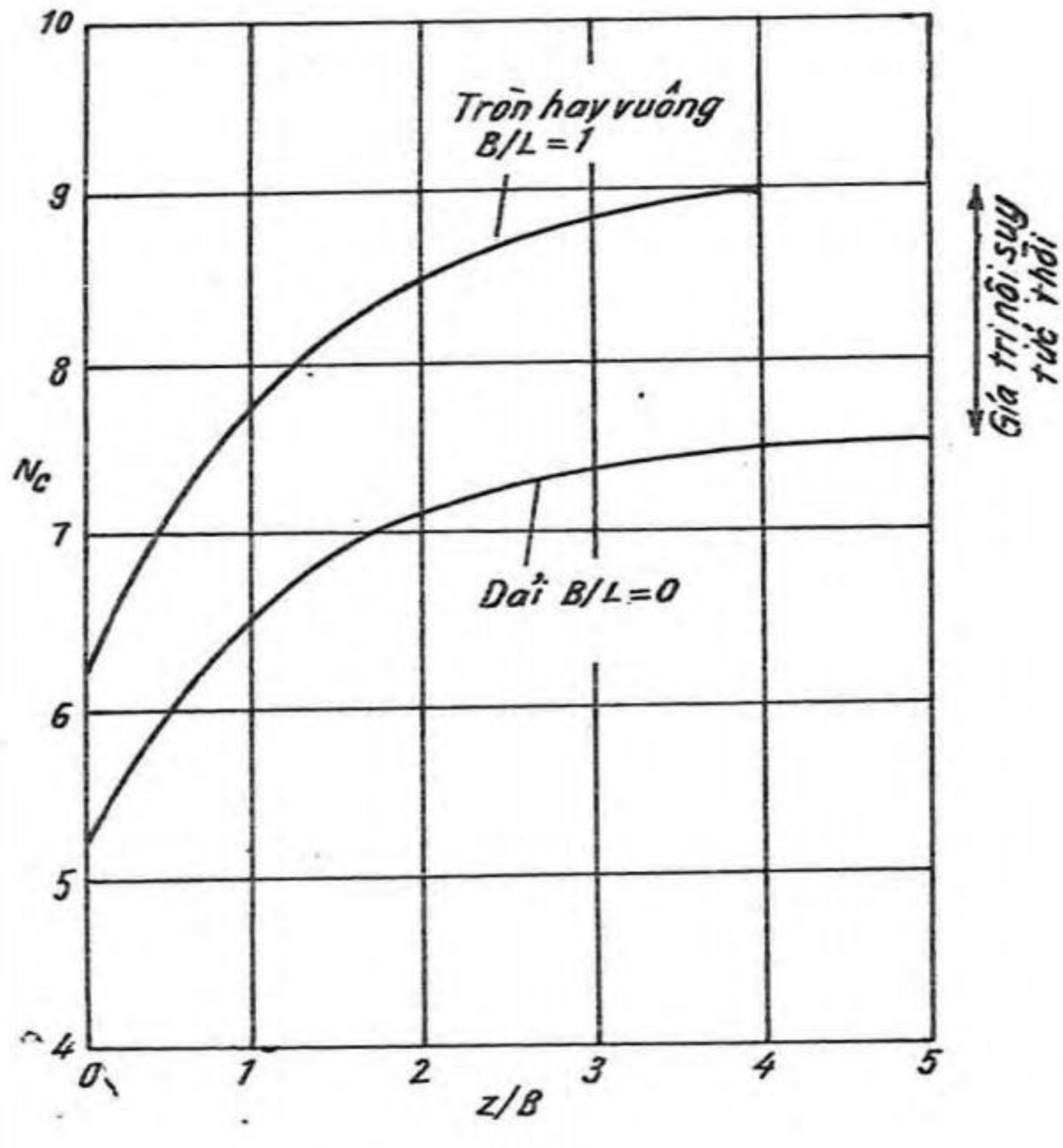
$$c_u = 40kN/m^2 ; \qquad \varphi_u = 0 ; \qquad \gamma = 18kN/m^3$$

Xác định sức chịu tải giới hạn cho móng.

Bài giải

$$D/B = 4,5/6,0 = 0,75,$$

$$B/L = 6/15 = 0,40.$$



Hình 11–6. Các giá trị N_c của Skempton khi $\varphi_u = 0$

Dùng giá trị N_c của Skempton bằng cách nội suy từ hình 11–6 :

$$N_c = 6,7$$

Vì thế $q_u = c_u N_u + \gamma D$

$$= 40 \times 6,7 + 18 \times 4,5 = \underline{349\ kN/m^2}$$

Dùng phương trình [11.9] :

$$N_c = 5,14(1 + 0,2 \times 0,40)[1 + (0,053 \times 0,75)^{1/2}] = 6,66$$

Do vậy :

$$q_u = 40 \times 6,66 + 18 \times 4,5 = 347\ \underline{kN/m^2}$$

Dùng phương trình tổng quát [11.5] và các hệ số theo bảng 11–2 và 11–3 :

$$N_c = 5,14 ; \qquad N_q = 1 ; \qquad N_\gamma = 0.$$

$$s_c = 1 + 0,40\,\frac{1}{5,14} = 1,078 ; \quad s_q = 1,0.$$

Do vậy : $q_u = 40 \times 5,14 \times 1,078 + 18 \times 4,5 = 303 kN/m^2$

Kết quả cuối cùng này thấp hơn hai kết quả khác khoảng 11% và có thể xem là giá trị thận trọng.

Ví dụ mẫu 11.6 *Xác định bề rộng của một móng băng cần chuyển một tải trọng toàn bộ là 550kN/m ^{2} ở tại độ sâu 1,5m vào lớp đất dính có các đặc trưng sau :*

$$c_u' = 90kN/m^2 ; \varphi_u = 0 ; \qquad \gamma = 18kN/m^3.$$

Bài giải

Sức chịu tải an toàn $q_s = \dfrac{Q}{B}$

và $q_{u(net)} = c_u N_c = 90N_c$

nên $q_s = \dfrac{90N_c}{F} + \gamma D = \dfrac{550}{B}$

Thử với $B = 2,0m$; $D/B = 0,75$; $B/L = 0$:

$$N_c = 5,14[1 + (0,053 \times 0,75)^{1/2}] = 6,16$$

$$q_s = 30 \times 6,16 + 19,0 \times 1,5 = \frac{550}{B}$$

Cho ta $B = 2,6m$

Thử với $B = 2,5m$; $D/B = 0,6$

$$N_c = 5,14[1 + (0,053 \times 0,6)^{1/2}] = 6,06$$

$$q_s = 30 \times 6,06 + 19,0 \times 1,5 = \frac{550}{B}$$

Cho ta $B = 2,6m$

Vì thế bề rộng móng băng $B = \underline{2,6m}$

Ví dụ mẫu 11.7. *Một móng băng cần truyền một tải trọng toàn bộ là 1,1MN/m vào một lớp đất quá cố kết có các đặc trưng sau :*

$c' = 18kN/m^2$; $\varphi' = 26^o$; $\gamma = 19kN/m^3$.

Với hệ số an toàn là 3,0, xác định bề rộng móng yêu cầu khi độ sâu đặt móng là :

a) 1,0m ;

b) 2,0m.

Bài làm

Từ bảng 11–2 có : $N_c = 22,3$; $N_q = 11,9$; $N_\gamma = 9,53$.

Gọi B là bề rộng móng, sức chịu tải thực yêu cầu :

$$q_{net} = \frac{1,1 \times 10^3}{B} - \gamma D = \frac{q_{u(net)}}{F}$$

a) Khi $D = 1,0m$

$$q_{u(net)} = c_u N_c + \gamma D(N_q - 1) + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

$$= 18 \times 22,3 + 19,10 \times 1,0 \times 10,9 + \frac{1}{2} \times 19,0B \times 9,53$$

$$= 609 + 90,5B \text{ kN/m}^2$$

Vì thế $\frac{1,1 \times 10^3}{B} - 19,0 \times 1,0 = \frac{609 + 90,5B}{3}$

Cho ta $1,11 \times 10^3 = (203 + 30,2B + 19)B$

hoặc $B^2 + 7,35B - 36,4 = 0$

Do vậy $B = 3,4m$

b) Khi $D = 2,0m$

$$q_{u(net)} = 18 \times 22,3 + 19,0 \times 2,0 \times 10,9 + \frac{1}{2}\ 19,0B \times 9,53$$

Vì thế $\frac{1,1 \times 10^3}{B} - 19,0 \times 2,0 = \frac{816 + 90,5B}{3}$

Rút ra : $B^2 + 10,3B - 36,4 = 0$

Do vậy $B = \underline{2,8m}$

Như vậy, bề rộng móng yêu cầu giảm đi khi độ sâu đặt móng tăng lên (với D = 3m thì B = 2,3m).

Đất sét cứng đến chặt cứng

Trong hầu hết các trường hợp của đất có tính thấm kém như đất sét cố kết thông thường từ cứng đến chặt cứng, đất sét quá cố kết không bị phong hóa và nứt nẻ (bao gồm đất sét tảng lăn), thì tiêu chuẩn về sức chịu tải giới hạn sẽ khống chế thiết kế. Nếu đối với phá hoại giới hạn, sử dụng hệ số an toàn tối thiểu là 2,5, thì độ lún sẽ luôn ở trong giới hạn cho phép.

Điều kiện đặt tải không thoát nước ngắn ngày trong lúc xây dựng hoặc ngay sau khi xây dựng sẽ là điều kiện nguy hiểm nhất, vì thế có thể dùng các phương trình [11.8] và [11.9]. Với độ sâu

đặt móng nông, có thể là giả thiết là độ bền chống cắt không thoát nước là hằng số và bằng cách lấy *trung bình* các giá trị giới hạn tin cậy nhận được trong các thí nghiệm ba trục qui ước cố kết – không thoát nước. Mẫu lấy trong đới nằm giữa độ sâu đặt móng và độ sâu bằng bề rộng móng.

Đất sét và bụi cố kết thông thường yếu (mềm)

Độ lún do cố kết chắc chắn là chỉ tiêu thiết kế của đất có tính nén trung bình đến cao. Đánh giá thận rọng sức chịu tải giới hạn tùy theo cả độ lún chịu được và phá hoại cắt cực hạn, trị số thấp nhất được chấp nhận là giá trị thiết kế.

Đất sét quá cố kết yếu tới cứng

Độ cứng và độ bền của đất sét quá cố kết chịu ảnh hưởng lớn của phong hóa như đất sét phong hóa màu nâu London

Trương nở diễn ra và độ bền chống cắt không thoát nước giảm xuống một lượng đáng kể. Sự có mặt của khe nứt sẽ làm tăng tốc độ trương nở, đặc biệt trong các điều kiện nào đó của vết lộ như mặt đất bị chia cắt bằng các sườn dốc mới và ở nơi có mực nước ngầm dao động. Phải kiểm tra cả ổn định ngắn ngày (không thoát nước) lẫn ổn định dài ngày (thoát nước). Với phân tích dài ngày, phải đánh giá ứng suất hiệu quả và dùng các thông số của trạng thái giới hạn như $c' = 0$ và $\varphi' = \varphi'_c$. Phải dùng các tính chất của đất sét phong hóa chứ không phải là đất sét tươi khi tính độ lún (hoặc sức chịu tải cho phép). Ngoài ra, phải xem xét khả năng *trương nở* trong khi xây dựng vào lúc đã đào sâu hố móng và móng tải trọng nhẹ đã hoàn thành.

Nhà nhiều tầng và công trình nặng

Hầu hết các công trình này được xem thuộc về bài toán *Cấp địa kĩ thuật 3* (xem Phụ lục A) và đòi hỏi phải sử dụng một chuyên gia địa kĩ thuật. Phải tiến hành phân tích đầy đủ về ứng suất, áp lực nước lỗ rỗng, biến dạng thẳng đứng và biến dạng hông, sức chịu tải.

Trầm tích phân lớp

Lớp sét mỏng ở trên trầm tích bền hơn (hình 11–7a)

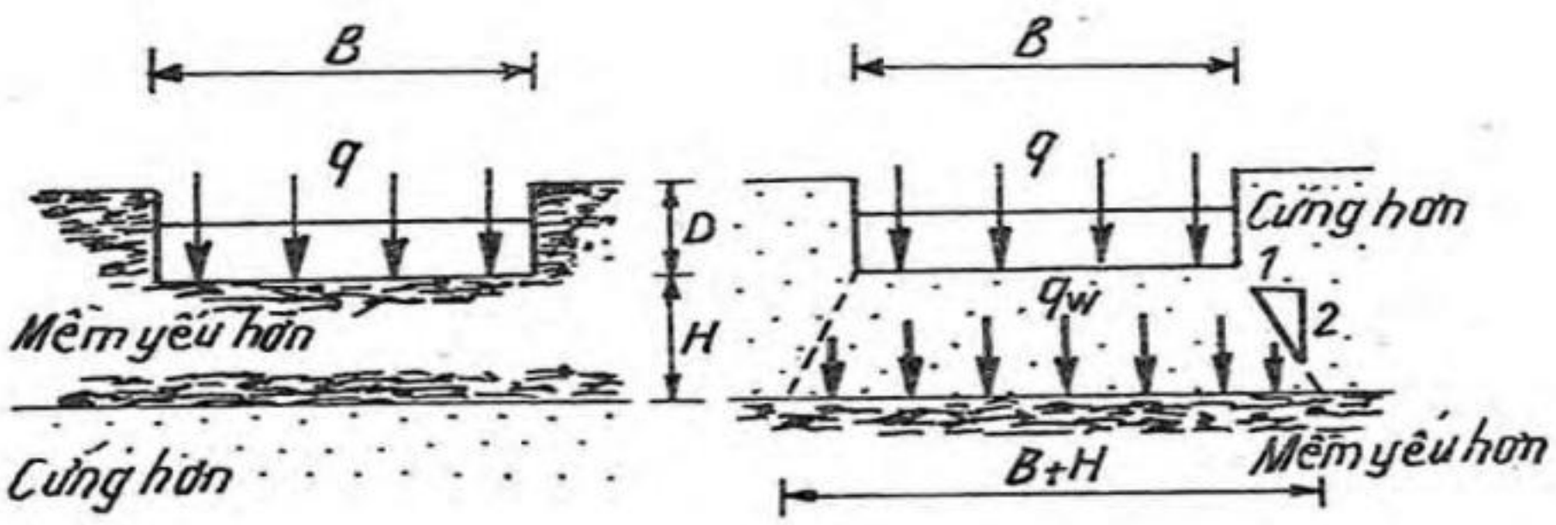
Nếu sức chịu tải cực hạn khống chế thiết kế ở trong lớp đất cùng loại dày hơn, có thể dùng dạng biến đổi của phương trình [11.8]

Sức chịu tải giới hạn thực $q_{u(net)} = c_u N_{cH}$, **[11.10]**

ở đây : N_{cH} **– hệ số sức chịu tải của Skempton, được biến đổi như sau :**

B/H	<2	2 – 7	> 7
N_{cH}	N_c	$N_c + (B/2H-1)$	7,6

H – bề dày của lớp mỏng.



Hình 11–7. **Ảnh hưởng của một lớp yếu hơn**
a) lớp yếu hơn nằm trên ; b) lớp yếu hơn nằm dưới

Lớp yếu hơn nằm dưới (hình 11–7b)

Phương cách đơn giản nhất cho bài toán này là giả thiết tải trọng tác dụng mở ra bên cạnh theo hệ số 2 : 1. Do vậy tại nóc của lớp yếu hơn tải trọng tác dụng đồng đều được giả thiết là :

Móng băng : $$q_w = q \frac{B}{B+H}$$ **[11.11a]**

Móng chữ nhật : $$q_w = q \frac{B^2}{(L+H)(B+H)}$$ [11.11b]

Móng tròn : $$q_w = q \frac{B^2}{(B+H)^2}$$ [11.11c]

Các biểu thức này thực sự đánh giá quá thấp q_w tại trung tâm và đánh giá quá cao q_w tại mép móng, nhưng được xem là chấp nhận được nếu hệ số an toàn ít nhất là 3. Các phân tích chặt chẽ và chính xác hơn tham khảo mục 6.11.

11.6. Tiêu chuẩn độ lún cho thiết kế móng

Đa số móng được dùng cho các công trình cỡ nhẹ hoặc trung, bao gồm khu nhà ở. Phần lớn, chúng được "thiết kế" đơn giản trên cơ sở những qui ước thực hành, hoặc theo các chỉ dẫn trình bày trong các quy định của địa phương (xem mục 11.1). Chắc chắn là, hầu hết công trình được thiết kế quá cao, nhưng sự dư thừa thông thường này không tác động mạnh đến các thiệt hại kinh tế trầm trọng. Các phương pháp thiết kế "thích hợp" đơn giản nhất chỉ dựa trên các đặc trưng chỉ số (xem mục 7.19 và 10.3) nhưng cho các kết quả rất gần với kết quả nhận được bằng các phương pháp chặt chẽ hơn.

Giá trị giả thiết cho tải trọng thiết kế thường lớn hơn nhiều giá trị công trình sẽ gây ra, đặc biệt ở nơi có tính đến hoạt tải. Ở đa số các công trình, hoạt tải vào khoảng 15 – 30% tải trọng bản thận, và thường toàn bộ tải trọng bản thân đã tác dụng trước khi việc láp ráp cuối cùng và sự hoàn thiện hoàn thành. Vì thế, phần lớn độ lún tức thời là do tải trọng bản thận và trong nhiều trường hợp (như trong đất không dính và đất sét chặt sít) hầu như hoàn thành vào cuối thời gian xây dựng.

Vấn đề chủ yếu gắn bó với lún trong quá trình làm việc của công trình là nứt do biến dạng xoắn góc. Các thành phần của công trình như tường gạch và tấm sàn bê tông thường rất giòn và dễ dàng bị nứt khi bị xoắn. Mặc dầu phá hoại giòn như thế ít xảy ra hơn với các vật liệu dễ uốn chế tạo bằng thép, gỗ và bê tông cốt

thép, nhưng sự quá ứng suất không chấp nhận được vẫn có thể xẩy ra.

Quyết định tiêu chuẩn

Việc xác định yếu tố nào quyết định giới hạn độ lún chịu được thường được lấy tùy tiện hoặc sai lầm. Tuy nhiên, hậu quả, nếu bất lợi, sẽ ảnh hưởng đến nhiều người : kiến trúc sư, người thiết kế công trình, chuyên gia địa kĩ thuật, người thầu, chủ công trình, người sử dụng công trình, nhân viên khuyến mại, bảo hiểm. Các tính năng giới hạn xuất phát từ những người chịu trách nhiệm thiết kế, nhưng chỉ sau khi đã tham khảo các bên liên quan khác. Ba nhóm tiêu chuẩn cần được xem xét là :

a) Biểu hiện nhìn thấy được. Độ lệch khỏi phương thẳng đứng lớn hơn 1/250 sẽ thấy rõ và có thể làm cho người sử dụng và người quan sát cảm thấy sợ hãi. Đáng chú ý tương tự là độ lệch theo phương ngang là 1/100 và hệ số độ võng/khẩu độ là 1/250.

b) Hư hại nhìn thấy được. Mức độ hư hại chấp nhận được thay đổi cụ thể theo loại và bộ phận công trình bị tác động. Jennings và Kerrich (1962) đề nghị cách phân loại hư hại có liên hệ với sự dễ dàng khi sửa chữa. Dựa chủ yếu vào công trình này, Burland, Broms và de Mello (1978) đã sắp đặt cách phân loại như ở bảng 11–4.

c) Hư hại tác động đến kết cấu hoặc tính tổng hợp chức năng.

Hư hại do khe nứt có thể cho nước hoặc các dung dịch khác xâm nhập dẫn tới sự phát triển tiếp theo của các hư hại khác, như ăn mòn cốt thép, suy yếu các vật liệu liên kết, đẩy mạnh sự mục nát hoặc phân rã, ... Giới hạn của sự di chuyển và biến dạng xoắn lệch bị áp đặt bởi tính năng sử dụng của công trình hoặc một bộ phận riêng như thang máy, phương tiện vận chuyển, cần trục ở trên cao, máy móc chính xác, hệ thống tiêu nước, cửa lớn,... Trong các kho hàng hiện đại, việc dùng hệ thống lưu giữ và sửa chữa tự động đòi hỏi những qui định riêng. Phải lưu ý đặc biệt để ngăn chặn hư hại do nứt trong các tường gạch chịu lực vì sự mất tính toàn vẹn của công trình có thể làm suy giảm lan rộng ra cơ cấu chịu lực của nhà.

BẢNG 11–4. PHÂN LOẠI THEO SỰ HƯ HẠI NHÌN THẤY ĐƯỢC CỦA TƯỜNG VÀ YÊU CẦU SỬA CHỮA ĐƠN GIẢN

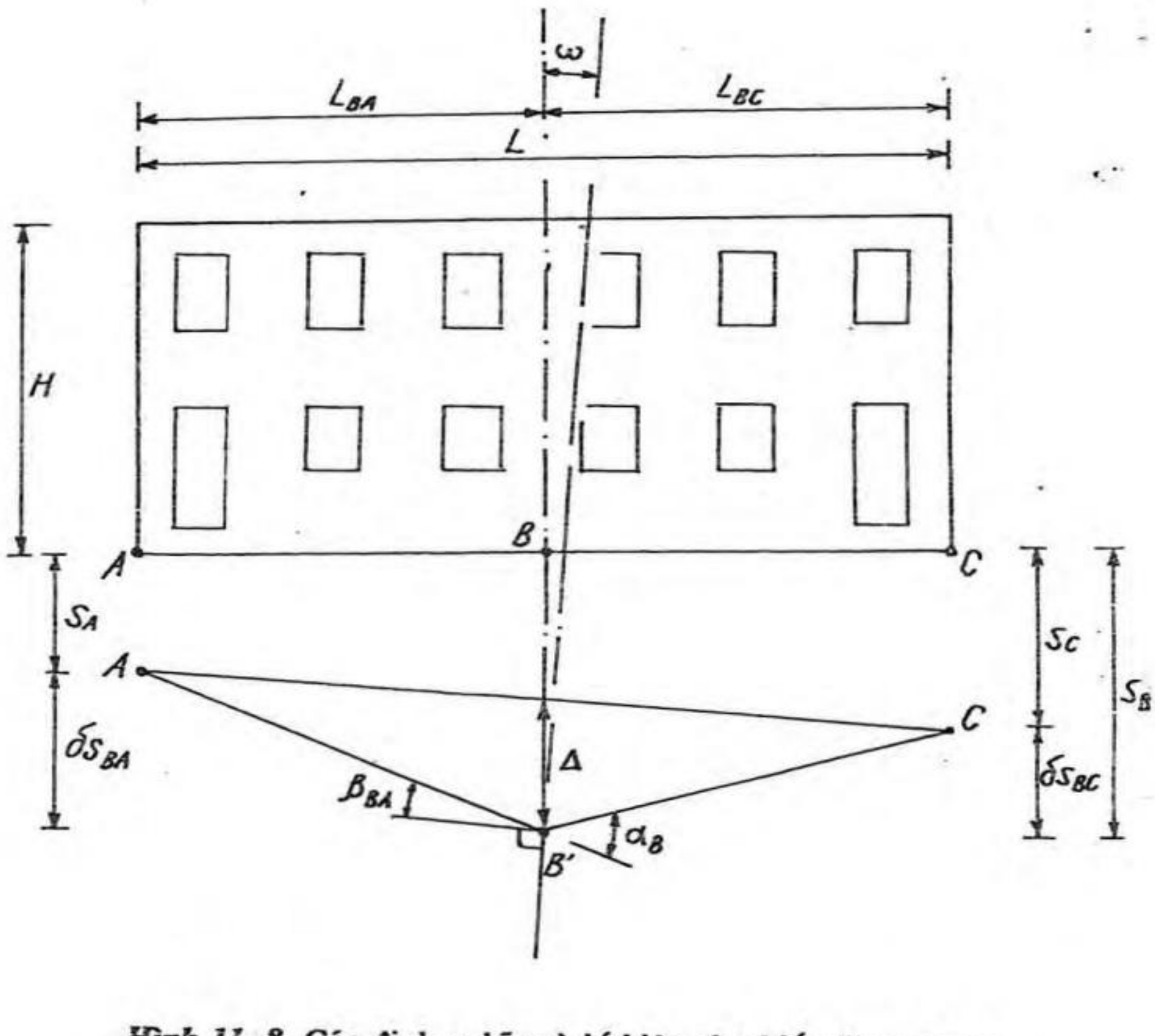
(Theo Burland, Broms và de Mello, 1978)

Cấp hư hại	*Miêu tả hư hại điển hình* yêu cầu sửa chữa được in nghiêng*	*Chiều rộng gần đúng khe nứt (mm)*
0 Không đáng kể	Khe nứt đường kẻ nhỏ hơn 0,1mm được phân cấp hư hại là không đáng kể	< 0,1
1 Rất nhỏ	*Khe nứt nhỏ có thể xử lí dễ dàng trong hoàn thiện thông thường*. Có thể trong công trình có nứt nhẹ riêng biệt. Các khe nứt bên ngoài công trình bằng gạch thấy được khi xem xét kĩ ở gần.	1–5
2 Nhỏ	*Khe nứt dễ lấp đầy. Có yêu cầu phải hoàn thiện lại*. Thấy một số nứt nhỏ bên trong công trình. Khe nứt thấy được ở bên ngoài và một số cần được trát lại bên ngoài để bảo đảm không bị phong hóa. Cửa ra vào và cửa sổ có thể phình nhẹ	> 5
3 Trung bình	*Các khe nứt phần nào mở rộng và được thợ nề trát lại. Các khe nứt lặp đi lặp lại có thể bảo vệ bằng lớp liên kết thích hợp. Trát lại bên ngoài công trình bằng gạch và một khối lượng nhỏ* công trình bằng *gạch có khả năng phải yêu cầu thay thế*. Cửa ra vào và cửa sổ phình ra, các đường ống phục vụ có thể nứt, tính kín phong hóa thường suy kém.	5 – 15 hoặc số khe nứt ≥ 3
4 Nghiêm trọng	*Công việc sửa chữa lớn bao gồm phải phá ra và thay thế các phần tường, đặc biệt ở trên cửa ra vào và cửa sổ*. Các khung cửa sổ và cửa ra vào bị biến dạng, sàn nghiêng đi rõ ; tường bị nghiêng hoặc phồng ra một cách đáng lưu ý ; dầm bị giảm sức chịu ; đường ống phục vụ bị vỡ.	15 – 25, nhưng phụ thuộc vào số khe nứt
5 Rất nghiêm trọng	*Yêu cầu sửa chữa lớn bao gồm xây lại một phần hoặc toàn bộ*. Dầm mất khả năng chịu tải, tường nghiêng thảm hại và cần chống đỡ bằng cột ; cửa sổ biến dạng vỡ tung ; nguy hiểm do không ổn định.	Thường > 25, nhưng cũng phụ thuộc vào số khe nứt

* Chiều rộng khe nứt chỉ là một khía cạnh hư hại và không được dùng là một số đo trực tiếp của hư hại.

Ghi chú : Trong việc đánh giá cấp hư hại phải lưu ý vị trí của nó ở trong công trình hay kết cấu

Một số nghiên cứu của Skempton và MacDonald (1955), Polshin và Tokar (1957), Bjerrum (1963), Burland và Worth (1975) đề nghị giải quyết với các giới hạn thiết kế kiến nghị là độ lún, độ lún chênh lệch và biến dạng góc. Những chỉ dẫn về độ lún và độ lún chênh lệch đã được nêu trong mục 11.2. Các định nghĩa về đọ lún và độ xoắn sau đây (theo Burland và Wroth) được đề nghị dùng trong các nghiên cứu định lượng liên quan với việc thiết kế móng (xem thêm hình 11–8).



Hình 11–8. Các định nghĩa và kí hiệu cho biến dạng móng
(theo Burland và Wroth, 1975)

Độ lún s hay ρ là chuyển vị đi xuống của một điểm đã cho, như độ lún của điểm B bằng s_B.

Độ lún chênh lệch δ_s hay δ_ρ là chuyển vị của một điểm này đối với một điểm khác, như chuyển vị của B đối với A bằng δs_{BA}

Biến dạng góc α tại một điểm là sự thay đổi độ đốc tại điểm này, như $\alpha_A = \delta s_{BA}/L_{BA} + \delta s_{BC}/L_{BC}$.

Góc nghiêng ω là góc xoay của vật thể rắn của một đơn vị công trình được định rõ ràng.

Độ xoay tương đối β là độ xoay của một đường thẳng giữa hai điểm mốc có liên quan tới sự nghiêng.

Độ võng Δ là chuyển vị lớn nhất diễn ra giữa hai điểm so với đường thẳng vẽ giữa chúng.

Độ méo góc Δ/L là tỉ số của độ võng giữa hai điểm với khoảng cách giữa chúng. Ghi nhớ rằng độ méo góc giống như độ xoay tương đối khi dùng biến dạng cắt đơn giản ; tuy nhiên, đó không phải là trường hợp uốn khi sự xoay xảy ra tại các gối đỡ của dầm đơn.

Giới hạn của biến dạng góc (xoắn)

Bảng 11–5 cho các giá trị chỉ dẫn về giới hạn biến dạng góc xoắn liên quan với hư hại đã quan sát được. Skempton và Mac Donald đề xuất các giới hạn thiết kế thực hành về biến dạng góc là 1/500 cho hầu hết các công trình thông thường và 1/1000 khi cần tránh hư hại là các khe nứt nhìn thấy được. Hư hại công trình ít xảy ra với giá trị Δ/L nhỏ hơn 1/150.

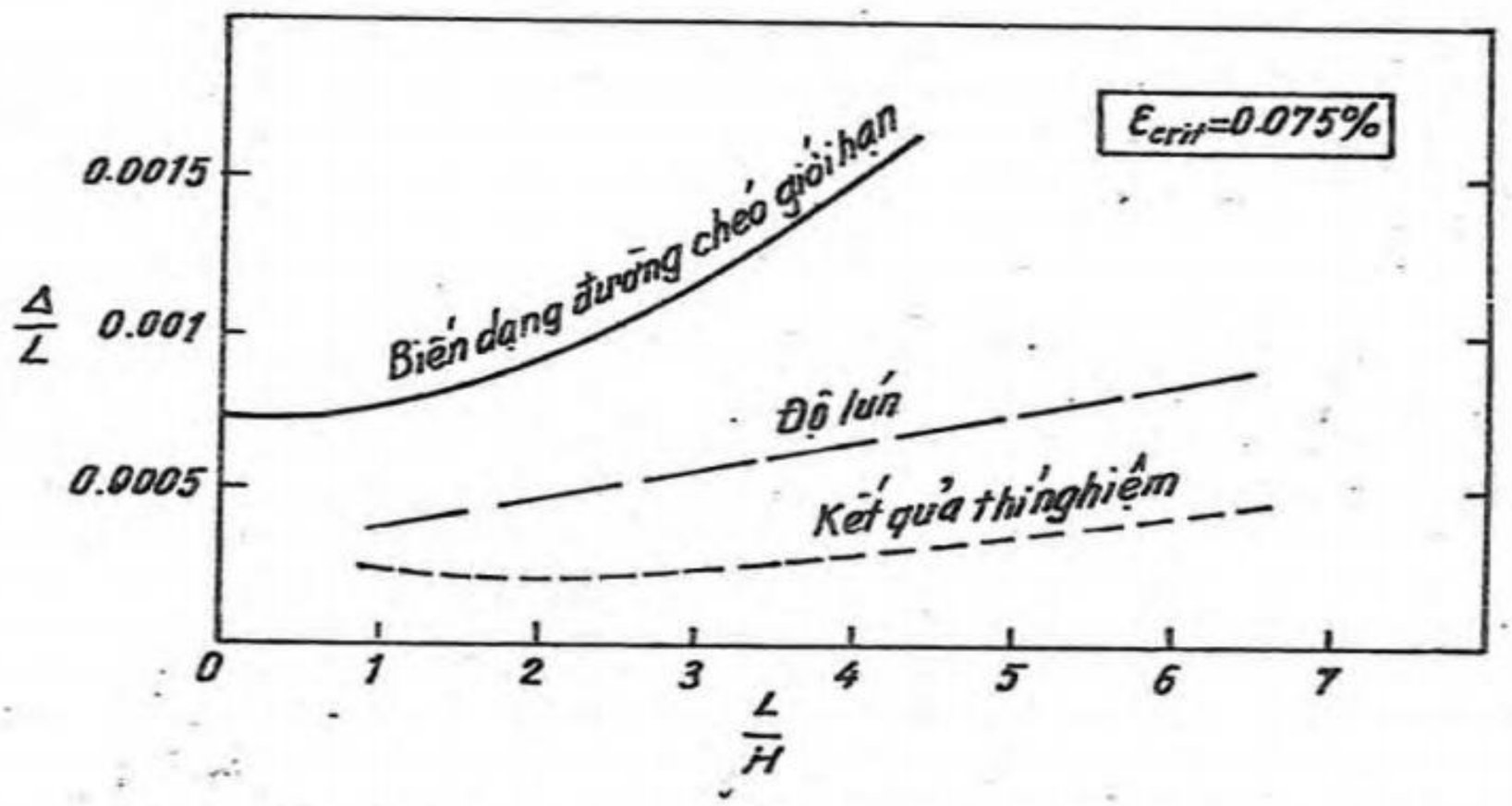
BẢNG 11–5. GIỚI HẠN BIẾN DẠNG GÓC

Theo Skempton và MacDonald (1956), Bjerrum (1963), Burland và Wroth (1975)

Δ/L	*Hoàn cảnh công trình giới hạn*
1/5000	Vết rạn li ti quan sát thấy trong công trình bằng gạch không cốt thép ; các tường chịu tải bị cong.
1/3000	Các vết nứt nhìn thấy ở các tường chịu tải
1/1000	Các vết nứt nhìn thấy ở tường gạch chèn khung
1/750	Giới hạn thực tế để ngăn chặn sự mất cân bằng của máy móc nhạy.
1/600	Mực quá ứng suất cho phép trong các cấu kiện nghiêng trở nên đáng kể.
1/500	Giới hạn thực tế để ngăn chặn các vết nứt trầm trọng trong nhà khung và công trình hiện đại.
1/300	Hư hại tới khung công trình và tường panen ; có vấn đề cho đường đi của các cần trục ở cao.
1/250	Nghiêng đáng chú ý trong các nhà nhiều tầng
1/150	Hư hại kết cấu đối với hầu hết các công trình.

Burland và Wroth đã nghiên cứu một loạt quan hệ để sử dụng trong thiết kế, hầu hết dựa trên cơ sở sự nứt nẻ của một dầm đồng nhất có tính giòn. Mặc dù các quan hệ này có được từ một phần tích ít chính xác chúng cũng cho các giá trị có thể so sánh với các giá trị liên hệ với các hư hại quan sát được. Dùng phân tích đàn hồi cổ điển và chấp nhận tiêu chuẩn do Skempton và Mac Donald, Polskin và Tokar đề nghị, một tập hợp tiêu chuẩn thực hành được đề nghị cho vết nứt và hư hại khác. Tiêu chuẩn kiến nghị rằng sự xuất hiện của vết nứt liên quan với biến dạng kéo gây ra do xoắn : với công trình bằng gạch và vật liệu giòn tương tự, sự xuất hiện này nằm trong phạm vi 0,05 đến 0,1%. Vì thế, một giá trị giới hạn được đề nghị cho $e_{crit.} = 0{,}075\%$. Yếu tố khống chế khác là hệ số modun cứng (E/G) : với vật liệu đẳng hướng E/G = 2,6, nhưng với kết cấu mềm khi cắt E/G sẽ cao hơn và với kết cấu tương đối cứng thì thấp hơn.

Các giá trị giới hạn được đề nghị cho ở hình 11–9 và dựa trên $e_{crit.} = 0{,}075\%$, các dạng công trình khác nhau được phân loại như sau :



Hình 11–9. Biến dạng góc lớn nhất liên hệ với hình dạng của thành phần (Theo Burland và Wroth, 1975)

a) Công trình có độ cứng kháng cắt thấp như nhà khung, tường có cốt thép,. .. ở đây vết nứt do biến dạng kéo xiên sẽ là tiêu chuẩn giới hạn.

b) Công trình võng xuống rất giòn khi bị kéo như công trình bằng gạch không có cốt thép và tường xây, ở đây biến dạng kéo khi uốn tại biên trên sẽ là tiêu chuẩn giới hạn.

c) Công trình vòng lên rất giòn khi kéo như công trình bằng gạch không có cốt thép và tường xây, ở đây biến dạng kéo khi uốn tại biên trên sẽ là tiêu chuẩn giới hạn.

d) Công trình chịu uốn và cắt kết hợp như panen khung chèn và các kết cấu không cho phép có vết nứt, ở đây độ xoay tương đối β lớn nhất không quá 0,002 (1/500).

11.7. Đánh giá sức chịu tải cho phép

Trong đa số các bài toán thiết kế móng, giới hạn độ lún chịu được cho tính năng sử dụng sẽ khống chế thiết kế, nhưng người thiết kế phải có ý thức về các khả năng trạng thái tổng quát có thể xảy ra. Ổn định ngắn ngày và lâu dài có thể liên quan với các cơ chế khác nhau, ngoài ra cũng có thể là trạng thái trong lúc xây dựng. Giới hạn tùy ý được tổng quát hóa có thể không thích hợp cho các công trình phức tạp và ở nơi trạng thái đất có biến đổi. Một số bộ phận của công trình có thể có độ cứng lớn hơn hay nhỏ hơn bộ phận khác vì thế yêu cầu các giới hạn khác nhau. Tác dụng qua lại giữa công trình và đất thường làm tăng các cơ chế biến dạng đáng lưu ý nhất. Điều chủ yếu nhất của thiết kế tốt là việc đánh giá phải tùy theo và được suy ra từ những hiểu biết toàn diện về trạng thái của cả công trình và đất.

Sức chịu tải cho phép của đất sét

Các phương pháp tính lún được trình bày trong chương 10. Một khi *giới hạn độ lún chấp nhận* đã được xác lập với sự quan tâm tới quan hệ mật thiết của công trình và chức năng, thì có thể tính độ lớn của áp lực chịu tải gây ra độ lún đó. Với các trường hợp không phức tạp, có thể dùng phương pháp đơn giản hóa sau đây, còn ở nơi gồm có các lớp đất dễ nén sâu hay phân tầng phải dùng sự phân tích chính xác hơn.

Với *độ lún tức thời chấp nhận* s_i , từ phương trình [6.67] :

$$q_a = \frac{s_i E}{B(1-\nu^2)I_p} + \gamma D \qquad [11.12]$$

Với *độ lún do cố kết chấp nhận* s_c, từ phương trình [10.2] :

$$q_a = \frac{s_c}{m_v(I+1)H} + \gamma D \qquad [11.13]$$

ở đây : m_v – hệ số nén thể tích ;

H – bề dày của lớp nén ở dưới móng hoặc ít nhất là 2B.

I – hệ số ứng suất thích hợp nhận được theo chương 6, tương ứng với độ sâu H dưới móng.

Hai phương trình này dùng được trong điều kiện thoát nước nhưng phụ thuộc vào mức ứng suất hiệu quả ban đầu và cuối cùng trong đất ở dưới móng và quan hệ của chúng với ứng suất cố kết trước σ'_p. Nếu đất chịu ứng suất không quá σ'_p, có thể chấp nhận giả thiết biến dạng đàn hồi và dùng phương trình [11.12] với các thông số thoát nước E' và ν'. Một khi vượt quá σ'_p thì xảy ra lún do cố kết ; cần tính theo hai giai đoạn khi σ'_p nằm giữa ứng suất ban đầu và cuối cùng.

Ví dụ mẫu 11.8. *Một móng bè hình chữ nhật dài 25m, rộng 9m đặt tại độ sâu 3,2m. Mực nước ngầm ở dưới mặt đất 2,5m. Lớp đất sét sâu có các đặc trưng theo kết quả thí nghiệm trong phòng như sau :*

$c_u = 25 kN/m^2$; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 17{,}4 kN/m^3$

$c' = 5 kN/m^2$; $\varphi' = 23^\circ$; $E_o = 36 MN/m^2$

Xác định sức chịu tải cho phép trong các trường hợp sau đây :

A) Ngay sau khi xây dựng, giả thiết điều kiện bão hòa không thoát nước.

B) Sau một thời gian lâu hơn, giả thiết tốc độ đặt tải đủ chậm để không biểu hiện áp lực nước lỗ rỗng dư.

Bài giải

Xem xét với trường hợp hệ số an toàn đối với phá hoại cắt là 3,0, độ lún chịu được trung bình là 75mm, sức chịu tải cho phép sẽ lấy bằng trị số thấp nhất tương ứng nhận được

Đầu tiên, cần đánh giá các đặc trưng đàn hồi và hình học cơ bản :

$$B/L = 9/25 = 0{,}360$$

$$D/B = 3{,}2/9{,}0 = 0{,}356$$

$$\nu' \simeq \frac{K_o}{1 + K_o} = \frac{1 - \sin 23^o}{2 - \sin 23^o} = 0{,}38$$

Từ phương trình [6.12] : $E' = E'_o \left(1 - \frac{2\nu'^2}{1 - \nu'}\right)$

$$= 36{,}0 \left(1 - \frac{2 \times 0{,}38^2}{1 - 0{,}38}\right) = 19{,}2\ MN/m^2$$

Từ phương trình [6.14] : $E_u = E' \times \frac{1{,}5}{1 + \nu'} = 20{,}9\ MN/m^2$

Trường hợp A

a) Phá hoại cắt : $\varphi_u = 0$ dùng phương pháp Skempton

$$N_c = 5{,}14(1 + 0{,}2 \times 0{,}360)[1 + (0{,}053 \times 0{,}356)^{1/2}] = 6{,}26$$

Nên $q_{u(net)} = c_u N_u = 25 \times 6{,}26 = 157\ kN/m^2$

Do vậy $q_s = \frac{157}{3} + 17{,}2 \times 3{,}2 = \underline{108\ kN/m^2}$

b) Độ lún : Từ bảng 6 – 8 với $L/B = 2{,}778$

thì $I_{p(trungbình)} = 1{,}477$

Với điều kiện bão hòa không thoát nước $\nu = 0{,}5$

Vì vậy :

$$q_a = \frac{s_i E_u}{B(1 - \nu^2) I_p} = \frac{7{,}5 \times 10^{-3} \times 20{,}9 \times 10^3}{9(1 - 0{,}5^2)\ 1{,}477} = \underline{157\ kN/m^2}$$

Trong trường hợp A độ bền chống cắt của đất là yếu tố khống chế vì thế sức chịu tải cho phép là $\underline{108\ kN/m^2}$

Trường hợp B

a) Với điều kiện thoát nước hay lâu dài dùng các thông số ứng suất hiệu quả c', φ', ν', ... cùng với phương trình Terzaghi.

Từ bảng 11–2, với $\varphi' = 23^o$ thì $N_c = 18,1$; $N_q = 8,66$; $N_\gamma = 5,85$.

Từ bảng 11–3 : $s_c = 1 + 0,360 \times 8,66/18,05 = 1,17$

$s_q = 1 + 0,360\ tg23^o = 1,15$

$s_\gamma = 1 - 0,40 \times 0,360 = 0,856$

$\sigma'_o = 17,4 \times 25 + (17,4 - 9,81)(3,2 - 2,5) = 48,8\ kN/m^2$.

Tiếp đó $q'_{u(net)} = c'N_c s_c + \gamma'_o N_q s_q + \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma s_\gamma - \sigma'_o$

$= 5 \times 18,1 \times 1,17 + 48,8 \times 8,66 \times 1,15$

$+ \frac{1}{2}(17,4 - 9,81)9,0 \times 5,85 \times 0,856 - 48,8$

$= 714\ kN/m^2$

Do vậy $q_s = \frac{714}{3} + 48,8 = 287\ kN/m^2$

b) Độ lún : Vì chưa biết ứng suất cố kết trước, dùng biến dạng đàn hồi trong điều kiện thoát nước để xác định giá trị q_a :

$$q_a = \frac{s_i E'}{B(1 - \nu^2)I_p} = \frac{75 \times 10^3 \times 19,2 \times 10^3}{9(1 - 0,38^2)1,447} = \underline{129\ kN/m^2}$$

Trong điều kiện lâu dài thì giới hạn độ lún chịu được sẽ đạt trước khi đạt điều kiện độ bền chống cắt an toàn, do vậy sức chịu tải cho phép là 129 kN/m^2. Tuy nhiên, có khả năng là giới hạn độ lún chịu được 75mm có thể giảm đi do xét đến tốc độ lún tiếp tục. Ví dụ, nếu lấy giá trị 50% như là tiêu chuẩn dài ngày hiện thực hơn (giả thiết một tốc độ chậm hợp lí) thì sức chịu tải giới hạn sẽ gần giá trị q_s hơn.

Sức chịu tải cho phép của cát

Trong trường hợp của cát, độ lún hầu như toàn bộ là tức thời và phải tính cho độ lớn tối đa của tải trọng (bản thân + hoạt tải) tác dụng. Người ta nhận thấy là ở nơi móng có cùng kích thước, độ lún chênh lệch chắc chắn không quá 40% độ lún tổng, và ngay cả với các móng rộng cũng hiếm khi quá 70%.

Đặc trưng lún, và do vậy sức chịu tải cho phép, của cát phụ thuộc chủ yếu vào dung trọng tương đối của đất và vị trí mực nước ngầm ; ngoài ra, lịch sử ứng suất và mức độ gắn kết cũng quan trọng. Hầu hết trầm tích cát, bao gồm hỗn hợp cát chứa cuội và chứa bụi có chiều hướng không đồng nhất về kích cỡ, thành phần hạt và dung trọng tương đối. Sự cố gắng để lấy được các mẫu nguyên dạng đại biểu tốt thì vừa khó khăn vừa tốn kém. Các yếu tố này đã dẫn tới hệ quả là sự phát triển một số phương pháp thí nghiệm hiện trường, từ đó có thể tiến hành tính sức chịu tải cho phép và dự toán độ lún (xem mục 11.8).

11.8. Diễn dịch các thí nghiệm hiện trường để xác định sức chịu tải

Sự trình bày về thiết bị và các phương pháp thí nghiệm hiện trường khác nhau sẽ được đề cập trong chương 12. Trong phần này chúng tôi có ý định giải thích cách diễn dịch các kết quả thí nghiệm và các phương pháp kết hợp để đánh giá độ lún và sức chịu tải cho phép. Phải ghi nhớ điều quan trọng là, giống như trong trường hợp của mọi thí nghiệm thực nghiệm, độ tin cậy của thông tin thu thập được không phải là chuyện riêng của thí nghiệm mà đòi hỏi cả sự xác nhận từ các nguồn khác như thí nghiệm trong phòng, các thí nghiệm hiện trường khác, kinh nghiệm trong quá khứ. Một tạp chí rất hữu ích về các phương pháp thí nghiệm hiện trường đã được Schmertmann (1975) xuất bản.

Thí nghiệm bàn nén

Phương pháp thí nghiệm bàn nén được trình bày ở mục 12.5. Về cơ bản, đất được đặt tải tại đáy của một hố thăm dò hay lỗ

khoan qua một bàn thép hình vuông mỗi cạnh ít nhất 300mm. Trong nhiều bài báo, Marsland (1974) đã công bố sự so sánh thí nghiệm xuyên và nén hông với thí nghiệm dùng bàn nén 865mm xuống tới độ sâu 25mm trong đất sét London. Độ tin cậy của kết quả phụ thuộc nhiều vào tính đồng nhất của đất trong vùng ảnh hưởng ứng suất dưới bàn nén so với tính đồng nhất dưới móng thực. Mối nguy lớn nhất trong việc diễn dịch các kết quả là do ngoại suy quá cao nên thông tin trở nên không chắc chắn và giả tạo. Cách làm lí tưởng là cần tiến hành một loạt thí nghiệm bằng bàn nén có kích thước khác nhau và đặt tại nhiều độ sâu cả trên và dưới mực nước ngầm. Dĩ nhiên, công việc đó sẽ tốn kém tiền của và thời gian.

Sử dụng số liệu từ thí nghiệm này, Terzaghi và Peck (1967) đề nghị dùng quan hệ sau đây để đánh giá độ lún tức thời của móng :

$$s_B = s_b \left(\frac{2B}{B + b}\right)^2 \qquad [11.14]$$

ở đây : s_b – độ lún của bàn nén có cạnh là b ;

s_B – độ lún của móng có cạnh là B tại cùng giá trị tải trọng.

Có những bằng chứng đáng kể đã phát hiện rằng kết quả thí nghiệm này biến đổi khá rộng : phổ biến là đánh giá thấp 20% và trong một số trường hợp giá trị tìm được cao hơn tới 100%. Tính tin cậy, đặc biệt trong đất sét nứt nẻ, được cải thiện bằng cách dùng bàn nén kích thước lớn hơn trong hố đã chuẩn bị cẩn thận. Một phát triển gần đây là bàn nén xoắn ốc, nó loại trừ các sai số không theo quy luật trên mặt và có thể xoáy liên tục vào trong đất.

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)

Đó là một thí nghiệm động được tiến hành trong lỗ khoan khi khảo sát ở hiện trường. Phương pháp được ghi rõ trong BS1377 và trình bày chủ yếu trong mục 12.5 của cuốn sách này. Dùng một búa tiêu chuẩn đóng một dụng cụ lấy mẫu đất kiểu ống bửa

đôi tại đáy một hố đào trong đất. Sau đợt đóng ban đầu được 150mm, cần ghi lại số nhát búa cần để đóng ống mẫu thêm 300mm. Số nhát búa này được coi là *sức kháng xuyên tiêu chuẩn* hay *giá trị N*.

Khi thí nghiệm được tiến hành ở dưới mực nước ngầm trong lớp cát hạt mịn hay cát chứa bụi, áp lực nước lỗ rỗng có xu hướng bị giảm ở vùng lân cận ống mẫu, gây ra sự tăng chốc lát của ứng suất hiệu quả. Terzaghi và Peck (1948) đề nghị giá trị N hiệu chỉnh theo biểu thức sau :

$$N_{corr.} = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \qquad [11.15]$$

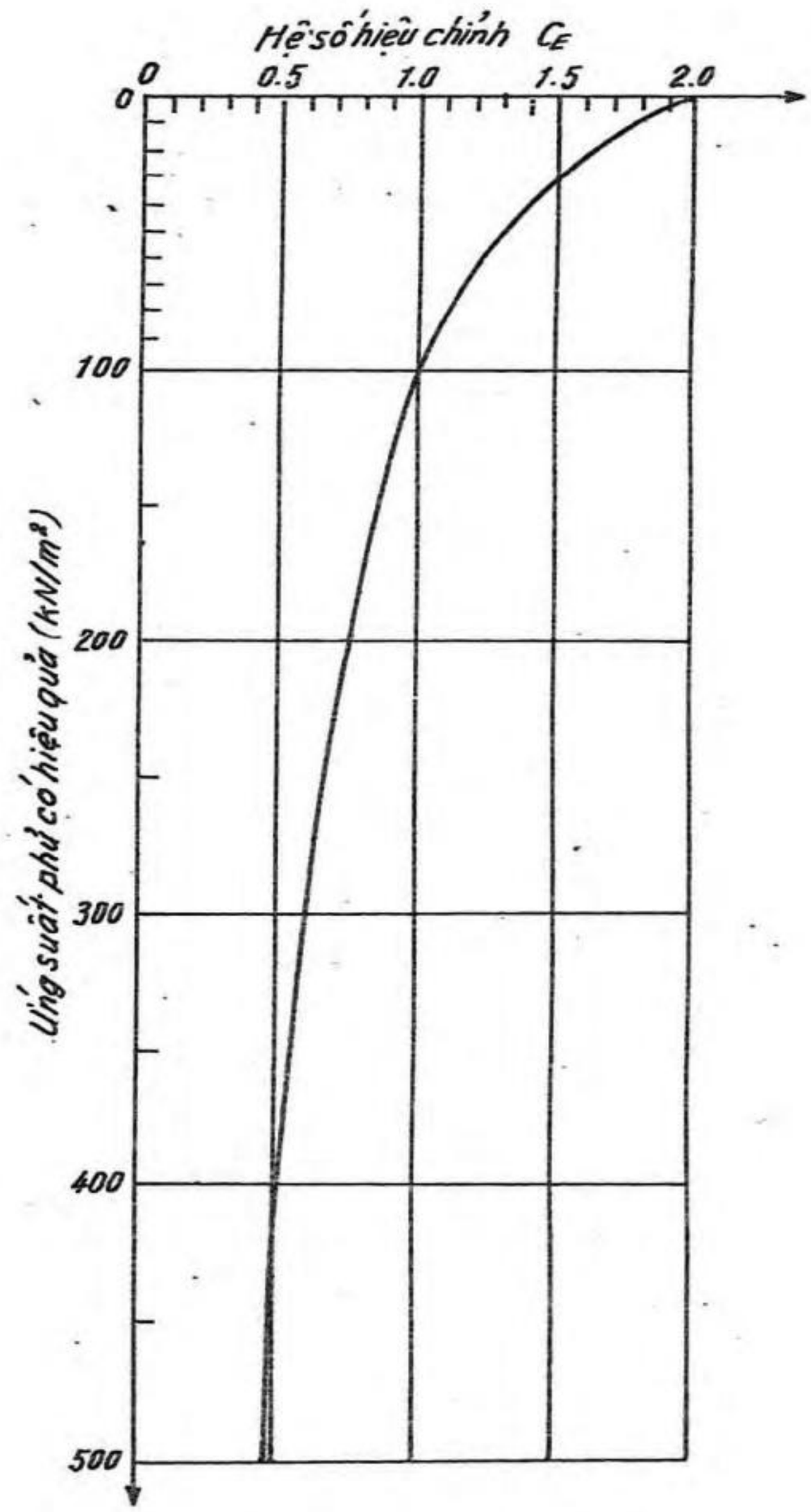
Giá trị N đo được cũng bị ảnh hưởng bởi áp lực chặn tại độ sâu đo, và vì thế phải tiến hành hiệu chỉnh đối với áp lực hiệu quả của lớp phủ. Một số đề nghị hiệu chỉnh đã được công bố (Gibbs và Holtz, 1957 ; Tomlinson, 1969 ; Peck và Bazaraa, 1969 ; Peck, Hanson và Thorbun, 1974), trong số đó có hệ số hiệu chỉnh đưa ra lớn bằng bốn ; nhưng nhiều người xem hệ số đó là quá cao. Biểu đồ theo đề nghị của Peck, Hanson và Thorburn với giá trị lớn nhất là 2 cho ở hình 11–10.

Khi xem xét ảnh hưởng của phương pháp thí nghiệm tới giá trị N đo được, Skempton (1986) đưa ra là dạng đe, phương pháp thả búa và chiều dài cần khoan ảnh hưởng đến nhiều giá trị năng lượng thực có khả năng để tiến hành xuyên. Tỉ số năng lượng của cần (năng lượng thực hiện / năng lượng rơi tự do của búa) tìm được thay đổi giữa 45% và 80% tại các nước khác nhau khi dùng các phương pháp không giống nhau. Ở Vương quốc Anh, dùng phương pháp và thiết bị tiêu chuẩn Anh, tỉ số năng lượng của cần đánh giá là 60% cho cần dài trên 10m. Do vậy kiến nghị rằng, với mục đích so sánh giá trị thí nghiệm nhận được bằng phương pháp khác với phương pháp BS (Tiêu chuẩn Anh) thì phải tiêu chuẩn hóa về tỉ số năng lượng cần là 60% và được trình bày là giá trị N_{60}. Việc hiệu chỉnh đối với chiều dài cần khoan và đường kính lỗ khoan có thể thực hiện như sau :

Hiệu chỉnh cần khoan :

với $1 < L_R < 10$ **thì** $C_R = 1 - 0{,}04(10 - L_R)$ **[11.16]**

với $L_R \geq 10$ **thì** $C_R = 1$



Hình 11–10. Hiệu chỉnh giá trị N của SPT với ứng suất lớp phủ

ở đây : L_R – chiều dài tổng của các cần khoan

Đường kính lỗ khoan (mm)	115	150	200
Hệ số hiệu chỉnh (C_R)	1,0	1,05	1,15

Burland và Burbridge (1985) đề nghị rằng trong trường hợp của cuội và cuội – cát cần một hiệu chỉnh nữa, đặc biệt khi dùng giá trị N theo đánh giá tính nén.

Hiệu chỉnh cho cuội : $C_G = 1,25$ (11.17)

Bởi thế, nếu tất cả các hiệu chỉnh được thực hiện giá trị N đại diện (N') sẽ nhận được từ số liệu đo. Giá trị N đã hiệu chỉnh có thể dùng để đánh giá độ chặt tương đối, góc kháng cắt đỉnh và sức chịu tải cho phép. Terzaghi và Peck (1948) đề nghị một tương quan giữa độ chặt tương đối và giá trị N và đưa ra tiêu chuẩn hiện hành cho mục đích phân loại (bảng 11–6a). Việc dùng giá trị N để đánh giá độ bền chống cắt không thoát nước của đất dính thì kém tin cậy ; nhưng cho mục đích phân loại có thể dùng các số liệu ở bảng 11–6b ; các giá trị cho độ bền chóng cắt thoát nước được coi là khá gần đúng.

BẢNG 11–16. PHÂN LOẠI THEO GIÁ TRỊ N CỦA SPT

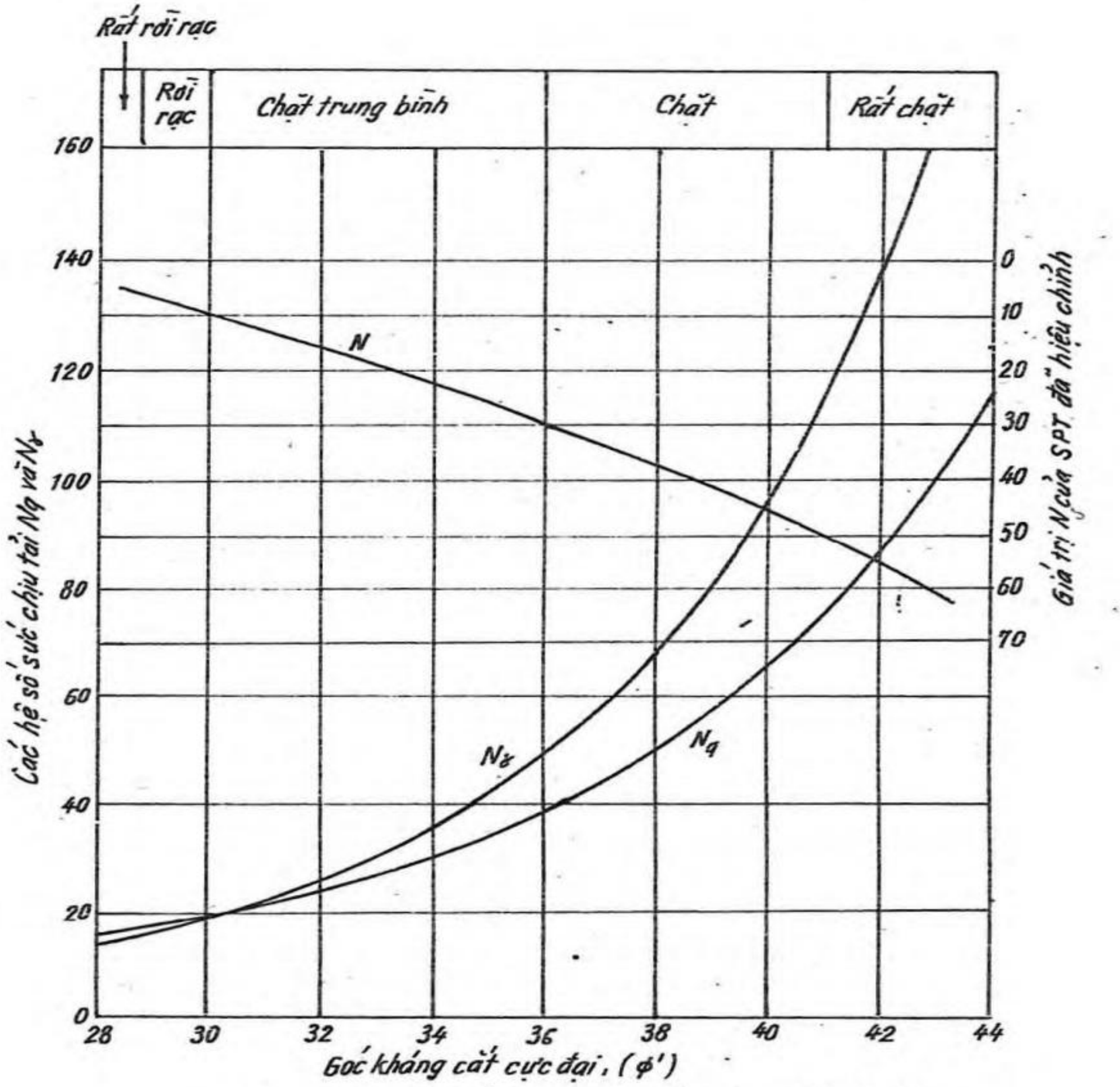
a) Đất không dính

Giá trị N của SPT	*Dung trọng tương đối*	
	Miêu tả	*D_r (%)*
< 4	Rất rời rạc	0 – 15
4 – 107	Rời rạc	15 – 35
10 – 30	Chặt trung bình	35 – 65
30 – 50	Chặt	65 – 85
> 50	Rất chặt	85 – 100

b) Đất dính

Giá trị N của SPT	*Độ sệt*	*Độ bền chống cắt không thoát nước gần đúng (kN/m^2)*
< 2	Rất yếu	< 20
2 – 4	Yếu	20 – 40
4 – 8	Cứng	40 – 75
8 – 15	Chặt sít	75 – 150
> 15	Rất chặt sít hoặc rắn	> 150

Peck, Hanson và Thorburn (1974) đề nghị các quan hệ gần đúng giữa giá trị N và góc kháng cắt đỉnh và ngoài ra cả các hệ số sức chịu tải N_q và N_γ (hình 11–11)



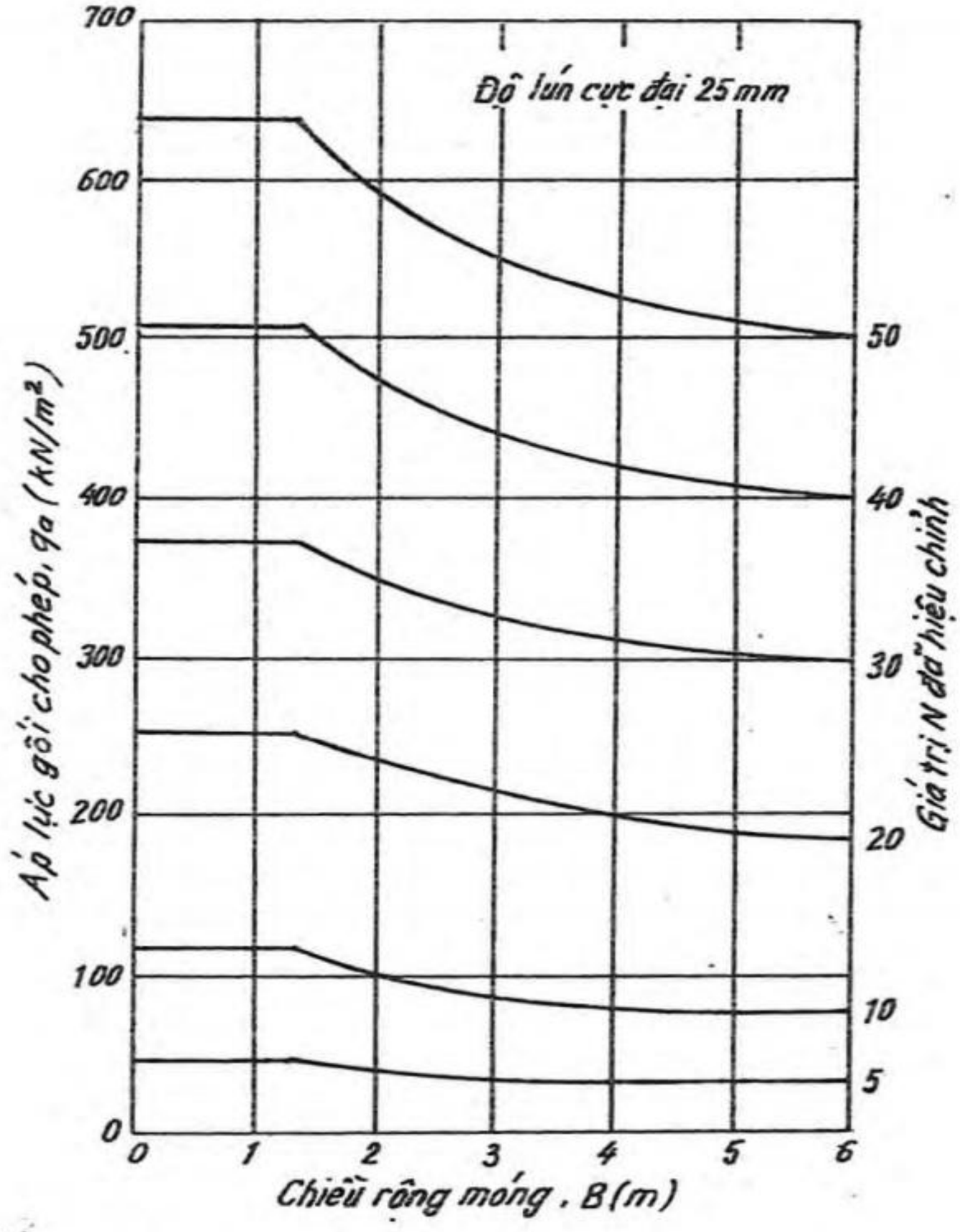
1. Quan hệ giá trị ϕ'/N theo Pech, Hanson và Thorburn
2. Quan hệ N_q/ϕ' và N_γ/ϕ' theo bảng 11.2

Hình 11–11. Quan hệ giữa giá trị N và φ', N_q, N_γ

Ghi chú : 1. Quan hệ φ' – giá trị N theo Peck, Hanson và Thorburn
2. Quan hệ $N_q - \varphi'$ và $N_\gamma - \varphi'$ từ bảng 11–2

Dùng giá trị N xác định sức chịu tải cho phép

Terzaghi và Peck (1948) đề nghị một tương quan giữa sức chịu tải và giá trị N đã hiệu chỉnh ở dạng một biểu đồ (hình 11–12).



Hình 11–12. Quan hệ giữa giá trị N và sức chịu tải cho phép
(Theo Terzaghi và Peck, 1967)

Chiều rộng của móng và giá trị N được dùng là số liệu đưa vào và sức chịu tải cho phép q_{TP} được đọc từ trục thẳng đứng bên trái. Ảnh hưởng của mực nước ngầm có thể đưa vào tính toán bằng cách dùng hiệu chỉnh sau :

Hiệu chỉnh mực nước ngầm $C_w = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{D_w}{D + B}\right)$ [11.18]

ở đây : D_w – độ sâu dưới mặt đất của mực nước ngầm ;

D – độ sâu đặt móng kể từ mặt đất ;

B – chiều rộng móng.

Vì thế $q_a = C_w q_{TP}$ [11.19]

Phương pháp Terzaghi và Peck cho giá trị q_a quá thận trọng bởi vì cố gắng bảo đảm rằng độ lún không nơi nào lớn hơn 25mm. Với các móng rộng và móng bè, giá trị giới hạn có thể cao tới 50mm. Meyerhof (1965) đề nghị là giá trị q_{TP} có thể tăng 50% và không cần hiệu chỉnh cho mực nước ngầm vì ảnh hưởng đã hợp nhất trong giá trị N đo được. Meyerhof cũng đề nghị một tập hợp các quan hệ thiết kế đơn giản như sau :

Với B < 1,25m : $q_a = \frac{s_L N}{1,9}$ [11.20a]

Với B > 1,25m : $q_a = \frac{s_L N}{2,84}\left(\frac{B + 0,33}{B}\right)^2$ [11.20b]

Cho móng bè : $q_a = \frac{s_L N}{2,84}$ [11.20c]

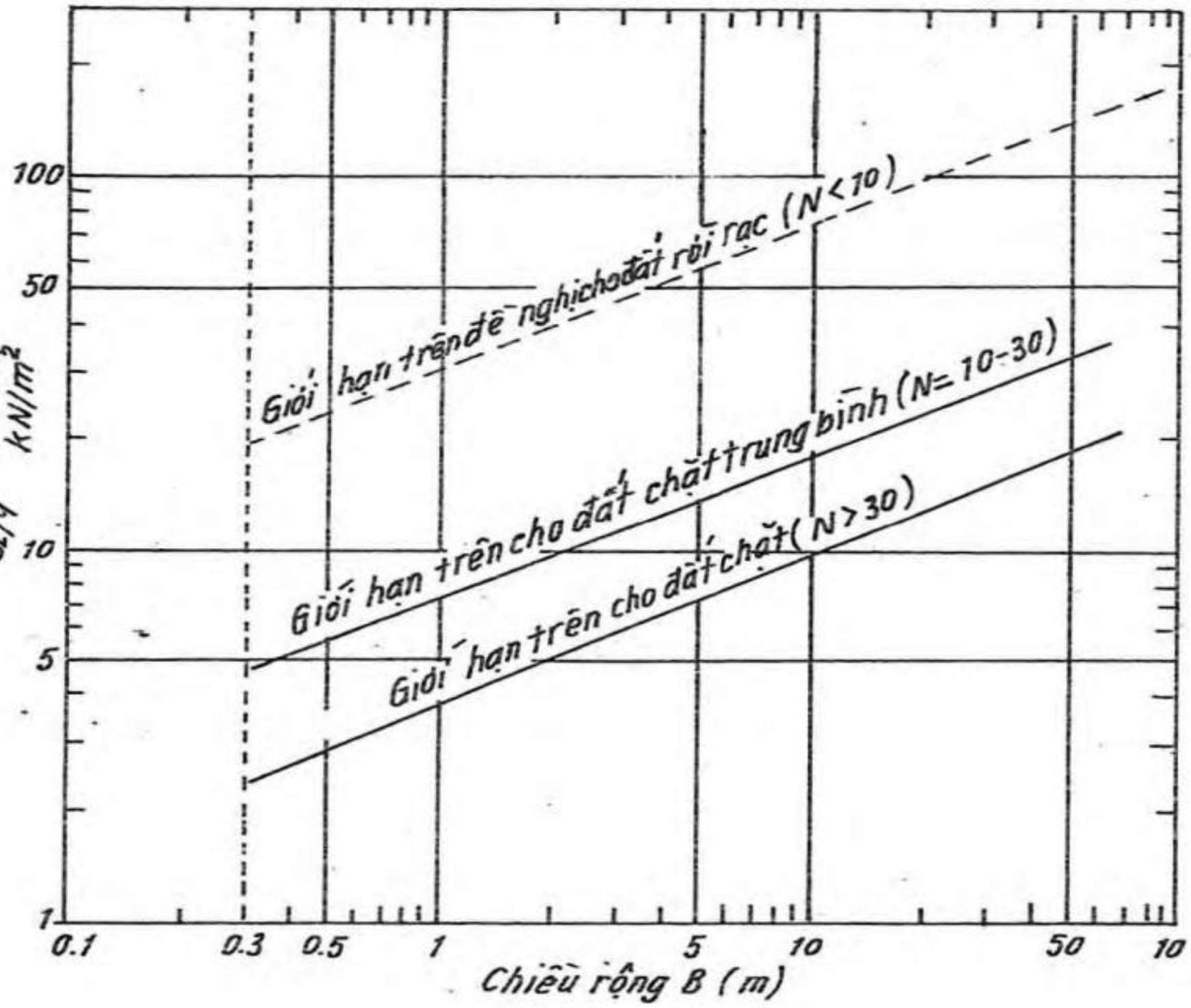
ở đây : s_L – giới hạn độ lún cho phép (mm) ;

N – giá trị N trung bình ở giữa z = D và z = D + B* ;

B – chiều rộng móng.

Dùng nhiều số liệu quan trắc lún, Burland, Broms và de Mello (1978) vẽ đồ thị tỉ số độ lún cho mỗi áp lực đơn vị (s/q) đối với chiều rộng móng (B) (hình 11–13). Trong mỗi trường hợp, đất (cát) được phân loại đại thể như rời rạc, chặt vừa hoặc chặt theo giá trị N đo được. Không tính đến mực nước ngầm, độ sâu đặt móng hay hình dạng của móng.

* Một số ý kiến đề nghị là phạm vi này phải lấy giữa z = D và z = D + 2B



Hình 11–13. Độ lún của móng trên cát
(Theo Burland, Broms và de Mello, 1978)

Chiều hướng tuyến tính rõ rệt của các kết quả đã ủng hộ quan điểm là độ lún tỉ lệ với áp lực chịu như ở phương trình của Meyerhof ([11.20]). Giới hạn trên vẽ cho mỗi loại độ chặt tương đối có thể dùng làm nguyên tắc chỉ đạo cho thiết kế như sau :

a) Cho độ lún *khả dĩ* xảy ra bằng nửa giá trị giới hạn trên thích ứng ;

b) Giả thiết rằng giá trị *lớn nhất* sẽ không quá *1,5 lần giá trị khả dĩ.*

c) Chỉ dùng đường giới hạn dưới *rời rạc* làm sự đánh giá sơ bộ trong những bài toán như móng bè rộng hoặc bể chứa trên đất cát rời rạc.

Trong cùng công trình, đã tiến hành phân tích chi tiết cho trên 200 tài liệu về độ lún của móng, bể chứa và khối đắp trên cát và cuội. Các yếu tố như hình dạng, độ sâu đặt móng, cỡ hạt và thời gian đã được xét đến và một quan hệ tương đối đơn giản được thiết lập giữa giá trị N, áp lực chịu đựng, chiều rộng móng và độ lún. Tính nén của đất được diễn đạt bằng giá trị N trung bình như là độ chịu nén và *chỉ số nén* I_c. Hình 11–14 minh họa các quan hệ này và đưa ra biểu thức kinh nghiệm sau đây :

Chỉ số nén $$I_c = \frac{1,71}{N^{1,4}} \qquad [11.21]$$

ở đây N – giá trị N trung bình đo được giữa độ sâu

$z = D$ và $z = D + B$, được hiệu chỉnh cho cát mịn, bụi mịn hoặc cuội (phương trình [11.5] và [11.17], hoặc giá trị tương đương liên hệ với cỡ hạt lấy theo thí nghiệm chùy xuyên.

Với cát cố kết thông thường, độ lún tức thời vào cuối thi công tương ứng áp lực móng hiệu quả trung bình là q' sẽ tính theo :

Độ lún tức thời trung bình $$s_i = q'B^{0,7}I_c \qquad [11.22]$$

hoặc nơi có s_L – độ lún giới hạn thì

Sức chịu tải cho phép $$q_a = \frac{s_L}{B^{0,7}I_c} \qquad [11.23]$$

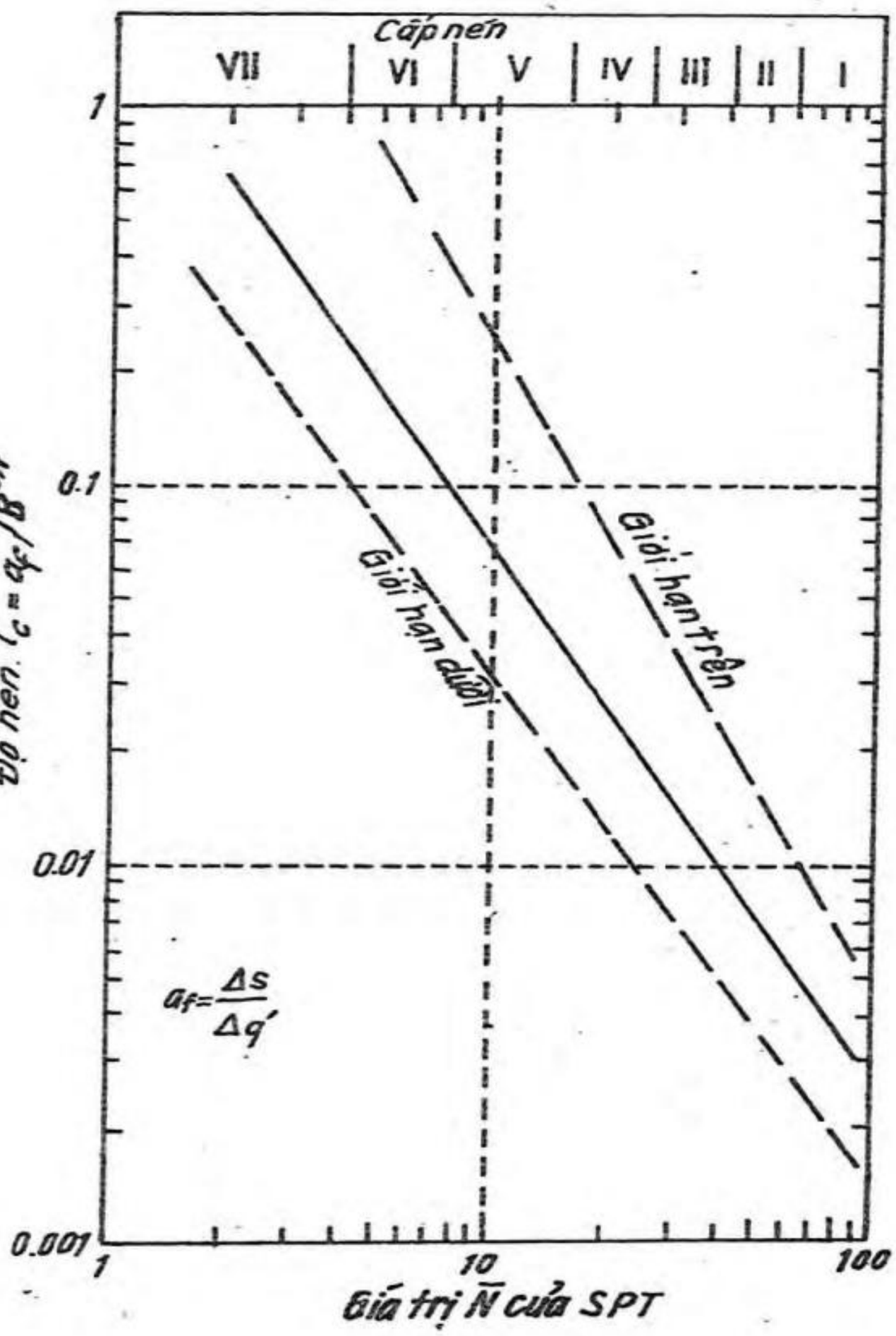
ở đây I_c có thể nhận từ phương trình [11.21] hoặc từ hình 11–14.

Với cát quá cố kết, hoặc đặt tải tại đáy hố móng mà có áp lực lớp phủ lớn nhất trước kia (hoặc ứng suất quá cố kết) là σ'_{vo}, thì độ lún tức thời trung bình xác định theo :

$$s_i = \frac{1}{3}\sigma'_{vo}\,B^{0,7}I_c + (q' - \sigma'_{vo})B^{0,7}I_c$$

trong đó số hạng thứ hai không thể âm, vì thế :

Khi $q' > \sigma'_{vo}$: $$s_i = \left(q' - \frac{2}{3}\sigma'_{vo}\right) B^{0,7}I_c \qquad [11.24a]$$



Hình 11–14. Quan hệ giữa chỉ số nén I_c và giá trị N
(Theo Burland và Burbridge, 1985)

$$\text{Khi } q' \leqslant \sigma'_{vo} : s_i = \frac{1}{3} q' B^{0,7} I_c \qquad [11.24b]$$

hoặc nơi có s_L – độ lún giới hạn thì

$$\text{Sức chịu tải cho phép } q_a = \frac{s_L}{B^{0,7} I_c} + \frac{2}{3}\sigma'_{vo} \qquad [11.25]$$

Đã kết luận được rằng, theo thống kê mực nước ngầm không ảnh hưởng đáng chú ý tới các giá trị này, nhưng không tồn tại một tương quan có ý nghĩa đối với hình dạng của móng. Do vậy, phương trình [11.24a và b] phải nhân với *hệ số hiệu chỉnh hình dạng* sau :

$$f_s = \left[\frac{1{,}25\,L/B}{(L/B) + 0{,}25}\right]^2 \qquad [11.26a]$$

$$f_L = \frac{s_L}{s_i} = \frac{H}{z_i}\left(2 - \frac{H_s}{z_i}\right) \qquad [11.26b]$$

ở đây : z_i – độ sâu của đới ảnh hưởng, trong đới này xảy ra 75% độ lún và có thể lấy gần đúng

$$z_i = e^{0{,}77 \ln B} \qquad [11.27]$$

H – chiều dày của lớp dưới móng ;

L – chiều dài móng ;

H – chiều rộng móng.

Trong trường hợp móng chịu tải trọng dao động như cầu, xilô, ống khói cao, bệ máy, ... độ lún tức thời sẽ cao hơn so với tải trọng tĩnh và độ lún phụ thuộc thời gian cũng đáng chú ý. Khi $t > 3$ năm, đề nghị hệ số hiệu chỉnh thận trọng sau :

$$f_t = \frac{s_t}{s_i} = [1 + R_3 + R_t \lg(t/3)] \qquad [11.28]$$

ở đây : R_3 – độ tăng tương xứng độ lún diễn ra trong 3 năm đầu ;

$R_3 = 0{,}3s_i$ (tải trọng tĩnh) hoặc $0{,}7s_i$ (tải dao động) ;

R_t – độ tăng tương xứng độ lún diễn ra trong mỗi chu kì lg của thời gian sau 3 năm.

$R_t = 0{,}2s_i$ (tải trọng tĩnh) hoặc $0{,}8s_i$ (tải dao động)

Phương trình [11.28] cho các giá trị sau :

Số năm sau khi hoàn thành (t)	3	5	10	20	30
f_t cho tải trọng tĩnh	1,32	1,36	1,42	1,47	1,50
f_t cho tải dao động	1,80	1,44	2,18	2,39	2,50

Thí nghiệm chùy xuyên (CPT)

Thiết bị và phương pháp thí nghiệm chùy xuyên (CPT) được trình bày trong mục 12.5. Chùy được ấn vào trong đất với tốc độ 20mm/s và *sức kháng chùy* q_c đo là lực lớn nhất ghi lại trong lúc xuyên chia cho diện tích đầu chùy. Chùy xuyên tiêu chuẩn có đầu chùy nhọn góc đỉnh 60°, đường kính 35,7mm cho diện tích đầu chùy là 1000m^2 ; khi đầu chùy có áo đo ma sát, ống đo này diện tích (hình trụ) là 15.000mm^2.

Ma sát vách cục bộ f_s được đo như là sức kháng ma sát cho mỗi đơn vị diện tích trên áo đo ma sát.

Beer và Martens (1951) đề nghị một hệ số nén (tương tự chỉ số nén của đất dính trình bày trong phần 6.2) :

$$C = \frac{1,59c}{\sigma'_{vo}} \qquad [11.29]$$

ở đây : q_c – sức kháng của chùy (MN/m^2) ;

σ'_{vo} – áp lực hiệu quả của lớp phủ (MN/m^2)

Độ lún s_i tại trung tâm một lớp có bề dày H :

$$s_i = \frac{H}{C} \lg \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta q}{\sigma'_{vo}} \right) \qquad [11.30]$$

ở đây : Δq – độ tăng ứng suất tại trung tâm lớp do áp lực móng q ;

Phương pháp này được xem là đánh giá quá cao giá trị s_i. Meyerhof (1974) đưa ra phương pháp thận trọng nhanh :

$$s_i = \frac{q_n B}{2\bar{q}_c} \qquad [11.31]$$

ở đây : q_n – tải trọng tác dụng thực ; $q_n = q - \sigma'_{vo}$;

$\bar{q}_c$ – sức kháng của chùy trung bình tại độ sâu bằng chiều rộng móng B kể từ đáy móng.

Có lẽ phương pháp kĩ lưỡng và tin cậy hơn cả để tính độ lún theo kết quả chùy xuyên (CPT) được Schmertmann (1970) đề xuất và Schmertmann, Hartman và Brown (1978) biến đổi thành dạng sau đây. Khối cát ở dưới móng được chia thành một số lớp

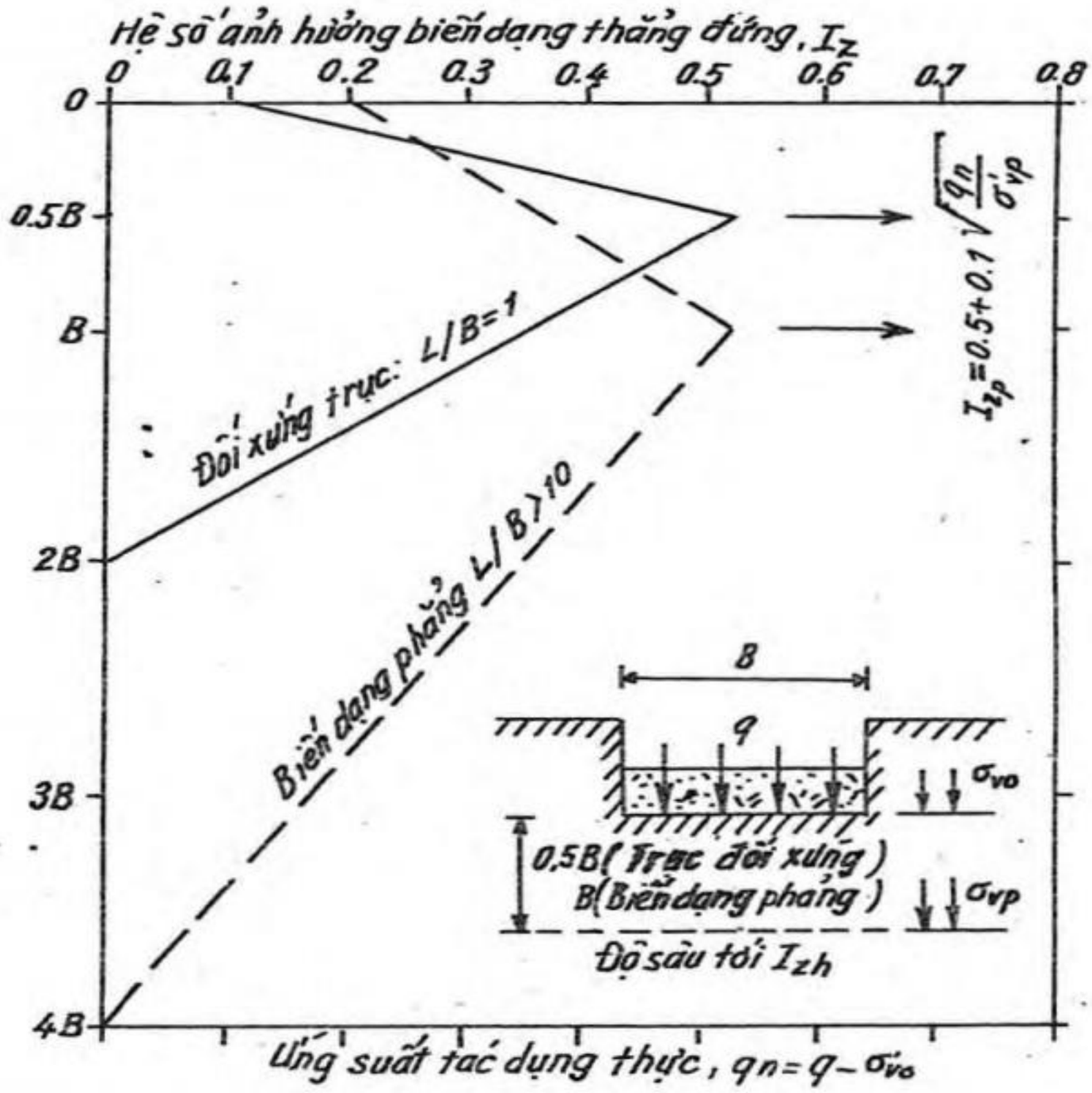
tới độ sâu từ đáy móng là 2B cho móng vuông và 4B cho móng băng (L ≥ 10B). Rồi tính biến dạng trong mỗi lớp như sau :

$$e_L = \frac{q_n I_z}{E}$$

ở đây : q_n – tải trọng tác dụng thực ; $q_n = q - \sigma'_{vo}$;

E – modun biến dạng ;

I_z – hệ số ảnh hưởng của biến dạng, nhận từ hình 11–15.



Hình 11–15. Hệ số ảnh hưởng của biến dạng thẳng đứng
(Theo Schmertmann, Hartmann và Brown, 1978)

Độ lún tức thời được tính theo :

$$s_i = C_1 C_2 q_n \sum \frac{I_z}{E} \Delta z \qquad [11.32$$

ở đây C_1 và C_2 là các hệ số hiệu chỉnh như sau :

Hệ số hiệu chỉnh độ đặt sâu $C_1 = 1 - 0{,}5\ (\sigma'_{vo}/q_n)$ cho

$$q_n \leqslant \sigma'_{vo},\ C_1 = 0{,}5 \qquad [11.33$$

Hệ số hiệu chỉnh từ biến $C_2 = 1 + 0{,}2\lg(10t)$ [11.33

ở đây t – thời gian sau khi đặt tải (năm).

Môđun biến dạng E suy từ sức kháng xuyên cho trong bảng 11–7.

BẢNG 11–7. QUAN HỆ GIỮA MOĐUN BIẾN DẠNG VÀ SỨC KHÁNG XUYÊN

	Đất cát cố kết thông thường	*Đất cát quá cố kết*
Móng hình vuông (L/B = 1,0)	$E = 2{,}5q_c$	$E = 5q_c$
Móng dài (L/B > 1,0)	$E = 3{,}5q_c$	$E = 7q_c$

Có thể đánh giá độ bền chống cắt không thoát nước theo quan hệ sau :

$$c_u = \frac{q_c - \sigma'_{vo}}{N_k} \qquad [11.34]$$

ở đây : N_k – *hệ số của chùy*, tương tự hệ số sức chịu tải N_c.

Giá trị N_k thay đổi theo hình dạng và loại đầu xuyên, tốc độ xuyên cũng như lịch sử ứng suất và vi cấu trúc của đất. Giá trị N_k kiến nghị như sau :

Đất sét cố kết bình thường $N_k = 15 - 21$

Đất sét quá cố kết và chặt $N_k = 24 - 30$

Đất sét sông băng Vương quốc Anh $N_k = 14 - 22$

Modun nén E'_o cho đất sét có thể viết theo dạng :

$$E'_o = \frac{1}{m_v} = \alpha_M q_c \qquad [11.35]$$

ở đây : α_M – hệ số giá trị cho bởi Sanglerat (1979) (bảng 11–8).

Để đánh giá E'_o tốt hơn, thường hay dùng kết quả thí nghiệm oedometer trong phòng và các đặc trưng chỉ số, nhưng quan hệ riêng giữa q_c và E'_o cũng có ích khi đánh giá những thay đổi về tính nén của đất.

BẢNG 11–8. MODUN NÉN ĐƯỢC BIỂU HIỆN BẰNG SỨC KHÁNG CỦA CHÙY
(theo Sanglerat, 1979)

Loại đất	*Phân loại*	$\alpha_M = E_o'/q_c$	
Bụi và sét cố kết thông thường[1]			
Bụi và sét tính dẻo cao	CH.MH	2–7,5	
Sét có tính dẻo trung bình hoặc thấp	CI.CL		
$q_c < 0,7$ MN/m^2		3–10	
$q_c > 0,7$ MN/m^2		2–6	
Bụi	MI.ML	3–7,5	
Bụi hữu cơ	OL	2–10	
Than bùn	Pt.OH		
50% < W< 100%		1,5–5,0	
100% < W < 200%		1,0–1,9	
W > 200%		0,4–1,25	
Bụi và sét quá cố kết[2]		$q_c < 2,0$ (MN/m^2)	$q_c > 2,0$ (MN/m^2)
Bụi và sét tính dẻo cao	CH.MH	2–6	
Sét có tính dẻo trung bình hoặc thấp	CI.CL	2–5	1–2,5
Bụi	MI.ML	3–6	1–3

Ghi chú : (1) Khoảng α_M bao gồm số liệu của lớp áo chùy và đầu mũi chuẩn ; giá trị đầu mũi chuẩn (trung bình) cao hơn 25%.

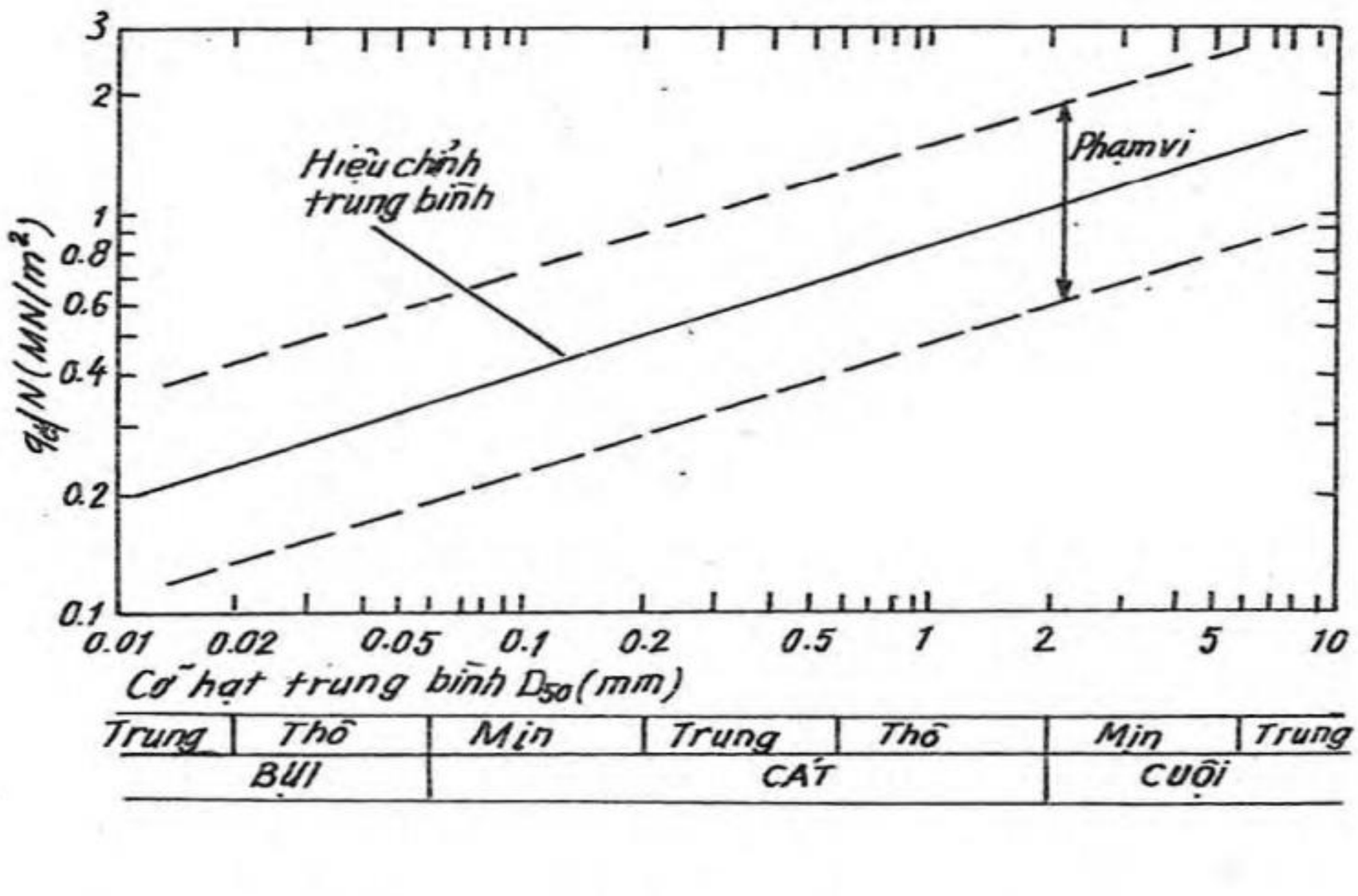
(2) chỉ có số liệu lớp áo chùy

Quan hệ thí nghiệm chùy xuyên và xuyên tiêu chuẩn (CPT và SPT)

Dựa trên giá trị N, bằng cách chuyển đổi sức kháng của chùy có khả năng dùng các phương pháp tính sức chịu tải cho phép khác nhau. Ví dụ, Meyerhof (1956) đề nghị là :

$$q_c = 0{,}4\ N\ (MN/m^2) \qquad [11.36]$$

Các quan trắc sau đó của Meigh và Nixon (1961) cho thấy một quan hệ thay đổi giữa cát hạt mịn chứa bụi ($q_c = 0{,}25N$) và cuội hạt thô ($q_c = 1{,}2N$). Khá gần đây, Burland và Burbridge (1985) đưa ra tương quan dựa trên nhiều quan trắc giữa q_c/N và cỡ hạt trung bình D_{50}. Hình 11–16 cho thấy đường tương quan trung bình cùng với vùng chứa các kết quả.



Hình 11–16. Quan hệ giữa CPT và SPT (theo Burland và Burbridge, 1985)

Ví dụ mẫu 11.9. *Một móng hình vuông cạnh 3,5m đặt tại độ sâu 1,5m trong lớp cát hạt mịn ($\gamma = 19,4\ kN/m^3$). Mực nước ngầm nằm sâu 3,5m. Trong khi khảo sát ở hiện trường, thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn cho các giá trị sau :*

Độ sâu theo BS (m)	1,5	2,2	3,0	3,8	4,6	5,4
Giá trị N	7	9	12	12	17	20

Dựa trên giới hạn độ lún tức thời là 25mm, xác định sức chịu tải cho phép.

Bài giải

Phương pháp Terzaghi và Peck

Trước hết, giá trị N đo được hiệu chỉnh đối với áp lực lớn phủ, rồi tính giá trị trung bình của độ sâu đặt móng và độ sâu dưới đó bằng bề rộng móng.

Độ sâu Z (m)	$\sigma_{vo} = \gamma z$ (kN/m^2)	u (kN/m^2)	σ'_{vo} (kN/m^2)	N	C_N (hình 11–10)	N'	N' trung bình
1,5	29,1	0	29,1	9	1,5	13,5	
2,2	42,7	0	42,7	11	1,35	14,9	
3,0	58,2	0	58,2	14	1,24	17,4	16,6
3,8	73,7	2,0	71,7	14	1,15	16,1	
4,6	89,2	9,8	79,4	19	1.10	20,9	
5,4	104,8	17,7	87,1	23			

Vì thế, theo hình 11–12 với B = 3,5m thì $q_{TP} = 164\ kN/m^2$.

Hiệu chỉnh cho mực nước ngầm :

$$C_w = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{3,6}{1,5 + 3,5}\right) = 0,86$$

Do vậy, sức chịu tải cho phép $q_a = 164 \times 0,86 = \underline{141\ kN/m^2}$.

Phương pháp Meyerhof (a) :

Giá trị N đo trung bình giữa z = D và z = D + B là 13,4.

Theo hình 11–12 có $q_{TP} = 125\ kN/m^2$

Tăng giá trị này 50%, vì thế $q_a = 125 \times 1,5 = \underline{188\ kN/m^2}$.

Phương pháp Meyerhof (b) :

Dùng phương trình [11.20b] của Meyerhof với độ lún giới hạn $s_L = 25mm$:

$$q_a = \frac{25 \times 16,6}{2,84}\left(\frac{3,5 + 0,33}{3,5}\right)^2 = 175\ \underline{kN/m^2}$$

Phương pháp Burland và Burbridge :

Tương ứng với B = 3,5m, vùng có độ sâu ảnh hưởng là :

$$z_i = e^{0,77 \ln B} = \exp(0,77 \times \ln 3,5) = 2,6$$

Do vậy, giá trị N đo trung bình lấy giữa z = 1,5 và z = 4,1 : N trung bình = 12.

Chỉ số nén $I_c = 1,71/12^{1,4} = 0,0527$

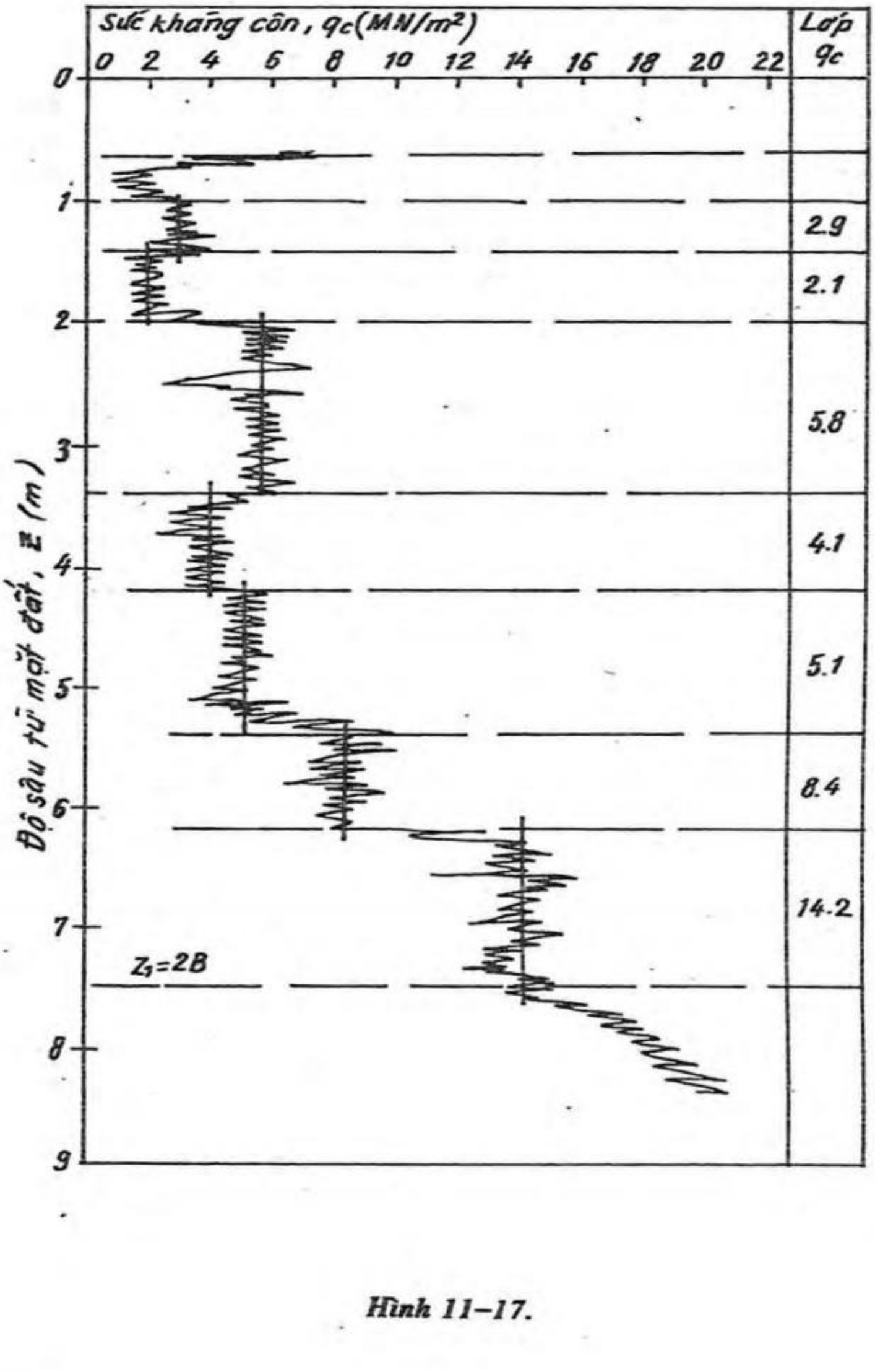
Nếu độ lún tức thời giới hạn là 25mm, thì theo phương trình [11.22] :

$$q_a = \frac{s_L}{B^{0,7} I_c} = \frac{25}{35^{0,7} \times 0,527} = 197\ kN/m^2$$

Đó là giá trị thực, vì vậy phải thêm áp lực lớp phủ ban đầu theo phương trình [11.24a] sẽ có sức chịu tải cho phép :

$$q_a = 197 + \frac{2}{3} \times 29,1 = 216 kN/m^2$$

Ví dụ mẫu 11.10. *Một móng hình vuông cạnh 3,0m đặt tại độ sâu 1,5m trong một lớp cát hạt trung – mịn ($\gamma = 18,4\ kN/m^3$ và $\gamma_{sat.} = 20,2\ kN/m^3$). Mực nước ngầm nằm sâu 3,5m. Giá trị tải trọng là 160 kN/m^2. Dùng sức kháng xuyên của chùy cho trong hình 11–17 để đánh giá khả năng lún.*



Hình 11–17.

Bài giải

Dùng phương pháp của Schmertmann, Hartman va Brown.

Tại $z = D$, $\sigma'_{vo} = 18,4 \times 1,5 = 27,6\ kN/m^2$

và có : $q_n = 160 - 18,4 \times 1,5 = 132,4\ kN/m^2$

Tại độ sâu B/2 dưới móng

$$z = 3{,}0\text{m và } \sigma'_{vp} = \sum \gamma' z = 18{,}4 \times 3 = 55{,}2 \text{ kN/m}^2$$

Tham khảo hình 11–15 :

$$I_p = 0{,}5 + 0{,}1\sqrt{(132{,}4/55{,}2)} = 0{,}655$$

Với móng hình vuông đặt trên đất cố kết thông thường, theo bảng 11–7 có $E = 2{,}5q_c$.

Lưu ý là lớp trên cùng mỏng hơn là do độ sâu đặt móng.

Độ sâu		Δz (m)	q_c (kN/m^2)	$\frac{z_f}{B}$	I_z (hình 11–12)	$\frac{I_z \Delta z}{E}$ (m^2/MN)
z (m)	z_f (m)					
1,2	2,9					
1,7	0,25	0,5	2,1	0,083	0,192	0,0182
2,7	1,2	1,4	5,8	0,400	0,544	0,0525
3,8	2,3	0,8	4,1	0,767	0,566	0,0442
4,8	3,3	1,2	5,1	1,100	0,455	0,428
5,8	4,3	0,8	8,4	1,433	0,344	0,0131
6,85	5,35	1,3	14,2	1,783	0,277	0,0083
						$\sum = 0{,}1792$

Hệ số hiệu chỉnh cho ấn chùy $C_1 = 1 - 0{,}5\,(27{,}6 / 132{,}4) = 0{,}896$.

Hệ số hiệu chỉnh từ biến $C_2 = 1{,}0$ (ngay sau khi xây dựng).

Vì vậy, độ lún tức thời :

$$s_i = C_1 C_2 q_n \sum (I_z \Delta z / E) = 0{,}896 \times 1{,}0 \times 132{,}4 \times 0{,}1792 = 21\text{mm}.$$

Dùng hệ số hiệu chỉnh từ biến, độ lún có khả năng trong tương lai sẽ là :

Sau 2 năm : $C_2 = 1{,}26$ nên $s_t = \underline{26\text{mm}}$

Sau 5 năm : $C_2 = 1{,}34$ nên $s_t = \underline{28\text{mm}}$

Sau 10 năm : $C_2 = 1{,}40$ nên $s_t = \underline{29\text{mm}}$

11.9. Móng cọc

Việc dùng móng cọc trong đất xấu hay úng nước đã có từ thời tiền sử. Chứng cớ sử dụng cọc gỗ là ở dạng thân cây thẳng và sau là các cọc dầm được cưa từ cây mỗi đèn và tương tự đã tìm thấy trong khảo cổ học từ thời văn minh cổ xưa nhất cho tới thời gian khá gần đây. Cọc và kỹ thuật đóng cọc hiện đại sử dụng khoa học và kỹ thuật tiên tiến ; một số quá trình cũng như kỹ thuật thiết kế đã trở nên rất tinh xảo. Tuy nhiên, nguyên nhận cơ bản để dùng cọc thay cho các dạng móng khác phần lớn là giống nhau. Đây là một số bài toán móng điển hình mà một hệ cọc có thể cho ta một lối giải quyết :

a) Ở nơi lớp đất có sức chịu tải tương xứng đáng tin cậy nằm quá sâu cho việc dùng móng nông mà vẫn có lợi về kinh tế.

b) Ở nơi một hay nhiều lớp đất yếu hoặc ít chặt nằm trực tiếp dưới công trình.

c) Ở nơi một hay nhiều lớp đất nằm trực tiếp dưới công trình biến đổi về loại và tính chất từ vừa đến mạnh .

d) Ở khu đất bị phân lớp và trong một số trường hợp mặt đất dốc đứng.

e) Khu đất ở sông hay ven bờ chịu tác động của sóng và thủy triều, bị xói rữa, lượng vật liệu ở gần bề mặt có thể thay đổi.

f) Với các công trình truyền tải trọng tập trung rất cao.

g) Với các công trình truyền tải trọng nghiêng hoặc ngang lớn.

h) Với các công trình mà kết cấu và tính năng nhạy cảm với lún không đều.

Về cách giải quyết chi tiết cho loại cọc và phương pháp hạ cọc người đọc phải tham khảo các sách liên quan với qui trình kỹ thuật nền móng như của Tomlinson (1986) hay Whittaker (1976).

Theo quan điểm về cả mặt thiết kế và xây dựng, cọc được chia thành hai loại :

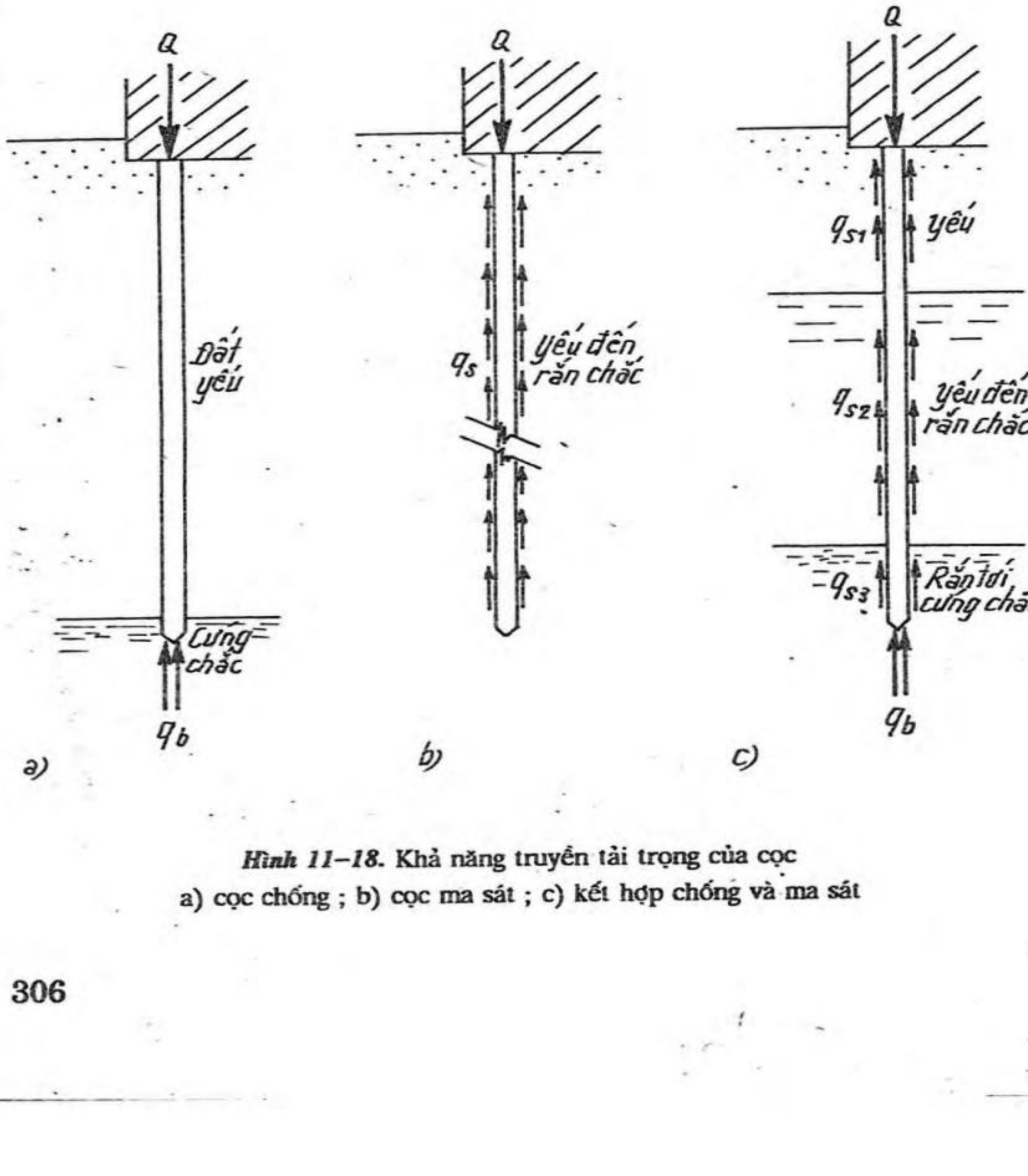
a) *Cọc đóng hay cọc gây chuyển vị :* Cọc thường chế tạo trước khi đóng, ép hoặc xoắn vào trong đất.

b) *Cọc khoan hay cọc thay thế :* Trước tiên phải khoan để tạo lỗ, cọc được hình thành trong lỗ đó, thường dùng bê tông cốt thép.

Armstrong (1973) công bố một bản chỉ dẫn việc chọn loại cọc được sắp xếp theo thứ tự rất tiện lợi.

Cách phân loại cọc khác là theo khả năng truyền tải trọng của cọc :

Cọc chống (hình 11–18a) : Cọc hoạt động như một cột bị kiềm chế hông, tải trọng truyền tới mũi cọc và được chống lại bằng sức chịu tải của đất.

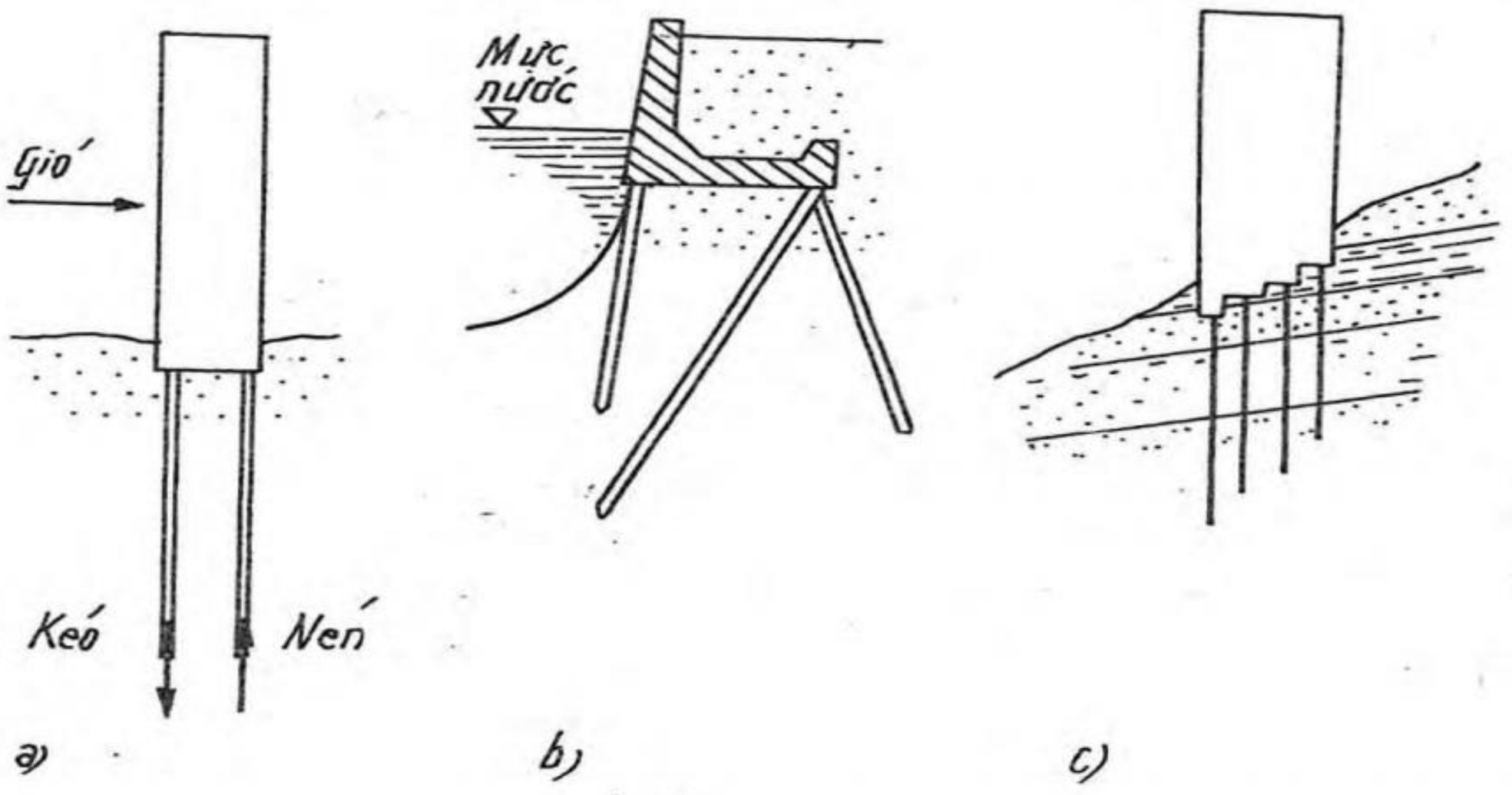


Hình 11–18. Khả năng truyền tải trọng của cọc
a) cọc chống ; b) cọc ma sát ; c) kết hợp chống và ma sát

Cọc ma sát (hình 11–18b) : Tải trọng truyền vào đất qua lực dính hoặc lực cản do ma sát dọc theo mặt bên cọc. Cọc ma sát thuần túy có chiều hướng quá dài vì khả năng truyền tải trọng là hàm số của diện tích mặt bên cọc tiếp xúc với đất. Trong đất không dính như cát hạt trung, độ chặt tương đối từ trung bình đến thấp, cọc ma sát thường dùng để tăng độ chặt và do vậy tăng độ bền chống cát.

Tuy nhiên, trong đa số trường hợp khả năng truyền tải trọng phụ thuộc cả chống và ma sát thành (hình 11–18c). Các dạng cọc khác cho những bài toán chuyên môn là : *cọc chịu kéo* (hình 11–19a) để chống lật cho công trình cao ; *cọc xiên* (hình 11–19b) tại các cộng trình trên sông và cảng ; và *cọc chống cắt* (hình 11–19c) để chống lực hay chuyển động nằm ngang.

Theo quan điểm thiết kế, thuận lợi nhất là chia cọc thành hai loại đầu tiên là *cọc đóng* và *cọc khoan*, bởi vì cách thức để có được khả năng truyền tải trọng khác nhau đáng kể ở mỗi loại. Công thức động học dùng cho cọc đóng và công thức tĩnh học dùng cho



Hình 11–19. Các loại cọc đặc biệt
a) cọc chịu kéo ; b) cọc xiên ; c) cọc chống cắt

cọc khoan. Công thức tĩnh học cũng có thể dùng cho cọc đóng, đặc biệt là ở trong đất không dính.

11.10. Công thức cọc động

Sức kháng tĩnh giới hạn của cọc được dự đoán từ động học của bản thân sự thực hiện việc đóng cọc. Động năng truyền từ búa thì bằng công làm cho cọc xuyên vào trong đất. Động năng thực = công thực hiện trong khi xuyên.

Về cơ bản, với búa có trọng lượng W rơi từ độ cao h và gây ra khoảng xuyên sâu là s thì tải trọng kháng có thể nhận theo :

$$Wh - (\text{tổn thất năng lượng}) = Rs$$

Tổn thất năng lượng là do sự nảy của búa, sự nén của cọc và mũ cọc, ma sát, nhiệt và biến dạng của đất. Một số công thức đưa ra có xét tất cả các yếu tố này. Với độ tin cậy thay đổi cần có một phương trình riêng trong những hoàn cảnh đặc thù yêu cầu độ tin cậy thay đổi ; nhưng trong tất cả các trường hợp, đặc biệt trong đất không dính, các kết quả phải tương thích với thí nghiệm tải trọng tĩnh thích hợp. Ramey và Johnson (1979) đã công bố kết quả khảo sát về sự so sánh thống kê kết quả thí nghiệm đặt tải với khả năng chịu tải được dự đoán bằng năm trong số các công thức hay dùng nhất.

11.11. Phương trình chịu tải tĩnh của cọc

Phương pháp cân bằng tĩnh cho thiết kế cọc phần nhiều giống như cho móng nông. Cơ sở là lý thuyết đàn hồi dẻo thông thường với các thông số độ bền chống cắt thoát nước hoặc không thoát nước. Sự khác nhau chủ yếu phát sinh từ thực thế là đất tại đáy và dọc theo thành cọc thường ở sâu dưới mặt đất.

Tải trọng dọc trục giới hạn của cọc đơn được coi là tổng của sức chịu tải đầu cọc và lực kháng ma sát thành cọc được huy động bởi tải trọng tác dụng

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s - W \\ &= A_b q'_b + \sum A_s q'_s - W \end{aligned} \qquad [11.37]$$

ở đây : A_b và A_s – diện tích đáy và thành cọc ;

q_b – sức chịu tải cực hạn thực của đất tại đầu cọc ;

q_s – lực dính hoặc lực kháng ma sát dọc theo thành cọc đã huy động được

W – trọng lượng cọc – trọng lượng đất thay thế,

$$W = 0{,}25\pi d^2 L(\gamma_p - \gamma) ;$$

d – đường kính cọc ;

L – chiều dài cọc ;

γ_p – dung trọng trung bình của cọc.

Lưu ý rằng, trong nhiều trường hợp bỏ qua W đặc biệt với cọc gỗ, nhưng lại đáng quan tâm trong trường hợp cọc thép.

Đất không dính

Sức chịu tải giới hạn của cát chủ yếu phụ thuộc vào độ chặt tương đối của đất, nhưng nếu cọc đóng vào thì có hiệu lực làm tăng D_r. Vì điều đó ảnh hưởng đáng kể tới đặc trưng độ bền chống cắt sau đó, nên việc dự đoán khả năng truyền tải trọng bằng các thông số đo được trước khi đóng cọc thường khó khăn. Trong các trường hợp như thế, liên hệ tương quan với kết quả thí nghiệm đặt tải là cần thiết.

Sức chịu tải cực hạn thực tại đáy cọc :

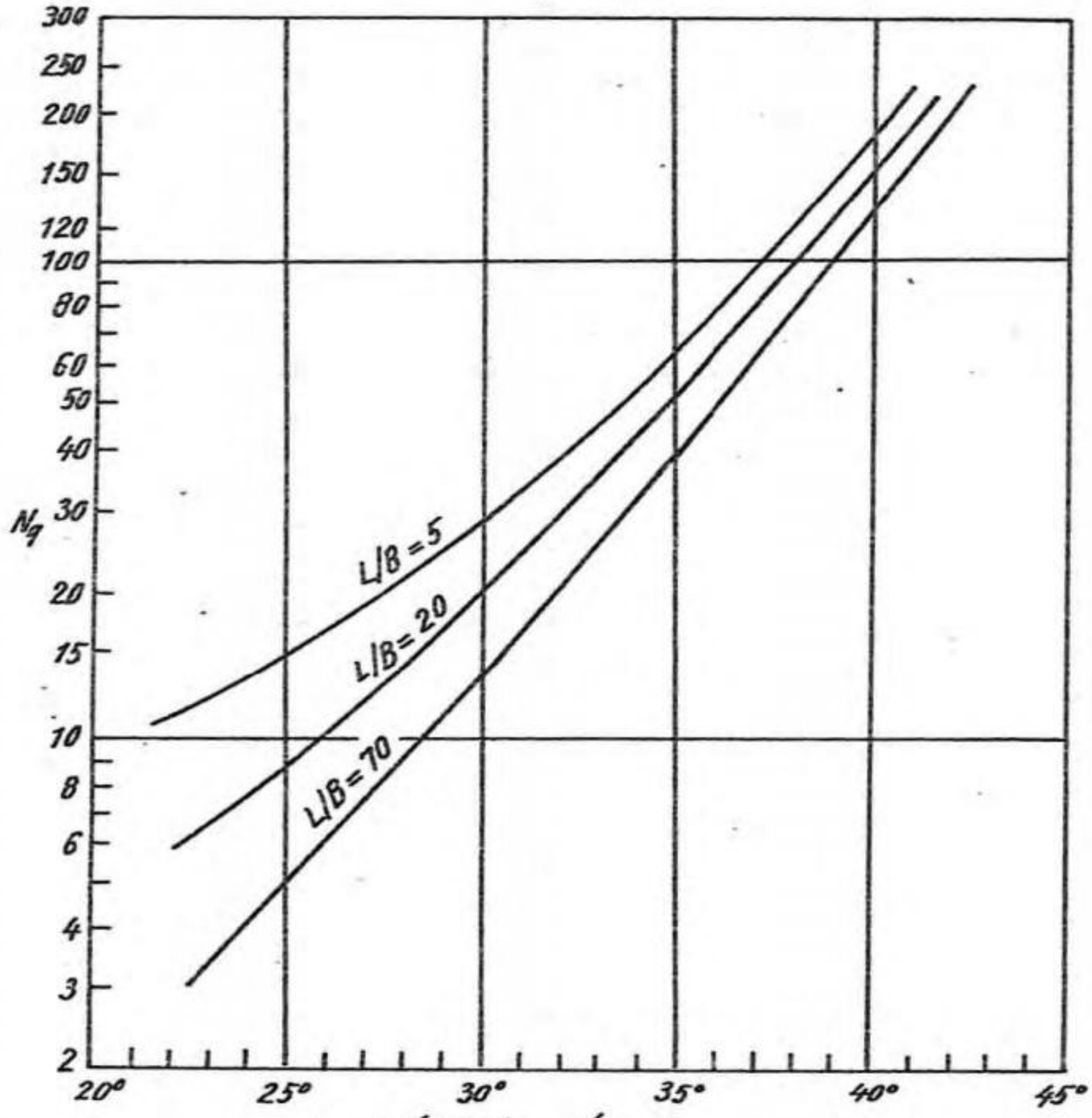
$$q'_b = \sigma'_v N_q \qquad [11.38]$$

ở đây : σ'_v – áp lực lớp phủ hiệu quả ;

N_q – hệ số sức chịu tải.

Giá trị của N_q đã được Meyerhof (1976) và Berezantsev,..., (1961) đề xuất, giá trị của Berezantsev tương quan tốt với giới hạn lún được chấp nhận (hình 11–20).

Lực cản do ma sát gây ra dọc theo thành cọc bằng diện tích thành cọc nhân với ma sát mặt ngoài trung bình tổng cộng cho



Hình 11–20. Giá trị của N_q cho công thức cọc
(theo Berezantsev,..., 1961)

một nhóm các lớp đất. Với một lớp đã cho, sức cản do ma sát mặt ngoài tính theo :

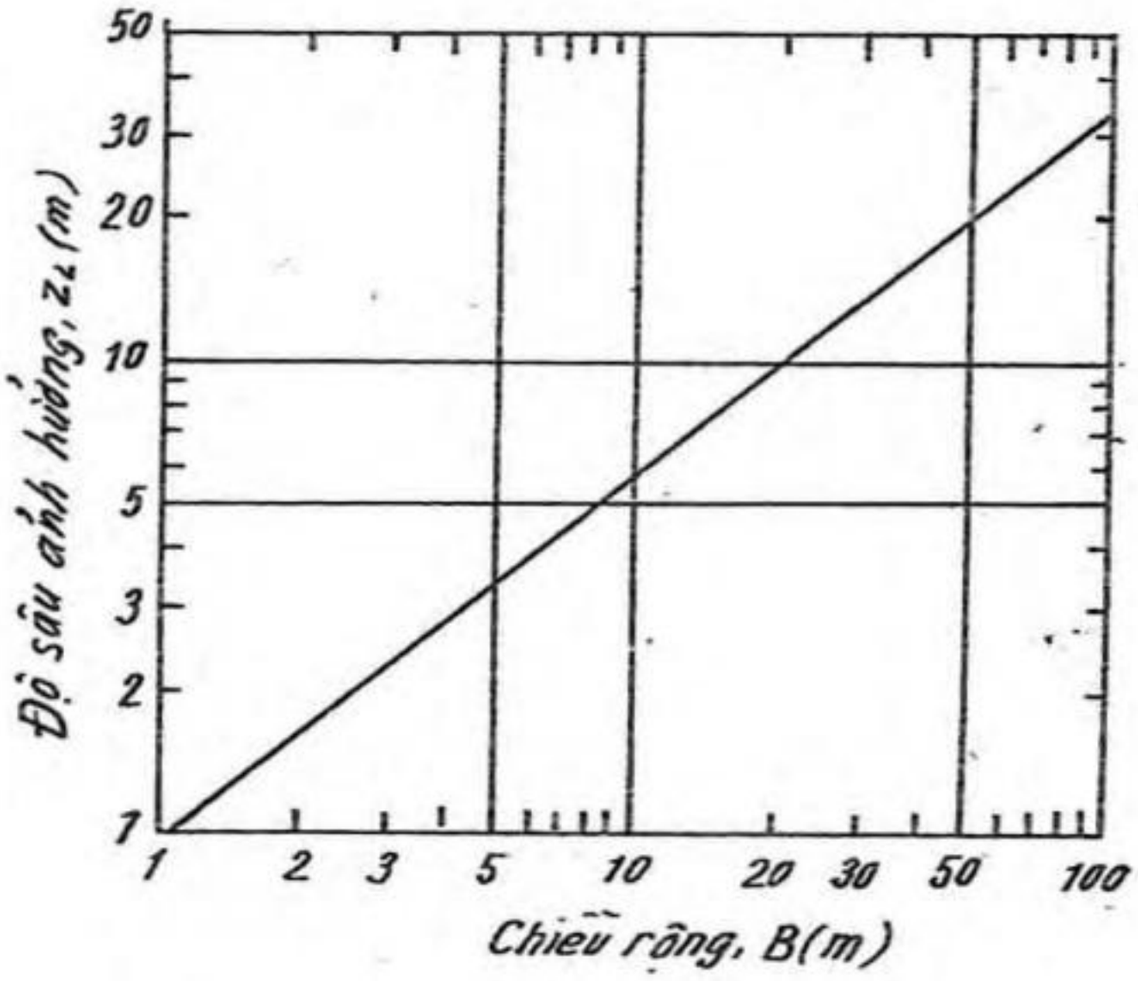
$$q_s = K_s \sigma'_v tg\,\delta = \beta_s \sigma'_v \qquad [11.39]$$

ở đây : K_s – hệ số áp lực đất phụ thuộc nhiều vào độ chặt tương đối của đất ;

σ'_v – áp lực lớp phủ hiệu quả trung bình trong lớp ;

δ – góc ma sát giữa cọc và đất.

Lực kháng ở đáy và lực cản do ma sát thành cọc dưới một độ sâu xác định thì không biểu hiện tuyến tính với độ sâu. Điều này cơ bản là do hiệu ứng vòm trong đất liên quan với độ chặt tương đối và tính nén của nó. Do vậy kiến nghị rằng, áp lực hiệu quả của lớp phủ (trong phương trình [11.38] và [11.39]) chỉ tính toán là tuyến tính tới *độ sâu giới hạn* z_L, dưới đó giả thiết là hằng số. Giá trị của z_L cho trong hình 11–21 tương quan gần đúng với độ chặt tương đối D_r (%) và φ'.



Hình 11–21. Độ sâu ảnh hưởng (theo Burland và Burbridge, 1985)

$$\text{Khi } z < z_L : \sigma'_v = \gamma z - u_z$$

$$\text{Khi } z \geq z_L : \sigma'_v = \gamma z_L - u_{zL}$$

Bảng 11–9 cho các giá trị kinh nghiệm đề nghị về K_s, δ và hệ số kết hợp β_s cho cọc bê tông và cọc thép trong cát. Trong thực tế việc lấy mẫu nguyên dạng để thí nghiệm trong phòng thường khó khăn nên giá trị kinh nghiệm φ' lấy theo thí nghiệm đặt tải hoặc thí nghiệm hiện trường.

BẢNG 11–9. HỆ SỐ MA SÁT MẶT NGOÀI

	K_s	δ	$\beta_s \text{tg}\delta$	
			$\varphi' = 25°$	$\varphi' = 40°$
Cọc bê tông :				
Cát rời rạc	1,0	$0{,}75\varphi'$	0,34	0,58
Cát chặt	2,0		0,68	1,15
Cọc thép :				
Cát rời rạc	0,5	$20°$		0,18
Cát chặt	1,0			0,36

Dùng giá trị N của SPT đánh giá sức chịu tải của cọc

Meyerhof (1976) đưa ra tương quan giữa lực kháng đáy cọc và lực cản ma sát với giá trị N (bảng 11.10) ; kiến nghị rằng, giá trị N trước hết được tiêu chuẩn hóa đối với áp lực đất phủ (tại mức đo) là 100 kN/m^2, dùng hệ số hiệu chỉnh sau :

$$C_{NP} = 0{,}77 \lg (1920 / \sigma'_v) \qquad [11.40]$$

ở đây : σ'_v – áp lực lớp phủ hiệu quả tại độ sâu đo.

BẢNG 11–10. SỨC CHỊU TẢI GIỚI HẠN CỦA CỌC VÀ GIÁ TRỊ N CỦA SPT (theo Meyerhof, 1976)

Loại cọc	*Loại đất*	*Lực kháng cực hạn ở đáy cọc q_b (kN/m^2)*	*Lực cản giới hạn ở thành cọc q_s (kN/m^2)*
Đóng	Cát chứa cuội	40 (L/d)N	$2\overline{N}$
	Cát	⩾ 400N	
	Bụi chứa cát	30(L/d)N	
	Bụi (ML)	⩾ 300N	
Khoan	Cuội	13 (L/d)N	$\overline{N}$
	Cát	⩾ 130N	
	Bụi chứa cát	10(L/d)N	
	Bụi (ML)	⩾ 100N	

ở đây : L – chiều dài cọc ;
d – đường kính của cọc ;
$\underline{N}$ – giá trị N ở gần mũi cọc ;
N – giá trị N trung bình dọc theo chiều dài ấn cọc.

* với cọc có dạng nón trội quá 1%, thêm 50%

Dùng giá trị sức kháng xuyên để xác định sức chịu tải của cọc

Vì sự biến đổi cố hữu của trầm tích cát, cần xác định giá trị trung bình sức kháng xuyên ở phía trên và dưới đầu cọc. Một phương pháp đã được Heijnen (1974) đề nghị :

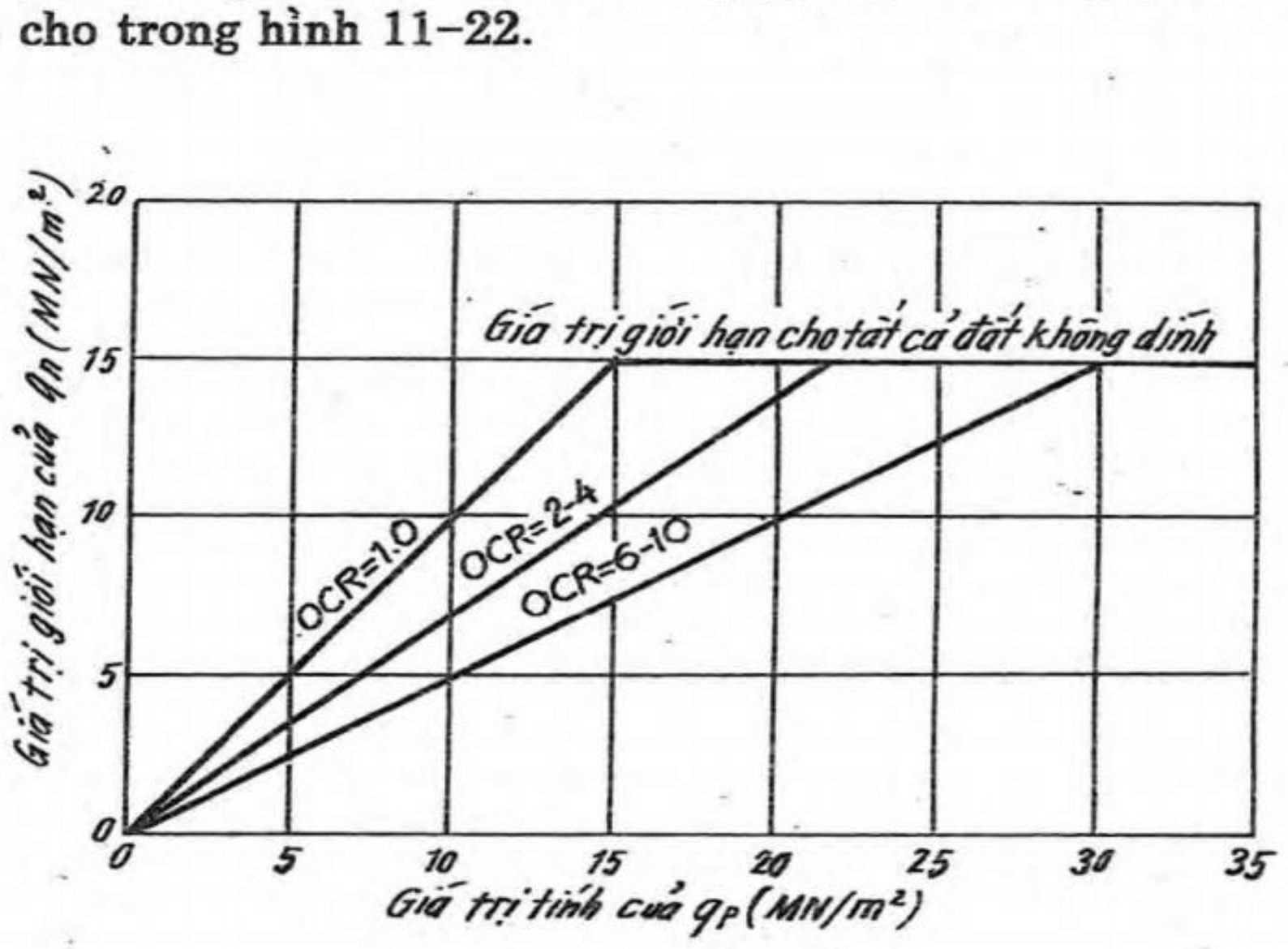
Sức chịu tải cực hạn ở mũi cọc $Q_b = q_p A_b$ [11.41a]

ở đây : $$q_p = \frac{1}{2}(\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2})$$ [11.41b]

$\bar{q}_{c1}$ – giá trị trung trình thấp nhất của q_c dưới đầu cọc trong khoảng 0,7d và 0,4d (tính thử một loạt).

$\bar{q}_{c2}$ – giá trị trung bình của q_c trong khoảng mũi cọc và lên trên 0,8d.

Quy trình kỹ thuật Hà Lan điển hình là nêu lên các giá trị giới hạn cho q_p liên hệ với giá trị tính dùng phương trình [11.41a và b] và lịch sử ứng suất của đất. Giá trị giới hạn kiến nghị (te Kamp, 1977) cho trong hình 11–22.



Hình 11–22. Giá trị giới hạn của sức chịu mũi cọc trong cát và cuội (theo te Kamp, 1977)

Mặc dù lực cản ở thành có thể xác định theo giá trị ma sát bên cục bộ, việc đánh giá chính xác hơn cần theo sức kháng mũi.

Lực cản thành cọc cực hạn $Q_s = S_p \sum_{o}^{L} q_c \pi d \Delta L$ [11.42]

ở đây : L – chiều dài cọc ;

S_p – hệ số phụ thuộc loại cọc, giá trị đề nghị cho cọc gỗ rắn, cọc bê tông đúc sẵn và cọc thép gây chuyển vị đất là 0,005 – 0,012 ; cọc thép mũi cọc hở là 0,003 – 0,008.

Cọc đơn trong đất dính

Một số yếu tố quy tụ lại làm giảm độ bền chống cắt và kết quả là giảm lực dính ở quanh cọc, chẳng hạn như cấu trúc lại của đất, bị yếu đi do nước trong lỗ hoặc nước từ bê tông tươi, do thấm của nước lỗ rỗng. Thông thường, giả thiết điều kiện không thoát nước tồn tại lúc đặt tải, nhưng các nghiên cứu gần đây cho thấy rằng sự tiêu tán của áp lực nước lỗ rỗng là khá nhanh. Trong trường hợp này, lúc cọc chịu toàn bộ tải trọng, thì có thể gần điều kiện thoát nước hơn. Burland (1973) đề nghị một phương pháp áp dụng sự phân tích ứng suất hiệu quả dùng các hệ số kinh nghiệm.

Lực chịu tải mũi cọc vẫn liên hệ với giá trị độ bền chống cắt không thoát nước c_u :

$$q_b = c_u N_c \qquad [11.43]$$

ở đây : N_c – giá trị của Skempton, bằng 9,0 khi L/B > 4 hoặc 6,75 cho đất sét nứt nẻ, như đất sét London.

Biến đổi từ phương trình [11.39], ma sát mặt ngoài dĩ nhiên cũng được biểu diễn đối với ứng suất hiệu quả :

$$q_s = K_o \sigma'_{vo} \, tg\delta = \beta_s \sigma'_{vo} \qquad [11.44]$$

Giá trị K_o phụ thuộc vào loại đất, phương pháp hạ cọc và lịch sử ứng suất của đất.

Liên hệ với thí nghiệm gia tải thấy là với đất sét yếu β_s rơi vào trong phạm vi giá trị hẹp (0,25 tới 0,4), bất kể loại đất sét. Với đất sét chặt sít và quá cố kết, có tình trạng phức tạp hơn chủ yếu do sự khó khăn khi đánh giá K_o, giá trị này thay đổi theo độ sâu.

Skempton và nhiều người khác cho thấy là, ví dụ trong đất sét London, K_o có thể bằng 3 ở gần mặt đất, giảm xuống dưới 1 ở độ sâu trên 30m.

Một giá trị giới hạn dưới của β_s có thể nhận được bằng cách giả thiết $\delta = \varphi'_d$ và đưa đến

$$K_o = 1 - \sin\varphi'_d$$

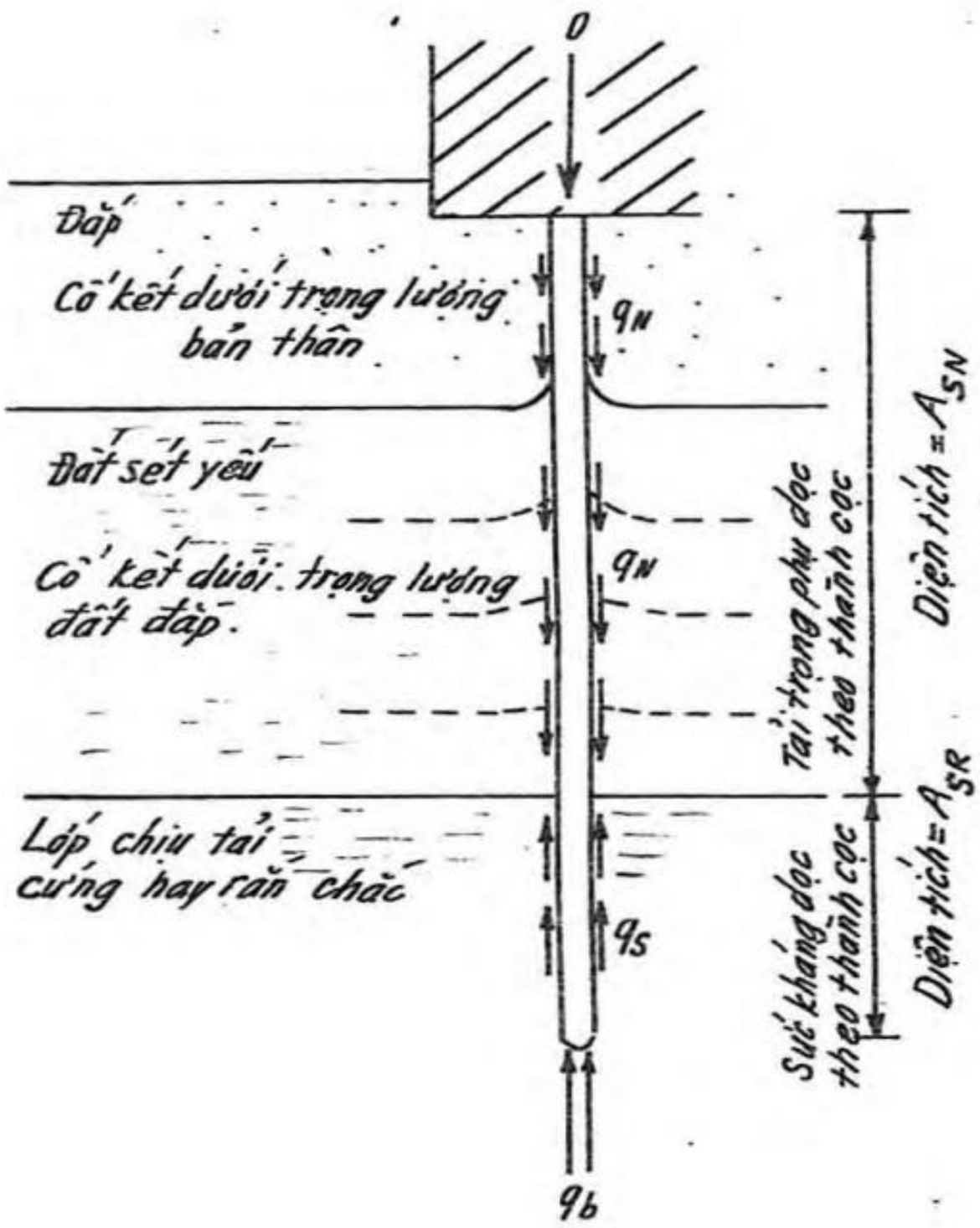
vì vậy $$\beta_s = (1 - \sin\varphi'_d)\mathrm{tg}\varphi'_d \qquad [11.45]$$

ở đây φ'_d – góc kháng cắt thoát nước khi cấu trúc lại.

Tuy nhiên, thí nghiệm trên cọc đóng trong đất sét Londọn cho thấy giá trị β_s trong phạm vi 0,8 đến 1,0. Có lẽ hợp lý là tiếp tục sử dụng giá trị thận trọng của β_s cho đến khi có các phương pháp có khả năng cho số đo K_o tin cậy.

Ma sát âm (trên mặt ngoài)

Khi đóng cọc qua lớp đất đắp được cố kết hay nén chặt chậm chạp dưới trọng lượng bản thân, hoặc lớp đất ở dưới được cố kết do trọng lượng lớp đắp, thì có một sự kéo xuống tác động mạnh lên thành cọc (hình 11–23). Ma sát mặt ngoài giữa cọc và đất do vậy tác động theo hướng



Hình 11–23. Ma sát mặt ngoài âm

đi xuống vì thế tải trọng lên cọc *tăng lên*. Khi cố kết tiếp tục, th. giá trị ma sát âm mặt ngoài tăng lên, vì áp lực lớp phủ hiệu quả σ_o tăng lên khi áp lực nước lỗ rỗng tiêu tan. Điều đó được cân bằng ngược tới phạm vi nào đó bằng sự giảm áp lực lớp phủ hiệu quả do sự truyền tải tới cọc. Burland (1973) đề nghị giá trị $\beta = 0{,}25$ là thích hợp, ít nhất là cho mục đích thiết kế sơ bộ, trong đất sét có kết thông thường.

Biểu thức tổng quát cho khả năng truyền tải trọng của cọc chịu ma sát mặt ngoài âm là :

$$Q + \sum q_N A_{SN} = q_b A_b + \sum q_s Q_{SR} \qquad [11.46]$$

11.12. Sức chịu tải của nhóm cọc

Cọc thường đặt thành nhóm với khoảng cách giữa các tâm cọc điển hình ở khoảng giữa 2 và 5 lần đường kính cọc. Các đầu cọc được hợp nhất lại trong một tấm cứng hoặc *đài cọc* có tác dụng ép buộc nhóm cọc hoạt động như là một đơn vị nguyên khối hơn là như các cọc riêng biệt. Xu hướng này sẽ tăng lên khi khoảng cách gần nhau hơn.

Sức chịu tải toàn bộ của nhóm cọc nói chung không bằng tổng sức chịu của cọc riêng lẻ. Tỉ số giữa tải trọng giới hạn trung bình của nhóm cọc với tổng tải trọng giới hạn của cọc đơn được coi là hiệu suất của nhóm cọc ξ :

$$\xi = \frac{\text{tải trọng giới hạn của nhóm cọc}}{\text{N} \times \text{ tải trọng giới hạn cọc riêng lẻ}} \qquad [11.47]$$

ở đây : N – số cọc trong nhóm cọc.

Nói chung, mặc dù giả thiết sự phân bố tải trọng là đồng đều cho một vị trí đặt tải dọc trục, công tác thử nghiệm cho thấy rõ ràng là cọc ở chu vi của nhóm phải chịu tải nặng hơn là cọc ở trung tâm.

Đất không dính

Tác động của đóng cọc vào trong đất cát là tăng độ chặt tương đối và vì thế sực chịu tải của nhóm cọc có thể lớn hơn tổng của

sức chịu riêng biệt (có nghĩa $\xi > 1,0$). Kiến nghị rằng trong trường hợp này lấy giá trị $\xi = 1$. Trong trường hợp cọc khoan vào cát, hiệu suất nhỏ hơn vì vùng bị cắt kề các cọc trùm lên nhau nên giá trị ξ thấp, bằng 0,6.

Đất dính

Nếu khoảng cách các cọc trong nhóm là 2B tới 3B thì hiệu suất khoảng 0,7. Kiểu phá hoại chác là phá hoại khối, trong đó cọc và đất giữa các cọc được xem như là một trụ đường kính to. Phương trình cơ bản của tải trọng cực hạn [11.37] được biến đổi như sau :

$$Q_{u(nhóm)} = N_c c_u B_g L_g + \bar{c}_u \, 2D(B_g + L_g) \qquad [11.48]$$

ở đây : N_c – giá trị của Skempton lấy theo hình 11–6 ;

c_u – độ bền chống cắt không thoát nước tại độ sâu D ;

B_g – chiều rộng của "khối" nhóm ;

L_g – chiều dài của "khối" nhóm ;

D – Độ sâu tới đáy của nhóm ;

$\bar{c}_u$ – độ bền chống cắt không thoát nước trung bình giữa O và D (m) dưới mặt đất.

Có thể giả thiết điều kiện không thoát nước cho thiết kế vì sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng sẽ kéo dài hơn trong trường hợp nhóm cọc. Nếu cọc nằm trên mặt đất, tải trọng thiết kế phải lấy trị số nhỏ nhất trong 2 trị số là tải trọng cực hạn của nhóm $Q_{u(nhóm)}$ và tổng sức chịu của cọc riêng lẻ ($Q_u \times N$). Khi các cọc đứng riêng rẽ, tải trọng thiết kế không được quá $\frac{2}{3} Q_u N$.

Ví dụ mẫu 11.11. *Một cọc bêtông tiết diện vuông, cạnh 400m được đóng tới độ sâu 12m trong đất dính có các đặc trưng sau :*

$e_u = 35 + 4,2\,z\ kN/m^2$ *(z – độ sâu dưới mặt đất) ;*

$\varphi_u = 0$; $\gamma = 20 kN/m^3$.

Mực nước ngầm tại độ sâu 3m. Hãy tính :

a) Sức chịu tải an toàn cho cọc. Lấy hệ số an toàn sau đây : 3,0 đối với lực chịu mũi cọc ; 1,5 đối với phá hoại lực cản thành cọc ; 2,5 đối với phá hoại cắt toàn bộ.

b) Sức chịu tải an toàn chọ nhóm cọc gồm 9 cọc bố trí hình vuông, tâm cọc cách nhau 2,25m ; lấy hệ số an toàn đối với phá hoại nhóm cọc là 2,5. Tính hiệu suất của nhóm cọc.

Bài giải

Tại $z = 12m$ thì $c_u = 35 + 4,2 \times 12 = 85,4\ kN/m^2$.

a) Lực chịu đầu cọc (phương trình [11.37] và [11.43]) :

$$Q_b = A_b q_b = A_b c_u N_c$$

$$= 0,400^2 \times 9,0 \times 85,4 = 123kN$$

Lực cản thành cọc (phương trình [11.37] và [11.44])

$$Q_s = A_s \bar{q}_s = A_s \beta \bar{\sigma}_{vo}$$

Ứng suất lớp phủ trung bình $\bar{\sigma}_{vo} = 20 \times 6 - 9,8 \times 3 = 90,6kN/m^2$.

Giả thiết $\beta = 0,4$

$$Q_s = 1,20 \times 0,40 \times 4 \times 0,4 \times 90,6 = 696kN$$

Dùng các hệ số an toàn :

Tải trọng an toàn $Q > \frac{123}{3} + \frac{696}{2,5} = 319kN$,

hoặc $Q > \frac{123 + 696}{2,5} = 328kN$.

Vì thế Q an toàn = <u>319kN</u>

b) Phá hoại nhóm cọc :

$$\frac{z}{B_g} = \frac{12}{2,25} = 5,33$$

$$N_c = 5{,}14 \times 1{,}2\,[1 + 0{,}053 \times 5{,}33)^{1/2}\,] = 9{,}45\ ;$$

$N_c = 9{,}0$ (giá trị lớn nhất)

Độ bền chống cắt trung bình

$$\bar{c}_u = \frac{1}{2}(35 + 35 + 4{,}2 \times 12) = 60{,}2\text{kN/m}^2.$$

Phương trình [11.48] :

$$Q_{u(\text{nhóm})} = 9{,}0 \times 85{,}4 \times 2{,}25^2 + 60{,}2 \times 2 \times 12(12{,}25 + 2{,}25)$$

$$= 10393\text{kN}$$

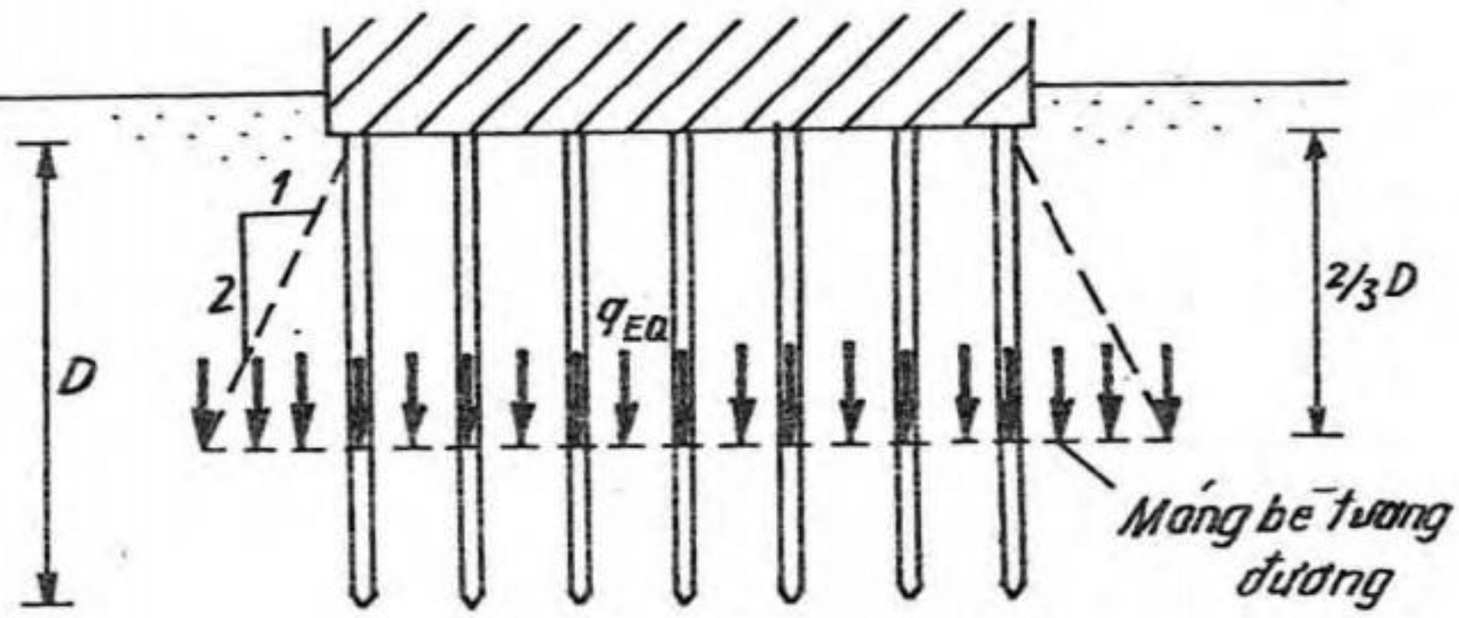
Tải trọng an toàn $Q_s = \dfrac{10393}{2{,}5} = \underline{4157\text{kN}}$

Phương trình [11.47] :

Hiệu suất $\zeta = \dfrac{10393}{9(123 + 696)} = \underline{1{,}41}$

Độ lún của nhóm cọc

Độ lún của nhóm cọc trong cả đất dính lẫn không dính đều lớn hơn độ lún do một cọc riêng lẻ. Nhằm đánh giá độ lún thường xem xét như là một *móng bè tương đương* đặt tại độ sâu $\frac{2}{3}$ D, D là độ



Hình 11–24. Độ lún của nhóm cọc

chôn sâu của cọc (hình 11–24). Diện tích của móng bè tượng đương được xác định bằng giả thiết là tải trọng trải ra từ phía dưới của đài cọc theo tỉ lệ 1 (ngang) : 2 (đứng). Độ lún do móng bè tương đương chịu tải đồng đều được tính theo cách thích hợp với các thông số nhận từ thí nghiệm trong phòng hoặc thí nghiệm xuyên tại chỗ.

BÀI TẬP

1. Xác định sức chịu tải cực hạn thực của một móng băng có bề rộng 2,5m đặt sâu dưới mặt đất 1,25m trong lớp sét dày có các đặc trưng :

$$c_u = 88kN/m^2 ; \varphi_u = 0.$$

2. Một móng băng có bề rộng 2,4m đặt tại độ sâu 2,8m trong đất có các đặc trưng sau :

$$c' = 12kN/m^2 ; \varphi' = 20^\circ ; \gamma = 19kN/m^3.$$

Xác định :

a) sức chịu tải giới hạn thực ;

b) sức chịu tải an toàn, lấy hệ số an toàn là 3,0

3. Móng của một tháp hình tròn có đường kính 18m đặc đặt tại độ sâu 2,5m. Các đặc trưng của đất :

$c' = 0 ; \varphi' = 34^\circ$, γ bão hòa = 21 kN/m^3, γ thoát nước = $19kN/m^3$.

Xác định sức chịu tải cực hạn thực khi mực nước ngầm :

a) nằm sâu dưới móng ;

b) tại đáy móng ;

c) tại mặt đất.

4. Một móng dài 12m, rộng 3m được xây dựng trong một đập quai đặt dưới đường nạo vét bùn sâu 1,8m. Đất có các đặc trưng sau

$$c' = 0 ; \varphi' = 32^\circ ; \gamma_{sat.} = 20kN/m^3.$$

Tính sức chịu tải cực hạn tổng cho điều kiện khi mực nước ngầm ở trên đường nạo vét bùn 1,5m và có dòng thấm đi lên thẳng đứng, với gradien thủy lực là 0,25.

5. Xác định bề rộng của móng băng cần chuyển một tải trọng phân bố đều là 600kN/m trong các hoàn cảnh sau đây (Mực nước ngầm nằm sâu dưới đáy móng, lấy hệ số an toàn đối với phá hoại cắt là 3,0) :

a) Độ sâu đặt móng là 0,5m ; $c_u = 80kN/m^2$; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 18kN/m^3$.

b) Độ sâu đặt móng là 4,5m ; $c_u = 80kN/m^2$; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 18kN/m^3$.

c) Độ sâu đặt móng là 0,5m ; $c' = 0$; $\varphi' = 30^o$; $\gamma = 20kN/m^3$.

d) Độ sâu đặt móng là 4,5m ; $c' = 0$; $\varphi' = 30^o$; $\gamma = 20kN/m^3$.

6. Một móng hình vuông đặt tại độ sâu 2,6m sẽ truyền một tải trọng đồng đều là 2,6MN. Lấy hệ số an toàn là 3,0, xác định kích thước của móng yêu cầu. Biết các đặc trưng của đất :

$$c_u = 64kN/m^2 ; \varphi_u = 0 ; \gamma = 19kN/m^3.$$

7. Một móng chữ nhật 10 × 5m được thiết kế với hệ số an toàn là 3,0 truyền tải trọng đồng đều 86,6MN trong điều kiện thoát nước hoàn toàn vào lớp đất có các đặc trưng sau :

$$c' = 0 ; \varphi' = 35^o ; \gamma = 20kN/m^3 ; \gamma_{sat.} = 22kN/m^3$$

a) Xác định độ sâu đặt móng thích hợp ;

b) Xác định độ giảm tính ra phần trăm của khả năng truyền tải trọng do mực nước ngầm dâng lên tới :

– phía dưới móng

– mặt đất

c) Tính hệ số an toàn nếu tải trọng là 86,6MN và xảy ra hai điều kiện như ở b).

8. Một bãi thải dài 120m, rộng 60m được thi công trên một lớp đất bụi bồi tích mỏng có các đặc trưng sau :

$$c_u = 24kN/m^2 ; \varphi_u = 0 ; \gamma = 18kN/m^3.$$

Giả thiết là góc dốc lớn nhất của sườn sét nhão dính là 45°, trọng lượng đơn vị đất thải là $20kN/m^3$, lấy hệ số an toàn là 2,0, xác định chiều cao an toàn lớn nhất của bãi đất.

9. Một móng băng có bề rộng 2,5m đặt tại độ sâu 2,0m. Hệ số an toàn đối với phá hoại cắt là 3,0 và độ lún không được vượt quá 50mm. Xác định sức chịu tải cho phép khi móng đặt trong các lớp đất sau (giả thiết bề dày ở dưới móng là 2B).

a) đất là sét bồi tích yếu :

$c_u = 35kN/m^2$; $\varphi_u = 0$; $\gamma = 28kN/m^3$; $m_v = 0,92m^2/MN$; $E_u = 5MN/m^2$.

b) đất là sét tảng lăn chặt sít :

$c' = 25kN/m^2$; $\varphi' = 22^o$; $\gamma = 20kN/m^3$; $m_v = 0,10m^2/MN$; $E'_o = 22MN/m^2$.

c) cát chứa cuội chặt :

$c' = 0$; $\varphi' = 32^\circ$; $\gamma = 20kN/m^3$; $E'_o = 145kN/m^2$

10. Một móng bè tròn có đường kính 15m đặt tại độ sâu 4,5m. Mực nước ngầm nằm dưới mặt đất 2,5m và lớp đất sét hơi quá cố kết dày có các đặc trưng sau đây :

$$c_u = 32kN/m^2 ; \varphi_u = 0 ; \gamma = 18kN/m^3$$

$$c' = 10kN/m^2 ; \varphi' = 24^\circ ; E'_o = 55kN/m^2$$

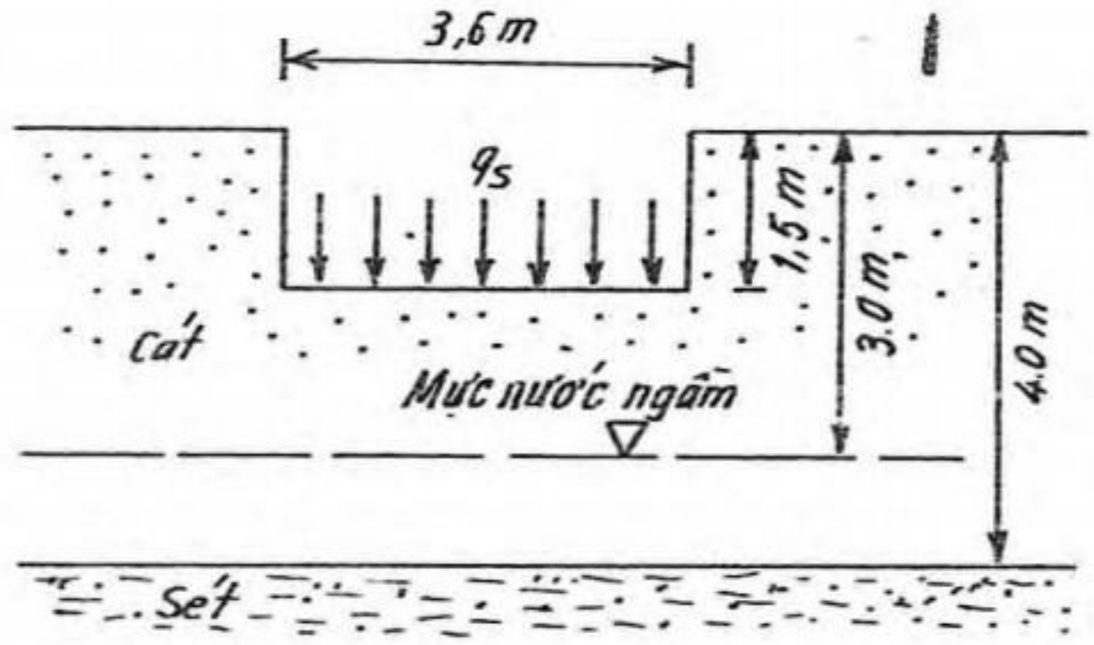
Xác định sức chịu tải cho phép đối với cả điều kiện không thoát nước tức thời lẫn điều kiện thoát nước lâu dài, nếu hệ số an toàn đối với phá hoại cắt yêu cầu là 3.0 và độ lún trung bình không được quá 60mm.

11. Mặt cắt ngang của một móng băng thấy ở hình 11–25. Các đặc trưng thích ứng của đất như sau :

đất cát : $c' = 0$; $\varphi' = 32^\circ$; $\gamma = 19kN/m^3$; $\gamma_{sat.} = 21kN/m^3$;

đất sét : $c_u = 60kN/m^2$; $\varphi_u = 0$; γ $19kN/m^3$.

Nếu hệ số an toàn đối với phá hoại cắt cho cả sét và cát là 3,0, tính sức chịu tải an toàn q_s.



Hình 11–25

12. Một móng băng bề rộng 4m đặt tại độ sâu 4m. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn tiến hành tại độ sâu này cho giá trị N chưa hiệu chỉnh là 16. Tìm giá trị hiệu chỉnh cho N' và từ đó đánh giá sức chịu tải cho phép cho móng khi mực nước ngầm :

a) nằm sâu dưới đáy móng ;

b) dưới mặt đất 1,6m.

(Trọng lượng đơn vị của đất là $19kN/m^3$).

13. Một móng bè hình vuông, cạnh 5m đặt tải độ sâu 3,5m trong một lớp cat dày ; mực nước ngầm duy trì dưới mặt đất khoảng 1,8m. Trong khi khảo sát ở hiện trường các giá trị N chưa hiệu chỉnh ghi được trong một thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn như sau :

Độ sâu dưới mặt đất (m)	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5	10.5
Giá trị N	10	11	15	18	24	26	29	31	34	36

γ thoát nước = 19kN/m^3 ; γ bão hòa = 21kN/m^3.

Xác định sức chịu tải cho phép.

14. Một móng bè tròn đường kính 8m đặt tại độ sâu 2.4m truyền áp lực tiếp xúc là 150kN/m^2 vào lớp cát chứa bụi dày. Mực nước ngầm ở độ sâu 3.5m. Trọng lượng đơn vị của cát chứa bụi là : γ thoát nước = 17.5kN/m^3, γ bão hòa = 19.4kN/m^3. Dùng lực kháng xuyên cho dưới đây, đánh giá độ lún của móng theo phương pháp Schmertmann, Hartman và Brown.

Độ sâu (m)	2.5	3.2	4.0	4,8	5.6	6.6	7.6	8,6
q_c (MN/m^2)	2.1	2.8	2,6	2,9	3.5	4.2	4,1	6,2

Độ sâu (m)	9,6	10.6	11.6	12.6	13.6	14.6	16.6	17,6
q_c(MN/m^2)	6,8	7.5	8.6	8,1	10.2	10.9	11,4	13,2

15. Cọc khoan đường kính 600mm đặt tại độ sâu 10m trong một lớp sét cứng có các đặc trưng dùng sau đây :

Độ sâu (m)	2.0	4,0	5.5	7,0	9.0	10,5	12.5
Độ bền chống cắt không thoát nước(kN/m^2)	34	36	42	49	61	71	85

$\varphi_u = 0$; $\beta = 0,6$; $\gamma = 19,6$kN/m^3.

Mực nước ngầm tại độ sâu 2,5m.

Hệ số an toàn yêu cầu như sau :

Toàn bộ = 2,5 ; lực chịu mũi cọc = 3,0 ; lực cản thành cọc = 1,5 ; phá hoại nhóm cọc = 2,5.

a) Tính sức chịu tải an toàn dự tính của một cọc đơn.

b) Tính sức chịu tải an toàn dự tính của một nhóm 4 × 3 cọc đặt tâm cách nhau 1,2m.

c) Tính hiệu suất của nhóm cọc.

Chương 12

KHẢO SÁT HIỆN TRƯỜNG VÀ THÍ NGHIỆM TẠI HIỆN TRƯỜNG

12.1. Phạm vi và mục đích khảo sát hiện trường

Khảo sát hiện trường kĩ lưỡng và toàn diện là công việc chuẩn bị tối cần thiết cho thiết kế và thi công một công trình xây dựng dân dụng. Cỡ và dạng công trình sẽ ảnh hưởng tới phạm vi khảo sát và không một công trình nào mà không cần khảo sát ngay cả công trình nhỏ nhất cũng được bảo đảm bằng một số dạng khảo sát hiện trường. Tiêu chuẩn thực hành của Anh BS 5930 : 1981 cho một loạt các mục tiêu của việc khảo sát hiện trường như sau :

a) Đánh giá sự thích hợp chung của khu đất và môi trường cho công trình yêu cầu.

b) Cho phép chuẩn bị được một thiết kế đầy đủ và kinh tế, bao gồm cả việc thiết kế các công trình tạm thời.

c) Dự kiến phương pháp xây dựng tốt nhất : thấy trước và dự phòng các khó khăn và chậm trễ có thể nảy sinh trong khi xây dựng do đất và các điều kiện cục bộ khác.

d) Xác định những biến đổi có thể phát sinh trong đất và điều kiện môi trường, hoặc do tự nhiên hoặc là kết quả của công trình và ảnh hưởng của các biến đổi đó tới công trình, các công trình lân cận và môi trường nói chung.

e) Ở nơi có nhiều cách lựa chọn, thì kiến nghị về sự thích hợp tương đối của các vị trí khác nhau, hoặc các phần khác nhau của cùng khu đất.

Ngoài ra, khảo sát hiện trường cần thực hiện khi phải báo cáo về khả năng an toàn của các công trình đã có, khi lập kế hoạch

thay đổi các công trình đang tồn tại, khảo sát công trình bị phá hoại và tìm kiếm nguồn vật liệu xây dựng.

Hầu như việc khảo sát cần hoàn thành trước giai đoạn thiết kế của một công trình, mặc dù có đôi phần chồng gối lên nhau, đặc biệt trong trường hợp các công trình chính và ở nơi đòi hỏi thí nghiệm hiện trường.

Khảo sát khu đất liên quan với công trình trung bình tới lớn sẽ gồm một số giai đoạn. Các giai đoạn liên hệ qua lại toàn bộ và có thể gối lên nhau hoặc theo trình tự không giống nhau tùy theo dạng khác nhau của khu đất và công trình. Quá trình toàn bộ có thể lặp lại có nghĩa là số liệu từ một giai đoạn có thể cần làm thêm ở các giai đoạn khác và việc đó có thể tiếp tục trong suốt hoặc thậm chí cả sau kết thúc hợp đồng.

a) Nghiên cứu văn phòng : Chủ yếu thu thập thông tin bao quát liên quan tới khu đất như bản đồ, các bản vẽ ; các chi tiết về sự tồn tại hcặc lịch sử phát triển, thông tin về chính quyền địa phương ; bản đồ địa chất, tập kỉ yếu, các tài liệu lưu giữ ; các chi tiết về các ngành phục vụ công cộng, dịch vụ, những ngăn cấm, quyền ưu tiên, chủ nhân của bất động sản nằm kề, ảnh trên không (một danh sách toàn diện thông tin và các tài liệu được cho trong BS5930).

b) Khảo sát khu đất : Rất cần thiết nhờ các chuyên gia thích hợp tiến hành việc nghiên cứu ban đầu như địa chất, đo đạc địa hình, thổ nhưỡng, thủy văn... Cần thu thập các thông tin về sơ đồ bố trí toàn bộ công trường, địa hình, cơ sở địa chất ; chi tiết về đường vào, lối vào và chiều cao giới hạn. Phải xem xét các điều kiện địa phương như khí hậu, dòng chảy, điều kiện nước ngầm, sự sử dụng khu đất có liên quan với khí hậu và thời gian của năm. Ở nơi có thể thực hiện được, phải giữ lại các di ảnh.

c) Khảo sát chi tiết khu đất và lấy mẫu : Khảo sát chi tiết về địa chất và trạng thái của đất ở dưới mặt đất bằng đo vẽ trên mặt, hố thăm dò, công trình khai đào, lỗ khoan, dò sâu, phương pháp địa vật lí khi thích hợp ; khảo sát trạng thái nước dưới đất trong suốt một thời gian khá dài (có thể cả sau khi hoàn thành công trình), nghiên cứu các công trình đã có và gần kề có dấu hiệu nứt

nẻ hoặc lún ; vị trí của các công trình ngầm hoặc hang động, ống ngầm, công trình dịch vụ, ... ; cung cấp mẫu cho việc nghiên cứu thêm và thí nghiệm trong phòng.

d) Thí nghiệm mẫu trong phòng : Thí nghiệm mẫu nguyên dạng và mẫu không nguyên dạng do các đội ở hiện trường đưa về ; thí nghiệm đất (khi định rõ) đã phân loại, đặc trưng, tính thấm, độ bền chống cát, tính nén, ... ; thí nghiệm trên lõi và mẫu đá về cường độ và độ bền ; thí nghiệm vật liệu xây dựng, như tỉ số chịu tải California CBR, thí nghiệm nước dưới đất ; phân tích hóa học và thạch học.

e) Thí nghiệm hiện trường : Tiến hành thí nghiệm ở vị trí xây dựng trước hoặc trong lúc xây dựng ; thí nghiệm đất như cắt cánh, xuyên tiêu chuẩn, xuyên tĩnh, bàn nén ; ép hông ; thí nghiệm chịu tải của công trình như thí nghiệm nén cọc, tải trọng cho phép tối đa, quan trắc chuyển vị.

f) Báo cáo kết quả : Các chi tiết nghiên cứu địa chất bao gồm cấu trúc, địa tầng và lập bản đồ ; kết quả khoan – gồm có mắt cắt lỗ khoan, các chuẩn cho mẫu và giải trình địa tầng khi yêu cầu ; các nhận xét và kiến nghị liên quan tới thiết kế và xây dựng của công trình dự định, những kiến nghị liên quan đến việc khảo sát và thí nghiệm thêm và về tiến hành giám sát trong khi xây dựng và sau khi thành công trình.

Phạm vi và mục đích của khảo sát khu đất sẽ phụ thuộc một phần vào bản thân điều kiện tự nhiên của vị trí và một phần vào loại công trình. Số lượng các trường hợp và hoán vị khác nhau dĩ nhiên là vô cùng ; các ví dụ sau đây sẽ dùng để chỉ ra phạm vi khác nhau rộng như thế nào :

Các loại khu đất xây dựng

a) Tập trung : Bao gồm thành phố, nông thôn mở rộng, vùng núi, đồng bằng bãi bồi, thung lũng sông, ven biển, cảng, vùng xa bờ.

b) Kéo dài : Đường bộ, đường sắt, đường hầm, ống tiêu nước, đường ống, kênh, đường truyền tải điện, công sự phòng thủ ven biển.

Các loại cấu trúc : Mới hoặc đang tồn tại ; nhiều tầng hay ít tầng, các công trình – kết cấu khung, kết cấu dạng khối, trọng

lượng nhẹ,... nhà ở, công sở, nhà máy, kho tàng, trạm năng lượng, ... vật liệu – thép, bêtông cốt thép, bê tông ứng suất trước, công trình bằng gạch, gỗ,...

Chi phí khảo sát rõ ràng là tùy theo phạm vi và mục đích của công việc thực hiện và chịu ảnh hưởng mạnh của loại vị trí xây dựng. Lấy theo phần trăm của giá trị toàn bộ hợp đồng thì chi phí nói chung một phần nào ít hơn với dự án lớn hơn và ở nơi có điều kiện nền đất tốt ; theo quy luật chung thì con số nằm trong khoảng 0,2 và 2% của tổng kinh phí.

12.2. Phạm vi và độ sâu khảo sát ở hiện trường

Hầu hết thông tin tập hợp trong khi khảo sát ở hiện trường đều liên quan với trầm tích đất và đá ở dưới mặt đất. Mục tiêu toàn diện là lập nên một bức tranh ba chiều của khu đất kéo dài theo phương thẳng đứng và nằm ngang bao gồm tất cả các lớp chắc chắn bị ảnh hưởng do các biến đổi khi đặt tải, do công trình dự kiến gây ra.

Để đạt được phạm vi bao hàm thích đáng, khoảng cách các hố thăm dò hoặc lỗ khoan cần dựa trên việc xem xét cả loại công trịnh (hẹp hay rộng, cao hay thấp, nặng hay nhẹ...) lẫn bản chất của điều kiện nền đất (đá hay đất, rắn hay mềm, đồng nhất hay phân lớp...). Phải khoan tại các điểm chiến lược liên quan đến sơ đồ của công trình như ở gần các góc, gần các điểm có tải trọng nặng, gần các vị trí độ lún phải được hạn chế. Trong điều kiện đồng đều và đồng nhất, lỗ khoan có thể cách nhau tới 100m ; trong điều kiện có biến đổi theo phương đứng và phương ngang khoảng cách giảm tương ứng trong các trường hợp nghiêm trọng khoảng cách giảm tới khoảng 5m.

Độ sâu khảo sát chủ yếu liên quan với loại đất, đá có mặt và tính nhạy cảm về nén dưới tải trọng của chúng. Có thể có được sự chỉ dẫn tiện lợi (đúng là một *chỉ dẫn* chứ không phải là một điều luật) bằng cách tính độ tăng dự đoán của ứng suất thẳng đứng. Địa tầng chắc chắn chịu sự tăng ứng suất hiệu quả thẳng đứng là 10% hoặc hơn, phải ở trong độ sâu khảo sát. Một cách đơn giản hơn, nhưng dĩ nhiên không tin cậy như trên, là theo quy tắc

ngón tay cái : tiến hành khoan sâu ít nhất 1,5 lần bề rộng của móng ; trong việc giải trình nguyên tắc chỉ đạo này cần thận trọng ở nơi có đặt nhiều móng (xem mục 6.16).

Khi gặp lớp đá, quy định đáng tin cậy là tiếp tục khoan vào đá không bị phong hóa ít nhất 1,5m. Trong tất cả trường hợp, một ít lỗ khoan phải khoan sâu hơn nhiều để các lớp yếu không muốn có không bị bỏ sót.

12.3. Các phương pháp khảo sát khu đất

Trong khi chọn các phương pháp khảo sát cho khu đất, có bốn nhóm yếu tố cần được xem xét.

a) Đặc trưng địa chất của vị trí : Trong đất sét, dạng khảo sát khả thi nhất là lỗ khoan ; trong đất cát có thể cần các lỗ khoan theo hàng cùng với thiết bị lấy mẫu đặc biệt ; hố thăm dò chỉ khả thi trong đất cứng hoặc chặt, đá yếu ở trên mực nước ngầm ; trong đá cứng, khoan lấy lõi tốc độ sâu thích đáng, nhưng khoan trong đá cho ít thông tin về các đặc trưng cấu tạo như hình dạng đường ranh giới.

b) Đặc trưng địa hình của vị trí : Cả dạng địa hình và lối vào khu đất đều quan trọng theo quan điểm di chuyển thiết bị khảo sát ; trong vùng đồi hoặc vị trí dốc đứng, lò dọc đào có ít nhiều độ nằm ngang thuận lợi hơn là khoan thẳng đứng ; trong vùng sũng nước hoặc đầm lầy cần thiết tiến hành một số công việc chuẩn bị trước như làm đường tại chỗ khảo sát chắc chắn, ...

c) Loại thông tin yêu cầu : Phần lớn cả người thiết kế và người xây dựng quan tâm đến sự có mặt và bản chất của đất đá ở dưới mặt đất, nhưng đôi khi cần cả các thông tin chuyên môn : chi tiết hình dạng đường ranh giới dòng nước ngầm, sự có mặt của các vật thể bị chôn vùi (tự nhiên hay nhân tạo), vị trí của mặt phá hoại trước đấy,...

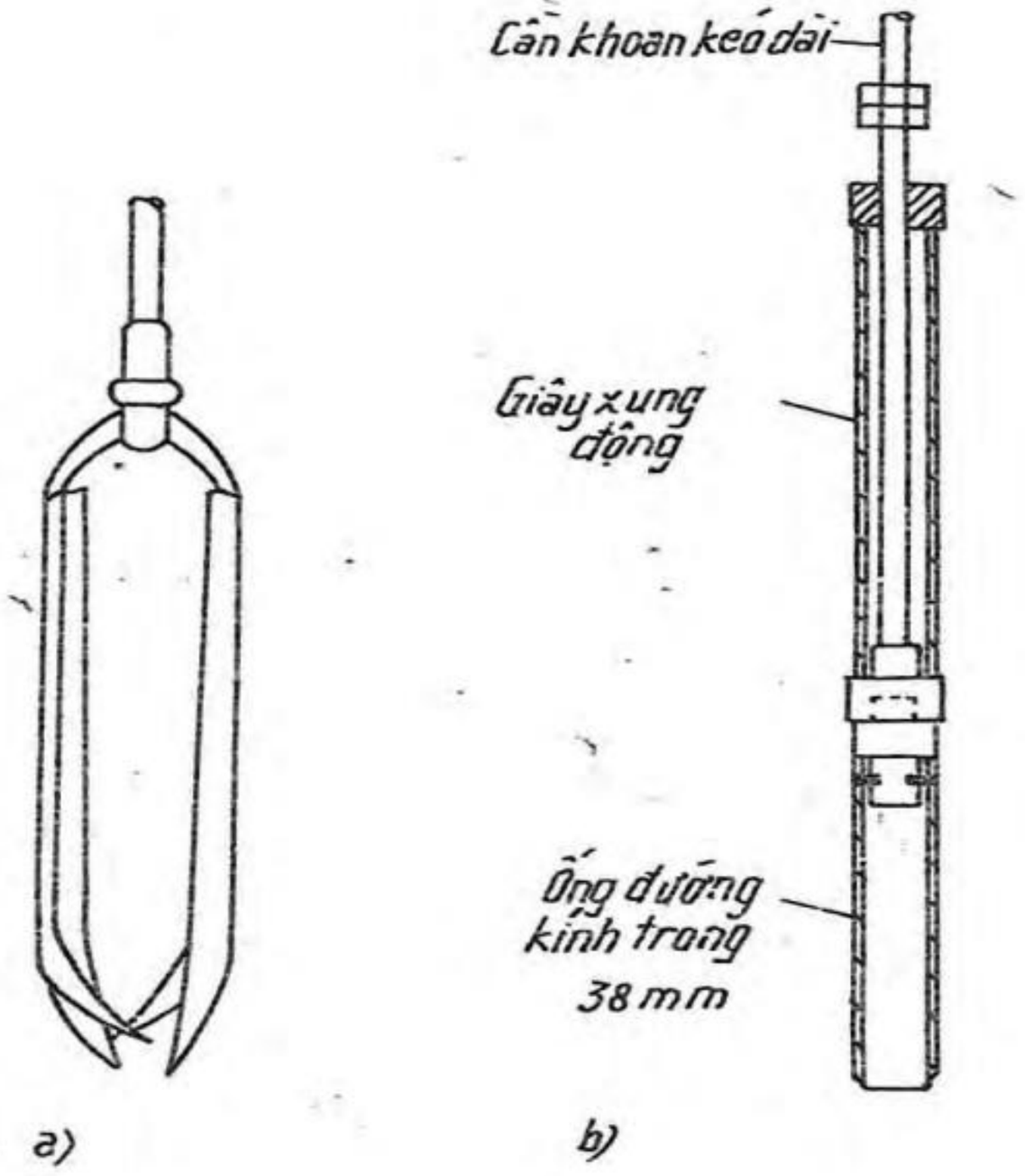
d) Kinh phí và thời gian : Thường thường khảo sát sâu hơn thì sẽ tiêu tốn kinh phí và thời gian nhiều hơn ; hầu hết kinh phí giảm khi số hố thăm dò tăng lên ; yếu tố thời gian phải xem xét trong giai đoạn lập dự án.

Hố thăm dò

Trong đất dính và đá mềm yếu ở trên mực nước ngầm, hố thăm dò thích hợp hơn khoan ; chúng dễ đào với một máy đào cơ học hay ngay cả bằng tay, và có ưu điểm là dễ nghiên cứu bằng mắt sự lộ ra liên tục của địa tầng. Nhược điểm chủ yếu là giới hạn tới độ sâu 2 – 3m ; đào thêm bằng tay hố có thể sâu hơn chút ít. Thành của hố thăm dò phải được chống đỡ đầy đủ, ngay cả khi chúng chỉ để lộ trong thời gian ngắn ; có thể cần thiết đặt một vài loại bơm nước, đặc biệt trong đá và đất thấm nước. Mẫu có thể lấy ở đáy và thành hố. Hố thăm dò thường ích lợi đặc biệt trong đất chứa đá tảng, đá cuội, khi quan trắc nước dưới đất và khi tìm vị trí các ống và các công trình dịch vụ bị chôn vùi.

Lò dọc

Lò dọc (cũng gọi là đường hầm) được đào hầu như nằm ngang hoặc ở nơi mặt đất dốc đứng hoặc vách núi hay mặt trước mỏ đá, hoặc từ đáy của giếng lò. Chi phí đào lò dọc (và đào ở giếng lò sâu) là rất cao, hơn nữa việc đào này khó khăn trong đất rời rạc hay ở dưới mực nước ngầm. Do vậy lò dọc ít khi được dùng, trừ khi khảo sát chuyên môn như đường hầm thí điểm, đo vẽ khảo sát hầm mỏ hoặc ở nơi các phương pháp khác không thích hợp.



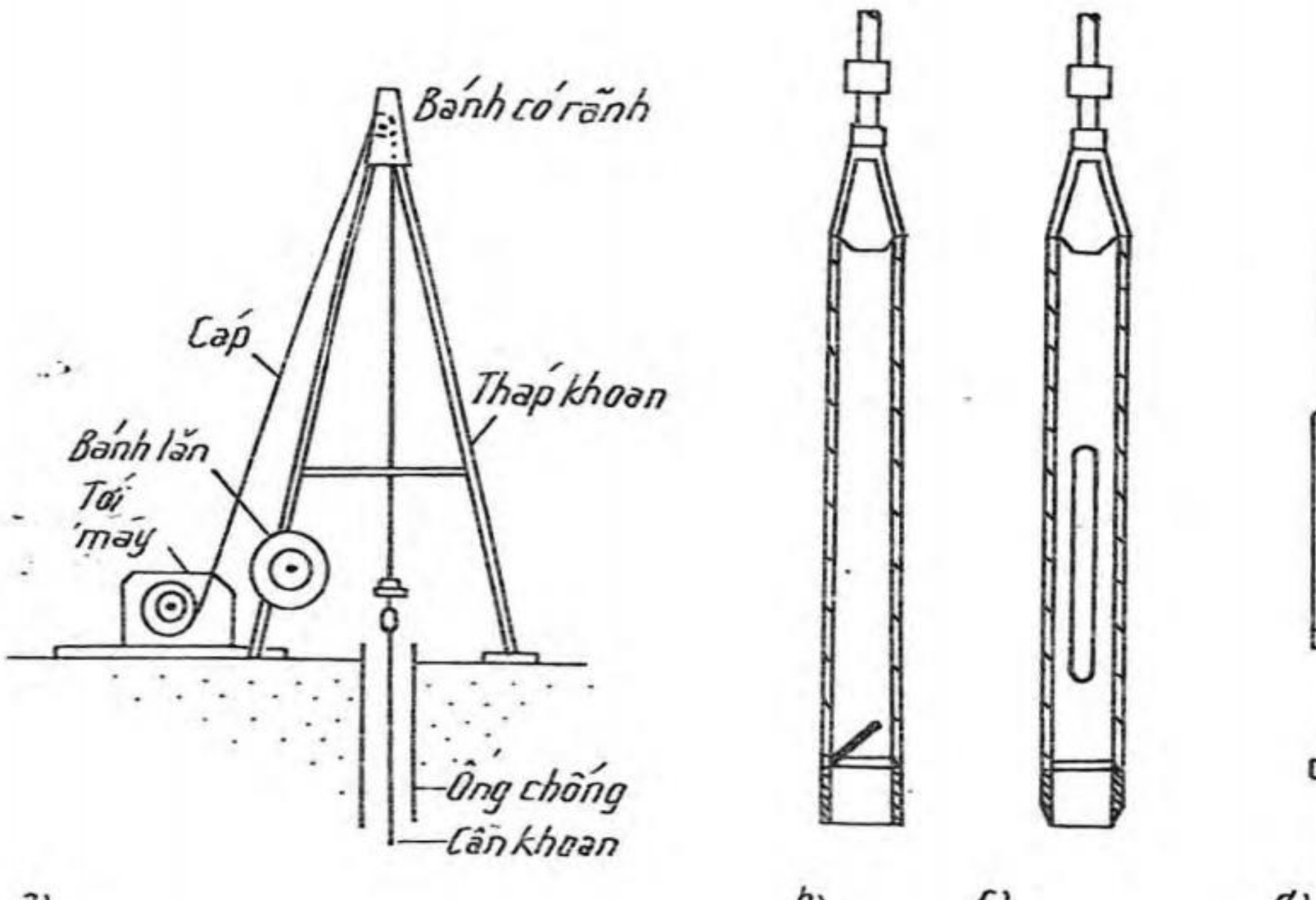
Hình 12 – 1. Khoan tay và dụng cụ lấy mẫu
a) mũi khoan Iwan ; b) ống mẫu 38mm

Khoan tay

Khoan tay (còn gọi *tạo lỗ sau*, hoặc *khoan Iwan*) là một dụng cụ làm việc bằng tay đơn giản dùng để khoan vào đất yếu tới độ sâu lớn nhất 5 – 6m. Dạng phổ biến gồm có mũi khoan đất sét nửa hình trụ đường kính 100mm qua một loạt cần dài 1m gắn với một thanh ngang có thể quay bằng tay ở trên mặt đất (hình 12 – 1a). Để lấy mẫu, thay mũi khoan đất sét bằng ống mẫu 38mm gắn với một ống nối gõ trượt (hình 12 – 1b). Nâng cần dài, lắp ống nối và đẩy nó xuống dưới, ống mẫu được đóng vào trong đất tại đáy hố. Rồi quay thanh ngang để làm đứt đầu đáy của mẫu và dùng ống nối đóng ống mẫu lên.

Máy khoan đập

Phương pháp ống vét (hoặc ống múc) là phương pháp sử dụng rộng rãi nhất ở Vương Quốc Anh ; thiết bị tương đối đơn giản, dễ



Hình 12 – 2. Thiết bị khoan đập
a) giàn khoan và tời ; b) ống hút ; c) lưỡi khoan cắt sét ; d) cái đục

mang và giữ được tốc độ của quá trình khoan trong đất từ yếu tới rất cứng không chứa đá tảng, cuội sỏi. Đường kính lỗ khoan thông thường nhất là 150mm nhưng có thể khoan đường kính khác lên tới 300mm ; độ sâu khảo sát lớn nhất, mặc dù có phần bị phụ thuộc vào loại đất là trong khoảng 50 – 60m.

Thiết bị gồm có một giàn khoan, một tời máy (hình 12 – 2a) và một bộ dụng cụ khoan. Khi dùng phương pháp khoan đập, bộ dụng cụ đã lắp ráp được tời nâng lên khoảng 1 m trên đáy hố rồi cho rơi xuống dưới trọng lượng bản thân và như thế sẽ đóng ống cắt vào trong đất. Khi ống cắt đầy đất thì được nâng lên tới mặt đất, tại đây có thể lấy mẫu bị xáo động chứa trong ống ra.

Lưỡi khoan cắt sét (hình 12.2c) là một ống trụ đáy hở với rãnh ở thành và một chân cắt có thể tháo rời tại đầu dưới ; dụng cụ này được dùng riêng cho đất sét trong các lỗ khoan khô. Đôi khi dùng *lưỡi khoan xoắn cho đất sét thì* lưỡi xoắn được xoay bằng tay để khoan xuống, nó cũng dùng để vét sạch đáy hố trước khi lấy mẫu.

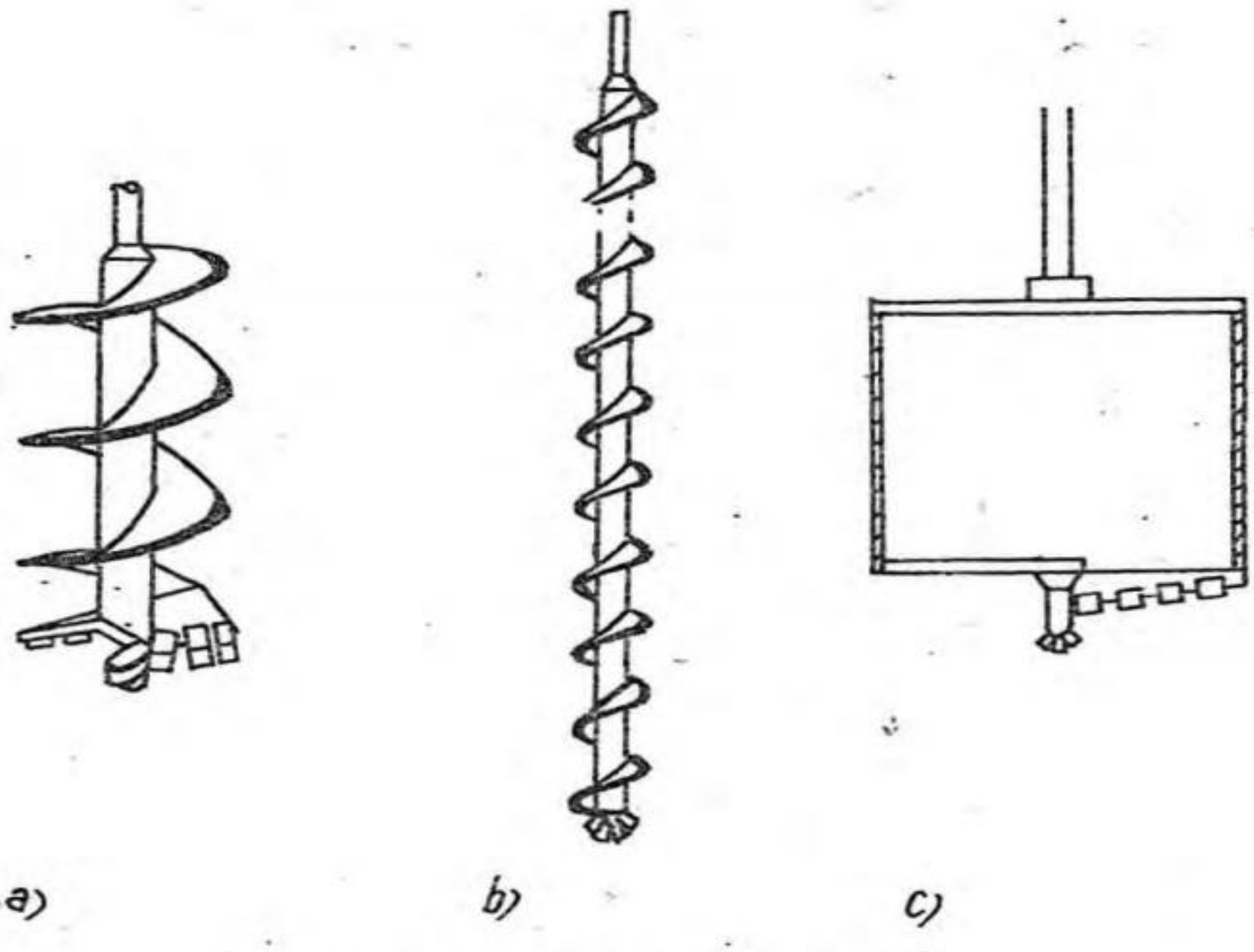
Dùng *ống vét* hay *ống múc* (hình 12–2b) để khoan trong cát và cuội. Đó cũng là một ống trụ (không có rãnh) đáy hở với một chân cắt có thể tháo lắp và có ghép một van cánh nhỏ. Van cánh nhỏ bảo đảm rằng vật liệu rời rạc hoặc dung dịch sét lỏng được giữ lại trong ống vét khi kéo lên tới mặt đất. Trong đất không dính chặt hoặc ở nơi gặp đá tảng, đá cuội sỏi, dùng *choòng* (hình 12 – 2d) để phá vỡ vật liệu rắn ; rồi các mảnh vụn và dung dịch sét lỏng được chuyển lên bằng ống vét.

Trong điều kiện ẩm, đất rời rạc và hố có độ sâu lớn, phải đặt *ống chống* ở gần mặt đất. Ống chống thường là các ống thép được nối với nhau bằng ren đạt chiều dài thích hợp và được kích hoặc đập vào trong hố khoan khi tiến hành khoan. Ống chống được kéo lên sau khi khoan xong hoặc để lại nếu cần để quan trắc thêm.

Khoan xoay

Khoan xoay vận hành bằng máy được đặt trên xe ô tô để dễ mang đi và phương pháp khoan linh hoạt. Ngoài việc khoan cho mục đích khảo sát, chúng còn được dùng trong công tác cọc ; sẵn có nhiều loại và nhiều kích cỡ, từ tổ máy nhỏ đặt trên máy kéo thông thường tới máy lớn có khả năng khoan sâu tới 50m với một số loại lưỡi khoan đường kính lớn tới 2m.

Thường dùng *lưỡi khoan cánh* (guồng xoắn) hay *lưỡi khoan gàu*. Lưỡi khoan cánh ngắn (hình 12 – 3a) gồm có một lưỡi dao



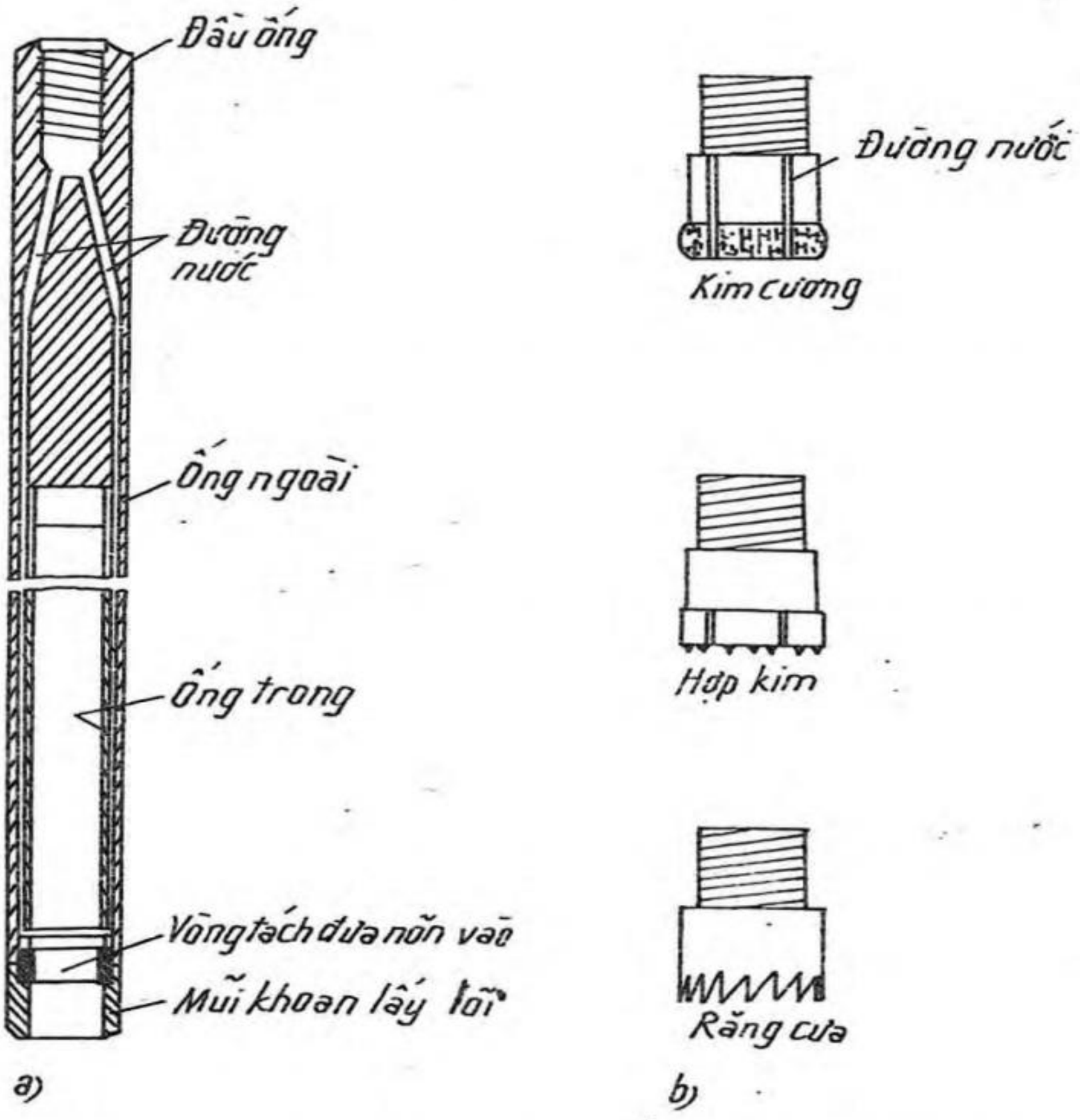
Hình 12 – 3. Lưỡi khoan xoay
a) lưỡi khoan cánh ngắn ; b) lưỡi khoan cánh liên tục ; c) lưỡi khoan gàu

xoắn ốc có chiều dài nhỏ được gắn vào thân với các răng cắt và một mũi khoan dẫn hướng đường kính nhỏ tại đầu dưới, thường sẵn có lưỡi đường kính khoảng 75 và 500mm, với một số thiết bị đặc biệt đường kính cánh xoắn lớn tới 1m. Với một số mũi khoan lớn hơn, cánh xoắn chỉ đi một đường xoắn thì được gọi là lưỡi khoan *cánh đơn*. *Lưỡi khoan cánh liên tục* (hình 12 – 3b) được dùng có thể cắt đất đưa lên dọc theo đường xoắn ốc tới miệng hố ; như thế tránh không phải nhấc lên và vét sạch dụng cụ nhiều lần ; khi khoan tiến triển thì thêm các đoạn cánh xoắn khác vào.

Sự phát triển gần đây nhất của lưỡi khoan cánh liên tục là guồng xoắn cần ống rỗng, nó gồm một cánh xoắn dài gắn vào một ống rỗng và một mũ chuyển tiếp ở trên đầu. Một cần khoan trung tâm đi qua suốt cần ống rỗng gắn vào đầu cắt ở mũi và gắn vào mũ chuyển tiếp ở trên đầu. Khi tiến hành khoan, cần và cần ống rỗng cứ nối thêm vào theo yêu cầu, mũi chuyển tiếp và cần khoan

có thể tháo ra vào bất cứ lúc nào để việc lấy mẫu được thuận tiện, cần ống rỗng được dùng như một ống chống. Trong trầm tích rời rạc hoặc yếu, đặc biệt ở dưới mực nước ngầm, kiến nghị nên sử dụng mũi khoan cần ống rỗng.

Lưỡi khoan gàu (hình 12 – 3c) gồm có một ống trụ kim loại đầu hở với lưỡi cắt dặt trên một tấm đáy ; khi đất bị cắt sẽ đi vào trong gàu ; tại từng thời gian, gàu được đưa lên và lấy sạch đất. Có thể dùng lưỡi khoan gàu để khoan được nhanh trong đất cứng (không thích hợp khi khoan đất rời ở dưới mực nước ngầm) với



Hình 12 – 4. Thiết bị khoan xoay
a) ống lấy lõi kép ; b) mũi khoan lấy lõi

đường kính thay đổi từ 300mm tới 2m. Dùng lưỡi khoan gàu có thể khoan thuận lợi các giếng kiểm tra có đường kính khoảng 1m ; dùng một buồng đặc biệt có thông gió thích hợp, một người có thể xuống sâu ở trong hố để tiến hành việc nghiên cứu bằng mắt.

Khoan lấy lói

Khoan lấy lõi vận hành bằng máy được dùng trong đất và đất rắn, gồm có ống rỗng đường kính nhỏ gắn với một mũi khoan lấy lõi ở đầu dưới (hình 12 – 4). Ống lấy lõi được quay với tốc độ trong khoảng giữa 600 và 1200 vòng mỗi phút, áp lực tác dụng được điều chỉnh và nước lưu thông qua mũi khoan. Các mảnh vụn bị phá ra trong hình vành khăn cắt được nước lưu thông mang lên mặt đất, trong khi lõi được chứa vào ống. Thường khoan mỗi hiệp là 1 – 3m lại đưa ống mẫu lên và lấy lõi. Trong khảo sát ở hiện trường, cỡ ống lấy lõi tiêu chuẩn thường dùng nhất thay đổi trong khoảng giữa 30 và 100mm (đường kính hố), mặc dù đối với các nhu cầu đặc biệt cũng có sẵn thiết bị đường kính lớn hơn.

12.4. Các phương pháp lấy mẫu đất

Có hai loại mẫu đất :

Mẫu nguyên dạng : Kết cấu và độ ẩm của đất được bảo toàn đến mức có thể biểu thị chính xác được trạng thái ở hiện trường ; mẫu nguyên dạng cần để thí nghiệm cường độ chống cắt, cố kết và thấm ; mẫu thường được lấy bằng ống động (đập) thích hợp hoặc phương pháp lấy lõi.

Mẫu không nguyên dạng : Mẫu thu thập khi tiến hành khoan hay đào, ở đây khả năng cố gắng chỉ nhằm bảo toàn độ ẩm tại chỗ. Mẫu không nguyên dạng chủ yếu cần để cho nhận biết và phân loại, thí nghiệm tính chất đất ; khi thu thập mẫu được bọc kín đặt trong các thùng bằng thủy tinh hay chất dẻo, hộp thiếc hay các túi bằng chất dẻo.

Sự xáo động mẫu

Hầu như không có khả năng lấy được các mẫu hoàn toàn *nguyên dạng*, nhất là từ các hố trung bình đến sâu. Quá trình khoan, đóng dụng cụ lấy lõi, nâng và rút ống lõi và đẩy mẫu khỏi dụng cụ lấy

lõi, tất cả đã quy tụ lại gây ra một xáo động nào đó cho mẫu lấy được. Hơn nữa, mẫu lấy khỏi hố có xu hướng nở là do ứng suất bị giảm. Mẫu cần được lấy từ các hố mới khoan hoặc mới khoan sâu thêm với sự thận trọng tránh cho tiếp xúc với nước. Ngay khi đưa tới mặt đất, ống lõi phải được dán nhãn ở phía trong và ngoài, đầu ống được trét kín bằng sáp và đậy nắp, rồi được lưu giữ tránh không bị quá nóng lạnh hay rung động.

Đất sét và bụi yếu có tính dẻo thấp đặc biệt nhạy cảm với sự xáo động khi lấy mẫu nhất là ở phía ngoài chỗ tiếp giáp với ống mẫu. Ở các mẫu lấy lên từ những hố sâu, sự giảm ứng suất tổng tạo ra áp lực nước lỗ rỗng âm ở trung tâm và khi xảy ra nở nước được kéo từ vùng ngoài vào để triệt tiêu áp lực nước lỗ rỗng âm dư. Do vậy, vùng ngoài được cố kết, nhưng khi giảm áp lực nước lỗ rỗng âm cũng sinh ra sự giảm ứng suất hiệu quả, độ bền chống cắt của đất có chiều hướng giảm đi.

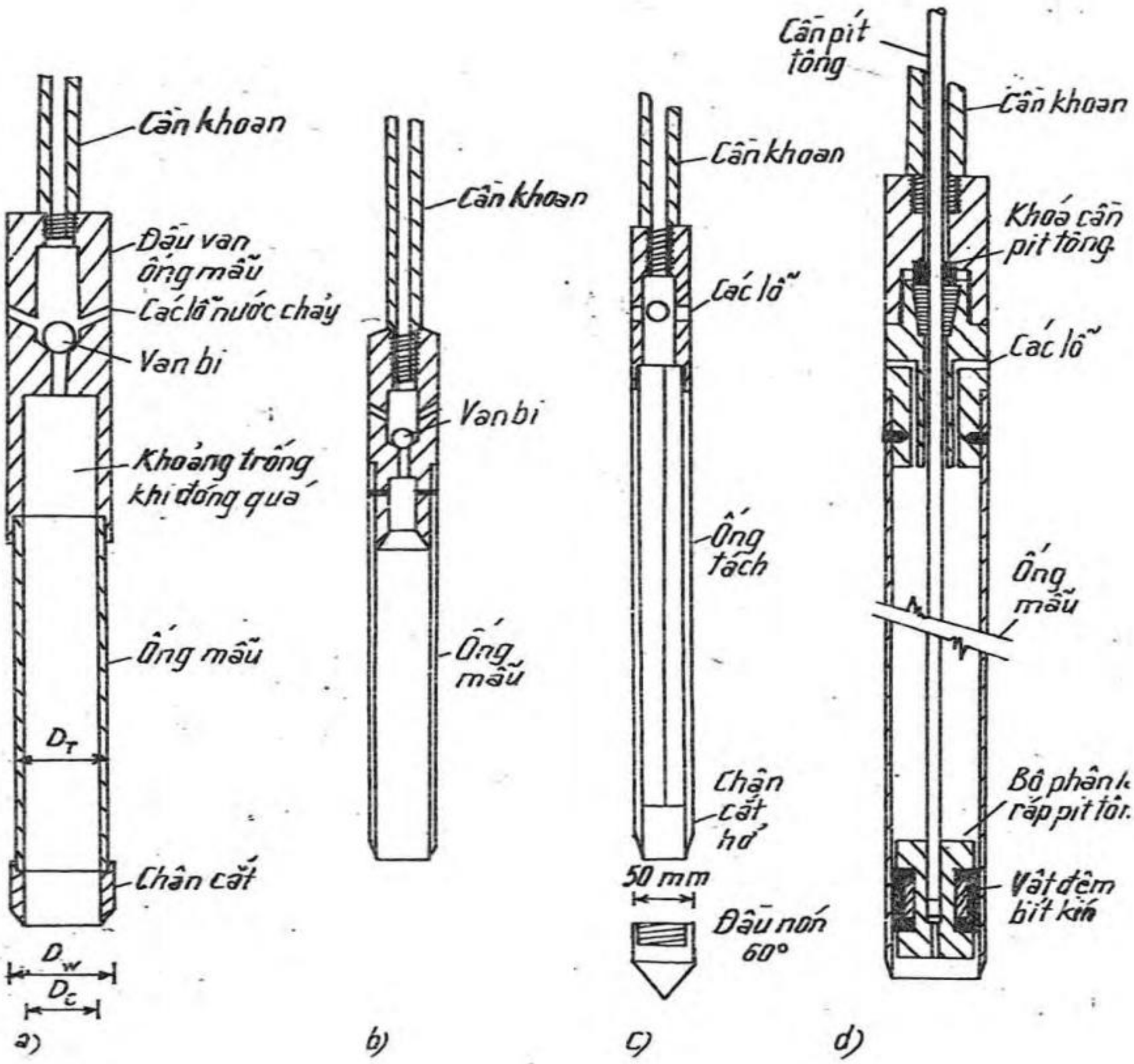
Sử dụng dạng ống mẫu thích hợp có thể giảm được sự xáo động mẫu. Loại dụng cụ lấy mẫu thường dùng là : đóng – hở, thành mỏng, ống bửa đôi và dung cụ lấy mẫu pittông.

Dụng cụ lấy mẫu đóng – hở

Dạng ống mẫu đơn giản nhất và rất phổ biến là dụng cụ lấy mẫu *đóng – hở* (hình 12 – 5a), gồm có một ống thép dược ren ở hai đầu. Một chân cắt và đôi khi một đoạn kéo dài, được bắt vít vào đầu dưới ; mũ của dụng cụ lấy mẫu một van không xoay bắt vít ở đầu trên. Khi mẫu được đóng vào trong ống, vạn cho không khí và nước thoát ra nhưng vẫn đóng lại khi kéo dụng cụ lấy mẫu đưa lên tới mặt đất vì thế giữ được mẫu ở trong ống.

Tiêu chuẩn Anh BS 5930 : 1981 kiến nghị đường kính của mép cắt D_c điển hình nhỏ hơn 1% đường kính trong của ống D_s nhằm giảm lực cản ma sát giữa mẫu và ống. Ngoài ra, đường kính ngoài của chân cắt D_w phải lớn hơn chút ít đường kính của ống để giảm lực cần kéo ống khỏi hố. Tỷ số thể tích đất bị ống mẫu chiếm chỗ với thể tích của mẫu đánh giá theo *tỷ số diện tích* A_r :

$$A_r = \frac{D_w^2 - D_c^2}{D_c^2} \times 100 \qquad [12.1]$$



Hình 12 – 5. Các dụng cụ lấy mẫu đất
a) lấy mẫu đóng hở ; b) lấy mẫu thành mỏng ;
c) lấy mẫu bửa đôi ; d) lấy mẫu pittong

Để giảm sự xáo động mẫu, tỷ số diện tích phải thấp đến mức khả dĩ có thể chấp nhận được với việc đảm bảo độ bền thích đáng của thành ống.

Dạng dụng cụ lấy mẫu đóng – hở phổ biến nhất có đường kính trong 100mm, chiều dài trong khoảng 380 và 450mm có tỷ số diện tích khoảng 30%. Dạng này thích hợp cho tất cả các loại đất dính;

với đất cát ẩm hoặc rời rạc có thể cần một đoạn kéo dài lắp van cánh nhỏ.

Dụng cụ mẫu thành mỏng

Trong đất bụi và sét yếu khá nhậy cảm với xáo động mẫu, ống mẫu *thành mỏng* (hay *ống Shelly)* thích hợp hơn loại đóng–hở (hình 12 – 5b). Đầu ống được chế tạo thành mép cắt với sự giảm vào trong của đường kính để cho tỉ số diện tích là 10%. Mũ dụng cụ lấy mãu được lắp van theo phương pháp gắn đinh tán ép hơn là phương pháp ren. Ống lấy mẫu thành mỏng có thể có đường kính thay đổi từ 35 đến 100mm và chiều dài biến đổi.

Ống lấy mẫu bửa đôi

Ống lấy mẫu *bửa đôi* là dụng cụ có hai mục đích (hình 12 – 5c), nó có thể gắn với một chân cắt hình trụ để lấy mẫu, hoặc có thể gắn với một chân hình nón đặc và thành dụng cụ có thể thực hiện thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (xem mục 12. 5). Như tên gọi, ống được bửa dọc thành hai nửa bán trụ. Mũ và chân ống mẫu được gắn bằng cách ren ở đầu trên và dưới ống mẫu ; khi chúng được tháo đi, hai nửa ống có thể tách rời ra cho phép tháo lấy mẫu. Nhược điểm chính của ống lấy mẫu bửa đôi là, vì đường kính trong là 35mm, đường kính ngoài là 50mm, nên tỉ số diện tích vào khoảng 100%.

Dụng cụ lấy mẫu pittông

Với đất sét và bụi bồi tích rất yếu cần thiết dùng *dụng cụ lấy mẫu pittông* (hình 12 – 5d) gồm có một ống thành mỏng trọng có pittông. Dụng cụ lấy mẫu được gắn vào đầu dưới củamột cần khoan rỗng, một cần khoan bên trong đi qua suốt cần rỗng để điều hành pittông. Bắt đầu bằng việc hạ dụng cụ lấy mẫu xuống đáy lỗ khoan với pittông được chốt ở vị trí dưới.

Pittông có đệm để ngăn nước và mảnh vụn khỏi chui vào ống. Khi pittông được hạ ép vào đất tại đáy hố, người ta tháo chốt và ống được đóng vào đất cho đủ chiều dài hành trình của pittông. Pittông bây giờ được chốt lại tại đỉnh ống và toàn bộ được kéo lên mặt đất ; mũ ống mẫu và pittông được tháo ra, lấy ống mẫu đem bọc kín.

Dụng cụ lấy mẫu pittông thường có kích cỡ sẵn có trong phạm vi 35 tới 100mm (đường kính trong), tạo mẫu chiều dài tới 600mm.

Dụng cụ lấy mẫu lá Thụy Điển

Đó là một biến thể đặc biệt của dụng cụ lấy mẫu pittông được thiết kế để bào đảm chiều dài lớn (tới 25m) của mẫu nguyên dạng liên tục. Nguyên lí cơ bản là loại trừ hoàn toàn sức cản ma sát giữa mẫu và thành ống. Điều đó đạt được bằng cách gắn các cuộn lá kim loại trong các hốc tạo sẵn trong mũ của dụng cụ lấy mẫu ; chúng được trải ra và hình thành một lớp đệm giữa đất và ống mẫu khi đất chạy lên dụng cụ lấy mãu. Pittông được kéo lên trên một dây cáp và chiều dài của ống mẫu (đường kính trong 68mm) được gắn thêm khi hố đóng sâu hơn.

Khi ống được đưa lên thì tháo ra và tiến hành cắt qua cả đất và lá kim loại.

Dạng dụng cụ lấy mẫu này cơ bản dùng để lấy mẫu trong lớp đất sét và bụi yếu, đất phân mỏng và đất chảy hoặc rất yếu như các trầm tích đáy hồ và bến cảng.

12.5.Thí nghiệm ở hiện trường

Ở một số loại đất như đất sét và bụi mềm và nhạy cảm và một số đất không dính hạt thô, lấy được mẫu nguyên nguyên dạng thì rất khó khăn (đôi khi hầu như không làm được). Ở trong phòng cũng khó khăn khi muốn mô hình hóa chính xác điều kiện tiêu biểu thực của kết cấu và áp lực nước lỗ rỗng trong các điều kiện xác định ở hiện trường như trong bồi tích rất mềm. Do vậy, một số phương pháp thí nghiệm tại hiện trường tương đối đơn giản đã được phát minh, chúng có khả năng tốt đánh giá các tính chất của đất do tiến hành trong điều kiện hiện trường thực. Dù trong thí nghiệm tại hiện trường, độ chính xác và khả năng điều khiển kém hơn mức độ mong đợi ở trong phòng thí nghiệm, điều đó thường được bù đắp bằng số lượng lớn thí nghiệm tiến hành.

Trong bảng 12–1 là danh sách các thí nghiệm tại hiện trường quan trọng nhất cùng với chỉ dẫn về mỗi thí nghiệm chủ yếu có ý định đo gì. Phương pháp giải trình và sử dụng các kết quả thí nghiệm được trình bày (trong hầu hết các trường hợp) ở chỗ khác.

Thí nghiệm với ống cắt

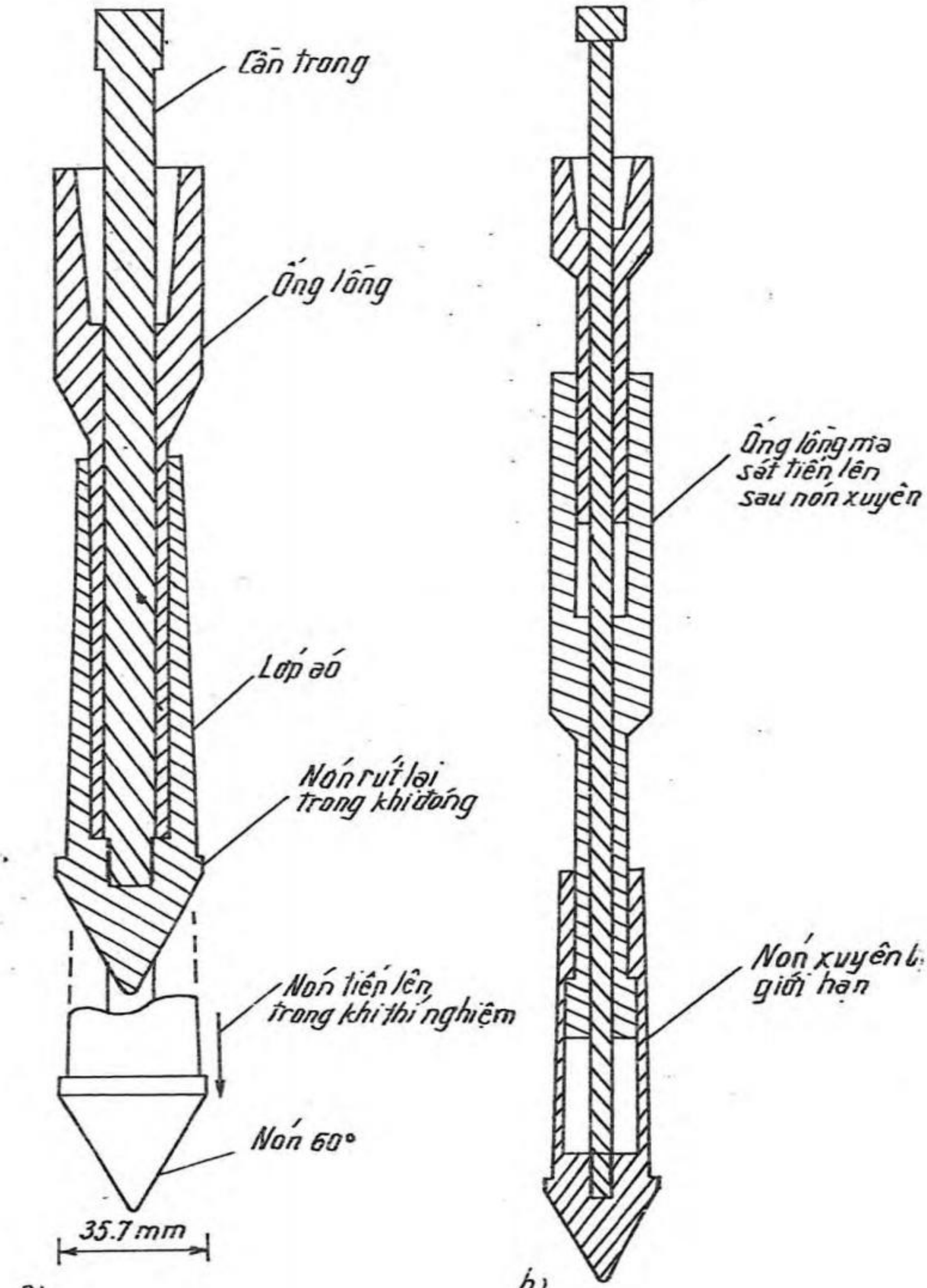
Thí nghiệm với ống cắt cũng được đề cập tới trong mục 3.6 và nói chi tiết đầy đủ trong BS 1377. Mục đích của thí nghiệm là xác định dung trọng thể tích của đất được đầm chặt hay đất tự nhiên, sau khi xác định độ ẩm, có thể tích dung trọng khô. Dụng cụ (hình 3–9) gồm hình trụ bằng thép đường kính trong 100mm, dài 130mm, có tạo mép ở một đầu. Với dầu trên được bảo vệ bằng cái chụp, dụng cụ cắt được một búa thiết kế đặc biệt đóng vào trong đất, sau đó nó được đào ra, gạt ngang hai đầu đất rồi đem cân.

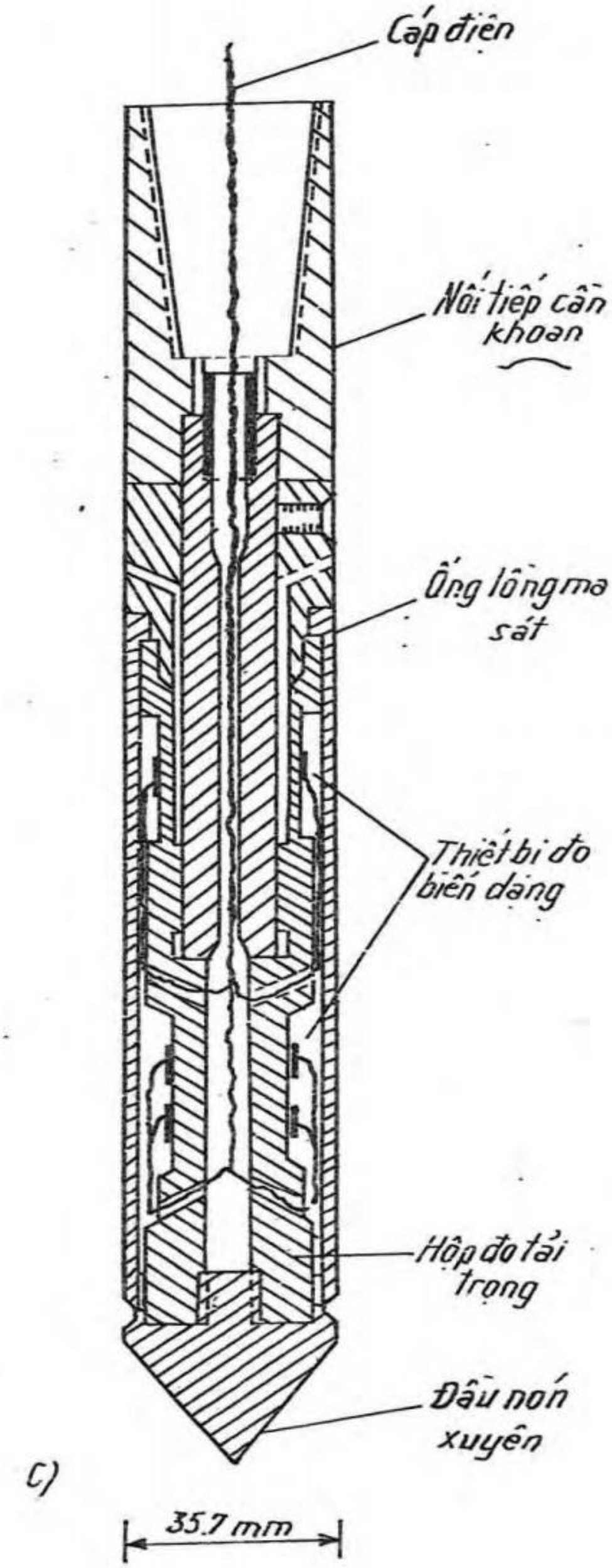
BẢNG 12–1. THÍ NGHIỆM TẠI CHỖ

Cần đề đo	*Thí nghiệm*	*Cần đề đo*
	Dụng cụ ống cắt	Dung trọng đất
	Thay thế bằng cát	
Độ bền chống cắt	Xuyên tiêu chuẩn	Dung trọng tương đối
	Xuyên tĩnh	
	Cắt cánh	Tính nén
	Nén ép hông	
Sức chịu tải cho phép	Hệ số chịu tải California	
	Bàn nén	
	Nén cọc	
Đặc tính thoát nước	Mực nước ngầm	Áp lực nước lỗ rỗng
Ứng suất tại chỗ	Ống đo áp	
	Thí nghiệm bơm hút	Tính thấm

Thí nghiệm thay thế bằng cát

Đây là phương pháp khác để xác định dung trọng đất và đã được trình bày trong mục 3.6, còn chi tiết cho ở trong BS 1377. Đất ở toàn bộ hố hình trụ có đường kính khoảng 100mm và độ sâu 150mm được đào ra cho vào một khay đặc biệt rồi được cân cẩn thận. Ống trụ rót cát (hình 3–10) đặt trên hố và cát chảy đầy hố, xác định thể tích cát này. Có hai loại ống trụ rót cát cho đất có cỡ hạt mịn – hạt trung và hạt thô.


Cần trong
Ống lồng
Lớp áo
Nón rút lại
trong khi đóng
Nón tiến lên
trong khi thí nghiệm
Nón 60°
35.7 mm
a)
Ống lồng mà
sát tiến lên
sau nón xuyên
Nón xuyên t
giới hạn
b)



Hình 12 –6. Chùy xuyên
a) chùy có áo kiểu Hà lan ;
b) chùy có ống đo ma sát ngoài :
c) xuyên kế điện

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn

Thí nghiệm này dùng rộng rãi và được tiến hành trong suốt quá trình khoan nhằm đánh giá độ chặt tương đối và các đặc trưng độ bền chống cắt. Một ống lấy mẫu bửa đôi đường kính tiêu chuẩn 50mm (hình 12 – 5c) được đóng vào trong đất ở đáy hố bởi một chiếc búa khối lượng 65 kg rơi lặp lại nhiều cú ở độ cao 0,76m. Ống mẫu đóng sâu vào đất toàn bộ khoảng 450mm, số cú đập cho 300mm xuyên cuối cùng được ghi lại. Cách diễn dịch kết quả thí nghiệm được đề cập trong mục 11.8. Với đất cát và đất dính, có thể dùng chân cắt hình trụ và lấy mẫu đồng thời ; với đất hạt cuội sỏi một chân hình nón đặc thích hợp hơn cho được các kết quả tương tự. Chi tiết đầy đủ của thí nghiệm có trong BS 1377.

Thí nghiệm xuyên tĩnh

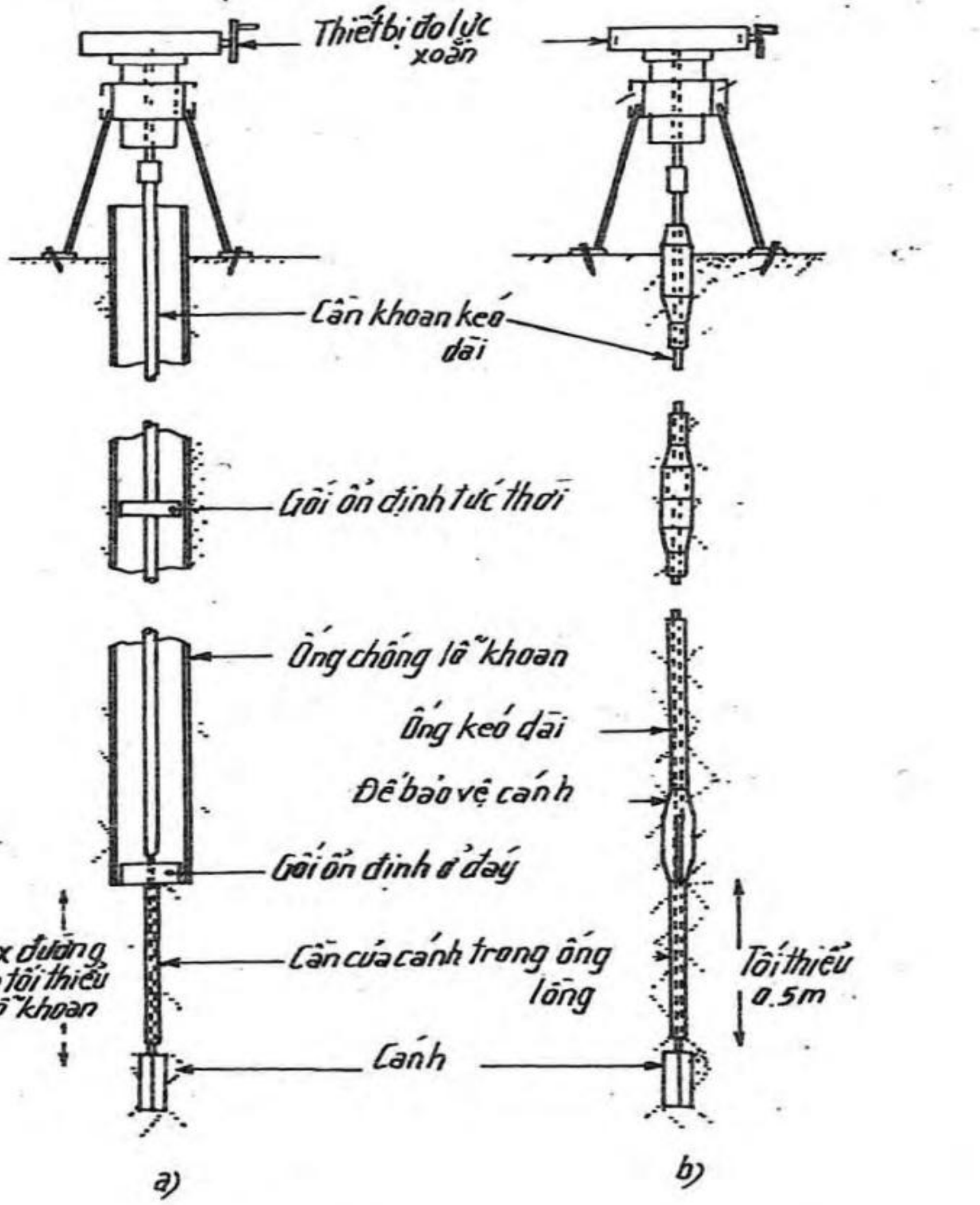
Thí nghiệm xuyên tĩnh là một thí nghiệm xuyên trong đó chùy (hình 12 – 6) được đẩy ép xuống mà không phải là đóng vào trong đất. Chùy có góc đỉnh là 60^0, đường kính cuối 35.7mm (cho diện tích $1000mm^2$) được gắn vào một cần xuyên ; cần này được bảo vệ bằng một ống bọc ngoài. Tác dụng một lực đã đo lường lên cần, chùy được đẩy ép vào đất khoảng 80mm với tốc độ xuyên đều là 20mm/s. Tỷ số của lực cần với diện tích cuối gọi là sức kháng xuyên q_c. Cách diễn dịch các kết quả thí nghiệm được trình bày trong mục 11.8.

Các kết quả dường tin cậy nhất cho cát và bụi có độ bão hòa dưới 85%. Một phát triển gần đây là xuyên kế "điện", trong chùy xuyên có đặt một hộp đo lực vì thế cho phép ghi liên tục sức kháng xuyên theo độ sâu. Sự trình bày chi tiết thí nghiệm và cách diễn dịch có nói trong tài liệu của Meigh (1987).

Thí nghiệm cắt cánh

Việc lấy mẫu trong đất sét và bụi, đặc biệt lại có nguồn gốc bồi tích hay hồ nông thường cực kì khó khăn. Thí nghiệm cắt cánh - thiết kế để đo sức bền chốngcắt không thoát nước tại chỗ của ·i đất này. Cách diễn dịch các kết quả thí nghiệm được giải ·ng mục 7.19, và quy trình thí nghiệm chi tiết ở trong

Cánh có bốn lưỡi (hình 12 – 7) tại cuối một cần khoan được đóng vào trong đất, rồi cánh được quay với tốc độ không đổi khoảng 6^{o} – 12^{0}/phút cho đến khi trụ đất chứa ở các lưỡi bị cắt. Ghi lại lực xoắn lớn nhất cần cho việc đó. Người ta kiến nghị rằng, với đất yếu (c_u < 50 kN/m^2) cỡ lưỡi phải có chiều rộng 75mm, chiều dài 150 mm và với đất bền chắc hơn chút ít 50 < c_u < 100 kN/m^2), thì cỡ lưỡi là : rộng 50mm, dài 100mm.



Hình 12 –7. Thiết bị cắt cánh
a) thí nghiệm cắt cánh trong lỗ khoan ; b) thí nghiệm xuyên cắt cánh
(Sao lại từ BS 1377 với sự cho phép của Viện tiêu chuẩn Anh)

Đoạn cần có cánh và đoạn kéo dài được bao ở trong một ống bọc ngoài để tránh lực dính của đất trong khi tác dụng lực xoắn. Phụ thuộc vào bản chất của đất, thí nghiệm cắt có thể tiến hành xuống tới độ sâu 60 – 70m.

Thí nghiệm bàn nén

Mục tiêu của thí nghiệm bàn nén là nhận được đường cong tải trọng – độ lún. Một nhóm các thí nghiệm như thế thường tốn kém thời gian và kinh phí và thường luôn cho các kết quả không tin cậy lắm. Chúng có thể hữu hiệu trong một số hoàn cảnh xác định, ở nơi các phương pháp thí nghiệm khác khó khăn hay không thể dùng được : ví dụ như trong thí nghiệm cho đá phong hóa, đá phấn hoặc đất đắp cứng chắc.

Trước tiên, đào một hố thăm dò tới độ sâu yêu cầu, gạt bằng đáy hố rồi đặt vững chắc một bàn thép trên đất. Tác dụng tải trọng tĩnh lên bàn nén bằng một loạt các cấp tải trọng, đo độ lớn và tốc độ lún (chuyển vị thẳng đứng của bàn nén). Chất tải tiếp tục cho tới khi đất ở dưới bàn nén bị chảy. Một số thí nghiệm yêu cầu tiến hành với đường kính bàn nén khác nhau và tại các độ sâu khác nhau ; đường kính thay đổi trong khoảng giữa 300mm và 1m. Sai số trong việc đánh giá độ lún chủ yếu là do sự khác nhau giữa diện tích bàn nén và diện tích của móng thực và thực tế là công trình càng lớn hơn sẽ ảnh hưởng thể tích đất lớn hơn ; các lớp đất sâu có thể chịu tác dụng ứng suất gây ra bởi công trình thực, nhưng không chịu ứng suất trong thí nghiệm bàn nén. Nguồn gốc sai số khác thường phát sinh do đặt bàn nén không cẩn thận ; tốt nhất là phải tiến hành đặt bàn nén trong vữa xây paris.

Thí nghiệm tỉ số chịu tải Californi

Thí nghiệm tỉ số chịu tải California về cơ bản là thí nghiệm xuyên trong phòng, nhưng nó cũng có thể tiến hành tại hiện trường. Với đất dính ẩm khá phổ biến ở Vương quốc Anh, không dễ dàng có được các kết quả tái hiện lại đáng tin cậy ; thí nghiệm có thể dùng nhiều trong vùng nhiệt đới hay bán nhiệt đới, ở nơi đây đất khô. Quy trình thí nghiệm được nói toàn bộ chi tiết ở trong BS 1377 và cần cho việc thiết kế một số loại đường và sân bay.

Một vùng đất hình tròn trước tiên được gạt cho bằng phẳng và thí nghiệm tiến hành bằng cách ép một pittông tròn tiêu chuẩn có diện tích đáy 1935 mm^2 xuyên vào đất với tốc độ không đổi 1mm/phút, lấy các số đọc của tải trọng cho mỗi 0,25mm xuyên. Vẽ đồ thị lực – độ xuyên và các lực tương ứng với số đọc khi xuyên được 2,5 và 5,0mm. Tỉ số chịu tải California (CBR) cho bởi tỉ số lớn hơn dưới đây :

$$CBR = \frac{\text{lực yêu cầu lên đất thí nghiệm}}{\text{lực yêu cầu cho xuyên tươngtự lên đất tiêu chuẩn}}$$

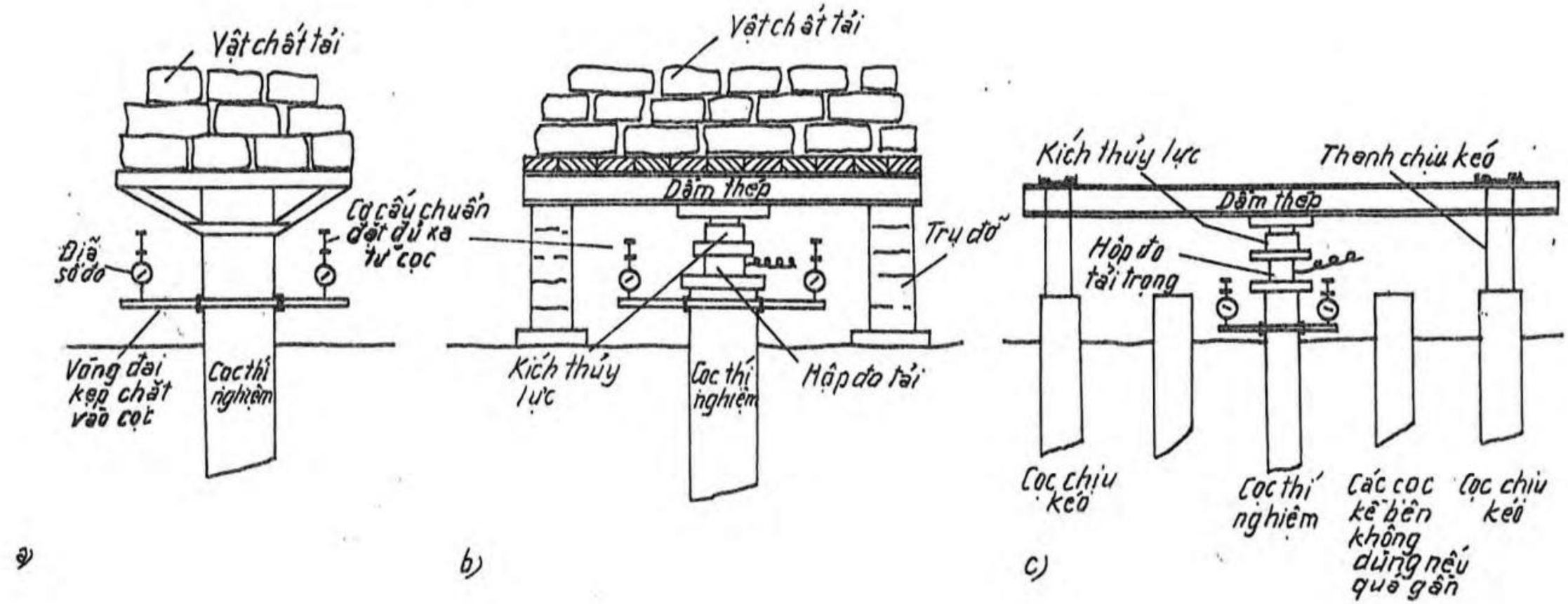
Thí nghiệm nén cọc

Thí nghiệm nén thường tiến hành trên một trong số cọc được dùng trong công trình ở một độ sâu thích hợp. Mục đích thí nghiệm hoặc xác định tải trọng cực hạn hoặc gia tải lên cọc bởi một "tải trọng minh chứng", loại sau thường vượt tải trọng công tác đề nghị bằng số phần trăm định rõ. Cọc đặt tải bằng kích thủy lực hoặc trọng lượng dần đặt trên bệ lắp ráp trên đỉnh cọc (hình 12–8).

Hai quy trình thí nghiệm được kiến nghị và trình bày chi tiết trong Tiêu chuẩn Anh BS8004 là : *phương pháp tải trọng duy trì* và *phương pháp tốc độ xuyên không đổi*.

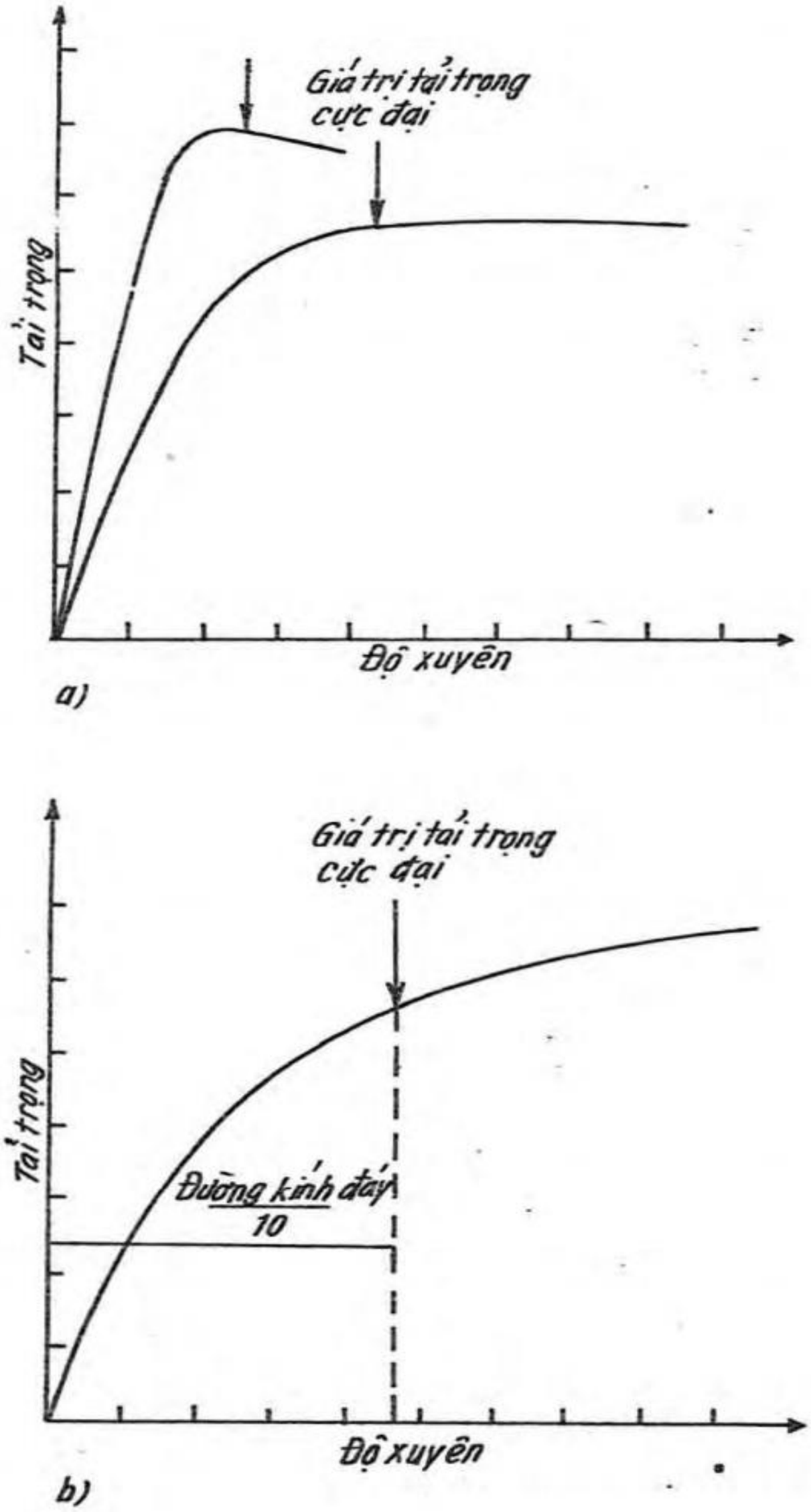
a) Phương pháp tải trọng duy trì : Tải trọng thí nghiệm tác dụng với các cấp bằng nhau, mỗi cấp tải trọng duy trì cho tới khi độ lún quan trắc được kết thúc. Rồi vẽ đồ thị đường cong độ lún – tải trọng và độ lún – thời gian. Phương pháp này kiến nghị dùng khi đánh giá độ lún yêu cầu cho tải trọng công tác, kết quả kém tin cậy khi dùng để xác định tải trọng giới hạn.

b) Phương pháp tốc độ xuyên không đổi : Trong phương pháp này dùng kích thủy lực ép cọc xuyên vào đất với tốc độ không đổi 0,75mm/phút trong đất sét và 1,5mm/phút trong cát và cuội. Tải trọng được đo bằng kích đã tiêu định hoặc hộp đo lực hay vòng ứng lực. Phương pháp này khá nhanh và thường yêu cầu một quan trắc viên để lấy được số đọc đồng thời.



Hình 12–8. Thí nghiệm nén cọc
a) chỉ có đố dằn ; b) kích đối với đố dằn ; c) kích đối với cọc chịu kéo.

Đồ thị tải trọng độ xuyên của cọc mà ma sát bên là ưu thế sẽ tương tự các dạng ở hình 12–9a. Khi đường cong trở nên song song với trục độ xuyên hoặc hạ thấp, có thể lấy tải trọng cực hạn bằng giá trị tải trọng lớn nhất. Trong trường hợp mà chống mũi là ưu thế, đồ thị tải trọng – độ xuyên sẽ có dạng ở hình 12–9b. Người ta kiến nghị rằng, tải trọng cực hạn lấy bằng tải trọng tương ứng với độ sâu xuyên bằng 10% đường kính của đáy cọc. Tuy nhiên, điều này có thể nảy sinh một số khó khăn, bởi vì với cọc có đường kính lớn, yêu cầu tải trọng rất nặng để tạo được độ lún như thế ; ngoài ra với cọc rất dài ảnh hưởng của sự co ngắn đàn hồi có thể là đáng kể.



Hình 12–9. Diễn dịch thí nghiệm nén cọc
a) chủ yếu lực kháng ma sát ; b) chủ yếu lực chống mũi cọc

Thí nghiệm nén hông

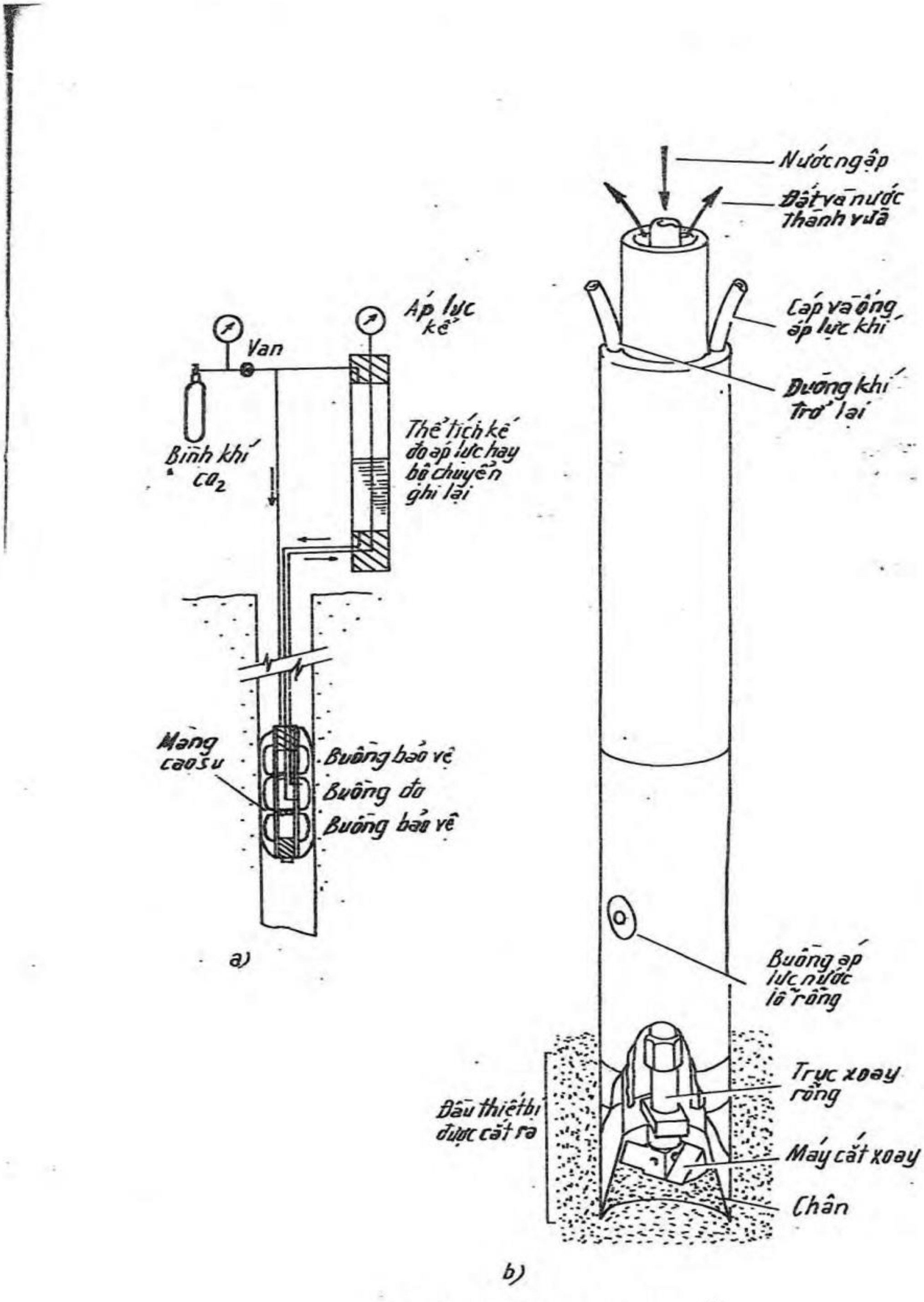
Máy nén hông là một thiết bị được Menard (1950, 1956 và 1969), Baguelin,..., (1978) phát triển cho mục đích đo độ nén và độ bền tại hiện trường. Thiết bị gồm có hai bộ phận cơ bản : một ống dò được hạ vào trong một lỗ khoan vách để trần và một vôn kế làm bộ chuyển áp lực.

Ống dò tạo bởi một hộp đo với hộp bảo vệ ở hai đầu trên và dưới được bỏ vào trong một màng cao su (hình 12–10). Dùng nước, dưới tác dụng của áp lực khí (CO_2) để làm căng màng cao su và lấy số đọc liên tục về áp lực và thể tích ; hai hộp bảo vệ bảo đảm tạo ra một áp lực thuần hướng tâm tác động lên thành lỗ khoan. Đường cong thay đổi áp lực – thể tích sẽ được vẽ và dùng để đánh giá độ bền chống cắt và các đặc trưng biến dạng.

Các thiết bị hiện đại như máy nén hông Cambridge (hình 12–10b) không chỉ tự khoan mà còn cho các số đo biến dạng ngang và áp lực nước lỗ rỗng, vì thế cho phép vẽ được hoàn chỉnh đường cong ứng suất hiệu quả – biến dạng. Từ đường cong này có thể xác định các thông số độ bền chống cắt không thoát nước và thoát nước như môđun cắt và hệ số Poisson. Theo các kết quả nghiên cứu (Windle và Wrothe, 1977 ; Hughes, ..., 1977), mặc dù giá trị độ bền đo được bằng thiết bị nén hông có chiều hướng cao (không an toàn), giá trị đo về ứng suất hiệu quả ngang và các hằng số đàn hồi khá phù hợp với kết quả của những thí nghiệm khác. Sự mô tả chi tiết thí nghiệm và cách diễn dịch đã được nói trong tài liệu của Mair và Wood (1987).

12.6. Quan trắc nước dưới đất

Có hai nhóm quan trắc nước dưới đất : xác định mực nước, áp lực nước lỗ rỗng và thí nghiệm thấm. Các quan trắc mực nước ngầm tiến hành trong khi đang khoan thường thấy là không tin cậy và chỉ để làm chỉ dẫn cho trạng thái hơn là sự đánh giá chính xác. Các biến đổi về khí hậu, dòng chảy, phát triển thực vật, ... có thể dẫn tới động thái nước dưới đất khá khác nhau tại các thời gian khác nhau trong năm. Do vậy, cần thiết phải lấy được chuỗi các số đọc bao trùm một khoảng thời gian thích hợp.

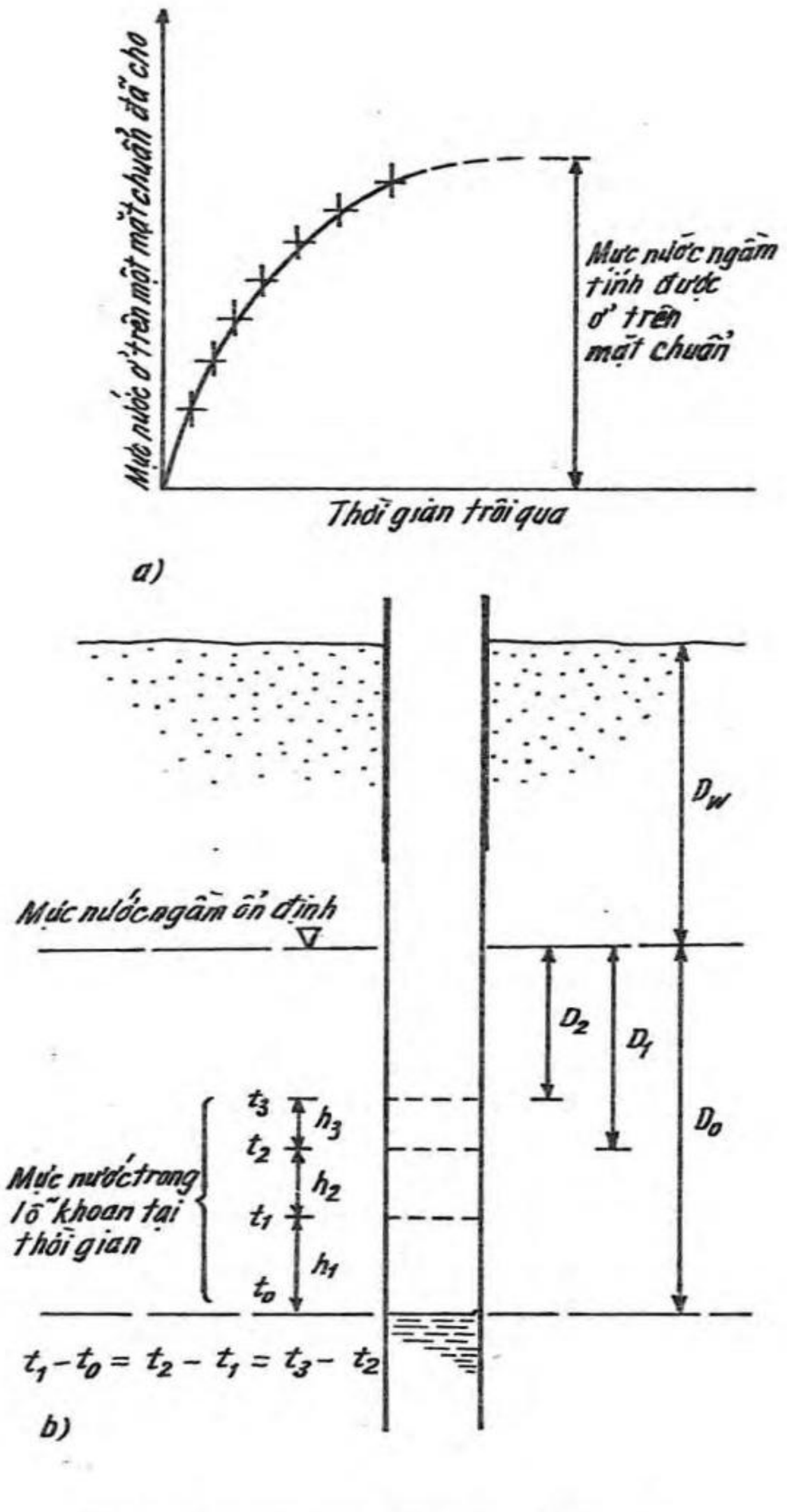


Hình 12–10. Thiết bị nén hông
a) loại Menard ; b) loại Cambridge

Quan trắc lỗ khoan

Trong quá trình khảo sát ở hiện trường các lỗ khoan cần để mở và nếu cần thì chống vách để dùng cho một điểm quan trắc. Các quan trắc chỉ bắt đầu sau khi dừng khoan tối thiểu là 24 giờ. Mực nước trong lỗ khoan thường đo bởi thước đánh dấu bằng phấn hoặc thước với phao, hoặc hạ một dụng cụ chuyển đổi điện khi tiếp xúc với nước thì vận hành.

Đối với các quan trắc hàng loạt dài ngày dùng các ống quan trắc đường kính nhỏ hơn đưa vào trong lỗ khoan là ưu việt hơn cả. Ống quan trắc kết thúc tại độ cao thích hợp ở trên mặt đất và khớp với một mũ ; miệng lỗ khoan



Hình 12–11. Vị trí của mực nước ngầm

được chét kín để ngăn ngừa mảnh vụn gây kẹt, ngăn nước mưa chảy vào hay nước trên mặt chảy đi.

Trong đất dính, phải mất một thời gian thì mực nước mới ổn định, trong trường hợp này, có thể dùng phương pháp *làm đầy và múc đi* để tìm vị trí của nó. Hố được đổ đầy nước rồi múc một lượng nước ra khỏi hố, nếu mực nước quan trắc sau đó thấy hạ xuống thì múc thêm ra một ít, nếu mực nước dâng lên thì lại đổ thêm vào một ít. Quá trình này tiếp tục cho tới một mực nước ổn định tìm được – đó chính là mực nước ngầm thực.

Một phương pháp ngoại suy khác có thể dùng, trong đó ta vẽ đồ thị mực nước quan trắc với thời gian mực nước ngầm thực tìm được bằng ngoại suy đường cong cho tới khi nó trở nên song song với trục thời gian (hình 12–11a).

Nếu một số mực nước ghi được tại các khoảng thời gian bằng nhau, có thể dùng phương pháp tính sau :

Đặt h_1 – độ dâng mực nước từ thời gian t_o tới t_1,

h_2 – độ dâng mực nước từ thời gian t_1 tới t_2,

h_3 – độ dâng mực nước từ thời gian t_2 tới t_3.

Ngoài ra, đặt $t_1 - t_o = t_2 - t_1 = t_3 - t_2$ (hình 12–11b)

Các độ sâu của mực nước quan trắc nằm dưới mực nước ngầm ổn định là :

$$D_o = \frac{h_1^2}{h_1 - h_2} ; D_1 = \frac{H_2^2}{h_1 - h_2} ; D_3 = \frac{h_3^2}{h_2 - h_3}$$

Các quan trắc được tiếp tục cho tới khi thực hiện được việc đánh giá thích đáng vị trí của mực nước ngầm ổn định.

Ví dụ mẫu 12.1. *Ở một lỗ khoan trong đất dính, tại những khoảng thời gian là 24 giờ các mực nước ngầm sau đây đã ghi được :*

Độ sâu của mực nước ngầm từ mặt đất (m)	8,62	7,74	7,07	6.57
Ngày	0	1	2	3

Hãy tính mực nước ngầm ổn định.

Bài giải

Xem hình 12–11b : $h_1 = 8,62 - 7,74 = 0,88m$

$h_2 = 7,74 - 7,07 = 0,67m$

$h_3 = 7,07 - 6,57 = 0,5m$

Nên ta có $D_o = \frac{0,88^2}{0,88 - 0,67} = 3,69m$

$D_1 = \frac{0,67^2}{0,88 - 0,67} = 2,14m$

$D_2 = \frac{0,50}{0,67 - 0,50} = 1,47m$

Ước tính 1 : $D_w = 8,62 - 3,69 = 4,93m$

Ước tính 2 : $D_w = 8,62 - 2,14 - 0,88 - 0,67 = 4,93m$

Ước tính 3 : $D_w = 8,62 - 1,47 - 0,88 - 0,67 - 0,50 = 5,10m.$

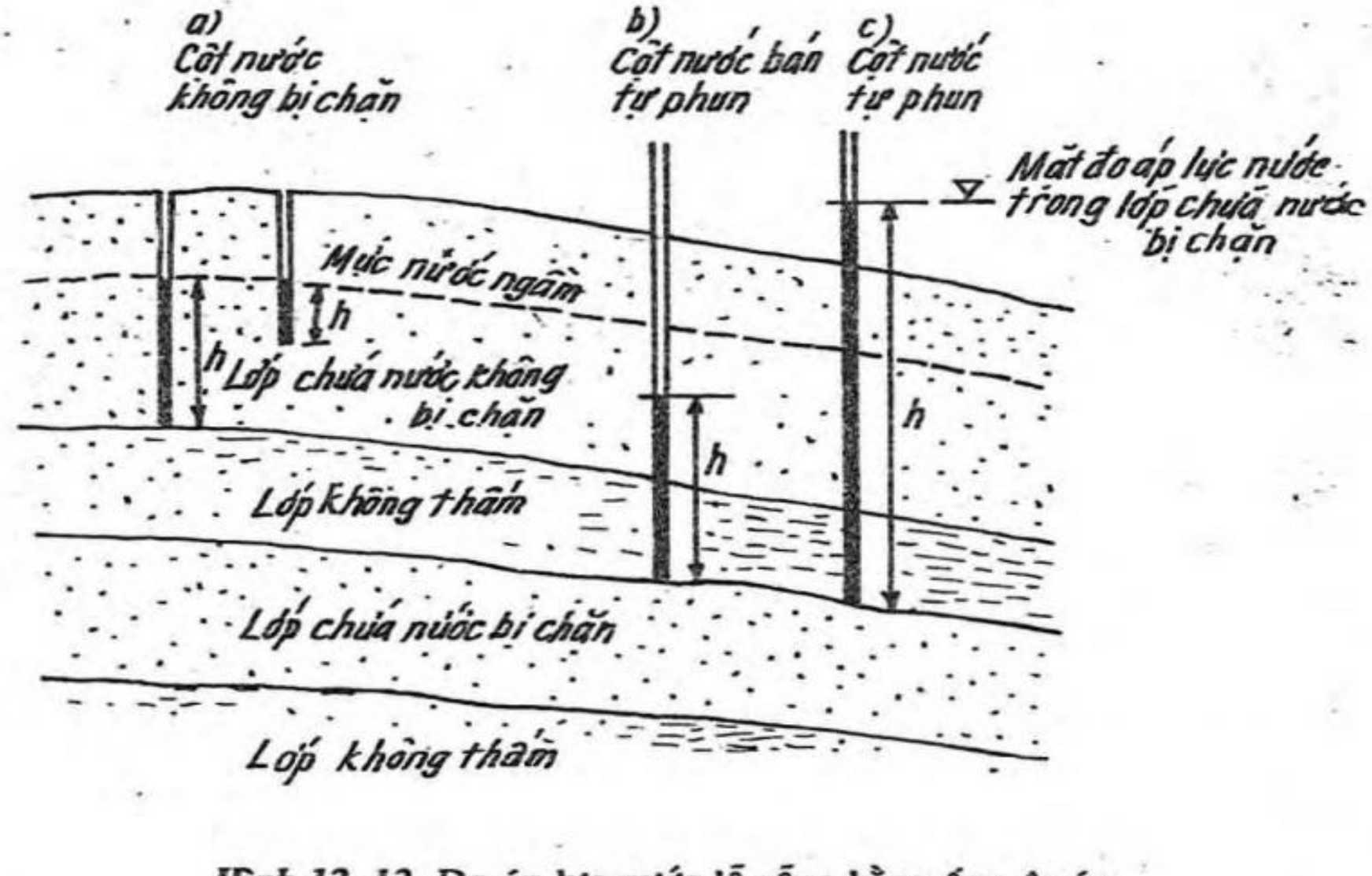
Trung bình 4,99m

Mực nước ngầm ổn định ở *dưới mặt đất là 5m.*

Đo áp lực nước lỗ rỗng

Áp lực nước lỗ rỗng có thể đo trực tiếp bằng hạ *ống đo áp* hay *áp kế hở* tới mức yêu cầu trong lớp cần xác định. Trong tầng chứa nước không bị chặn, mực nước trong ống đo áp phải tương ứng với mực nước tự do vì thế áp lực nước lỗ rỗng tại mũi ống đo áp cho bởi chiều cao tới mực nước tĩnh (hình 12–12a). Khi ống đo áp xuyên vào tầng chứa nước bị chặn, áp lực nước tự phun đẩy mực nước lên tới mực tương ứng mặt nước ngầm biểu thị áp lực nước lỗ rỗng trong tầng chứa nước bị chặn.

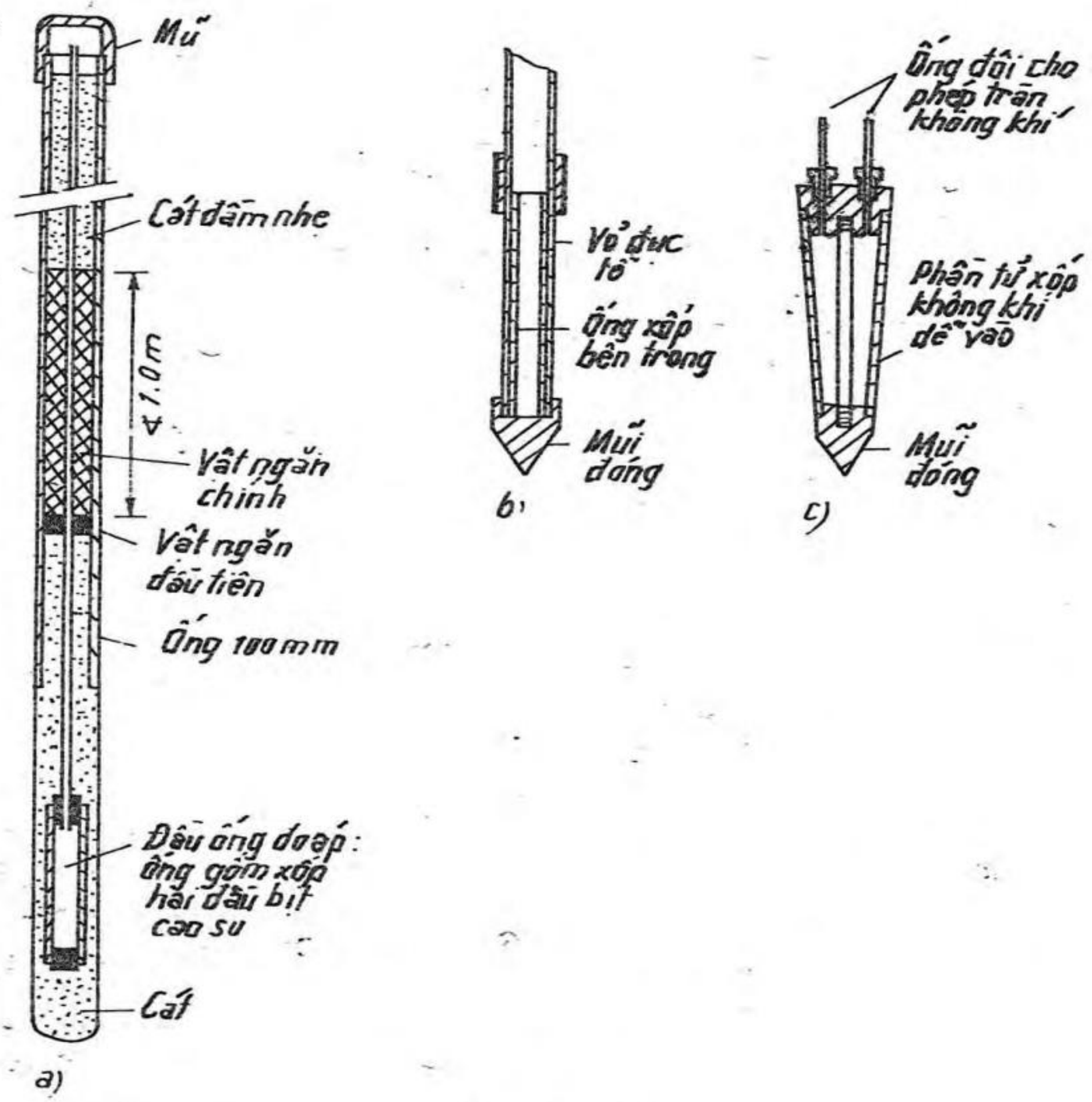
Mực nước tĩnh của nước tự phun có thể ở dưới (hình 12–12b) hoặc ở trên (hình 12–2c) mực nước ngầm trong lớp trên mặt không bị chặn.



Hình 12–12. Đo áp lực nước lỗ rỗng bằng ống đo áp

Ống đo áp đầu hở có một số nhược điểm : chúng có xu hướng trở thành bị tắc do bụi và đôi khi do đất sét, và phản ứng của chúng với các thay đổi áp lực nước lỗ rỗng thì rất chậm. Với đất có tính thấm kém và ở nơi cần kết quả nhanh hơn cần dùng *áp kế kín* ; chúng có hai loại : áp kế *thủy lực* và áp kết *hộp đo áp lực*.

Trong cách sắp đặt loại ống thủy lực, đầu đo áp đặt tại đáy lỗ khoan hoặc (trong cát) đóng vào trong đất. Chúng thường rỗng và chủ yếu gồm một vật thể xốp và hai ống nối tiếp thủy lực (hình 12–13). Các ống thủy lực dẫn ngược trở lại về dụng cụ đo loại Bourdon hoặc một bảng điều khiển áp kế và thường làm bằng ống nhựa tổng hợp cứng. Điều chủ yếu là phải giữ cho hệ thống không có không khí. Nước bên trong mũi đo áp phản ứng với các thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong đất xung quanh và điều đó được phản ánh tại bảng quan trắc ; phải hiệu chỉnh cho sự khác nhau về vị trí giữa bảng quan trắc và đầu ống đo áp.



Hình 12–13. Áp kế
a) loại Casagrande. Các loại đóng : b) Geonor ; c) Bishop

Các phát triển gần đây là các đầu đo áp kế hợp với hộp đo tải trọng bằng điện và dụng cụ đo bằng dây rung, tạo sự phản ứng chính xác và thậm chí nhanh hơn, và không bị ảnh hưởng của vấn đề ô nhiễm không khí.

12.7. Các phương pháp địa vật lí

Các tính chất địa vật lí xác định như điện trở, tính đàn hồi, tính nhạy cảm từ, ... thay đổi từ lớp này sang lớp khác ; do vậy một biên của lớp báo hiệu bằng một bất thường trong những số đo của một đặc trưng riêng biệt.

Phương pháp địa vật lí không đo được các tính chất xây dựng thực sự. Vì thế là phương pháp khảo sát đất gián tiếp ; chúng có thể sử dụng như là phương pháp tiết kiệm để xác định ranh giới các lớp, định vị đá gốc và mực nước ngầm, phát hiện vùng đất hữu cơ và sự có mặt các hang động dưới mặt đất. Trong mọi trường hợp, tài liệu địa vật lí cần được liên hệ với thông tin tập hợp từ khoan hoặc đào thăm dò.

Có hai loại phương pháp địa vật lí thường dùng, cho đến bây giờ trong các công trình xây dựng vẫn quan tâm là : *phương pháp đo điện trở* và *phương pháp địa chấn*.

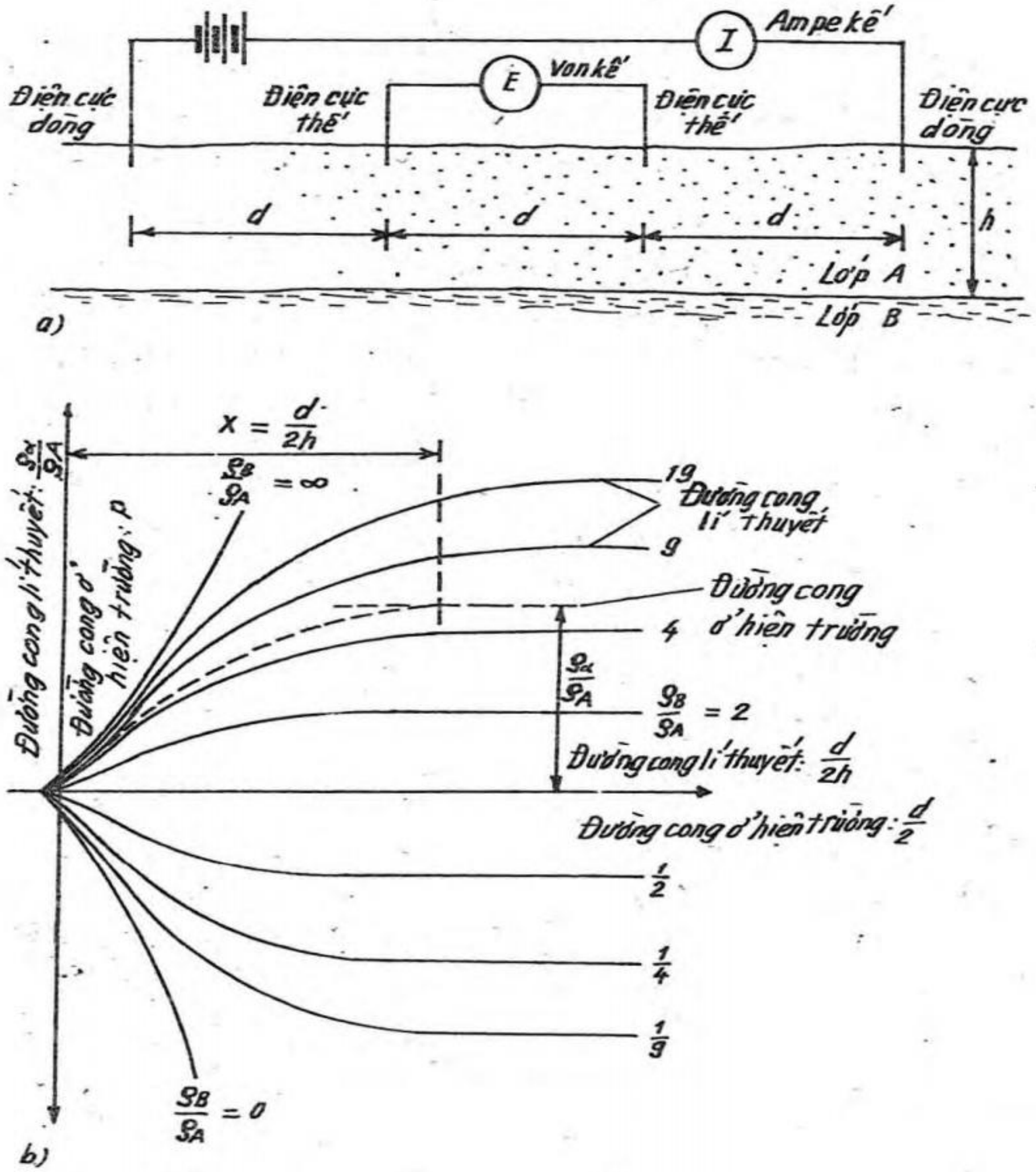
Phương pháp đo điện trở

Mặc dù thành phần khoáng của đất chủ yếu là dẫn điện kém, sự có mặt của nước dưới đất có chứa muối hòa tan cho phép một dòng điện đo được đi qua khoảng cách ngắn tới trung bình. Các biến đổi đáng kể về điện trở có thể phát hiện giữa các lớp khác nhau : ở trên và dưới mực nước ngầm ; giữa đá không nứt nẻ và đất ; giữa chỗ rỗng và đất đá.

Phương pháp đo điện trở thường dùng gồm có việc đóng vào trong đất bốn điện cực có khoảng cách bằng nhau trên một đường thẳng (hình 12–14a). Khi dòng điện I (Ampe) qua cặp điện cực ngoài, đo chênh lệch điện thế E (von) giữa cặp điện cực trong. Sự bố trí này là kiểu bố trí theo *cấu hình Wenner*. Với đất đồng nhất có thể xác định điện trở biểu kiến ρ_α theo :

$$\rho_\alpha = \frac{2\pi dE}{I} \qquad [12.2]$$

Để xác định vị trí các biên thẳng đứng, giữ nguyên khoảng cách và cấu hình được trải ngang qua khu đất, một biến đổi lớn về điện



Hình 12–14. Phương pháp điện trở
a) cấu hình Wenner ; b) các đường cong tỉ số điện trở hai lớp

trở được ghi lại khi mỗi điện cực đi ngang qua biên này. Để xác định độ sâu của một biên nằm ngang, lấy một loạt số đọc với khoảng cách điện cực khác nhau và vẽ đường cong ρ – d ở hiện trường. Sau đó đường cong ở hiện trường được so sánh với một

nhóm các đường cong tỉ số điện trở lí thuyết biểu thị hệ địa tầng có 2, 3 hay 4 lớp thích hợp. Hình 12–14b cho thấy một nhóm của các đường cong 2 lớp ; dựa vào đó theo yếu tố khoảng cách X có thể tìm được độ sâu của lớp A.

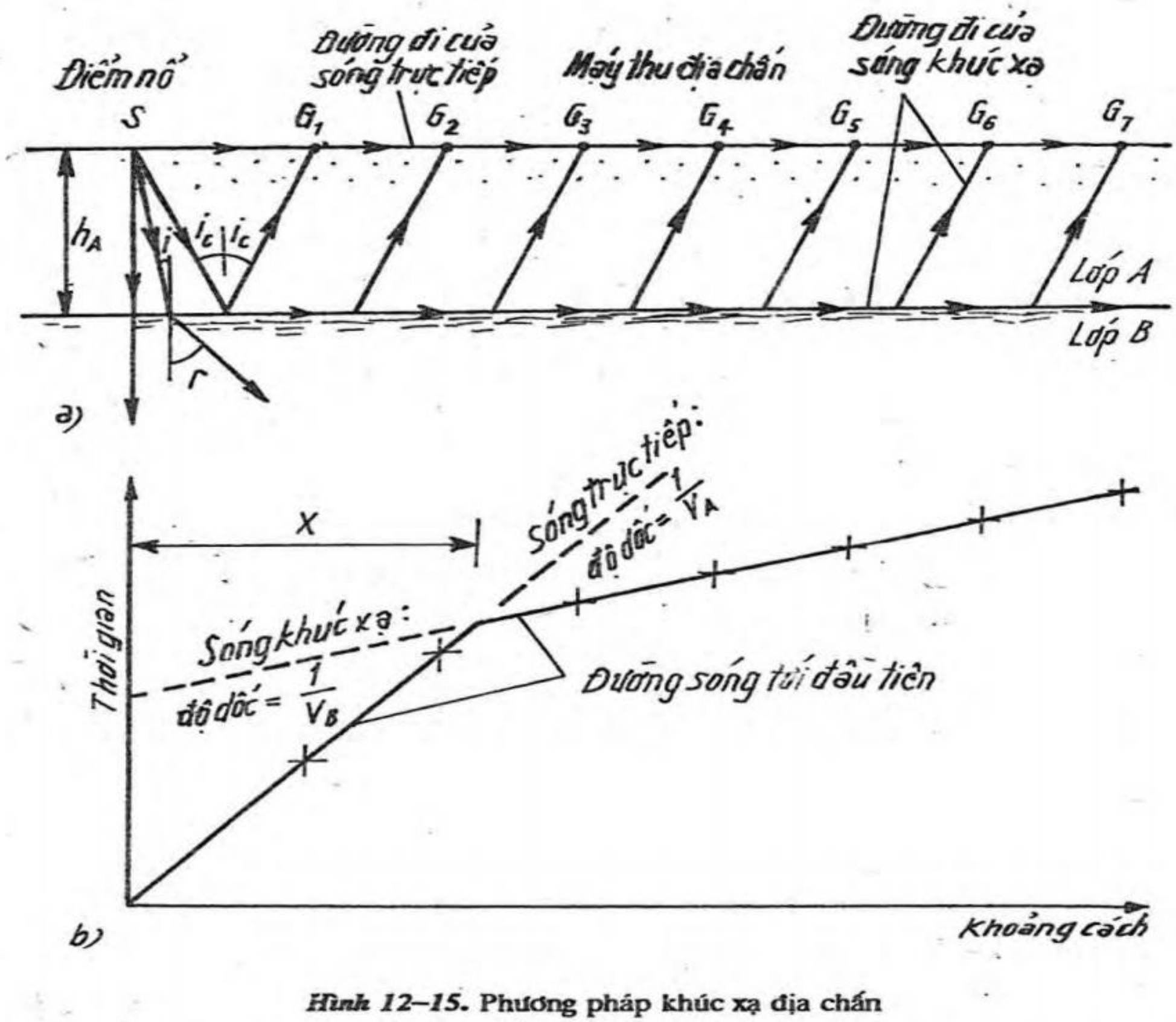
Phương pháp khúc xạ địa chấn

Sóng địa chấn chuyển động qua các loại vật liệu khác nhau thì tốc độ không giống nhau ; một số yếu tố ảnh hưởng đến tốc độ truyền sóng địa chấn như dung trọng, độ ẩm, cấu tạo, tính đàn hồi, các khoảng rỗng và không liên tục trong đất đá. Phương pháp khúc xạ địa chấn gồm có việc tạo ra một sóng âm trong đất đá bằng búa tạ, trọng lượng rơi hoặc một vụ nổ nhỏ rồi ghi sự thu nhận nó tại một nhóm *máy thu địa chấn* đặt tại các khoảng cách khác nhau so với điểm kích thích (hình 12–15a). Thời gian của âm đầu tiên tới mỗi máy thu địa chấn được ghi chép vào bút đồ của máy tự ghi liên tục.

Với các máy thu địa chấn gần điểm kích thích, sóng trực tiếp chuyển động với tốc độ V_A trong lớp trên A tới trước tiên. Nếu tốc độ trong lớp dưới lớn hơn, thì tại khoảng cách xa nào đó so với điểm kích thích, sóng khúc xạ chuyển động với tốc độ V_B trong lớp dưới B và với tốc độ V_A trong lớp trên, sẽ tới trước tiên. Vẽ các thời gian tới trước tiên theo khoảng cách từ điểm kích thích (hình 12–15b) cho ta hai đường thẳng thời gian – khoảng cách với độ dốc tương ứng $1/V_A$ và $1/V_B$. Nếu giao điểm của hai đường dốc xảy ra tại "khoảng cách" X, thì độ sâu của lớp A có thể xác định theo :

$$h_A = \frac{1}{2} \times \left(\frac{V_B - V_A}{V_B + V_A}\right)^{1/2} \qquad [12.3]$$

Phương pháp khúc xạ địa chấn có thể dùng để khảo sát sâu tới 300m, nhưng điều cần trước tiên là tốc độ sóng trong lớp trên phải nhỏ hơn trong lớp dưới (hay các lớp dưới) nghĩa là $V_B > V_A$. Điều kiện phát sinh từ tính chất là với các sóng bị khúc xạ dọc theo biên, chúng phải tới theo một đường tạo với pháp tuyến của đường biên góc giới hạn i_c, như thế $\sin i_c = V_A/V_B$. Trong một nhóm nhiều



Hình 12–15. Phương pháp khúc xạ địa chấn

lớp, một lớp "mù" xảy ra khi tốc độ sóng của nó nhỏ hơn tốc độ sóng trong lớp nằm trên : sóng trực tiếp sẽ đi qua lớp mù vuông góc với đường biên và rồi không bị khúc xạ. Các sai số khác có thể gây ra do sự thật là các biên phân lớp không luôn luôn tương ứng với các biên giữa những lớp có tốc độ sóng khác nhau ; ngoài ra trong địa tầng dị hướng còn có thể có sự khác nhau giữa tốc độ thẳng đứng và nằm ngang.

Phương pháp phản xạ địa chấn

Phương pháp phản xạ không thích hợp cho độ sâu khảo sát trong đất đá là nông, vì rằng sự tới nơi của sóng phản xạ bị che khuất bởi độ lớn hơn nhiều của các sóng cắt và sóng bề mặt. Sự

thành tạo mặt cắt phản xạ địa chấn do vậy, được dùng rộng rãi để khảo sát sâu (> 300m) và khảo sát dưới mặt nước ở sông, hồ và biển nông. Phương pháp được sử dụng đặc biệt trong khảo sát biển, bởi vì nước không thể truyền được sóng cắt hoặc sóng có tốc độ cao.

Biện pháp kĩ thuật bao gồm biện pháp tương tự dùng trong đo sâu bằng tiếng vang : một xung âm được phát ra và phản xạ từ đáy bể hoặc các biên ở dưới đáy rồi sự tới nơi của âm được một dãy các máy thu ghi lại. Tốc độ sóng của nước và lớp dưới đáy cần được xác định bằng các phương pháp khác. Từ các kết quả có thể lập các mặt cắt ngang và đứng nhanh chóng và tiết kiệm.

12.8. Báo cáo khảo sát ở hiện trường

Báo cáo khảo sát ở hiện trường thường là kết quả cuối cùng của công tác khảo sát và thí nghiệm, mặc dù đôi khi cần ngay báo cáo trong lúc các quan trắc dài ngày còn đang tiến triển. Báo cáo sẽ diễn giải làm cho khách hàng hoặc bất cứ ai đã yêu cầu khảo sát ; nó có thể chỉ là số liệu thực hoặc có thể chứa đựng (nếu yêu cầu) lời khuyên và những kiến nghị có liên quan đến thiết kế và xây dựng ; và đôi khi liên quan tới việc giám sát sau xây dựng.

Mặc dù các báo cáo đơn lẻ thay đổi theo bản tóm tắt nhận được riêng biệt và các điều kiện gặp phải, một báo cáo điển hình thông thường sẽ bao gồm các nội dung sau :

a) Giới thiệu : Tóm tắt chính về công việc kiến nghị, các khảo sát tiến hành, vị trí của khu đất, tên và ngày tháng cần chú ý.

b) Mô tả vị trí : Mô tả khái quát vị trí : địa hình và các đặc trưng bề mặt chủ yếu ; các chi tiết về các lối vào, về sự phát triển trước đó hoặc lịch sử thích ứng, về các công trình đã có, các công trình ngầm, thoát nước, ... ; một bản đồ cho biết vị trí công trình, các khu đất lân cận và vị trí các lỗ khoan.

c) Địa chất của vị trí : Bắt đầu bằng việc mô tả địa chất tổng quát có liên hệ với địa chất khu vực của vùng ; mô tả các thành hệ đất, đá chính và cấu tạo, bình luận về các ảnh hưởng của địa chất đến thiết kế và xây dựng.

d) Các điều kiện đất : Mô tả chi tiết về các điều kiện đất bắt gặp có liên quan tới việc thiết kế và xây dựng các công trình kiến nghị ; mô tả toàn bộ các lớp đã phát hiện thấy cùng với các kết quả thí nghiệm trong phòng và hiện trường, chi tiết về điều kiện nước dưới đất và thoát nước.

e) Vật liệu xây dựng : Mô tả chi tiết về bản chất, trữ lượng, khả năng và các tính chất quan trọng của vật liệu được chú ý cho mục đích xây dựng.

f) Bình luận và các kiến nghị : Các bình luận cần thiết về giá trị và độ tin cậy của thông tin đã được đưa ra, ở nơi có yêu cầu phải làm thêm một số việc thì phải đề cập tới ; ngoài ra, nếu bản tóm tắt đưa ra các kiến nghị thì chúng phải bao gồm sự xem xét các phương pháp lựa chọn cho cả thiết kế lẫn thi công.

g) Các phụ lục : Thật thuận lợi khi tập hợp hầu hết các tài liệu thu thập vào trong một loạt các phụ lục : nhật kí lỗ khoan ; chi tiết và kết quả thí nghiệm trong phòng ; kết quả thí nghiệm tại hiện trường, các ghi chép khảo sát địa vật lí ; các tham khảo ; các đoạn trích tài liệu thích ứng.

Phải làm sẵn bản sao của báo cáo chính cùng với các hồ sơ thực kèm theo, cùng với các tài liệu dự thầu và hệ quả, cho tất cả các bên liên quan trong hợp đồng.

TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU 7 VỀ NỀN MÓNG

Vào năm 1981, một ủy ban đặc biệt bao gồm các đại biểu của Hội địa kĩ thuật thuộc 9 thành viên của Ủy ban Châu Âu đã xây dựng bản thảo đầu tiên Tiêu chuẩn Châu Âu 7 về Nền Móng. Phiên bản thứ hai, khi Ủy ban có thêm các thành viên là Bồ Đào Nha và Tây Ban Nha công bố năm 1986.

Mục đích và phạm vi

Mục đích của tiêu chuẩn là cung cấp một loạt các nguyên lí và quy trình nhằm bảo đảm cho nền móng, công trình chắn và công tác đất đạt chất lượng thích đáng. Các ví dụ về công trình địa kĩ thuật trong phạm vi của tiêu chuẩn là :

Nhà cửa, cầu, tường chắn, hố đào, khối đắp, đê quai hố móng, đê, đập nhỏ.

Đánh giá hiện trường, khảo sát ngoài trời và trong phòng ; quy trình đánh giá và thiết kế, quan trắc trong và sau khi xây dựng, đánh giá các nguồn vật liệu.

Các cấp địa kĩ thuật

Tiêu chuẩn yêu cầu các công trình phải được người có kiến thức về địa kĩ thuật giám sát. Để xác lập, các yêu cầu tối thiểu cho quy mô và chất lượng của công tác khảo sát địa kĩ thuật thiết kế và thi công đã chia ra ba cấp địa kĩ thuật (xem bảng A.1).

Khi phân loại một công trình bay một bộ phận của công trình cần xem xét các yếu tố sau đây :

Bản chất và kích thước của công trình

BẢNG A – 1. TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU 7 VỀ NỀN MÓNG

Cấp địa kĩ thuật	Cấp 1	Cấp 2	Cấp 3
Sự rủi ro về địa kĩ thuật	Thấp	Trung bình	Cao
Chuyên gia yêu cầu	Khảo sát viên địa kĩ thuật có CHẤT LƯỢNG và kinh nghiệm	Các KĨ SƯ có chất lượng với kinh nghiệm phù hợp	Các KĨ SƯ ĐỊA KĨ THUẬT có kinh nghiệm
Bản chất và kích thước công trình	Kết cấu hay công trình tương đối đơn giản và nhỏ	Công trình và nền móng bình thường, không có rủi ro khác thường	Công trình lớn hay không bình thường, có rủi ro khác thường
Điều kiện về đất	Không có : đất không bình thường, mái đắp, đất đắp rời rạc, đất sét trương nở, đất yếu xốp rời ép co mạnh	Có thể dùng các quy trình thí nghiệm trong phòng và ngoài trời BÌNH THƯỜNG để xác định các đặc trưng cho thiết kế	Do khó khăn bất bình thường và ngoại lệ, yêu cầu thí nghiệm, tính toán và diễn giải KHÔNG THEO BÌNH THƯỜNG
Các công trình xung quanh	Rủi ro hư hại không ảnh hưởng tới hay xuất phát từ các khu nhà, các công trình và khu vực công cộng lân cận,...	CÓ THỂ gây rủi ro tới các công trình lân cận, hoặc bị rủi ro do đào móng, đóng cọc, hạ thấp mực nước ngầm hay thoát nước	Có thể gây rủi ro LỚN tới các công trình lân cận
Vấn đề nước ngầm	KHÔNG đào hố móng dưới mực nước ngầm, trừ nơi theo kinh nghiệm địa phương cho thấy ít bị rủi ro	KHÔNG CÓ RỦI RO hư hại khi không có dự báo trước tác động của việc hạ thấp nước ngầm hay thoát nước tới công trình hay tầng đất chịu lực	Có khả năng RỦI RO LỚN do nước ngầm ; ví dụ như khi tầng gồm nhiều lớp có hệ số thấm biến đổi, mực nước ngầm dao động.

Động đất ở khu vực	Vùng không có hoạt động động đất hay công trình không nhạy cảm	Nơi TIÊU CHUẨN ĐỘNG ĐẤT QUỐC GIA thích hợp cho thiết kế. KHÔNG CÓ vùng có khả năng rủi ro lớn	Vùng rủi ro do ĐỘNG ĐẤT MẠNH và công trình RẤT NHẠY CẢM
Ảnh hưởng của môi trường	Nếu KHÔNG tồn tại các vấn đề lớn về thủy văn, thực vật, nước trên mặt, lún sụt, trượt đất,...	Nơi các quy trình BÌNH THƯỜNG thích hợp để đối phó với các vấn đề	Các vấn đề môi trường KHÓ KHĂN hay PHỨC TẠP
Ví dụ về các công trình	Khu nhà ở nhẹ : tải trọng lên cột cực đại 250kN ; tải trọng lên tường 100kN ; không xảy ra lún ; móng bình thường. Tường chắn và hố móng không sâu quá 2m ; không có tải trọng phụ. Công tác đất không đắp quá 3m dưới đường giao thông hay quá 1m dưới tấm móng. Tấm móng được thiết kế theo kinh nghiệm không cần phân tích chi tiết. Nhà 1 và 2 tầng, khu nhà cho nông nghiệp trên móng cọc cổ truyền. Hố đào nhỏ cho công tác thoát nước, đặt đường ống, ...	Móng có chân mở rộng. Móng bè. Móng cọc. Tường chắn đất và nước. Hố móng vừa phải. Trụ và mố cầu. Khối đắp và công tác đất. Neo đất và khung liên kết.	Công trình với tải trọng khác thường. Móng nhà nhiều tầng. Đập và các công trình chắn khác chịu tác động bởi áp lực nước khác nhau lớn. Nơi xảy ra mực nước ngầm hạ thấp tạm thời hay thường xuyên. Công tác đất và hè đường chịu tải trọng giao thông không bình thường. Các công trình và đường hầm lớn. Móng chịu tải trọng động. Các công trình xa bờ. Các trạm năng lượng. Nhà máy hóa học đặc biệt khi gây nguy hại. Công trình nhạy cảm với hoạt động động đất hoặc nơi động đất mạnh. Các vấn đề của công trình ven biển và trượt đất quy mô lớn khác.

Các điều kiện địa phương như giao thông, dịch vụ công cộng, thủy văn, sụt lún mặt đất, ...

Các điều kiện về đất và nước dưới đất

Động đất ở khu vực

Phải tiến hành phân loại trước khi khảo sát địa kĩ thuật.

Cấp có thể bị thay đổi ở giai đoạn sau và không giống nhau cho các phần khác nhau của dự án. Việc tiến hành tính toán ở cấp cao hơn có thể là cần thiết để tìm kiếm các giải pháp kinh tế hơn khi được các kĩ sư giỏi, có nhiều kinh nghiệm cho là thích hợp.

Các tiêu chuẩn về tính năng và trạng thái giới hạn

Với mỗi loại công trình, cần xem xét các tiêu chuẩn về tính năng, mô hình tính toán và một số cách thức đo đạc. Cũng có những cách giải quyết khác, miễn là chúng có thể được chứng minh là đúng đắn.

Tiêu chuẩn chia theo phương pháp trạng thái giới hạn, trong đó mỗi tiêu chuẩn tính năng có thể có, được coi như là một trạng thái giới hạn. Quá trình thiết kế phải luận chứng được rằng mỗi trạng thái giới hạn tồn tại được xem xét riêng rẽ thì hoặc là bị loại trừ hoặc hoàn toàn không có khả năng xảy ra.

Hai nhóm trạng thái giới hạn chính được xem xét là :

Dạng 1 : trạng thái giới hạn cuối cùng

1A : cơ cấu được hình thành trong đất

1B : cơ cấu được hình thành trong công trình hoặc xảy ra hư hại nghiêm trọng về cấu trúc.

Dạng 2 : trạng thái giới hạn về khả năng sử dụng

Tại đó biến dạng của nền sẽ làm cho công trình mất khả năng sử dụng.

Mặc dù, khi chọn các thông số thiết kế phải xem xét đến độ bền, nhưng nó không được xem như là một trạng thái giới hạn. Trong mọi khía cạnh chi tiết của thiết kế, phải lưu ý bảo đảm độ bền bằng cách tính dự phòng thích hợp cho việc bảo vệ, duy trì,...

Các biện pháp bắt buộc

Đối với một số trạng thái giới hạn thì các mô hình tính toán hoặc không có hoặc không cần thiết. Thay vì, có thể tránh trạng thái giới hạn bằng cách chấp nhận và thực hiện các quy định chi tiết thông thường và nói chung là bảo thủ trong thiết kế, bằng việc chú ý tới các chỉ tiêu kĩ thuật và việc kiểm tra vật liệu, giám sát người làm, các biện pháp bảo vệ và bảo dưỡng. Chẳng hạn, cần dùng các biện pháp bắt buộc để chống lại tác động đóng băng hay ăn mòn hóa học hoặc để tránh các tính toán không cần thiết trong hoàn cảnh thiết kế hoàn toàn tương tự.

ĐÁP SỐ CÁC BÀI TẬP

Chương 8

1. 432 kN/m ; 4,0m
2. 519 kN/m ; 4,34m
3. 366 kN/m ; 4,15m
4. 484 kN/m ; 3,90m
5. 510 kN/m ; 4,0m
6. 441 kN/m ; 2,33m
7. 408 kN/m ; 3,21m
8. 529 kN/m ; 3,65m
9. 736 kN/m ; 4,27m
10. 655 kN/m ; 3,34m
11. 458 kN/m ; 3,61m
12. a) 187 kN/m
    b) 286 kN/m
    c) 404 kN/m
13. a) 632 kN/m
    b) 662 kN/m
    c) 899 kN/m
14. a) 108 kN/m ; 98 kN
    b) 1,28
15. 308 ; 415 và 450 kN
    (tạo 24° với pháp tuyến mặt tường)
16. a) 290 kN/m ; 330 kN/m
    b) 11,3m
17. a) 293 kN/m
    b) 683 kN/m
18. a) 2,94 ; 1,53 ; 82 kN/m^2
    b) 2,28 ; 0,61 ; 104 kN/m^2
19. a) 6.8m
    b) 6,9m
    c) 6,8m
20. a) 1,41
    b) 2,5
21. 11,7m
22. a) 2,38m
    b) 213 kN
23. a) 0.35
    b) 654 kN

Chương 9

1. 2,27 ; 1,98 ; 1,81
2. a) 2,04
   b) 1,04
   c) 1,51
3. $22,6^\circ$
4. a) 1,30
   b) 1,17
   c) 1,09
5. 23 kN/m^2
6. 1,29 (bỏ qua khe nứt căng)
   1,18 (có khe nứt căng)
   X = 8m ; Y = 14,5m

7. a) 1,43

b) 1,39

c) 1,36

8. a) 1,45

b) 1,79

9. a) 1,20

b) 1,78

c) 2,67

10. 29°

11. 3,9m

12. 1,74

13. 1,20

14. a) 1.66

b) 1,1

15. a) 1.62

b) 1 thẳng đứng : 3,5 nằm ngang

Chương 10

1. 13mm

2. a) 5,2 MN/m^2

b) 48mm

3. 17mm

4. a) 0,780 ; 0.806

b) $7,25 \times 10^{-2}$ m^2 /MN

5. a) 0,844 ; 0,806 ; 0,792 ; 0,767 ; 0.740 ; 0.719 ; 0,772

b) 67mm ; 82mm

6. a) 61 kN/m^2 ; 124 kN/m^2

b) 68mm

7. 103mm

8. 210mm

9. a) 198 mm

b) 2,14 năm

10. a) 67 mm

b) 11,0 năm ; 27,1 năm

11. a) 9,7 năm

b) 175 mm

12. a) 3,82 mm^2/ph

b) 0,029 ; 0,779

13. 3,82 mm^2/ph ; 0,029 ; 0,779

14. 203 mm

Chương 11

1. 528 kN/m^2

2. a) 546 kN/m^2

b) 235 kN/m^2

3. a) 5830 kN/m^2

b) 4376 kN/m^2

c) 3415 kN/m^2

4. 292 kN/m^2

5. a) 3,8m

b) 2,3m

c) 2,65m

d) 0,9m

6. 3,5m

7. z = 3,8m

a) 13,7% ; 37,9%

b) 2,57 ; 1,81

8. 3,7m

9. a) 50 kN/m^2 (cố kết)

b) 113 kN/m^2 (ép co đàn hồi)

c) 544 kN/m^2 (phá hoại cắt)

10. 155 kN/m^2 ; 168 kN/m^2

11. 162 kN/m^2

12. a) 320 kN/m^2

b) 365 kN/m^2

13. 445 kN/m^2

14. a) 77 mm

b) 46 mm

15. a) 515 kN

b) 4540 kN

c) 0,73

16. 1,24 ; 1,67

TÀI LIỆU THAM KHẢO

AASHTO 1986 *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing : Part II. Methods of Sampling and Testing (14th edn)*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington.

Ahlvin R G, Ulery H H 1962 Tabulated values for determining the complete pattern of stresses, strains and deflections beneath a uniform load on a homogeneous half-space. *Highway Research Board*, Bulletin 342.

Anon 1986 *Specification for Highway Works* Department of Transport, HMSO, London

Armstrong J H 1973 Pile selection. *Ground Engineering* 6(6)

ASTM 1986 *Annual book of ASTM Standards : Part 19* American Society of Testing and Materials, Philadelphia

Atkinson J H 1981 *Foundations and Slopes* McGraw-Hill, London

Atkinson J H, Bransby P L 1978 *The Mechanics of Soils – An Introduction to Critical State Soil Mechanics* McGraw-Hill, London

Atkinson J H, Clinton D B 1986 Stress paths on 100 mm diameter samples. *Eng. Geology Special Publication No. 2* Geological Society, London

Atkinson J H, Evans J S, Richardson D 1986 Effects of stress path and stress history on the stiffness of reconstituted London clay. *Eng. Geology Special Publication No. 2* Geological Society, London

Baguelin F, Jezequel J-F, Shields D H 1978 *The Pressuremeter and Foundation Engineering* Transtech Publications, Basle

Barker J A 1981 *Dictionary of Soil Mechanics and Foundation Engineering* Construction Press, London

Bates R L, Jackson J A (eds) 1987 *Glossary of Geology* American Geological Institute, Alexandria, Virginia

Berezantsev V G, Kristoforov V S, Golubkov V N 1961 Load-bearing capacity and deformation of piled foundations. *Proceedings*, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris 2

Bishop A W 1958 Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest. *Proceedings*, Conference on Earth Pressure Problems, Brussels **1** : 2 – 14

Bishop A W 1966 Strength of soils as engineering materials, 6th Rankine Lecture. *Geotechnique* **16** : 89 – 130

Bishop A W 1967 Progressive failure with special reference to the mechanism causing it. *Proceedings*, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Oslo

Bishop A W, Green G E, Garga V K, Andresen A, Brown J D 1971 A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. *Geotechnique* **21**

Bishop A W, Henkel D J 1962 *The Measurement of Soil Properties in The Triaxial Test (2nd edn)* Edward Arnold, London

Bishop A W, Morgenstern N R 1960 Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique* **10**

Bjerrum L 1954 Geotechnical properties of Norwegian clays. *Geotechnique* **4** (2) : 49 – 69

Bjerrum L 1963 Discussion, *Proceedings*, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Weisbaden **3**

Bowden F P, Tabor D 1950, 1964 *The Friction and Lubrication of Solids, Parts I and II* Oxford University Press, London

Brackley I J A 1980 Prediction of soil heave from suction measurements. *Proceedings*, 7th Regional African Conference on Soil Mechanics, Accra **1**

British Standards Institution 1972 *BS CP 101 : Foundations and Sub–Structures for Non–Industrial Buildings of Not More Than Four Storeys* BSI, London

British Standards Institution 1973 *CP 102 Protection of Buildings Against Water from the Ground* : BSI, London

British Standards Institution 1975 *BS 1377 : Methods of Test for soils for Civil Engineering Purposes BSI,* London (New edition to be published in 1990)

British Standards Institution 1981 *BS 5930 : Code of Practice for Site Investigations* BSI, London

British Standards Institution 1986 *BS 8004 : Code of Practice for Foundations* BSI, London

British Standards Institution 1986 *BS 8103 : Part I : Structural Design of Low–rise Buildings* BSI, London

Bromhead E N 1978 A simple ring–shear apparatus. *Ground Engineering* **12** (5) : 40 – 4

Bromhead E N 1986 *The Stability of Slopes* Surrey University Press, London

Bromhead E N, Curtis R D 1983 A comparison of alternative methods of measuring the residual strength of London clay. *Ground Engineering* **16** : 39 – 41

Bromhead E N, Dixon N 1986 The field residual strength of London clay its correlation with laboratory measurements, especially ring–shear tests. *Geotechnique* **36**

Brooker E W, Ireland H O 1965 Earth pressures at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal* **2** : 1 – 15

Building Research Establishment 1980 *Low–Rise Buildings on Shrinkable Clays : Part I : BRE Digest No. 240*, London

Building Research Establishment 1981 *Concrete in Sulphate–Bearing Soils : BRE Digest No. 250* HMSO, London.

Building Research Establishment 1981 *Low–Rise Buildings on Shrinkable Clays : Part 2 : BRE Digest No. 241* HMSO, London

Burland J B 1973 Shaft friction of piles in clay – a simple fundamental approach. *Ground Engineering* **6** (3)

Burland J B, Broms B B, de Mello V F B 1978 Behaviour of foundations and structures (*BRE Current Paper CP 51/78*), HMSO, London

Burland J B, Burbridge M C 1985 Settlement of foundations on sand and gravel. *Proceedings*, Institution Civil Engineers **78** (Dec), 1325–81

Burland J B, Butler F G, Duncan P 1966 The behaviour and design of large–diameter bored piles in stiff clay. *Proceedings*, Symposium on Large Bored Piles, Institution Civil Engineers, London

Burland J B, Wroth C P 1975 Settlement of buildings and associated damage. *Proceedings*, British Geotechnical Society Conference on Settlement of Structures, Cambridge, 611–54

Burnett A D, Fookes P G 1974 A regional engineering geology study of the London clay in the London and Hampshire Basins. *Quarterly Journal of Engineering Geology* **7** : 257–95

Calhoon M L 1972 Discussion on D'Appolonia, Poulos and Ladd (1971), *Proceedings*, American Society of Chartered Engineers **98** (SM3) : 306–8

Calladine C R 1971 A micro–strutural view of the mechanical properties of saturated clay. *Geotechnique* **24** (4)

Caquot A, Kerisel J 1953 Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. *Proceedings*, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich **1**

Casagrande A 1936 The determination of pre-consolidation load and its practical significance. *Proceedings*, 1st International Conference on Soil Mechanics, Harvard **3**

Casagrande A 1940 Seepage through dams. *Contributions to Soil Mechanics*, Boston Society of Civil Engineers, Boston

Cedergren H R 1987 Drainage and dewatering techniques. In Bell F G (ed) *Ground Engineer's Reference Book* Butterworths, London

Chandler R J 1969 The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl. *Geotechnique* **19** : 321–4

Chandler R J, Peiris T A 1989 Further extensions to the Bishop and Morgenstern slope stability charts. *Ground Engineering*, May

Chandler R J, Skempton A W 1974 The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays. *Geotechnique* **24** : 438–43

Chen R H, Chameau J – L 1983 Three-dimensional limit equilibrium of slopes. *Geotechnique* **33**(1) : 31 – 40

Civil Engineering Code of Practice CP 2 1951 *Earth Retaining Structures* Institute of Structural Engineers, London

Clayton C R I, Simons N E, Matthews M C 1982 *Site Investigation – A Handbook for Engineers* Granada Publishing, London.

Coatsworth A M 1986 A rational approach to consolidated undrained testing. *Engineering Geology Special Publication No. 2* Geological Society, London

Corbett B O 1987 Exclusion techniques. In Bell F G (ed) *Ground Engineer's Reference Book* Butterworths, London

Corbett B O, Stroud M A 1975 Temporary retaining wall constructed by Berlinoise system at Centre Beaubourg, Paris. *Proceedings*, Conference on Diaphragm Walls and Anchorages London, 95–101

Coulomb C A 1776 Essai sur une application des regeles des maximus et minimus a quelque problemes de statique relatif a l'architecture. *Memoirs Divers Savants* Academie Science, Paris **7**

Crawford C B 1986 State of the art : evaluation and interpretation of soil consolidation tests. In Young R N, Townsend F C *Consoilidation of Soils : Testing and Evaluation* ASTM STP, Philadelphia

Crawford C B, Burn K N 1962 Settlement studies at Mount Sinion Hospital, Toronto. *Engineering Journal* **45**(17), Ottawa

Cripps J C, Taylor R K 1981 The engineering properties of mudrocks. *Quarterly Journal of Engineering Geology* **14** : 325–46

Croney D, Jacobs J C 1967 *The Frost Susceptibility of Soils and Road Materials* Road Research Laboratory, HMSO, London

Cullman K 1866 Die Graphische Statik. In *Theorie der Stutz und Futtermauern*, Meyer und Zeller, Zurich

D'Appolonia D J, Poulos H G, Ladd C C 1971 Initial settlement of structures on clay. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **97**(SM10).

Davis E H, Raymond G P 1965 A non-linear theory on consolidation. *Geotechnique* **15**(2)

de Beer E E 1965 Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. *Proceedings*, Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, N. Carolina

de Beer E E 1966 Computation of the failure in the bearing capacity of shallow foundations with inclined and eccentric loads. *Trans. No. 66. 13*, US Army Engineers Waterways Experimental Station, Vicksburg

de Beer E E, Martens A 1951 Method of computation of an upper limit for the influence of heterogeneity of sand layers on the settlement of bridges. *Proceedings*, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London **1**, 275–28

Driscoll R 1983 The influence of vegetation on the swelling and shrinkage of clay soils in Britain. *Geotechnique* **33** : 141 – 50

Drucker D C, Prager W 1952 Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly Applied Mathematics* **10** : 157 – 65

Dumbleton M J, West G 1976 *Preliminaty Sources of Information for Site Investigations in Britain*, Transport and Road Research Laboratory Report, DOE, London

Fadum R E 1948 Influence values for estimating stresses in elastic foundations. *Proceedings*, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam **3**

Feld J 1967 *Lessons from Failures of Concrete Structures* American Concrete Institute, Detroit

Feld J 1968 *Construction Failure* John Wiley and Sons, New York

Gibbs H J, Holtz W G 1957 Research on determining the density of sand by spoon penetration testing. *Proceedings*, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London **1**

Giroud J P 1986 Settlement of a linearly-loaded rectangular area. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **94**(SM4)

Hamilton J J, Crawford C B 1959 *Papers in Soils – 1959 Meetings*, ASTM STP 254, ASTM Philadelphia, 254–71

Hammond R 1956 *Engineering Structural Failures* Odhams Press, London

Hansen J B 1961 A general formula for bearing capacity. *Bulletin* Danish Geotechnical Institute **II**

Hawkins A B, Privett K D 1985 Measurement and use of residual strength of cohesive soils. *Ground Engineering* **18** : 229

Hawkins A B, Privett K D 1986 Residual strength : does BS 5930 help or hinder ? *Engineering Geology Special Publication No. 2* Geological Society, London

Head K H 1980, 1982, 1985 *Manual of Soil Laboratory Testing : Vols 1, 2 and 3*, Pentech Press, London

Henkel D J 1982 The design of sheet pile walls. *Arup Journal* **17**(1) : 22–3

Hobbs N B 1974 Factors affecting the prediction of settlement of structures on rock. *Proceedings*, Conference on Settlement of Structues Cambridge, 579–610

Holtz W G, Gibbs J H 1956 Engineering properties of expansive clays. *Transactions*, American Society of Civil Engineers **121** : 641–6

Holtz W G 1959 Expansive clay properties and problems. *Col. School of Mines Quarterly* **54**(4) : 89–125

Hooper J A 1973 Observations on the behaviour of a piled foundation on London clay. *Proceedings* ICE, London

Hovlund H J 1977 Three-dimensional slope stability analysis method. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **103**(GT9) : 971–86

Hughes J M O, Wroth C P, Windle D 1977 Pressuremeter tests on sands. *Geotechnique* 27(4)

Humphrey N F, Dunne T 1982 Pore pressures in debris failure initiation. *Report 45* University of Washington, Seattle

Hungr O 1987 An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions. *Geotechnique* **37** : 113 – 17

Hutchinson J N, Sarma S K 1985 Discussion on three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes. *Geotechnique* **35**(2) : 215

Hvorslev M J 1937 Uber die fesigkeitseigenschaften gestorter bindiger boden. *Ingvidensk. Skr.* A, No. 45

Ingold T S 1982 *Reinforced Earth* Thomas Telford Ltd, London

Institution of Civil Engineers 1976 *Manual of Applied Geology* Institution of Civil Engineers, London

Jaky J 1944 The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355–8

James R G, Bransby P L 1971 A velocity field for some passive earth pressure problems. *Geotechnique* **21**(1) : 61–84

Janbu N 1954 *Stability Analysis of Slopes With Dimensionless Parameters* Harvard Soil Mechanics Series, No. 46

Janbu N 1973 Slope stability computations. In Hirschfield and Poulos (eds) *Embankment Dam Engineering, Casagrande Memorial Volume* John Wiley and Sons, New York

Janbu N, Bjerrum L, Kjaernsli B 1956 Veiledring ved losning av fundermentering-soppgaver. *Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 16,* Oslo

Janbu N, Tokheim O, Senneset K 1981 Consolidation tests with continuous loading. *Proceeding*, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm **1**, 645–54

Jennings J E, Kerrich J E 1962 The heaving of buildings and associated economic consequences with particular reference to the Orance Free State Goldfields. *The Civil Engineer in S. Africa* **5**(5) : 122

Kenney T C 1967 Shear strength of soft clay. *Proceedings*, Geotechnical Conference, Oslo

King C J W 1989 Revision of effective-stress method of slices *Geotechnique* **39**(3) : 497–502

Ladd C C, Foott R 1974 new design procedures for stability of soft clays. Proceedings ; American Society of Civil Engineers **100**(G17) : 776–86

Lambe T W 1962 Pore pressures in a foundation clay. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **88**(SM2)

Leonards G A, Ramiah B K 1960 *Papers in Soils – 1959 Meetings* ASTM STP 254, ASTM Philadelphia, 116–30

Lerouriel S, Kabbaj M, Tavenas F, Bouchard R 1985 Stress–strain rate relation for the compressibility of sensitive clays. *Geotechnique* **35**(2) : 159–80

Littlejohn G S, Bruce D A 197 *Rock Anchors – State of the Art* Foundation Publications, Brentford, Essex

Littlejohn G S 1970 Soil anchors. *Proceedings*, Conference on Ground Engineering, Institution Civil Engineers, London, 33–44

Lupini J F, Skinner A E, Vaughan P R 1981 The drained residual strength of soils. *Geotechnique* **31** : 181–213

Mair R J, Wood D M 1987 *Pressuremeter Testing : Methods and Interpretation* CIRIA, Butterworths, London

Marsland A 1971 The shear strength of stiff fissured clay. *Proceedings*, Roscoe Memorial Symposium, Cambridge

Marsland A 1974 Comparisons of the results from static penetration tests and large *in–situ* plate tests in London Clay. *BRE Current Paper CP87/74* BRE, Watford

McKaig T H 1962 *Building Failures : Case Studies in Construction and Design* McGraw–Hill, New York

Medhat F, Whyte I L 1986 An appraisal of soil index tests. *Engineering Geology Special Publication No. 2* Geological Society, London

Menard L F 1956 *An Apparatus for Measuring the Strength of Soil in Place* MSCE thesis, University of Illinois

Menard L F 1969 *The Geocel Pressuremeter* Geocel Inc., Colorado

Mesri G, Godlewski P M 1977 Time– and stress–compressibility interrelationship. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **103**(GT5) : 417–30

Mesri G, Rokhsar A, Bohor B F 1975 Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay *Geotechnique* **25**(3) : 527–54

Meyerhof G G 1953 The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Preceedings*, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich **1**, 440–45

Meyerhof G G 1965 Shallow foundations. *Proceeding, American Society of Civil Engineers* **91**(SM2)

Meyerhof G G 1956 Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **82**(SM1)

Meyerhof G G 1976 Bearing-capacity and settlement of pile foundations. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **102**(GT3) : 195–228

Morgenstern N R, Price, V E 1965 The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique* **15** : 79–93

Morgenstern N R, Price V E 1967 A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. *Computer Journal* **9** : 388–92

Murray R T 1980 Fabric reinforced earth walls : development of design equations *Ground Engineering* **13**(7) : 29–36

Newmark N M 1942 Influence charts for computation of stresses in elastic soils. *University of Illinois Engineering Experimental Station Bulletin No. 367*

O'Connor M J, Mitchell R J 1977 An extension to the Bishop and Morgenstern slope stability charts. *Canadian Geotechnical Journal* **14** : 144–51

Parry R H G 1960 Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clay. *Geotechnique* **10** : 166–80

Parry R H G (ed) 1972 Stress–strain behaviour of soils. *Proceedings*, Roscoe Memorial Symposium Cambridge University

Parsons A W 1987 Shallow compaction. In Bell F G (ed) *Ground Engineer's Reference Book* Butterworths, London

Peck R W, Bazaraa A S 1969 Discussion on settlement of spread footings on sand. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **95**(SM3) : 905–9

Peck R B, Hanson W E, Thorburn T H 1974 *Foundation Engineering* John Wiley and Sons, New York

Polshin D E, Tokar R A 1957 Maximum allowable non–uniform settlement of structures. *Proceedings*, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London **1** : 402

Powers J P 1976 *Construction Dewatering : A Guide to Theory and Practice*, John Wiley and Sons, New York

Prandtl L 1921 Uber die endringungsfestigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von Schnieden. *Zeitschrift fur Angewandte Mathamatik und Mechanik* **1**(1)

Ramey G E, Johnson R C 1979 Relative accuracy and modification of some dynamic pile capacity prediction equations. *Ground Engineering* Sept

Rankine W J M 1857 On the stability of loose earth. *Phil. Trans. Royal Society* **147**

Reissner H 1924 Zum erddruckproblem. *Proceedings*, 1st International Conference on Applied Mechanics, Delft

Reynolds O 1866 Experiments showing dilatancy, a property of granular materials. *Proceedings*, Royal Institute **2** : 354–63

Road Research Laboratory 1970 *Road Note 29 : A Guide to the Structural Design of Pavements* HMSO, London

Roscoe K H, Burland J B 1968 On the generalised stress–strain behaviour of 'wet' clay. In Heyman J, Leckie F A (eds) *Engineering Plasticity* Cambridge University Press, 535–609

Rowe P W, Barden L 1966 A new consolidation cell. *Geotechnique* **16**(2)

Rowe P W, Peaker K 1965 Passive earth pressure measurements. *Geotechnique* **15**(1)

Samuels S G 1975 Some properties of the Gault clay from the Ely–Ouse Essex water tunnel. *Geotechnique* **25** : 239–64

Sanglerat G 1979 *The Penetrometer and Soil Exploration* Elsevier Publishing Company, Amsterdam

Sangrey D A 1972 Naturally sensitive soils. *Geotechnique* **22** : 139–52

Schlosser F *et al* 1972 Etude de la terre armée a l'appareil triaxial. *Rapport de Recherché* No. 17, LCPC, Paris

Schmertmann J H 1970 Static cone to computer settlement over sand. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **96**(SM3)

Schmertmann J H, Hartman J P, Brown P R 1978 Improved strain influence factor diagrams. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **104**(GT8) : 1131–5

Schofield A N. Wroth C P 1968 *Critical State Soil Mechanics* McGraw–Hill, London

Shields D H, Tolunay A Z 1973 Passive pressure by method of slices. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **99**(SM12) : 1043–53

Simons N E 1975 *General Report, Session 2, Conference on the Settlement of Structures* Pentech Press, London, 500–30

Skempton A W 1951 The bearing capacity of clays. *Proceedings*, Building Research Congress, London

Skempton A W 1954 The pore pressure coefficients A and B. *Geotechnique* **4**(4)

Skempton A W 1960 Pore pressure and suction in soils. In *Selected Papers* Butterworths, London

Skempton A W 1964 The long–term stability of clay slopes. *Geotechnique* **14**(2)

Skempton A W 1970 The consolidation of clays by gravitational compaction. *Q.J.G.S.* London **125** : 373–412

Skempton A W 1977 Slope stability of cuttings in Brown London clay. *Proceedings*, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo **3** : 261–70

Skempton A W 1986 Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique* **36**(3)

Skempton A W, Bjerrum L 1957 A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Geotechnique* **7**(4)

Skempton A W, MacDonald D H 1956 Allowable settlement of buildings. *Proceedings*, Institution Civil Engineers **5**(3)

Skempton A W, Northey R D 1953 The sensitivity of clays. *Geotechnique* **3**(1) : 30–53

Sokolovski V V 1960 *The Statics of Granular Media* Pergamon Press, Oxford

Steinbrenner W 1934 Tafeln zur Setzungsberechnung. *Die Strasse* **1** : 121–4

Taylor D W 1948 *Fundamentals of Soil Mechanics* John Wiley and Sons, New York

te Kamp W L 1977 Static cone penetration and testing on piles in sand. *Fugro Sounding Symposium* Utrecht

Terzaghi K 1936 The shearing resistance of saturated soil and the angle between planes of shear. *Proceedings*, 1st International Conference on Soil Mechanics, Harvard

Terzaghi K 1943 *Theoretical Soil Mechanics* John Wiley and Sons, New York

Terzaghi K, Peck R B 1948, 1967, 1969 *Soil Mechanics in Engineering Practice* John Wiley and Sons, New York

Tomlinson M J 1986 *Foundation Design and Construction (5th edn)* Longman, London

Tomlinson M J, Driscoll R, Burland J B 1978 Foundations for low-rise buildings. *The Structural Engineer* **56A**(6) : 161–73

US Army Corps of Engineers 1965 *Soils and Geology – Pavement Design for Frost Conditions* Technical Manual TM 5-852-6

Van de Merwe D H 1964 Determination of potential expansiveness of soils. *The Civil Engineer in South Africa* **6** : 103–16

Vesic A S 1970 *Research on Bearing Capacity of Soils*. Research thesis (unpublished)

Vickers B 1983 *Laboratory Work in Civil Engineering : Soil Mechanics* Granada Publishing, London

Vidal H 1969 The principal of reinforced earth. *Highway Research Record* Washington, DC., (282) : 1–16

Vidal H 1966 Le terre armée. *Annales de l'Institute Technique du Batiment et de Travaut Publiques* France, July–Aug, 888–938

Warren S J 1982 The pressuremeter test in a homogeneous linearly elastic cross-anisotropic soil. *Geotechnique* **32**(2) : 157–9

Weltman A J, Head J M 1983 *Site Investigation Manual* CIRIA Special Publication, PSA, DOE, London

Whitman R V, Bailey W A 1967 Use of computers for slope stability analysis. *Proceedings*, American Society of Civil Engineers **93**(SM12) : 475–98

Whittaker T 1976 *The Design of Piled Foundations* Pergamon Press, Oxford

Whyte I L 1982 Soil plasticity and strength – a new approach using extrusion. *Ground Engineering* **15**(1) : 16–24

Williams A A B, Pidgeon J T 1983 Evapotranspiration and heaving clays in South Africa. *Geotechnique* **33** : 141–50

Windle D, Wroth C P 1977 The use of a self–boring pressuremeter to determine the undrained properties of clays. *Ground Engineering* Sept

Wissa A E, Christian J T, Davis E H, Heiberg S 1971 Consolidation at constant rate of strain. *Procceeding, American Society of Civil Engineers* **97**(SM10) : 1393–414

Wroth C P, Wood D M 1978 The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. *Canadian Geotechnical Journal* **15**(2) : 137–45

Youssef M S, El Ramli A H, El Demery M 1965 Relationships between shear strength, consolidation, liquid limit and plastic limit for remoulded clays. *Proceedings*, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal **1** : 126–9

CƠ HỌC ĐẤT – TẬP HAI

In 3.700, bản khổ 14,5 x 20,5, tại Nhà máy in Quân đội. Số in: 9352.
Số XB: 498/216-99. In xong và nộp lưu chiểu tháng 7 năm 1999.