

TCVN

TIÊU CHUẨN QUỐC GIA

TCVN xxxx:202x

THIẾT KẾ ĐỊA KỸ THUẬT - THIẾT KẾ MÓNG CỌC

Geotechnical Design - Design of Pile Foundation

DỰ THẢO/DRAFT 08/05/2023

Hà Nội – 202x

DRAFT

Lời nói đầu

Tiêu chuẩn này được xây dựng dựa trên tiêu chuẩn Anh BS 8004:2015 xuất bản bởi BSI Standards Limited, tiêu chuẩn Pháp NF P 94-262 xuất bản bởi hội tiêu chuẩn hóa của Pháp (AFNOR) và TCVN 10304:2014, có hiệu lực vào ngày tháng năm 202x.

Tiêu chuẩn này được soạn thảo bởi Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, Bộ xây dựng đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

Mối quan hệ với các tiêu chuẩn khác

TCVN xxxx:202x cung cấp thông tin bổ sung, không mâu thuẫn để sử dụng với EN 1997:2022 và các Phụ lục Quốc gia tương ứng.

Thông tin về tài liệu này

Đây là bản **dự thảo** của tiêu chuẩn, trong đó đưa ra những nội dung cơ bản sau:

- Văn bản sửa đổi hoàn toàn tương thích với phiên bản hiện tại của EN 1997-1:2022 + PLQG;
- Hướng dẫn thiết kế móng cọc theo các nguyên tắc trạng thái giới hạn với các hệ số riêng;
- Hướng dẫn về việc lựa chọn các thông số thiết kế của đất;
- Hướng dẫn về thiết kế móng cọc bằng tính toán và thí nghiệm;
- Văn bản sửa đổi phản ánh những tiến bộ trong công nghệ nền móng trong 30 năm qua.

Sử dụng tài liệu này

Như một quy tắc thực hành, Tiêu chuẩn này có dạng hướng dẫn và khuyến nghị. Nó không nên được trích dẫn như thể là một thông số kỹ thuật và cần đặc biệt cẩn thận để đảm bảo rằng các tuyên bố về sự tuân thủ tiêu chuẩn này không gây hiểu lầm.

Quy ước trình bày

Các quy định của tiêu chuẩn này được trình bày theo kiểu la mã. Các khuyến nghị của nó được thể hiện trong các câu trong đó động từ bổ trợ là "nên".

Bình luận, chú thích và tài liệu cung cấp thông tin chung được trình bày dưới dạng chữ nhỏ hơn và không tạo thành yếu tố quy chuẩn.

Từ "nên" được sử dụng để diễn đạt các khuyến nghị của tiêu chuẩn này. Từ "có thể" được sử dụng trong văn bản để thể hiện sự cho phép, ví dụ: như một sự thay thế cho khuyến nghị chính của điều khoản. Từ "có khả năng" được sử dụng để diễn đạt khả năng xảy ra, ví dụ: một hệ quả của một hành động hoặc một sự kiện.

Các chú thích và bình luận được cung cấp trong toàn bộ nội dung của tiêu chuẩn này. Các lời bình luận cung cấp thông tin cơ sở.

Việc tuân thủ Tiêu chuẩn này không thể tạo ra quyền miễn trừ đối với các nghĩa vụ pháp lý.

DRAFT

Mục lục	Trang
Lời nói đầu	3
1 PHẠM VI ÁP DỤNG	10
2 TÀI LIỆU VIỆN DẪN	10
3 THUẬT NGỮ VÀ ĐỊNH NGHĨA	12
4 PHÂN LOẠI CỌC	13
4.1 Theo vật liệu chế tạo cọc	13
4.2 Theo phương pháp hạ cọc	13
4.3 Theo cách truyền tải trọng xuống nền đất	14
5 ĐẶC TÍNH CỦA ĐẤT, ĐÁ VÀ VẬT LIỆU	15
5.1 Đất	15
5.1.1 Yêu cầu chung	15
5.1.2 Đất rất thô (cuội dăm và hòn tảng)	15
5.1.3 Đất thô (cát và sỏi)	15
5.1.4 Đất hạt mịn (bụi và đất sét)	18
5.1.5 Đất hỗn hợp	21
5.1.6 Độ cứng của đất	21
5.2 Đá và khối đá	24
5.3 Đất lấp	25
5.4 Nước ngầm	26
5.5 Bê tông	27
5.6 Thép	27
5.7 Vữa xi măng	28
6 NGUYÊN TẮC CHUNG	28
6.1 Lựa chọn và thiết kế móng cọc	28
6.1.1 Tổng quan	28
6.1.2 Gia cố nền bằng móng cọc	28
6.1.3 Móng bè cọc	29

6.1.4 Đất đắp trên nền cọc	29
6.1.5 Nhóm cọc	29
6.2 Cơ sở thiết kế móng cọc	30
6.2.1 Yêu cầu về thiết kế - Khảo sát và Dữ liệu địa kỹ thuật	30
6.2.2 Tình huống thiết kế	32
6.2.3 Tổ hợp tác động	32
6.2.4 Cân nhắc khi thiết kế	33
6.3 Phân tích địa kỹ thuật	35
6.4 Trạng thái giới hạn cực hạn	36
6.4.1 Yêu cầu chung	36
6.4.2 Giá trị thiết kế của các thông số địa kỹ thuật	37
6.5 Trạng thái giới hạn sử dụng	38
6.6 Thí nghiệm cọc	40
7 ỨNG XỬ CỦA MÓNG CỌC VÀ MÔ HÌNH TÍNH TOÁN	40
7.1 Mô hình tính toán	40
7.1.1 Nguyên tắc chung	40
7.1.2 Mô hình tính toán và trạng thái giới hạn	41
7.2 Cọc riêng lẻ chịu tải trọng dọc trục	41
7.2.1 Mô hình ứng xử	41
7.2.2 Phương pháp thiết kế	42
7.3 Cọc riêng lẻ chịu tải trọng ngang	43
7.3.1 Tương tác đất – cọc	43
7.3.2 Quy luật nội lực – chuyển vị đối với một loại tác động	44
7.3.3 Chuyển dịch ngang	44
7.4 Ứng xử của nhóm cọc	45
7.4.1 Phạm vi áp dụng	45
7.4.2 Ứng xử dọc trục	45
7.4.3 Ứng xử theo phương ngang	45

7.4.4 Ứng xử của đài cọc	46
7.5 Chuyển vị tổng thể của đất nền	47
7.5.1 Nguyên tắc	47
7.5.2 Ma sát âm tác dụng lên cọc đơn	47
7.5.3 Ma sát âm tác dụng lên nhóm cọc	48
7.5.4 Cộng dồn ma sát âm và các tải trọng gây ra bởi các tác động thay đổi	49
7.5.5 Ứng xử của cọc đơn đối với chuyển dịch ngang của đất nền	49
8 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CỰC HẠN CHỊU NÉN	50
8.1 Nguyên tắc chung	50
8.2 Sức chịu tải nén của cọc đơn	50
8.2.1 Nguyên tắc	51
8.2.2 Mô hình dựa trên thông số đất nền	52
8.2.3 Mô hình dựa trên kết quả của các thí nghiệm hiện trường	59
8.2.4 Mô hình dựa trên thí nghiệm nén tĩnh cọc	61
8.2.5 Mô hình dựa trên thí nghiệm động	62
8.2.6 Mô hình dựa trên công thức đóng cọc	63
8.2.7 Mô hình dựa trên phân tích phương trình sóng	63
8.2.8 Các thay đổi khi thiết kế cọc chịu lực ma sát âm	64
8.3 Sức chịu tải nén của nhóm cọc	65
9 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CỰC HẠN CHỊU KÉO	68
9.1 Nguyên tắc chung	68
9.2 Sức chịu tải kéo của cọc đơn	68
9.2.1 Nguyên tắc	68
9.2.2 Mô hình dựa trên các thông số đất nền	69
9.2.3 Mô hình dựa trên kết quả của các thí nghiệm hiện trường (SPT, CPT)	70
9.2.4 Mô hình dựa trên thí nghiệm tải trọng cọc tĩnh	70
9.3 Sức chịu tải kéo của nhóm cọc	71
10 SỨC CHỊU TẢI NGANG	72

10.1 Nguyên tắc chung	72
10.2 Sức kháng ngang của cọc đơn	73
10.2.1 Nguyên tắc	73
10.2.2 Mô hình dựa trên các thông số đất nền	73
10.2.3 Mô hình dựa trên kết quả của các thí nghiệm hiện trường	75
10.2.4 Mô hình dựa trên thí nghiệm tải trọng tĩnh ngang cọc	75
11 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG	75
11.1 Yêu cầu chung	75
11.2 Dịch chuyển của nền đất gây ra bởi móng cọc chịu tác dụng của lực dọc trục	75
11.2.1 Nguyên tắc chung	75
11.2.2 Tải trọng từ biến của móng cọc	76
11.3 Chuyển vị và biến dạng của móng cọc	77
11.3.1 Tải trọng dọc trục	77
11.3.2 Tải trọng ngang	78
11.4 Lún	78
12 THIẾT KẾ KẾT CẤU	78
12.1 Yêu cầu chung	78
12.2 Cọc khoan bê tông đổ tại chỗ	79
12.3 Cọc bê tông đúc tại chỗ	81
12.4 Cọc đúc sẵn	81
12.4.1 Cọc bê tông đúc sẵn	81
12.4.2 Cọc chịu lực bằng thép	81
12.4.3 Cọc thép xoắn	81
13 THÍ NGHIỆM CỌC	81
13.1 Yêu cầu về thí nghiệm cọc	81
13.2 Thí nghiệm điều tra sơ bộ và thí nghiệm kiểm tra sự phù hợp	82
13.3 Thí nghiệm kiểm tra	82
14 QUAN TRẮC	83

15 BÁO CÁO	83
15.1 Báo cáo khảo sát địa chất	83
15.2 Báo cáo thiết kế địa kỹ thuật	83
15.3 Báo cáo phản hồi địa kỹ thuật	84
Phụ lục A (Tham khảo) THIẾT KẾ GIA CỐ NỀN BẰNG MÓNG CỌC	86
Phụ lục B (Quy định) PHÂN LOẠI ĐỊA KỸ THUẬT, XÁC ĐỊNH KHỐI LƯỢNG KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT VÀ THÍ NGHIỆM THỬ TẢI TÍNH CỌC	90
Phụ lục C (Quy định) TỔ HỢP TÁC ĐỘNG ÁP DỤNG CHO TÍNH TOÁN MÓNG CỌC	92
Phụ lục D (Quy định) BIẾN DẠNG GIỚI HẠN CỦA NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH	96
Phụ lục E (Tham khảo) XÁC ĐỊNH VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT	97
Phụ lục F (Tham khảo) XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI NÉN VÀ KÉO CỦA CỌC DỰA TRÊN KẾT QUẢ CỦA CÁC THÍ NGHIỆM ĐẤT NỀN	99
Phụ lục G (Tham khảo) XÁC ĐỊNH SỨC KHÁNG MŨI ĐƠN VỊ CỌC ĐƠN TRONG ĐẤT THÔ - HỆ SỐ N_q	103
Phụ lục H (Tham khảo) XÁC ĐỊNH SỨC KHÁNG CỌC ĐƠN TRONG ĐÁ	106
Phụ lục I (Tham khảo) XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI NGANG CỦA CỌC	122
Phụ lục K (Tham khảo) XÁC ĐỊNH ĐỘ LÚN CỦA MÓNG CỌC	136
Tài liệu tham khảo	144

1 Phạm vi áp dụng

Tiêu chuẩn này đưa ra các khuyến nghị, chỉ dẫn về thiết kế móng cọc cho nhà và công trình xây dựng mới, công trình sửa chữa hoặc công trình cải tạo xây dựng lại (sau đây gọi chung là công trình).

Tiêu chuẩn này không áp dụng để thiết kế móng cọc của móng máy chịu tải trọng động cũng như trụ của các công trình khai thác dầu khí trên biển và các công trình khác trên thềm lục địa.

Tiêu chuẩn này cung cấp thông tin bổ sung, không mâu thuẫn để sử dụng kết hợp với EN 1997-1 và Phụ lục Quốc gia (PLQG) tương ứng.

2 Tài liệu viện dẫn

Các tài liệu sau đây, toàn bộ hoặc một phần, được tham chiếu trong tài liệu này và không thể thiếu cho việc áp dụng tiêu chuẩn. Đối với tài liệu tham khảo được ghi ngày tháng, chỉ ấn bản được trích dẫn áp dụng. Đối với các tài liệu tham khảo không ghi ngày tháng, phiên bản mới nhất của tài liệu viện dẫn (bao gồm mọi sửa đổi) được áp dụng.

EN 1990:2002 + PLQG Cơ sở thiết kế kết cấu (Eurocode 0: Basis of structural design)

EN 1991 + PLQG Tác động lên kết cấu (Eurocode 1: Actions on structures)¹⁾

EN 1992-1 + PLQG Thiết kế kết cấu bê tông (Eurocode 2: Design of concrete structures)²⁾

EN 1993 + PLQG Thiết kế kết cấu thép (Eurocode 3: Design of steel structures)³⁾

EN 1997-1 + PLQG Thiết kế địa kỹ thuật - Phần 1: Các nguyên tắc chung (Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules)

EN 1997-2 + PLQG Thiết kế địa kỹ thuật - Phần 2: Khảo sát và thí nghiệm đất nền (Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing)

BS 5930 Tiêu chuẩn thực hành khảo sát hiện trường (Code of practice for site investigation)

EN ISO 14688-1 Khảo sát và thí nghiệm địa kỹ thuật - Xác định và phân loại đất - Phần 1: Nhận dạng và mô tả (Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 1: Identification and description)

EN ISO 14688-2 Khảo sát và thí nghiệm địa kỹ thuật - Xác định và phân loại đất - Phần 2: Nguyên tắc phân loại (Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 2: Principles for a classification)⁴⁾

¹⁾ Các tài liệu tham khảo không bao gồm Phần 2: Tải trọng giao thông trên cầu trong EN 1991.

²⁾ Các tài liệu tham khảo cụ thể được thực hiện cho phần sau: EN 1992-1-1, Eurocode 2: Thiết kế kết cấu bê tông - Phần 1-1: Các quy tắc và quy tắc chung cho các tòa nhà.

³⁾ Các tài liệu tham khảo cụ thể được thực hiện cho các phần sau:

- EN 1993-1-1: Thiết kế kết cấu thép - Phần 1-1: Các quy tắc chung cho các tòa nhà (Eurocode 3-1-1);

- EN 1993-5: Thiết kế kết cấu thép - Phần 5: Đóng cọc (Eurocode 3-5).

⁴⁾ Tham chiếu đầy đủ thông tin được thực hiện theo tiêu chuẩn EN ISO 14688-2.

- EN ISO 14689-1 Khảo sát và thí nghiệm địa kỹ thuật - Xác định và phân loại đá - Phần 1: Nhận dạng và phân loại (Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of rock - Part 1: Identification and classification)
- EN ISO 22477 Khảo sát và thí nghiệm địa kỹ thuật - Thí nghiệm kết cấu địa kỹ thuật (Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures)
- EN 1536 Công tác địa kỹ thuật đặc biệt - Thi công cọc nhồi (Execution of special geotechnical works - Bored piles)
- EN 12699 Công tác địa kỹ thuật đặc biệt - Thi công cọc chiếm chỗ (Execution of special geotechnical work - Displacement piles)
- EN 14199:2015 Công tác địa kỹ thuật đặc biệt - Thi công cọc tiết diện nhỏ (Execution of special geotechnical works - Micropiles)
- EN 13670 + PLQG Thi công kết cấu bê tông (Execution of concrete structures)
- BS 6031 Tiêu chuẩn thực hành cho công tác đất (Code of practice for earthworks)
- BS 8006-1:2010 Tiêu chuẩn thực hành đối với đất gia cố/ gia cường và các loại đất đắp khác (Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills)
- EN 12715 Công tác địa kỹ thuật đặc biệt - Phun vữa (Execution of special geotechnical works - Grouting)
- EN 12794 Sản phẩm bê tông đúc sẵn - Cọc móng (Precast concrete products - Foundation piles)
- BS 6349 (tất cả các phần), Công trình hàng hải ((all parts), Maritime works)
- BS 8081 Quy phạm thực hành đối với neo trong đất (Code of practice for ground anchors)
- BS 8500-1:2015 Bê tông - Tiêu chuẩn bổ sung của Anh đối với BS EN 206-1 - Phần 1: Phương pháp xác định và hướng dẫn cho người chỉ định (Concrete - Complementary British Standard to BS EN 206-1 - Part 1: Method of specifying and guidance for the specifier)
- BS 8500-2 Bê tông - Tiêu chuẩn Anh bổ sung cho BS EN 206-1 - Phần 2: Đặc điểm kỹ thuật cho vật liệu cấu thành và bê tông 1 (Concrete - Complementary British Standard to BS EN 206-1 - Part 2: Specification for constituent materials and concrete)
- EN 206: 2013, Bê tông - Đặc điểm kỹ thuật, hiệu suất, sản xuất và sự phù hợp (Concrete - Specification, performance, production and conformity)
- BS 4449 Thép làm cốt bê tông - Cốt thép hàn - Sản phẩm dạng thanh, cuộn và trang trí - Đặc điểm kỹ thuật (Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - Bar, coil and decoiled product - Specification)
- EN 10025 Sản phẩm cán nóng của thép kết cấu (Hot rolled products of structural steels)
- EN 10080 Thép làm cốt bê tông - Cốt thép hàn - Tổng quát (Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - General)
- EN 10210 Các phần rỗng cấu trúc hoàn thiện nóng của thép không hợp kim và thép hạt mịn

(Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels)

EN 10219 Các phần rỗng cấu trúc hàn nguội của thép không hợp kim và thép hạt mịn (Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels)

EN 10248 Cọc thép không hợp kim cán nóng (Hot rolled sheet piling of non alloy steels)

EN 10249 Cọc thép không hợp kim dạng tấm nguội (Cold formed sheet piling of non alloy steels)

TCVN 11520:2016 Móng cọc vít có cánh đơn ở mũi – Yêu cầu thiết kế

3 Thuật ngữ và định nghĩa

Đối với việc sử dụng Tiêu chuẩn này, các thuật ngữ và định nghĩa được đưa ra trong EN 1990:2002, EN 1997 và những điều sau đây sẽ được áp dụng.

CHÚ THÍCH: Các ký hiệu được định nghĩa cục bộ cho các phương trình mà chúng được sử dụng.

3.1 Cọc (Pile)

Cấu kiện thẳng đứng hoặc xiên có chiều dài lớn hơn nhiều lần so với đường kính hoặc bề rộng tiết diện ngang, được thi công bằng cách hạ (đóng, ép, xoắn ép) vào đất hoặc thi công tại chỗ trong đất, để truyền tải trọng vào nền đất.

3.2 Cọc nhồi (Bored cast-in-place pile)

Cọc nhồi đổ bê tông tại chỗ trong các hố khoan (hình trụ tròn) có chống giữ hoặc không chống giữ bằng ống vách được tạo ra bằng thiết bị khoan quay hoặc máy khoan guồng xoắn liên tục (CFA).

3.3 Cọc barrette (Barrette)

Là một loại cọc nhồi bê tông tại chỗ trong các lỗ đào hình chữ nhật (có chiều dài thông thường lớn hơn 2 lần so với bề rộng) hoặc tổ hợp các đoạn chữ nhật (ví dụ như chữ L, chữ T, chữ I, chữ H hoặc chữ thập) được tạo ra bằng máy đào có gầu ngoạm (máy cạp, máy đớp).

3.4 Cọc tiết diện nhỏ (Micro pile)

Cọc nhồi có đường kính nhỏ hơn hoặc bằng 300 mm.

3.5 Cọc vít (Helical steel pile)

Là cọc ống thép có bố trí cánh thép ở mũi cọc và hạ bằng phương pháp xoắn ép. Cánh thép đầu mũi cọc có 2 dạng là cánh kín và cánh hở.

3.6 Cọc treo hay cọc ma sát (Friction pile)

Cọc truyền tải trọng vào nền đất chủ yếu qua ma sát trên thân cọc.

3.7 Cọc chống (End bearing pile)

Cọc truyền tải trọng vào nền đất chủ yếu qua mũi cọc.

3.8 Cọc đơn (Single pile)

Cọc truyền tải trọng vào nền đất trong điều kiện không chịu ảnh hưởng của các cọc khác tới nó.

3.9 Cọc riêng lẻ (Individual pile)

Cọc được xem xét kiểm tra các điều kiện trạng thái giới hạn một cách riêng lẻ (có thể là cọc đơn hoặc cọc nằm trong nhóm).

3.10 Nhóm cọc (Pile group)

Gồm một số cọc được bố trí gần nhau và được liên kết chung với nhau bằng một đài cọc.

3.11 Bãi cọc (Large pile group)

Rất nhiều cọc, nối với nhau bằng đài cọc lớn, truyền tải trọng từ công trình xuống nền.

3.12 Móng cọc (Pile foundation)

Bao gồm cọc và đài cọc nối lại với nhau trong một cấu trúc thống nhất truyền tải trọng từ công trình xuống nền.

3.13 Đài cọc (Pile cap)

Là dầm hoặc tấm nối các đầu cọc và phân phối tải trọng từ kết cấu bên trên lên cọc. Phân biệt đài cọc thành: đài cao, nếu đáy đài nằm cao hơn mặt đất và đài thấp, nếu đáy đài nằm ngay trên mặt đất hoặc trong nền đất.

3.14 Móng bè cọc (Pile raft foundation)

Móng cấu tạo từ đài cọc dạng tấm (bè) bê tông cốt thép và cọc, cùng đồng thời truyền tải trọng xuống nền.

3.15 Ma sát âm (Negative skin friction)

Lực ma sát hướng xuống dưới xuất hiện tại thân cọc khi độ lún của đất nền xung quanh cọc lớn hơn độ lún của cọc.

4 Phân loại cọc

Cọc được phân loại theo các tiêu chí: Vật liệu chế tạo cọc, phương pháp hạ cọc vào đất (thi công cọc) có kể đến mức độ gây xáo trộn nền đất xung quanh cọc và phương thức truyền tải trọng xuống đất nền.

4.1 Theo vật liệu chế tạo cọc

Theo vật liệu chế tạo cọc, các loại cọc thông dụng là cọc bê tông cốt thép (với thép thường và hoặc thép ứng suất trước), cọc thép (thép ống hoặc thép hình), cọc hỗn hợp của vật liệu bê tông và thép (ví dụ: cọc thép ống nhồi bê tông ...).

4.2 Theo phương pháp hạ cọc

Cọc có thể được phân loại theo mức độ xáo trộn đất do việc hạ cọc (**Bảng 1**), phân biệt các loại cọc chính như sau:

4.2.1 Cọc chiếm chỗ (cọc dịch chuyển) bao gồm cọc bê tông cốt thép đúc sẵn (tiết diện đặc hoặc bịt kín mũi) và cọc thép (tiết diện chữ H, cọc cừ thép, cọc xoắn vít ...), khi hạ không đào đất mà dùng búa đóng, máy rung, máy rung ép, máy ép hay máy xoắn ép, kể cả cọc ống vỏ bê tông cốt thép đường kính đến 0,8m hạ bằng máy rung và không đào moi đất hoặc có moi đất

một phần (nếu là cọc khoan dẫn) nhưng không nhồi bê tông vào lòng cọc.

CHÚ THÍCH: Cọc bê tông sản xuất trước cũng thường được gọi là “cọc bê tông đúc sẵn”. Cọc bê tông đúc sẵn có thể được gia cường bằng cốt thép thường hoặc ứng suất trước. Tiết diện của cọc bê tông đúc sẵn có thể không đổi hoặc giảm dần trên toàn bộ hoặc một phần chiều dài của nó. Cọc bê tông đúc sẵn có thể được sản xuất theo từng đoạn dài hoặc từng đoạn được nối bằng các mối nối đúc sẵn hoặc hàn đối đầu trong quá trình hạ cọc. Các đoạn cọc bê tông đúc sẵn ứng suất trước phải được sản xuất theo EN 12794.

4.2.2 Cọc thay thế bao gồm cọc nhồi, Cọc khoan liên tục (CFA), cọc barrette được thi công bằng cách lấy đất lên để tạo lỗ (có hoặc không có ống vách giữ thành vĩnh cửu), sau đó đổ bê tông tại chỗ để lấp đầy lỗ.

4.2.3 Các loại cọc khác được thi công bằng những công nghệ đặc biệt kết hợp các loại cọc nêu trên bao gồm cọc khoan thả (Sotobory piles), cọc xi măng đất (CDM), cọc nhồi có phun vữa tăng ma sát thành và phun vữa gia cường mũi

CHÚ THÍCH: Tiêu chuẩn này không bao gồm chỉ dẫn tính toán cho các cọc vít, cọc khoan thả, cọc xi măng đất (công nghệ trộn khô hay trộn ướt), cọc phụt vữa tăng ma sát thành và gia cường mũi.

Bảng 1 - Phân loại cọc theo mức độ xáo trộn của đất do thi công

Loại cọc	Ví dụ	Phân loại ^{A)} với mục đích lựa chọn các hệ số riêng từ PLQG của EN 1997-1
Dịch chuyển lớn ^{B)}	Cọc bê tông ép nhồi (Driven cast-in-place concrete piles) Cọc bê tông đúc sẵn tiết diện đặc hoặc rỗng có bịt mũi Cọc thép hình ống đầu kín	Đóng hoặc ép
Dịch chuyển nhỏ ^{B)}	Cọc khoan dẫn nhồi (Displacement auger piles) (không phải cọc vít) ^{C)} Cọc thép chịu lực tiết diện chữ H ^{D)} Cọc thép hình hoặc cọc ống hở mũi ^{D)} Cọc vít	Cọc đóng, cọc ép, cọc xoắn
Thay thế	Cọc khoan liên tục (CFA)	CFA
	Cọc bê tông đổ tại chỗ (được lắp đặt bằng ống vách và dụng cụ khoan) Cọc nhồi đường kính nhỏ	Cọc nhồi

^{A)} EN 1997-1 chỉ cung cấp các hệ số riêng cho cọc đóng, CFA và cọc nhồi.

^{B)} Các từ “lớn” và “nhỏ” ở đây đề cập đến mức độ xáo trộn của trụ đất trong quá trình thi công.

^{C)} Có thể được phân loại là dịch chuyển lớn trong đất thô, đặc hoặc cứng, đất mịn.

^{D)} Nếu các cọc này cắm vào lớp đất cường độ cao (cọc chống), thì phải xếp lại là cọc dịch chuyển lớn.

CHÚ THÍCH: Mặc dù có tiêu chuẩn thi công (EN 14199:2015), nhưng hiện tại không có thông số kỹ thuật chi tiết cho cọc tiết diện nhỏ. Các thông số kỹ thuật dành riêng cho dự án dựa trên kinh nghiệm thực tế.

4.3 Theo cách truyền tải trọng xuống nền đất

4.3.1 Cọc chống thông thường có mũi cọc tựa trên nền đá hoặc các lớp đất ít bị nén. Khi tính toán sức chịu tải cọc chống theo đất nền, có thể không kể đến sức kháng ma sát của đất bên thân cọc (trừ trường hợp ma sát âm).

CHÚ THÍCH: Nền được coi là ít bị nén khi đất nền có dạng mảnh vụn thô lẫn cát ở trạng thái chặt vừa và chặt, đất dính ở trạng thái cứng, có môđun biến dạng $E_0 \geq 50$ MPa.

4.3.2 Cọc treo (cọc ma sát) bao gồm các loại cọc truyền tải trọng sang đất nền qua ma sát thân cọc và lực chống mũi cọc trong đó sức kháng do ma sát thân cọc là chủ yếu.

5 Đặc tính của đất, đá và vật liệu

CHÚ THÍCH 1: Đặc tính của đất, đá và các giá trị của thông số đặc trưng địa kỹ thuật phải được xác định phù hợp với mục này và mục 2.4.3 và 2.4.5.2 của EN 1997-1.

CHÚ THÍCH 2: Các giá trị đặc trưng của chỉ tiêu cơ lý của vật liệu cấu thành móng cọc phải được xác định phù hợp với các tiêu chuẩn về vật liệu và các tiêu chuẩn về tính toán có liên quan.

5.1 Đất

5.1.1 Yêu cầu chung

CHÚ THÍCH: Việc thiết kế móng cọc thường liên quan đến phân tích ứng suất hữu hiệu, mặc dù trong một số trường hợp, phân tích ứng suất tổng có thể phù hợp hoặc cần thiết cho việc thiết kế móng cọc trong đất hạt mịn. Đặc tính của đất được xác định một phần qua quá trình khảo sát hiện trường nhưng có thể được bổ sung bằng dữ liệu từ phân tích ngược của nền móng cọc tương đương trong điều kiện nền đất tương tự.

5.1.1.1 Việc xác định và mô tả đất phải phù hợp với EN ISO 14688-1.

5.1.1.2 Việc phân loại đất phải tuân theo EN ISO 14688-2.

5.1.1.3 Các đặc tính của đất phải được xác định theo EN 1997-2 + PLQG và BS 5930.

5.1.1.4 Các thông số đặc trưng của đất phải được lựa chọn phù hợp với EN 1997-1, dựa trên kết quả của các thí nghiệm tại hiện trường và thí nghiệm trong phòng, được bổ sung bởi kinh nghiệm đã được khẳng định.

CHÚ THÍCH 1: Thông tin về ứng xử của đất như vật liệu dạng hạt có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập I, Chương 14 [1].

CHÚ THÍCH 2: Thông tin về ứng xử của cường độ và biến dạng của đất có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập I, Chương 17 [1].

CHÚ THÍCH 3: Hướng dẫn về mô tả đất có thể được tìm thấy trong Mô tả đất và đá trong thực hành kỹ thuật [3].

5.1.2 Đất rất thô (cuội dăm và hòn tảng)

CHÚ THÍCH: Đất rất thô chứa phần lớn (theo trọng lượng) các hạt có kích thước > 63 mm. Đá cuội có kích thước từ 63 mm đến 200 mm; đá tảng lớn hơn 200 mm.

Đất rất thô cần được xác định và phân loại theo EN ISO 14688 và BS 5930.

5.1.3 Đất thô (cát và sỏi)

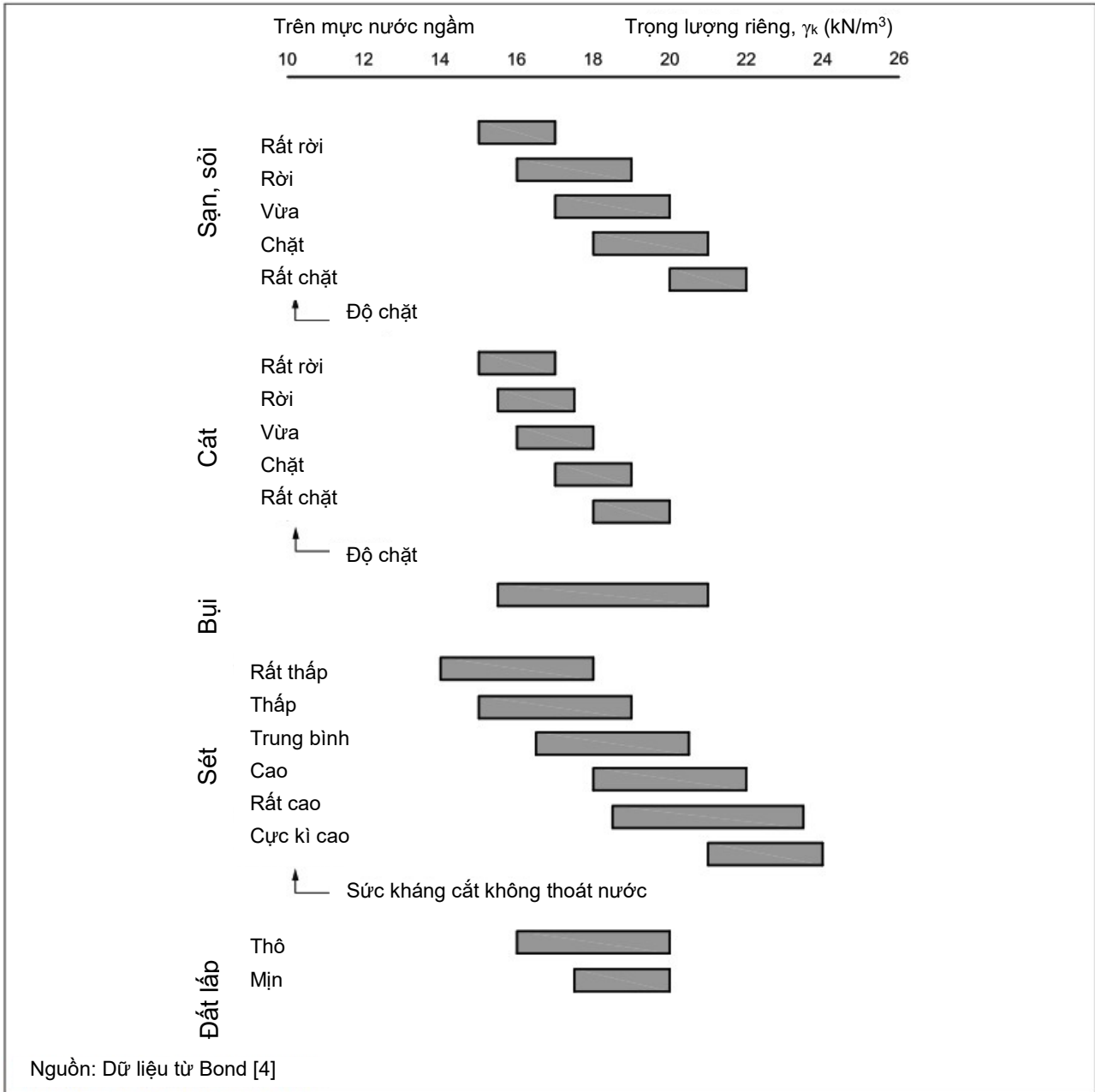
CHÚ THÍCH: Đất thô chứa phần lớn (theo trọng lượng) các hạt có kích thước ≤ 63 mm và không dính vào nhau khi ẩm ướt. Hạt cát có kích thước từ 0,063 mm đến 2 mm; sỏi có kích thước từ 2 mm đến 63 mm. Đất thô không thể lấy được mẫu nguyên dạng.

5.1.3.1 Khi thiết lập các giá trị của các thông số cho đất thô, ít nhất cần xem xét những điều sau:

- Các mục được liệt kê trong điều 2.4.3 (5) của EN 1997-1:2022 + PLQG;
- Sự suy yếu của các loại đất dễ sụp đổ trên mực nước ngầm, do thấm hoặc tăng chiều cao

mực nước ngầm;

- Xáo trộn các lớp trầm tích chặt do các biện pháp xây dựng không phù hợp; và
- Sự hiện diện của vật liệu yếu hơn.



Hình 1 - Các giá trị đề xuất cho trọng lượng riêng đặc trưng của đất trên mực nước ngầm.

5.1.3.2 Đối với các loại đất thô phía trên mực nước ngầm, có thể sử dụng các giá trị gợi ý về trọng lượng riêng đặc trưng cho trong **Hình 1** trong trường hợp không có kết quả thí nghiệm đáng tin cậy.

5.1.3.3 Đối với các loại đất thô bên dưới mực nước ngầm, có thể sử dụng các giá trị gợi ý về trọng lượng riêng bão hòa đặc trưng cho trong **Hình 2** trong trường hợp không có kết quả thí nghiệm đáng tin cậy.

5.1.3.4 Nên chọn giá trị cao hơn của trọng lượng riêng khi giá trị cao gây bất lợi; nên chọn giá

trị thấp hơn khi giá trị thấp gây bất lợi.

5.1.3.5 Đối với cát và sỏi silic, giá trị đặc trưng của góc ma sát trong hữu hiệu của sức kháng cắt tới hạn ($\varphi'_{cv,k}$) trong trường hợp thiếu kết quả thí nghiệm đáng tin cậy, có thể được ước tính từ:

$$\varphi'_{cv,k} = 30^\circ + \varphi'_{ang} + \varphi'_{PSD} \quad (1)$$

Trong đó:

φ'_{ang} đóng góp vào $\varphi'_{cv,k}$ từ góc của các hạt; và

φ'_{PSD} đóng góp vào $\varphi'_{cv,k}$ từ sự phân bố kích thước hạt của đất.

Giá trị của φ'_{ang} và φ'_{PSD} được cho trong **Bảng 2**.

Bảng 2 - Giá trị của φ'_{ang} , φ'_{PSD} và φ'_{dil} để xác định giá trị $\varphi'_{pk,k}$ và $\varphi'_{cv,k}$ đối với cát và sỏi silic với hàm lượng mịn không quá 15%

Đặc tính của đất	Xác định từ	Phân loại	Thông số ^{D)}
Độ góc cạnh của hạt ^{A)}	Nhìn bằng mắt thường	Tròn tới rất tròn	$\varphi'_{ang} = 0$
		Khá tròn tới khá góc cạnh	$\varphi'_{ang} = 2$
		Rất góc cạnh	$\varphi'_{ang} = 4$
Hệ số đồng nhất, C_u ^{B)}	Thành phần hạt của đất	$C_u < 2$	$\varphi'_{PSD} = 0$
		$2 < C_u < 6$	$\varphi'_{PSD} = 2$
		$C_u > 6$	$\varphi'_{PSD} = 4$
		C_u lớn, với C_u của nhóm hạt mịn < 2 ^{E)}	$\varphi'_{PSD} = 0$
		C_u lớn, với C_u của nhóm hạt mịn < 6 ^{E)}	$\varphi'_{PSD} = 2$
Chỉ số độ chặt, I_D ^{C)}	Các thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT, có xét đến hệ số điều chỉnh $(N_1)_{60}$	$I_D = 0\%$	$\varphi'_{dil} = 0$
		$I_D = 25\%$	$\varphi'_{dil} = 0$
		$I_D = 50\%$	$\varphi'_{dil} = 3$
		$I_D = 75\%$	$\varphi'_{dil} = 6$
		$I_D = 100\%$	$\varphi'_{dil} = 9$
^{A)} Có thể tìm thấy các thuật ngữ để xác định hình dạng hạt trong EN ISO 14688-1 - Xem Phụ lục E.1 ^{B)} Hệ số đồng nhất C_u được định nghĩa trong EN ISO 14688-2 - Xem Phụ lục E.2. ^{C)} I_D chỉ số độ chặt được xác định trong EN ISO 14688-2 - Xem Phụ lục E.2.2. Thuật ngữ độ chặt có thể được ước tính từ kết quả của các thử nghiệm hiện trường (ví dụ: Thí nghiệm SPT, Thí nghiệm CPT) sử dụng các mối tương quan được đưa ra trong EN 1997-2. ^{D)} Giá trị của φ'_{dil} thích hợp cho cát và sỏi silic đạt trạng thái phá hủy ở mức ứng suất hiệu quả trung bình đến 400 kPa. Đối với cát không chứa silic, xem Độ bền và sự chảy dẻo của cát [5]. ^{E)} "Đất hạt mịn" là phần đất có kích thước hạt nhỏ hơn 0,063 mm.			

5.1.3.6 Đối với cát và sỏi silic có hàm lượng hạt mịn nhỏ hơn 15%, giá trị đặc trưng của góc ma sát trong hữu hiệu của sức kháng cắt đỉnh ($\varphi'_{pk,k}$) có thể được ước tính từ:

$$\varphi'_{pk, k} = \varphi'_{cv, k} + \varphi'_{dil} \quad (2)$$

Trong đó:

φ'_{dil} đóng góp cho $\varphi'_{pk, k}$ từ độ giãn nở của đất.

Giá trị của φ'_{dil} được cho trong **Bảng 2**.

5.1.3.7 Giá trị của (φ'_{dil}) có thể được ước tính theo cách khác từ:

$$\varphi'_{dil} = nI_R = n \left[I_D \times \ln(\sigma_c / \sigma'_f) - 1 \right] \quad (3)$$

Trong đó:

n lấy bằng 3 đối với biến dạng ba trục hoặc 5 đối với biến dạng phẳng;

I_R là chỉ số độ giãn nở tương đối của đất;

I_D là chỉ số độ chặt của đất - Xem Phụ lục **E.2.2**;

σ_c là ứng suất của cốt liệu; và

σ'_f là ứng suất hữu hiệu trung bình trong đất ở cường độ đỉnh.

CHÚ THÍCH: Bolton [5] định nghĩa chỉ số độ giãn nở tương đối là $I_R = I_D (Q - \ln p') - 1$, trong đó $Q = \ln \sigma_c$ và $p' = \sigma'_f$.

5.1.3.8 Giá trị của σ_c có thể được lấy là 20 MPa đối với cát thạch anh, nhưng có thể lớn hơn đáng kể đối với bùn thạch anh và nhỏ hơn đáng kể đối với cát cacbonat [5].

5.1.3.9 Nếu hàm lượng hạt mịn của đất thô vượt quá 25%, thì φ'_{dil} phải được lấy bằng 0, trừ khi thí nghiệm cho thấy khác. Đối với đất thô có hàm lượng hạt mịn từ 15% đến 25%, φ'_{dil} có thể được xác định bằng nội suy tuyến tính.

5.1.3.10 Nếu lực cắt được kiểm soát bởi lực dính của thành phần đất, thì φ'_{ang} nên được giả định bằng 0, trừ khi thí nghiệm chứng minh khác. Đối với loại đất thô có hàm lượng hạt mịn từ 15% đến 25%, φ'_{ang} có thể được xác định bằng phép nội suy tuyến tính.

5.1.3.11 Giá trị đặc trưng của góc ma sát của sức kháng cắt (φ'_k) đối với đất thô có hàm lượng hạt mịn vượt quá 25% phải được xác định như đối với đất hạt mịn (xem **5.1.4**).

5.1.4 Đất hạt mịn (bụi và đất sét)

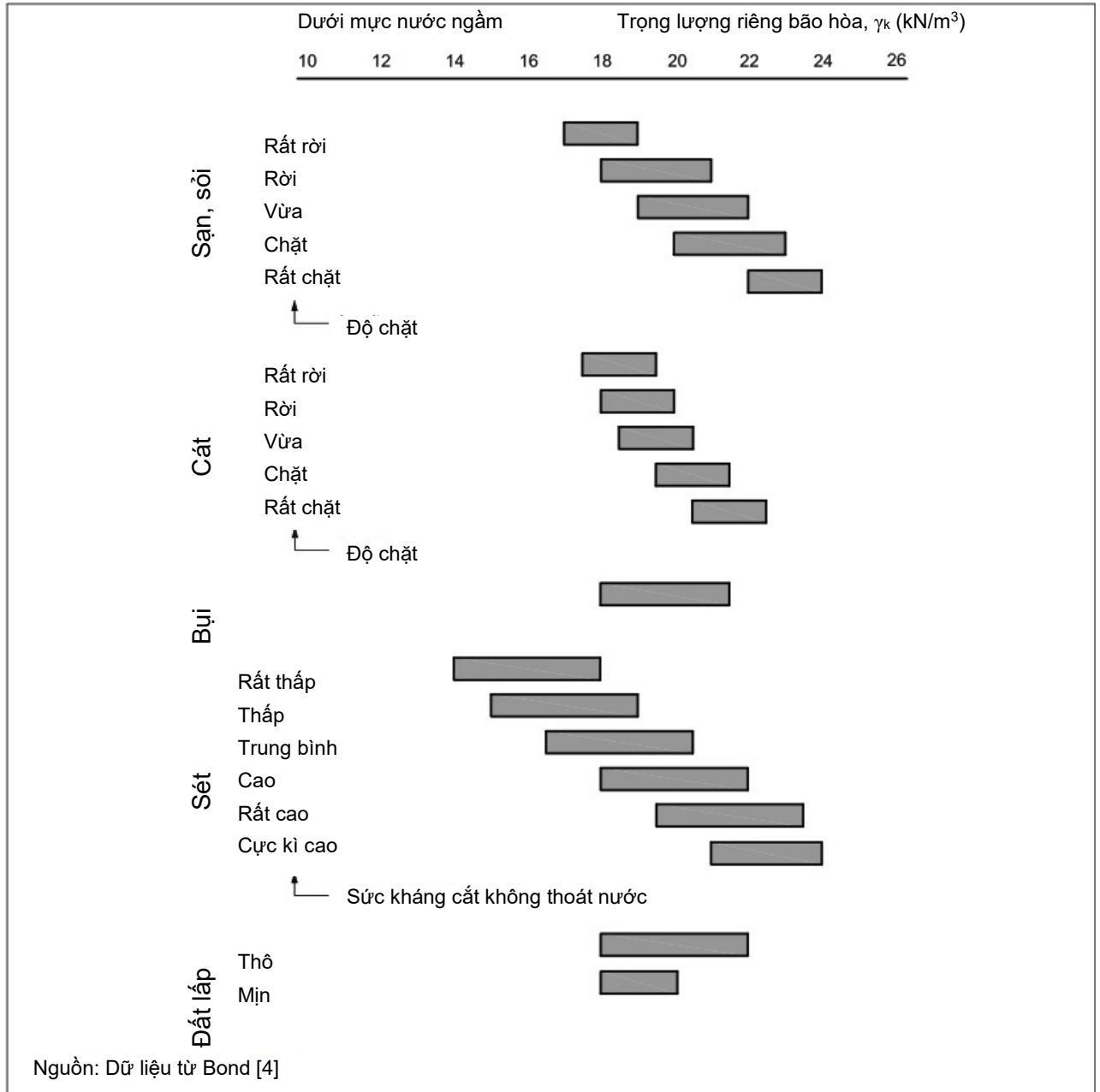
CHÚ THÍCH 1: Đất hạt mịn chứa phần lớn (theo trọng lượng) các hạt có kích thước ≤ 63 mm và dính vào nhau khi ẩm ướt. Các hạt bùn có kích thước từ 0,002 mm đến 0,063 mm; hạt sét nhỏ hơn 0,002 mm. Đất hạt mịn có thể lấy mẫu nguyên dạng.

CHÚ THÍCH 2: Đất sét có chỉ số dẻo lớn hơn khoảng 20% có thể có góc ma sát trong thấp hơn đáng kể so với quan sát ở trạng thái tới hạn, nếu các hạt của chúng hoàn toàn thẳng hàng với nhau. Hiện tượng này được gọi là "trượt cát" để phân biệt với "trượt lán" được quan sát thấy ở các loại đất khác (bao gồm cả đất thô và đất hạt mịn có chỉ số dẻo nhỏ hơn 20%). Góc ma sát trong thể hiện trong quá trình cắt trượt được gọi là "góc dư của sức kháng cắt".

5.1.4.1 Khi thiết lập các giá trị của các thông số cho đất hạt mịn, phải xem xét các điều sau:

- Các mục được liệt kê trong điều **2.4.3 (5)** của EN 1997-1 + PLQG;

- Các bề mặt trượt có từ trước;
- Sự tách nước; và
- Bất kỳ thay đổi nào trong trạng thái ứng suất do quá trình xây dựng gây ra hoặc là hệ quả từ điều kiện thiết kế cuối cùng.



Hình 2 - Các giá trị đề xuất cho trọng lượng riêng bão hòa đặc trưng của đất dưới mực nước ngầm.

5.1.4.2 Đối với đất hạt mịn phía trên mực nước ngầm, có thể sử dụng các giá trị gợi ý về trọng lượng riêng đặc trưng cho trong **Hình 1** trong trường hợp không có kết quả thí nghiệm đáng tin cậy.

5.1.4.3 Đối với đất hạt mịn bên dưới mực nước ngầm, có thể sử dụng các giá trị gợi ý về trọng lượng riêng bão hòa đặc trưng cho trong **Hình 2** trong trường hợp không có kết quả thí nghiệm

đáng tin cậy.

5.1.4.4 Nên chọn giá trị cao hơn của trọng lượng riêng khi giá trị cao gây bất lợi; nên chọn giá trị thấp hơn khi giá trị thấp gây bất lợi.

5.1.4.5 Trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm đáng tin cậy, giá trị đặc trưng của sức kháng cắt không thoát nước của đất hạt mịn ($c_{u,k}$) có thể được ước tính từ:

$$\frac{c_{u,k}}{p'_v} = k_1 R_o^{k_2} = k_1 \left(\frac{p'_{v,max}}{p'_v} \right)^{k_2} \quad (4)$$

Trong đó:

p'_v là áp lực lớp đất phủ hữu hiệu;

$p'_{v,max}$ là áp lực lớp đất phủ hữu hiệu tối đa mà đất trước đây đã từng chịu;

R_o là tỷ số quá cố kết của đất; và

k_1 và k_2 là hằng số.

CHÚ THÍCH: Tỷ số c_u / p'_v thường thay đổi theo độ sâu (nghĩa là nó không phải là một hằng số).

5.1.4.6 Trong trường hợp không có kết quả thí nghiệm đáng tin cậy, các giá trị của k_1 và k_2 trong phương trình (4) có thể được lấy tương ứng là $0,23 \pm 0,04$ và $0,8$ theo “Những phát triển mới trong thử nghiệm đất tại hiện trường và trong phòng” [6].

5.1.4.7 Khi xác định giá trị đặc trưng của sức kháng cắt không thoát nước của đất hạt mịn cường độ cao, cần dự phòng thích hợp cho:

- Tác động bất lợi của bất kỳ lớp cát hoặc bùn nào có chứa nước ngầm tự do;
- Ảnh hưởng của việc lấy mẫu;
- Ảnh hưởng của phương pháp thí nghiệm; và
- Sự mềm hóa của đất khi đào.

5.1.4.8 Đối với đất hạt mịn, giá trị đặc trưng của góc ma sát trong hữu hiệu của sức kháng cắt tới hạn ($\varphi'_{cv,k}$), trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm đáng tin cậy có thể được ước tính từ:

$$\varphi'_{cv,k} = (42^\circ - 12,5 \cdot \log_{10} I_p) \text{ cho } 5\% \leq I_p \leq 100\% \quad (5)$$

Trong đó:

I_p là chỉ số dẻo của đất (được nhập dưới dạng %).

CHÚ THÍCH 1: Công thức (5) dựa trên biểu thức do Santamarina và Díaz-Rodríguez [7] đề xuất, phù hợp với dữ liệu được trình bày bởi Terzaghi, Peck và Mesri [8].

CHÚ THÍCH 2: Các giá trị của $\varphi'_{cv,k}$ dựa trên biểu thức này được cho trong **Bảng 3**.

5.1.4.9 Giá trị đặc trưng của lực dính hữu hiệu của sức kháng cắt tới hạn ($c'_{cv,k}$) phải được coi là bằng không.

5.1.4.10 Góc ma sát hữu hiệu của sức kháng cắt đỉnh (φ'_{pk}) có thể liên quan đến góc ma sát

hữu hiệu của sức kháng cắt tới hạn (φ'_{cv}) bằng:

$$\varphi'_{pk} = \varphi'_{cv} + \varphi'_{dil} \quad (6)$$

Trong đó:

- φ'_{cv} là góc ma sát hữu hiệu của sức kháng cắt cực hạn; và
 φ'_{dil} đóng góp cho φ'_{pk} từ sự giãn nở của đất.

CHÚ THÍCH 1: Giá trị của φ'_{dil} đối với đất hạt mịn không giống với giá trị của đất thô. Đối với đất hạt mịn, nó thường nằm trong khoảng $0^\circ - 4^\circ$. Không có hướng dẫn cụ thể nào được đưa ra trong tiêu chuẩn này về giá trị φ'_{dil} đối với đất hạt mịn.

CHÚ THÍCH 2: Giá trị của φ'_{dil} được biết là tăng theo tỷ số quá cố kết của đất hạt mịn và lớn hơn hoặc bằng không.

Bảng 3 - Giá trị của $\varphi'_{cv, k}$ đối với đất hạt mịn từ chỉ số dẻo

Chỉ số dẻo, I_p %	Góc ma sát tới hạn đặc trưng của sức kháng cắt Độ ($^\circ$)
15	27
30	24
50	21
80	18

CHÚ THÍCH: Giá trị φ'_{cv} vượt quá 40° đã được quan sát thấy đối với đất sét được phân loại là dẻo cao nhưng có dấu hiệu của sự xáo trộn sinh học hoặc sự hiện diện của vi khuẩn.

5.1.4.11 Khi đất sét có thể chịu “lực cắt trượt”, thông thường chỉ ở những nơi có bề mặt trượt từ trước trong đất, thì góc hoạt động của khả năng chống cắt là giá trị dư của đất sét hay còn gọi là góc ma sát dư (φ'_{res}):

$$\varphi'_{res} \leq \varphi'_{cv} \leq \varphi'_{pk} \quad (7)$$

Trong đó:

- φ'_{cv} là góc ma sát hữu hiệu của sức kháng cắt tới hạn; và
 φ'_{pk} là góc ma sát hữu hiệu của sức kháng cắt đỉnh của đất.

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn về cường độ không thoát nước và cường độ cắt dư của đất sét có thể tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập I, Chương 17 [1].

5.1.5 Đất hỗn hợp

Đối với đất hỗn hợp có thành phần sét nhỏ hơn 50% (chỉ số dẻo nhỏ hơn 30% hoặc giới hạn chảy nhỏ hơn 60%), $\varphi'_{cv, k}$ có thể, trong trường hợp không có dữ liệu thử nghiệm đáng tin cậy, được ước tính từ Các thông số độ bền cắt thoát nước để phân tích trượt, lở của đất [9].

CHÚ THÍCH: Một số trầm tích (đặc biệt là trầm tích băng) có thể bao gồm hỗn hợp đất hạt mịn và thô, ví dụ đất sét pha cát và cát pha sét. Tính chất của đất hỗn hợp thường là trung gian giữa đặc tính của đất thô và mịn.

5.1.6 Độ cứng của đất

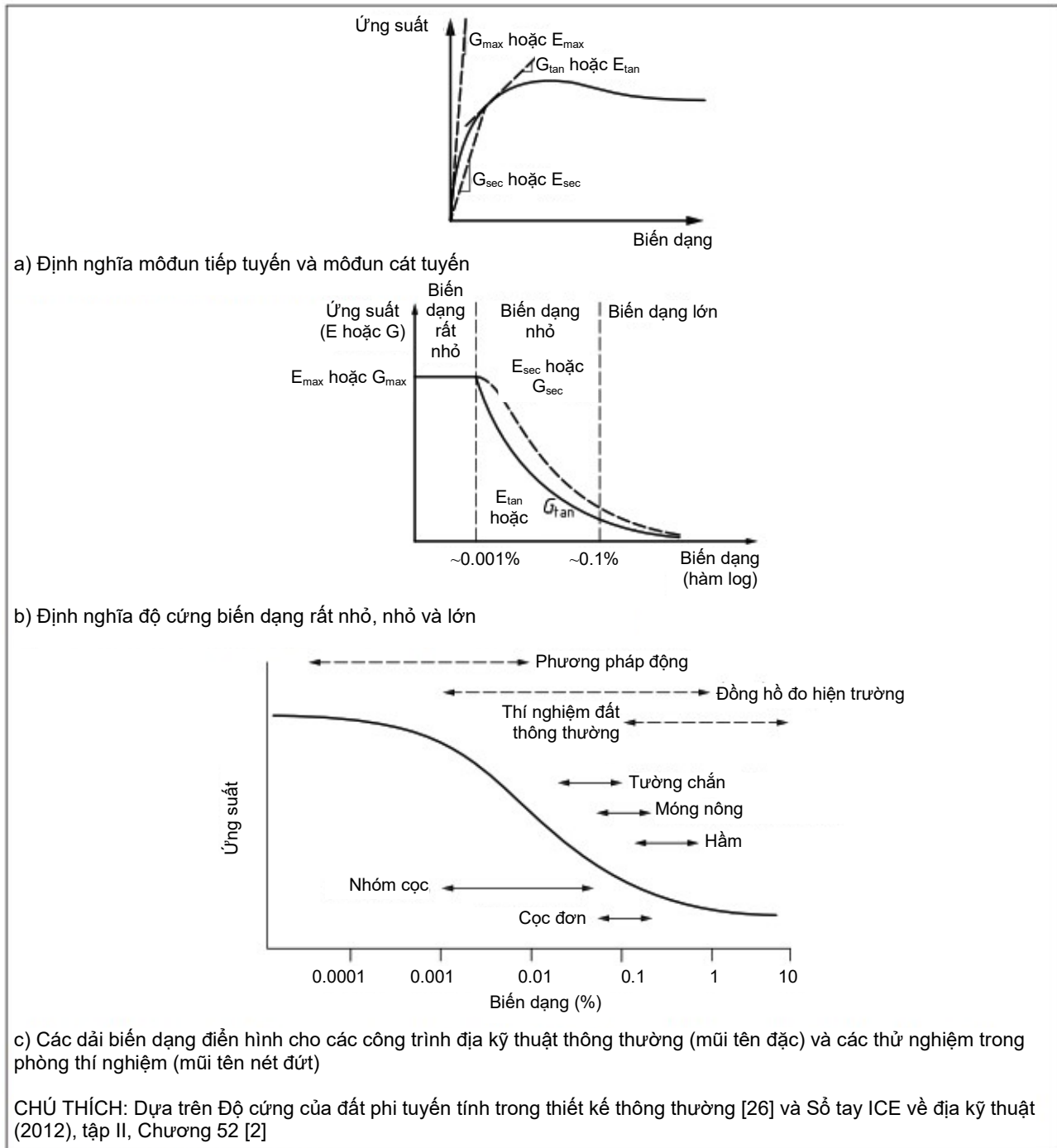
CHÚ THÍCH: Môđun đàn hồi Young của đất đẳng hướng (E) liên quan đến môđun cắt (G) bằng:

$$E = 2G(1 + \nu)$$

(8)

Trong đó:

ν là hệ số Poisson của đất.



Hình 3 - Các thông số độ cứng của đất phi tuyến

Các thông số về độ cứng của đất phụ thuộc vào mức độ biến dạng (dọc trục ϵ hoặc biến dạng cắt γ) được áp dụng cho đất, như được minh họa trong **Hình 3**:

- Ở các biến dạng rất nhỏ (ϵ hoặc $\gamma \leq \sim 0,001\%$), môđun đàn hồi của đất (E và G) đạt đến giá trị lớn nhất (E_{max} và

G_{max}), còn được gọi là giá trị "biến dạng rất nhỏ"; E_{max} và G_{max} thường được đo bằng các phương pháp động lực học, chẳng hạn như thử nghiệm trong phòng thí nghiệm bằng cách sử dụng các yếu tố uốn cong hoặc thử nghiệm hiện trường bằng phương pháp địa chấn;

- Ở các biến dạng nhỏ ($0,001\% \leq \varepsilon$ hoặc $\gamma \leq 0,1\%$), E và G giảm nhanh khi biến dạng tăng dần, như thể hiện trong **Hình 3**; giá trị của chúng được đo bằng các phương pháp tiên tiến, chẳng hạn như kiểm tra trong phòng thí nghiệm với các đầu đo biến dạng cục bộ;

- Các giá trị tiếp tuyến của độ cứng biến dạng nhỏ (E_{tan} và G_{tan}) thường được sử dụng trong các phương pháp số;

- Ở các biến dạng lớn (ε hoặc $\gamma \geq 0,1\%$), E và G giảm chậm hơn khi tăng biến dạng và thường được coi là không đổi về giá trị; những giá trị đó được đo bằng cách sử dụng thí nghiệm thông thường trong phòng thí nghiệm;

- Giá trị cát tuyến của độ cứng biến dạng lớn (E_{sec} và G_{sec}) thường được sử dụng trong các phương pháp thiết kế thông thường;

- Các thông số về độ cứng của đất thường không đẳng hướng. Các mô hình đẳng hướng đơn giản cần được sử dụng một cách thận trọng, đặc biệt nếu tính đầy đủ của chúng chưa được chứng minh bằng phân tích ngược. Tùy thuộc vào lịch sử bồi tụ của đất, các giá trị độ cứng khác nhau có thể thích hợp cho biến dạng thẳng đứng (E_v) so với biến dạng ngang (E_h) và để cắt theo các hướng khác nhau (G_{hh} , G_{hv}).

5.1.6.1 Cần tính đến sự khác biệt giữa hướng gia tải và hướng đo độ cứng của đất khi đánh giá độ cứng của đất, đá.

5.1.6.2 Trong trường hợp không có kết quả thí nghiệm đáng tin cậy, có thể ước tính từ môđun cắt của đất G_{sec} (xem thêm Độ cứng của cát qua cơ sở dữ liệu phòng thí nghiệm [11]):

$$\frac{G_{sec}}{G_{max}} = \left[1 + \left(\frac{\gamma - \gamma_e}{\gamma_{ref}} \right)^m \right]^{-1} \leq 1 \quad (9)$$

Trong đó:

G_{max} là môđun cắt biến dạng rất nhỏ của đất;

γ là biến dạng cắt trong đất;

γ_e là biến dạng trong ngưỡng đàn hồi mà ngoài đó môđun cắt bị giảm dưới giá trị lớn nhất của nó;

γ_{ref} là một giá trị tham chiếu của biến dạng cắt (tại đó $G_{sec} / G_{max} = 0,5$); và

m là hệ số phụ thuộc vào loại đất.

5.1.6.3 Trong trường hợp không có kết quả thử nghiệm đáng tin cậy, giá trị của các thông số trong phương trình (9) có thể được lấy từ **Bảng 4**.

5.1.6.4 Trong trường hợp không có kết quả thử nghiệm đáng tin cậy, môđun cắt biến dạng rất nhỏ của đất G_{max} , có thể được ước tính từ (xem Độ cứng của đất phi tuyến tính trong thiết kế thông thường [10] và Độ cứng khi biến dạng nhỏ: nghiên cứu và thực hành [13]):

$$\frac{G_{max}}{p_{ref}} = \frac{k_1}{(1 + e)^{k_2}} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{k_3} \quad (10)$$

Trong đó:

- e là tỷ lệ độ lỗ rỗng của đất;
 p' là ứng suất hữu hiệu trung bình trong đất;
 p_{ref} là 100 kPa; và
 k_1 , k_2 và k_3 là các hệ số phụ thuộc vào loại đất.

Bảng 4 - Giá trị của các thông số sử dụng với phương trình (9)

Loại đất	Thông số			Nguồn
	γ_{ref} (%)	m	γ_e (%)	
Cát	0,02-0,1 (0,044 ^{A)})	0,88	0,02%+0,012 γ_{ref}	Oztoprak and Bolton [11]
Sét và bụi	0,0022 I_p ^{B)}	0,736±0,122 ^{C)}	0 (giả định)	Vardanega and Bolton [12]

^{A)} Giá trị trung bình.
^{B)} I_p là chỉ số dẻo của đất.
^{C)} ± Giá trị chỉ ra sai số tiêu chuẩn.

5.1.6.5 Trong trường hợp không có kết quả thí nghiệm đáng tin cậy, giá trị của các thông số trong phương trình (10) có thể được lấy từ **Bảng 5**.

Bảng 5 - Giá trị của các thông số sử dụng trong phương trình (10)

Loại đất	Thông số				Nguồn
	k_1	k_2	k_3	p_{ref}	
Đất mịn	2-100 ^{A)}	0	0,6-0,8 ^{A)}	1kPa	Viggiani and Atkinson [14]
Cát	370-5760 ^{B)}	3	0,49-0,86 ^{C)}	100kPa	Oztoprak and Bolton [11]
Sét và bụi	20000 ± 5000	2,4	0,5	1kPa	Vardanega and Bolton [12]

^{A)} Phụ thuộc vào chỉ số dẻo của đất, I_p .
^{B)} Giảm dần theo biến dạng.
^{C)} Tăng dần theo biến dạng.

5.2 Đá và khối đá

CHÚ THÍCH 1: Các đặc tính kỹ thuật của đá có liên quan trong thiết kế được kiểm soát bởi phạm vi và hướng của các lớp trầm tích và các khe nứt trong khối đá, cùng với áp lực nước lên các mặt phẳng không liên tục. Việc khảo sát hiện trường cần thiết lập độ bền và hướng của các mặt phẳng không liên tục.

CHÚ THÍCH 2: Đá yếu, đặc biệt là cát kết dính yếu, đá phiến nứt nẻ, đá phong hóa mạnh và đá phấn, thường là những vật liệu khó lấy mẫu và thí nghiệm.

5.2.1 Việc xác định và phân loại đá phải tuân theo EN ISO 14689-1.

5.2.2 Các đặc tính của đá phải được xác định theo các điều **3.3.2**, **3.3.8** và **3.3.9** EN 1997-2 và BS 5930, cũng như EN 1997-1 + PLQG.

5.2.3 Các thông số đặc trưng của đá đối với đá nguyên vẹn nên được lựa chọn phù hợp với EN 1997-1, dựa trên kết quả của các thí nghiệm tại hiện trường và trong phòng thí nghiệm, được bổ sung bởi kinh nghiệm đã được khẳng định.

5.2.4 Các thông số thiết kế cho khối đá phải tính đến các đặc tính của khối đá nguyên vẹn và bất kỳ sự gián đoạn nào. Xem điều **3.3.8** của EN 1997-1 + PLQG.

5.2.5 Các thí nghiệm không phá hủy sau đây có thể được sử dụng để xác định thành phần và khoáng vật của đá nhằm dự đoán hoạt động của đá trong quá trình thi công (đặc biệt nếu nó biến dạng dẻo hoặc sệt thay vì bị vỡ thành các mảnh nhỏ hơn):

- Kính hiển vi;
- Chụp cắt lớp vi tính tia X; và
- Quang phổ.

CHÚ THÍCH 1: Hướng dẫn về mô tả đá trong thực hành kỹ thuật có thể được tìm thấy trong Mô tả đất và đá trong thực hành kỹ thuật [3].

CHÚ THÍCH 2: Thông tin về đặc tính của đá có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập I, Chương 18 [1].

CHÚ THÍCH 3: Thông tin về đá bùn, đất sét và pyrit (và các vấn đề của chúng) có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập I, Chương 36 [1].

5.3 Đất lấp

CHÚ THÍCH 1: Thuật ngữ "đất lấp" đề cập đến vật liệu được bồi lắng nhân tạo, ví dụ, trong một cuộc khai quật hoặc như lớp đất mặt do hoạt động của con người tạo ra. Những vật liệu này còn được gọi là "đất nhân tạo".

CHÚ THÍCH 2: Đất lấp "không được thiết kế" là vật liệu được đổ với ít sự kiểm soát và ở độ sâu lớn. Nó thường được nén chặt kém, và do đó ở trạng thái lỏng lẻo, và có các đặc tính địa kỹ thuật khác nhau, theo cả chiều ngang và chiều dọc. Đất không được "thiết kế" thường được gọi là "đất lấp".

CHÚ THÍCH 3: Đất lấp "được thiết kế" là vật liệu được "đặt" với một số mức độ kiểm soát để đảm bảo rằng các đặc tính địa kỹ thuật của nó phù hợp với đặc điểm kỹ thuật được xác định trước. Đất đắp kỹ thuật thường được gọi là "đất san lấp".

5.3.1 Cần điều tra và phân loại thích hợp các vật liệu đất lấp theo tính chất và các chỉ tiêu của chúng trước khi tính toán móng cọc. Cần làm rõ đất lấp là đất được đổ "không được thiết kế" hay là đất san lấp.

5.3.2 Đối với đất lấp "không được thiết kế, không cần thiết phải thực hiện các nghiên cứu địa kỹ thuật liên quan đến các chỉ tiêu cơ lý nhưng tối thiểu phải xác định được trọng lượng dự kiến. Trong trường hợp không có số liệu đáng tin cậy, có thể chấp nhận trọng lượng riêng là 20 kN/m³ đối với lấp đất trên mực nước và 22 kN/m³ đối với đất lấp dưới mực nước ngầm.

CHÚ THÍCH: Đất lấp được coi là bão hòa nước nếu nó nằm dưới mực nước ngầm.

5.3.3 Trong trường hợp trọng lượng riêng của đất lấp tham gia vào tác động có lợi cho tính toán thì đất lấp trên mực nước và bão hòa dưới mực nước có thể chấp nhận trọng lượng riêng tương ứng là 18 kN/m³ và 20 kN/m³.

CHÚ THÍCH 1: Hướng dẫn về mô tả đất nền có thể được tìm thấy trong Mô tả đất và đá trong thực hành kỹ thuật, Chương 14 [3].

CHÚ THÍCH 2: Thông tin về đất lấp không được thiết kế có thể tìm thấy trong Sổ tay ICE về công trình địa kỹ thuật (2012), Tập I, Chương 34 [1].

5.4 Nước ngầm

5.4.1 Áp lực nước ngầm phải được xác định bằng cách xem xét thông tin thủy văn, địa chất thủy văn và môi trường.

5.4.2 Để phù hợp với điều **2.4.6.1 (6) P** của EN 1997-1 + PLQG, các giá trị thiết kế của áp lực nước ngầm ở trạng thái giới hạn sử dụng phải là các giá trị bất lợi nhất có thể xảy ra trong các trường hợp bình thường.

5.4.3 Để phù hợp với điều **2.4.6.1 (6) P** của EN 1997-1 + PLQG, các giá trị thiết kế của áp lực nước ngầm ở trạng thái giới hạn cực hạn phải là các giá trị bất lợi nhất có thể xảy ra trong suốt thời gian sử dụng của kết cấu.

CHÚ THÍCH: Mối quan hệ giữa đặc tính và áp lực nước thiết kế có thể được xác định bằng cách áp dụng biên dạng hình học.

5.4.4 Nếu có dữ liệu thống kê phù hợp, thì nên chọn các giá trị thiết kế của áp lực nước ngầm ở trạng thái giới hạn sử dụng với thời gian hồi lưu ít nhất bằng khoảng thời gian của tình huống thiết kế; và các giá trị thiết kế ở trạng thái giới hạn cực hạn phải được chọn sao cho có 1% xác suất chúng bị vượt quá trong tình huống thiết kế.

5.4.5 Khi áp lực nước ngầm không phải là thủy tĩnh, thiết kế cần tính đến:

- Sự kết hợp đáng tin cậy nhất giữa tính không đồng nhất và tính dị hướng của tính thấm;
- Ảnh hưởng của sự phân lớp, nứt nẻ và sự không đồng nhất khác;
- Bất kỳ đặc điểm hình học nào có thể gây ra ứng suất tập trung (như ở các góc của hố đào).

5.4.6 Cần tính đến những thay đổi lâu dài của nước ngầm có thể xảy ra trong thời gian làm việc theo thiết kế của kết cấu (bao gồm cả những thay đổi do biến đổi khí hậu và nước ngầm dâng cao).

5.4.7 Áp lực nước ngầm tăng do vỡ đường ống và các hỏng hóc khác của hệ thống đã được thiết kế nên được coi là hành động ngẫu nhiên nếu sự kiện gây tăng áp lực nước ngầm khó có thể xảy ra trong thời gian sử dụng của kết cấu.

5.4.8 Thiết kế nền phải dựa trên các điều kiện áp lực nước bất lợi nhất có thể lường trước được.

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn lựa chọn mực nước ngầm và lực thấm có thể tìm thấy trong Báo cáo C580 của CIRIA [15].

5.4.9 Áp lực nước thiết kế phải tính đến ảnh hưởng của thủy triều đến mực nước trong lòng đất.

CHÚ THÍCH: Có thể tìm thấy hướng dẫn về thủy triều và sự thay đổi mực nước trong BS 6349-1-3.

5.4.10 Nếu mức cân bằng của mực nước ngầm được xác định rõ và thực hiện các biện pháp để ngăn nó thay đổi khi mưa lớn hoặc lũ lụt, áp lực nước thiết kế có thể được tính toán từ vị trí của mực nước cân bằng, dự phòng thích hợp cho các biến đổi theo mùa có thể xảy ra. Nếu không, nên sử dụng các điều kiện áp lực nước bất lợi nhất có thể lường trước được trong thiết kế.

5.4.11 Mực nước cân bằng trong đất hạt mịn phải được xác định từ các số đọc đo áp được thực hiện trong một khoảng thời gian thích hợp.

5.4.12 Cần thực hiện các phép phân tích không thoát nước (tức là tổng ứng suất) đối với áp lực nước do lấp đầy tạm thời các vết nứt trên đất hạt mịn.

5.4.13 Áp lực nước được sử dụng trong các phân tích thoát nước (tức là ứng suất hữu hiệu) phải được xác định đối với chế độ nước ngầm trong vùng lân cận của công trình.

5.4.14 Trong trường hợp có sự chênh lệch về áp lực nước ở các mặt đối diện của đài móng, nên dự phòng cho thấm xung quanh tường. Khi có các lớp thấm khác nhau rõ rệt, cần tính đến mực nước liên quan đến từng tầng thấm.

5.4.15 Sự phân bố của áp lực nước lỗ rỗng có thể được xác định từ lưới dòng thấm, miễn là nó thể hiện đầy đủ các điều kiện thủy lực và thấm trong vùng lân cận của kết cấu.

5.5 Bê tông

5.5.1 Bê tông sử dụng cho cọc và móng phải tuân theo EN 1992-1-1 + PLQG, EN 206:2013 và BS 8500-2.

5.5.2 Các cấp chống ăn mòn với bê tông phải được xác định theo EN 206:2013 và BS 8500-1:2015.

5.5.3 Cốt thép gia cường cho bê tông phải phù hợp với EN 10080 và BS 4449.

5.5.4 Vật liệu và sản phẩm làm cọc bê tông khoan nhồi đổ tại chỗ cũng phải phù hợp với quy định trong tiêu chuẩn BS EN 1536 và Phụ lục D của EN 206:2013.

5.5.5 Các vật liệu và sản phẩm làm cọc bê tông ép nhồi tại chỗ cũng phải phù hợp với các quy định trong EN 12699 và Phụ lục D của EN 206:2013.

5.5.6 Vật liệu và sản phẩm làm cọc bê tông đúc sẵn cũng phải phù hợp với các quy định trong EN 12699 và EN 12794.

5.5.7 Các vật liệu và sản phẩm làm cọc tiết diện nhỏ cũng phải phù hợp với EN 14199:2015 và Phụ lục D của EN 206:2013.

CHÚ THÍCH 1: EN 206:2013, Phụ lục D, bao gồm các quy tắc tiêu chuẩn đối với bê tông cho công tác địa kỹ thuật đặc biệt đã được đưa ra trước đây trong EN 1536, EN 1538, EN 12699 và EN 14199:2015.

CHÚ THÍCH 2: Hướng dẫn sử dụng hỗn hợp bê tông cường độ thấp để sử dụng cho các cọc kiên cố chắc chắn có thể tìm thấy trong BRE Information Paper IP 17/05 [16].

5.6 Thép

5.6.1 Thép sử dụng vào nền móng phải phù hợp với EN 1993-1-1, EN 1993-5 và BS 8081.

CHÚ THÍCH: Phụ lục quốc gia của EN 1993-5 đưa ra các giá trị về tổn thất chiều dày trên mỗi mặt do cọc chịu lực bằng thép bị ăn mòn trong đất, có hoặc không có nước ngầm.

5.6.2 Giá trị của các thông số thép phải được xác định theo EN 1993-1-1 và EN 1993-5, và các Phụ lục Quốc gia.

5.6.3 Các sản phẩm thép cán nóng phải phù hợp với EN 10025.

5.6.4 Các sản phẩm thép cán nóng được sản xuất theo tiêu chuẩn khác với EN 10025 có thể được sử dụng nếu nó có thể được chứng minh bằng thí nghiệm bổ sung thích hợp rằng các sản phẩm đáp ứng các yêu cầu của EN 10025 liên quan đến nền móng.

5.6.5 Các phần thép rỗng được tạo hình nguội phải phù hợp với EN 10219.

5.6.6 Các phần thép rỗng đúc nguội được sản xuất theo tiêu chuẩn khác với EN 10219 có thể được sử dụng nếu nó có thể được chứng minh bằng thí nghiệm bổ sung thích hợp rằng các phần đó đáp ứng các yêu cầu của EN 10219 liên quan đến nền móng.

5.6.7 Vật liệu được sử dụng để chế tạo cọc thép hình ống và tiết diện chữ H cũng phải phù hợp với EN 12699.

5.6.8 Cọc thép hình ống đã cán nóng cũng phải phù hợp với EN 10210.

5.6.9 Cọc ván thép cán nóng được sử dụng làm cọc chịu lực cũng phải phù hợp với EN 10248.

5.6.10 Cọc ván thép đúc nguội được sử dụng làm cọc chịu lực cũng phải phù hợp với EN 10249.

5.6.11 Cốt thép được sử dụng trong chế tạo cọc bê tông phải phù hợp với EN 1992-1-1 và EN 10080.

5.7 Vữa xi măng

5.7.1 Vữa xi măng được sử dụng trong cọc tiết diện nhỏ phải phù hợp với EN 14199:2015.

5.7.2 Độ bền của vữa xi măng sử dụng trong cọc nhồi tiết diện nhỏ phải phù hợp với điều **7.6** của EN 14199:2015.

6 Nguyên tắc chung

6.1 Lựa chọn và thiết kế móng cọc

6.1.1 Tổng quan

6.1.1.1 Thiết kế móng cọc phải phù hợp với EN 1997-1 + PLQG và mục **8, 9, 10, 11, 12**.

CHÚ THÍCH: Móng cọc thường thích hợp nhưng không giới hạn ở các tình huống thiết kế sau:

- Trên các lớp đất yếu bên trên nền đá;
- Trên các lớp đất yếu bên trên đất thô có độ chặt thích hợp, không có tầng đất yếu hơn nào khác bên dưới lớp đất thô;
- Nơi địa tầng bao gồm các lớp đất hạt mịn có độ dày lớn có khả năng chịu lực bởi ma sát của cọc;
- Khi cần giảm thiểu chuyển vị đầu cọc do sự trương nở hoặc co ngót của đất nền bề mặt; và
- Khi việc tăng tải trọng lên móng sẽ gây ra sự mất ổn định của nền đất hiện có (ví dụ như ở đỉnh của mái dốc hiện hữu).

6.1.1.2 Móng cọc nên được xem xét khi không có lớp đất chịu lực thích hợp ở độ sâu nhỏ để cho phép sử dụng móng nông một cách kinh tế.

6.1.1.3 Móng cọc nên được xếp vào cấp địa kỹ thuật 2 hoặc cao hơn theo mục **2.1** của EN 1997-1 + PLQG.

6.1.2 Gia cố nền bằng móng cọc

Thiết kế gia cố nền bằng móng cọc phải phù hợp với điều **6.1.1.1** và Phụ lục **A** của tiêu chuẩn này.

CHÚ THÍCH 1: Gia cố nền thường được sử dụng cho, nhưng không giới hạn, các tình huống thiết kế sau:

- Để tăng độ bền cho nền đất gần tới trạng thái giới hạn mà công trình đã nằm trên.
- Mở rộng nền móng xuống dưới để có thể thực hiện các công trình xây dựng và dân dụng; và
- Cung cấp khả năng chịu lực phù hợp để đảm bảo việc tăng tải trọng lên kết cấu hiện có.

CHÚ THÍCH 2: Hướng dẫn sử dụng gia cố nền có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 83 [2].

6.1.3 Móng bè cọc

CHÚ THÍCH: Có hai loại móng bè cọc khác nhau trong thực tế phổ biến: nhóm cọc gia cường cho bè và bè gia cường cho cọc.

6.1.3.1 Thiết kế của móng bè cọc phải phù hợp với điều **6.1.1.1** của tiêu chuẩn này, chương **6** – Móng nông và các phụ lục **D, G, H** của EN 1997-1 + PLQG.

CHÚ THÍCH 1: Các móng bè cọc thường được sử dụng cho nhưng không giới hạn ở các trường hợp sau:

- Để giảm thiểu độ lún tổng, và đặc biệt là lún lệch của nền móng;
- Để giảm mômen uốn và lực cắt trong các bè không có cọc; và
- Để giảm độ dày của móng bè.

CHÚ THÍCH 2: Hướng dẫn thiết kế móng bè cọc có thể tìm thấy trong Sổ tay ICE về công trình địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 56 [2].

6.1.3.2 Việc thiết kế các nhóm cọc gia cường cho bè phải đảm bảo rằng ứng suất bên trong cả cọc và bè không vượt quá phạm vi ứng xử đàn hồi.

6.1.3.3 Thiết kế bè gia cường cho cọc phải đảm bảo rằng tất cả các cọc đều huy động được sức chịu tải tối đa của chúng trước khi bè đạt đến trạng thái giới hạn về độ bền.

6.1.4 Đất đắp trên nền cọc

6.1.4.1 Thiết kế cọc được sử dụng trong đất đắp trên nền cọc phải phù hợp với điều **6.1.1.1**.

CHÚ THÍCH: Đất đắp trên nền cọc thường được sử dụng cho, nhưng không giới hạn, các tình huống sau:

- Để đỡ hạ tầng trên nền đất có cường độ thấp (ví dụ như phù sa);
- Để đỡ hạ tầng trên nền đất dễ lún (ví dụ như đất lấp rời rạc);
- Để đỡ hạ tầng trên nền đất dễ gãy vỡ (ví dụ địa chất hoàng thổ và castor); và
- Để đỡ hạ tầng trên các khu vực không ổn định (ví dụ đất dễ bị sụt lún do khai thác mỏ).

6.1.4.2 Thiết kế đất đắp phải phù hợp với BS 6031.

6.1.4.3 Việc thiết kế gia cố nền cho đất đắp trên nền cọc phải phù hợp với mục **8.3** của BS 8006-1:2010.

6.1.5 Nhóm cọc

CHÚ THÍCH 1: Nhóm cọc thường được sử dụng khi sức chịu tải của các cọc riêng lẻ không đủ để chịu tải từ kết cấu. Mặc dù nhóm cọc cung cấp khả năng chịu lực lớn hơn, nhưng chúng có thể hoạt động kém hiệu quả hơn so với cọc đơn lẻ, dẫn đến độ lún lớn hơn trong quá trình sử dụng do tương tác giữa các cọc trong nhóm.

CHÚ THÍCH 2: Hiệu ứng nhóm có thể được bỏ qua khi có ít hơn năm cọc trong nhóm và các cọc được đặt cách nhau không gần hơn ba lần đường kính giữa các tim cọc.

CHÚ THÍCH 3: Hướng dẫn về thiết kế nhóm cọc có thể tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 55 [2].

6.2 Cơ sở thiết kế móng cọc

Móng cọc cần được tính toán, thiết kế trên cơ sở:

- Các kết quả khảo sát địa chất công trình xây dựng;
- Tài liệu về động đất tại khu vực xây dựng;
- Các số liệu đặc trưng về chức năng, cấu trúc công nghệ đặc biệt của công trình và các điều kiện sử dụng công trình;
- Tải trọng tác dụng lên móng;
- Hiện trạng các công trình có sẵn và ảnh hưởng của việc xây dựng đến chúng;
- Các yêu cầu về sinh thái;
- So sánh kinh tế - kỹ thuật các phương án thiết kế khả thi.

6.2.1 Yêu cầu về thiết kế - Khảo sát và Dữ liệu địa kỹ thuật

6.2.1.1 Dữ liệu địa kỹ thuật cần được thu thập phù hợp với chương 3 - Dữ liệu địa kỹ thuật của EN 1997-1 + PLQG.

6.2.1.2 Cần đặc biệt chú ý đến các yêu cầu trong điều 3.1 của EN 1997-1 + PLQG.

CHÚ THÍCH: Tầm quan trọng và nội dung của khảo sát đất nền phụ thuộc vào tầm quan trọng của công trình, các điều kiện biến động của đất nền và các mô hình ứng xử thu được. Khối lượng khảo sát và mức độ phân tích, đánh giá có thể tham khảo thêm trong phụ lục B của tiêu chuẩn này.

6.2.1.3 Khảo sát địa kỹ thuật phải tuân thủ theo điều 3.2 của EN 1997-1 + PLQG.

CHÚ THÍCH: Nên tiến hành khảo sát địa kỹ thuật đến chiều sâu cần thiết, để nhận biết các lớp đất cũng như các điều kiện địa chất và địa chất thủy văn, thiết lập mô hình địa kỹ thuật của phạm vi khảo sát và xác định các giá trị đại diện của tính chất đất, đá cần thiết để kiểm tra các trạng thái giới hạn và quá trình thi công.

6.2.1.4 Khảo sát nền đất phải tuân thủ theo EN 1997-2 + PLQG và BS 5930. Thông tin về địa điểm xây dựng từ các số liệu đã sẵn có nên được sử dụng để bổ sung cho những khảo sát nền đất mới.

CHÚ THÍCH 1: Đối với thiết kế móng cọc, cần cung cấp những thông tin về phạm vi phân bố cùng tính chất cơ lý của mỗi lớp đất mà cọc xuyên qua, khả năng phát sinh lực ma sát âm lên cọc và đặc biệt là lớp đất, đá chịu lực dưới mũi cọc trong trường hợp sử dụng cọc chống.

CHÚ THÍCH 2: Đối với cọc chống mũi cọc đặt trên nền đá thì cần làm rõ mức độ phong hóa và nứt nẻ, chỉ số RQD, các tính chất vật lý cần thiết, sức kháng nén dọc trục của lõi đá. Trong một số trường hợp cần xác định sức kháng cắt, kháng tách vỡ của đá.

6.2.1.5 Đối với các công trình xây dựng có tầm quan trọng cao nằm trên nền đất có cấu trúc địa tầng biến động phức tạp thì cần phải bổ sung thêm công tác thăm dò địa vật lý để làm chính xác hơn cấu tạo địa tầng giữa các hố khoan. Trong trường hợp phát hiện được các lớp đất đặc thù hay quá trình địa chất nguy hiểm (castor, trượt ...) ở khu vực xây dựng cần phải cho số liệu về sự phân bố và mức độ của chúng.

CHÚ THÍCH: Khi có một hoặc một số quá trình và hiện tượng địa chất động lực công trình (động đất, lũ quét, lũ bùn đá, trượt lở, castor, ...), ngoài việc giải quyết các vấn đề nêu trên, cần tham khảo các tiêu chuẩn hoặc tài liệu tương ứng để thực hiện những khảo sát bổ sung.

6.2.1.6 Khoảng cách và độ sâu của các khảo sát địa chất phải phù hợp với điều khoản này và

mục **B.3** của EN 1997-2 + PLQG.

6.2.1.7 Số lượng các điểm khảo sát phải đủ để thiết lập các điều kiện nền và bất kỳ sự thay đổi nào trong các điều kiện đó, ở vùng lân cận của nền móng. Đánh giá cấp địa kỹ thuật, khuyến nghị số lượng điểm và khoảng cách khảo sát được cung cấp trong phụ lục **B**.

6.2.1.8 Đối với nhà thấp tầng (thấp hơn 10 tầng), số lượng điểm khảo sát được thực hiện (n) phải thỏa mãn điều kiện sau đây, trừ khi các nền đất có thể được chứng minh là đủ đồng nhất để giải thích cho một khoảng cách lớn hơn:

$$n \geq \begin{cases} 3 & \text{khi } A \leq 300\text{m}^2 \\ A/100\text{m}^2 & \text{khi } A \geq 300\text{m}^2 \end{cases} \quad (11)$$

Trong đó:

A là diện tích mặt bằng tính đến mép móng của nhà.

6.2.1.9 Trong trường hợp xây dựng nhiều công trình trên một lô đất, bất đẳng thức (11) có thể được áp dụng cho diện tích mặt bằng gộp chung của tất cả các công trình, miễn là nền đất có thể được chứng minh là đủ đồng nhất.

6.2.1.10 Đối với các tòa nhà cao tầng (từ 10 tầng trở lên) và công trình công nghiệp, số lượng và khoảng cách các điểm khảo sát được thực hiện phải phù hợp với mục **B.3** của EN 1997-2 + PLQG.

6.2.1.11 Đối với nhà thấp tầng, độ sâu khảo sát dưới mũi cọc dự kiến (z_a) phải đáp ứng yêu cầu tối thiểu sau:

$$z_a \geq \begin{cases} 0,5b_F \\ 3\text{m} \\ 3D_F \end{cases} \quad (12)$$

Trong đó:

D_F là đường kính của mũi cọc.

b_F là chiều rộng của hình chữ nhật ngoại tiếp nhóm cọc tạo thành móng ở mặt phẳng đi qua cao độ mũi cọc (theo phương cạnh nhỏ hơn trên mặt bằng).

6.2.1.12 Đối với các tòa nhà cao tầng và công trình công nghiệp, độ sâu khảo sát phải phù hợp với yêu cầu tối thiểu trong mục **B.3** của EN 1997-2 + PLQG, cụ thể là:

$$z_a \geq \begin{cases} 1b_F \\ 5\text{m} \\ 3D_F \end{cases} \quad (13)$$

6.2.1.13 Trường hợp đáy móng nằm trên hoặc gần đá gốc, độ sâu khảo sát có thể được giảm.

CHÚ THÍCH 1: Đối với móng cọc ma sát hoặc ma sát là chính, chiều sâu thăm dò nên vượt qua chiều sâu vùng hoạt động của móng khối quy ước dưới mũi cọc, tới độ sâu mà ứng suất của công trình truyền xuống nhỏ hơn hoặc bằng 15% ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra.

CHÚ THÍCH 2: Đối với cọc chống hoặc cọc có mũi chịu lực là chính, chiều sâu thăm dò không ít hơn 5m dưới mũi cọc. Đối với lớp chịu lực là đá nếu gặp dải vụn do đứt gãy hoặc hang động nên khoan xuyên vào trong lớp đá gốc không phong hóa ít nhất 3 m.

6.2.1.14 Khảo sát địa chất cho móng cọc phải phù hợp với các yêu cầu cụ thể của:

- EN 1536 cho cọc nhồi;
- EN 12699 cho cọc chiếm chỗ; và
- EN 14199:2015 cho cọc tiết diện nhỏ.

6.2.1.15 Khi khảo sát địa chất công trình để thiết kế móng cọc gia cường cho nhà và công trình cải tạo xây dựng lại, cần bổ sung công tác khảo sát nền móng và đo đạc chuyển vị của công trình. Ngoài ra, cần phải lập tương quan giữa số liệu khảo sát mới với hồ sơ lưu trữ (nếu có) để có nhận xét về sự thay đổi các điều kiện địa chất công trình và địa chất thủy văn do việc xây dựng và sử dụng công trình cũ gây nên.

6.2.2 Tình huống thiết kế

6.2.2.1 Các tình huống thiết kế của đồ án thiết kế móng cọc phải được lựa chọn và phân loại phù hợp với các nguyên tắc được định nghĩa trong điều **3.2** của EN 1990:2002 + PLQG:

- Tình huống thiết kế lâu dài;
- Tình huống thiết kế tạm thời;
- Tình huống thiết kế bất thường (hoặc sự cố);
- Tình huống thiết kế động đất;

6.2.2.2 Các tình huống thiết kế phải được xác định phù hợp với điều **2.2** của EN 1997-1 + PLQG trước khi bắt đầu tính toán thiết kế cho đồ án móng cọc.

6.2.2.3 Tiêu chí về chuyển vị cho phép của móng cọc phải được xác định trước khi thiết kế kích thước cọc, móng và kiểm tra các điều kiện bền.

CHÚ THÍCH: Tiêu chí về chuyển vị của móng cọc có thể quyết định đến việc lựa chọn loại cọc và mô hình tính toán.

6.2.2.4 Trong trường hợp móng cọc chịu tác động thay đổi nhanh của mực nước ngầm, các tình huống thiết kế dự kiến cần phải được phân tích một cách cụ thể. Đặc biệt là khi mực nước ngầm này được liên kết với mực nước của một vùng nước chịu sự thay đổi nhanh chóng về độ cao (lũ lụt, nước rút, thủy triều, v.v.).

6.2.2.5 Các trường hợp khác nhau của tải trọng khai thác cần phải được xem xét để định nghĩa tình huống thiết kế tạm thời bất lợi nhất đối với mỗi trạng thái giới hạn cực hạn.

6.2.2.6 Các tình huống thiết kế bất thường gắn liền với đặc thù của địa điểm xây dựng hoặc biện pháp thi công cần phải được tính đến.

6.2.3 Tổ hợp tác động

6.2.3.1 Hệ quả của các tác động phải được xác định bằng cách tổ hợp các tác động phù hợp với các quy định trong điều **6.4.3** của EN 1990:2002 + PLQG.

CHÚ THÍCH: Đối với mỗi tình huống thiết kế, trong quá trình xây dựng hay trong quá trình khai thác sử dụng, cần lưu ý đến trường hợp tải trọng và tổ hợp tải trọng bất lợi nhất khi kiểm tra đối với các trạng thái giới hạn tương ứng.

6.2.3.2 Đối với thiết kế móng cọc, cần lưu ý kể đến tác động của lực ma sát âm và lực đẩy ngang của đất. Các tác động này cần tách riêng trong tổ hợp với các hệ số riêng vì chúng không có tác dụng cộng dồn một cách tường minh với các tác động thay đổi khác.

6.2.3.3 Đối với thiết kế móng cọc kiểm tra theo theo trạng thái giới hạn cực hạn GEO và STR trong tình huống thiết kế lâu dài hoặc tạm thời có kể đến tác động của ma sát âm và lực xô ngang của đất, các hệ số riêng có thể được xem xét lấy như sau:

- Đối với ma sát âm: γ_{dd} lấy bằng 1,35 hoặc 1,125 sao cho hệ quả nội lực ra bất lợi nhất;

- Đối với áp lực của đất γ_{sp} lấy bằng 1,35 hoặc 0,675 sao cho hệ quả nội lực ra bất lợi nhất;

CHÚ THÍCH: Công thức tổ hợp có kể đến hiệu ứng ma sát âm và lực đẩy ngang của đất và cách thức tổ hợp trong các trường hợp bất lợi có thể tham khảo thêm trong phụ lục C của tiêu chuẩn này.

6.2.3.4 Đối với điều kiện kiểm tra về trạng thái giới hạn chuyển vị, thông thường chỉ thích hợp tổ hợp đồng thời các tác động tựa tĩnh với các tác động thường xuyên trong tổ hợp tác động.

6.2.4 Cân nhắc khi thiết kế

CHÚ THÍCH: Các lưu ý khi thiết kế và xây dựng cho móng cọc được đưa ra trong EN 1997-1. Các cân nhắc thiết kế được đưa ra trong điều khoản này là các ví dụ cụ thể hơn về các vấn đề có thể ảnh hưởng đến hoạt động của móng cọc trong quá trình xây dựng và sử dụng lâu dài.

6.2.4.1 Yêu cầu chung

6.2.4.1.1 Thiết kế móng cọc cần xem xét:

- Các lưu ý được đưa ra trong điều 7.4.2 của EN 1997-1 + PLQG;

- Khả năng có các khuyết tật của cọc và tác động của chúng đối với kết cấu;

- Khi sự chuyển dịch lớn của đất nền do sự trương nở hoặc co ngót của các lớp đất phía trên được dự báo, cần gia cường đầu cọc hoặc cấu tạo cốt thép để chống lại các lực tạo ra trong cọc (cọc cũng phải có đủ sức kháng ma sát bên dưới vùng đất trương nở để chống lại các lực nhỏ);

- Ảnh hưởng của các lớp đất / đá khác nhau bên dưới mũi cọc;

- Khả năng xảy ra các chuyển dịch của đất bên cạnh các khu vực đào và lấp gần các cọc.

- Khả năng xảy ra các lớp bị nghiêng hoặc có khe nứt trong đó lớp đệm hoặc các mặt phẳng khe nứt bị lún về phía hố đào hoặc chỗ lõm tự nhiên gây ra các vấn đề về ổn định do phá hoại dọc các mặt phẳng hoặc khe nứt;

- Khả năng lún của các công trình lân cận gây ra trong hoặc sau khi xây dựng nền móng;

- Dịch chuyển tổng thể của đất nền (ví dụ: do đào hoặc lấp hàng loạt, thay đổi mực nước, v.v.) có thể gây ra biến dạng của móng, tác dụng này có thể được cộng dồn với các lực truyền từ kết cấu phần thân để tạo thành nội lực trong móng.

CHÚ THÍCH: Các dịch chuyển của đất nền có thể theo phương ngang hoặc thẳng đứng tùy thuộc vào tình huống thiết kế.

6.2.4.1.2 Thiết kế móng cọc phải được sửa đổi khi cần thiết để tính đến bất kỳ sự thay đổi đáng kể nào so với ứng xử dự kiến của cọc trong quá trình hạ cọc hoặc bất kỳ sự thay đổi đáng kể nào từ điều kiện mặt đất dự kiến trong quá trình khoan cọc nhồi.

6.2.4.1.3 Khi sử dụng sơ đồ tính toán tương tác đồng thời hệ “công trình - nền” hoặc “móng - nền” cần kể đến những yếu tố cơ bản nhất xác định trạng thái ứng suất và biến dạng của nền và kết cấu công trình (các sơ đồ tĩnh định của công trình, đặc tính xây dựng, đặc điểm thể nằm của các lớp đất, các tính chất đất nền và khả năng thay đổi chúng trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình...).

6.2.4.1.4 Sơ đồ tính toán tương tác đồng thời phải được xây dựng theo cách, sao cho sai số sẽ nghiêng về phía dự trữ an toàn cho kết cấu công trình bên trên. Nếu sai số này không thể xác định trước thì cần xây dựng các phương án tính toán và xác định những tác động bất lợi nhất cho kết cấu công trình bên trên;

6.2.4.1.5 Khi sử dụng máy tính để tính toán móng cọc cần cân nhắc đến khả năng không xác định, liên quan tới chức năng của mô hình tính toán và việc chọn các thông số biến dạng và cường độ của đất nền. Để làm điều này, khi thực hiện các phép tính số để xác định sức kháng có thể của cọc đơn, của nhóm cọc và móng cọc - bè nên so sánh kết quả tính toán của từng phần tử của sơ đồ tính với kết quả theo phương pháp giải tích, cũng như so sánh các kết quả tính toán theo những chương trình địa kỹ thuật khác nhau.

6.2.4.2 Khoảng cách cọc

CHÚ THÍCH: Khả năng chịu tải của các cọc riêng lẻ bị giảm ở vùng lân cận của các cọc khác. Người ta thường hạn chế việc giảm khả năng chịu tải này bằng cách quy định khoảng cách tối thiểu giữa các cọc. Khoảng cách giữa các cọc khác nhau đối với "cọc ma sát" (lấy phần lớn khả năng chịu lực từ ma sát thành cọc) và đối với "cọc chống" (lấy phần lớn khả năng chịu lực của chúng từ mũi cọc).

6.2.4.2.1 Khi xem trên mặt bằng, (các) khoảng cách giữa các cọc ma sát phải thỏa mãn:

$$s \geq \begin{cases} 3D & , \text{nếu là cọc tròn} \\ P & , \text{nếu không phải là cọc tròn} \end{cases} \quad (14)$$

và của cọc chống:

$$s \geq \begin{cases} 2D & , \text{nếu là cọc tròn} \\ 2P / 3 & , \text{nếu không phải là cọc tròn} \end{cases} \quad (15)$$

Trong đó:

- P là chu vi của cọc lớn hơn của hai cọc liền kề; và
- D là đường kính ngoài của đường kính lớn hơn của 2 cọc liền kề.

6.2.4.2.2 Có thể sử dụng các khoảng cách cọc gần hơn nếu có thể chứng minh rằng bất kỳ sự gia tăng độ lún nào của các cọc phát sinh từ sự tương tác của chúng đều không dẫn đến việc vượt quá trạng thái giới hạn.

6.2.4.2.3 Khoảng cách cọc gần hơn có thể được sử dụng khi các cọc tạo thành một phần của

kết cấu giữ đất.

6.2.4.2.4 Việc lựa chọn khoảng cách cọc phải tính đến phương pháp thi công cọc, đặc biệt đối với cọc đóng (ép).

6.2.4.3 Tải trọng theo chu kỳ

Việc thiết kế móng cọc chịu tải trọng theo chu kỳ cần xem xét những điều sau:

- Suy giảm cường độ nền (dẫn đến các trạng thái giới hạn cực hạn bị vượt quá khi tải thấp hơn dự kiến từ các tính toán kiểm tra dựa trên cường độ tĩnh);
- Suy giảm độ cứng của nền đất, dẫn đến tích lũy dịch chuyển nền vĩnh viễn; và
- Khuếch đại tải trọng hoặc chuyển động do cộng hưởng.

CHÚ THÍCH: Tiêu chuẩn này không bao gồm hướng dẫn tính toán móng cọc chịu tải trọng động hoặc tuần hoàn, hướng dẫn về nền móng chịu tải trọng động và tuần hoàn có thể tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 60 [2].

6.2.4.4 Các cân nhắc về môi trường

Việc thiết kế móng cọc cần xem xét:

- Phát sinh và kiểm soát tiếng ồn và bụi trong quá trình xây dựng;
- Tạo ra, tái sử dụng và xử lý chất thải;
- Giảm thiểu lượng vật liệu được thải bỏ;
- Chất gây ô nhiễm xâm nhập vào nguồn nước (ví dụ, do kết quả của quá trình khoan);
- Cải tạo nền đất; và
- Lượng khí thải carbon của công trình và việc sử dụng công trình.

6.3 Phân tích địa kỹ thuật

CHÚ THÍCH: Tiêu chuẩn này chỉ đưa ra các quy định và khuyến cáo cho thiết kế móng cọc của các công trình thông thường thuộc cấp địa kỹ thuật loại 2. Đối với các công trình thuộc cấp địa kỹ thuật loại 3 (ví dụ các công trình có kết cấu phức tạp hay những công trình nằm trong vùng địa chất không phổ thông, phức tạp và có tính biến động cao), cần thiết phải có những phân tích cụ thể sâu hơn - Xem Phụ lục B.

6.3.1 Các tác động được giả định trong phân tích địa kỹ thuật nền móng phải tuân theo EN 1991 + PLQG.

6.3.2 Các tính toán thiết kế cho móng cọc phải dựa trên các nguyên tắc sau:

- Lựa chọn đối với mỗi trạng thái giới hạn các tình huống bất lợi nhất trong quá trình xây dựng và trong quá trình khai thác sử dụng phù hợp với các quy định của điều **6.2.2**;
- Xác định các tác động và sức bền có tính đến sự phát triển của các tác động, dữ liệu hình học và sự biến đổi tính chất của vật liệu (đất, đá ...);
- Lựa chọn tổ hợp tác động phù hợp với các quy định của điều **6.2.3**.

6.3.3 Đối với mỗi công trình nằm trên nền móng cọc, phải tính toán kiểm tra với trạng thái giới hạn cực hạn các nội dung sau:

- Sự ổn định của mỗi cọc và toàn bộ móng cọc đối với trường hợp phá hoại cục bộ của đất nền;

- Khả năng chống lại sự phá hoại của móng cọc;
- Sự ổn định của kết cấu đối với việc dịch chuyển của móng cọc;
- Sự ổn định tổng thể của toàn bộ móng cọc đối với trường hợp phá hoại tổng thể của đất nền.

6.3.4 Đối với mỗi móng cọc, cần thiết phải kiểm tra đối với trạng thái giới hạn sử dụng các nội dung sau:

- Chức năng của kết cấu nằm trên móng cọc được đảm bảo trong thời gian của tuổi thọ thiết kế đối với dịch chuyển của móng cọc (có nghĩa là các chuyển dịch theo phương đứng và ngang của móng cọc là phù hợp với các đòi hỏi của kết cấu nằm trên nó trong điều kiện làm việc bình thường);
- Tải trọng dọc trục thiết kế truyền vào cọc nhỏ hơn theo một tỷ lệ nào đó của tải trọng “tự biến” (được định nghĩa trong mục **11**);
- Nội lực dọc trục và ngang của móng cọc tương thích với các yêu cầu của tiêu chuẩn phù hợp đối với điều kiện làm việc của kết cấu.

6.3.5 Để phù hợp với điều **6.4.3.3 (4)** của EN 1990:2002 + PLQG, tổ hợp của các tác động đối với các tình huống thiết kế bất thường phải bao gồm bản thân tác động bất thường hoặc các tác động xảy ra sau sự kiện bất thường.

6.3.6 Ảnh hưởng của tải trọng động và tải trọng tuần hoàn đến hiệu suất của nền móng cần được xem xét.

6.4 Trạng thái giới hạn cực hạn

6.4.1 Yêu cầu chung

6.4.1.1 Thiết kế trạng thái giới hạn cực hạn của nền móng phải tuân theo điều **2.4.7** của EN 1997-1 + PLQG.

6.4.1.2 Cần thiết phải kiểm tra các tình huống thiết kế lâu dài và tạm thời bất lợi nhất trong quá trình xây dựng và quá trình khai thác sử dụng để đảm bảo rằng các trạng thái giới hạn cực hạn chỉ ra trong **Bảng 6** không xảy ra.

CHÚ THÍCH : Các trạng thái giới hạn cực hạn cần xét đến có liên quan đến trạng thái giới hạn về phá hoại hay về biến dạng quá mức của phần tử kết cấu hay đất nền (STR và GEO) và trạng thái giới hạn về đẩy nổi của kết cấu hay của nền đất gây ra bởi áp lực nước ngầm hay bởi các tác động thẳng đứng khác.

6.4.1.3 Trong một số trường hợp đặc biệt (công trình nằm ở vùng biển, đất chịu lực tác động dòng thấm nước ngầm hay mực nước ngầm thay đổi), phải áp dụng các biện pháp thi công thích hợp không phụ thuộc vào việc kiểm tra theo STR và GEO.

6.4.1.4 Cần xem xét tính đến các tình huống bất thường và tình huống động đất bất lợi nhất khi xảy ra.

6.4.1.5 Đối với mỗi trạng thái giới hạn cực hạn GEO hay STR, đều phải kiểm tra, tương ứng với phương án tiếp cận thiết kế 2, điều kiện $E_d \leq R_d$ trong đó E_d là giá trị thiết kế của hệ quả của các tác động và R_d là giá trị thiết kế của sức kháng tương ứng với tác động.

6.4.1.6 Hệ quả của các tác động phải được xác định với các tổ hợp tác động phù hợp với tình

huống tính toán (lâu dài hay tạm thời, bất thường, động đất).

6.4.2 Giá trị thiết kế của các thông số địa kỹ thuật

CHÚ THÍCH: Phụ lục quốc gia của EN 1997-1 lựa chọn phương pháp tiếp cận thiết kế 2 (tổ hợp M1) cho việc tính toán, thiết kế móng cọc. Do vậy, các hệ số riêng cho các đặc trưng cơ lý của đất đều lấy bằng 1.

6.4.2.1 Theo điều **2.4.5.2** của EN 1997-1 + PLQG, giá trị đặc trưng của thông số địa kỹ thuật nên được lựa chọn như một ước lượng thận trọng về giá trị “ảnh hưởng đến sự xuất hiện của trạng thái giới hạn”. Do đó, giá trị của φ'_k có thể được chọn làm giá trị đỉnh, giá trị tới hạn, giá trị dư hoặc giá trị trung gian (nếu thích hợp).

Bảng 6 - Kiểm tra cần thực hiện ở trạng thái giới hạn cực hạn đối với tình huống lâu dài và tình huống chuyển tiếp bất lợi nhất trong quá trình xây dựng và sử dụng

	Loại trạng thái giới hạn cực hạn (ULS)	Phương pháp tiếp cận thiết kế
Móng cọc dưới tác dụng của tải trọng dọc trục		
Khả năng chịu nén ^A	GEO	2
Khả năng chịu kéo ^{A,B}	GEO/UPL	2
Độ bền kết cấu ^C	STR	2
Móng cọc chịu tải trọng ngang		
Độ bền kết cấu	STR	2
Chuyển vị đỉnh cọc ^D	GEO	2
Nền đất tại vị trí xây dựng		
Ổn định tổng thể	GEO	2 (hoặc 3)
^A Kiểm tra có thể dựa trên nhiều cơ chế phá hoại (móng cọc đơn hay nhóm móng cọc). ^B Kiểm tra nhóm móng cọc có thể được xem như là một khối. ^C Theo tiêu chuẩn tính toán của vật liệu cấu thành móng cọc. ^D Kiểm tra theo điều kiện trạng thái giới hạn của kết cấu		

6.4.2.2 Các giá trị thiết kế của các thông số địa kỹ thuật phải phù hợp với điều **2.4.6.2** của EN 1997-1 + PLQG.

6.4.2.3 Khi góc ma sát hữu hiệu ứng với sức kháng cắt đỉnh là giá trị ảnh hưởng đến sự xuất hiện của trạng thái giới hạn, thì giá trị thiết kế của khả năng chống cắt (φ'_d) phải được đánh giá trực tiếp hoặc lấy từ:

$$\tan \varphi'_d = \frac{\tan \varphi'_{pk, k}}{\gamma_\varphi} \quad (16)$$

Trong đó:

$\varphi'_{pk, k}$ là giá trị đặc trưng của góc ma sát hữu hiệu ứng với sức kháng cắt đỉnh;
 và
 γ_φ là hệ số riêng được lấy là 1,25.

6.4.2.4 Nếu dự đoán rằng sức kháng cắt của đất sẽ giảm đáng kể sau khi chịu ứng suất đỉnh, cùng với chuyển vị đáng kể của đất, thì góc ma sát ứng với sức kháng cắt đỉnh không nên được chọn làm giá trị ảnh hưởng đến sự xuất hiện của trạng thái giới hạn.

6.4.2.5 Khi góc ma sát ứng với sức kháng cắt tới hạn là giá trị ảnh hưởng đến sự xuất hiện của trạng thái giới hạn, thì giá trị thiết kế của khả năng chống cắt (φ'_d) phải được đánh giá trực tiếp hoặc lấy từ:

$$\tan \varphi'_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\tan \varphi'_{pk, k}}{\gamma_\varphi} \\ \frac{\tan \varphi'_{cv, k}}{\gamma_{\varphi, cv}} \end{array} \right. \quad (17)$$

Trong đó:

- $\varphi'_{pk, k}$ và γ_φ đã định nghĩa trong công thức (16);
- $\varphi'_{cv, k}$ là giá trị đặc trưng của góc ma sát hữu hiệu ứng với sức kháng cắt tới hạn;
- $\gamma_{\varphi, cv}$ là một hệ số riêng có giá trị là 1,0.

6.4.2.6 Khi góc ma sát ứng với sức kháng cắt dư là giá trị ảnh hưởng đến sự xuất hiện của trạng thái giới hạn, thì giá trị thiết kế của khả năng chống cắt (φ'_d) phải được đánh giá trực tiếp hoặc lấy từ:

$$\tan \varphi'_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\tan \varphi'_{pk, k}}{\gamma_\varphi} \\ \frac{\tan \varphi'_{res, k}}{\gamma_{\varphi, res}} \end{array} \right. \quad (18)$$

Trong đó:

- $\varphi'_{pk, k}$ và γ_φ đã định nghĩa trong công thức (16);
- $\varphi'_{res, k}$ là giá trị đặc trưng của góc ma sát hữu hiệu ứng với sức kháng cắt dư;
- và
- $\gamma_{\varphi, res}$ là một hệ số riêng có giá trị là 1,0.

6.5 Trạng thái giới hạn sử dụng

CHÚ THÍCH 1: Trạng thái giới hạn sử dụng là tình trạng vượt quá các yêu cầu làm việc cụ thể đối với kết cấu hoặc nền móng không còn được đáp ứng. Các yêu cầu về khả năng làm việc bình thường đối với nền móng thường được thể hiện dưới dạng các tiêu chí hạn chế đối với việc lún xuống hoặc đẩy trôi.

CHÚ THÍCH 2: Đối với móng cọc, trạng thái giới hạn làm việc cần kiểm tra thường bao gồm:

- Tải trọng truyền xuống móng cọc nằm trong giá trị chấp nhận được đối với kết cấu của móng cọc (để tránh các vết nứt vượt quá giới hạn hay các vấn đề liên quan đến ăn mòn).
- Sự huy động của đất nền là đủ yếu dưới tác dụng của lực dọc trục để tránh việc chuyển dịch vượt quá giới hạn của kết cấu nằm trên móng cọc.

6.5.1 Thiết kế trạng thái giới hạn sử dụng của móng cọc phải tuân theo các điều **2.4.8**, **9.2** và **9.8** của EN 1997-1 + PLQG.

CHÚ THÍCH: Cần thiết phải kiểm tra tất cả các tình huống lâu dài và tạm thời bất lợi nhất trong quá trình xây dựng cũng như là khai thác sử dụng để trạng thái giới hạn sử dụng không xảy ra.

6.5.2 Trong quá trình xây dựng, kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng thường được kiểm tra với tổ hợp đặc trưng. Đối với trạng thái giới hạn sử dụng trong quá trình khai thác sử dụng phải kiểm tra với tổ hợp đặc trưng và tổ hợp tựa tĩnh.

6.5.3 Các giá trị giới hạn cho phép của chuyển vị móng phải được xác định trước khi nghiên cứu tính toán thiết kế móng cọc. Các giá trị khuyến cáo tham khảo trong phụ lục **D** của tiêu chuẩn này.

CHÚ THÍCH: Các giá trị của chuyển vị phụ thuộc vào các điều kiện đặc thù của dự án (độ nhạy của kết cấu). Có thể sử dụng các giá trị khác theo khuyến nghị của phụ lục **D**. Tuy nhiên, việc sử dụng các giá trị khác phải được cung cấp bởi các chuyên gia có kinh nghiệm trong lĩnh vực kết cấu.

6.5.4 Khi tính toán chuyển vị, cần phải được thực hiện bằng cách sử dụng một mô hình tính toán phù hợp với độ phức tạp của hình dạng của kết cấu và điều kiện đất nền. Trong mọi trường hợp, cần phải xem xét rằng kết quả của việc tính toán sự dịch chuyển chỉ cung cấp một chỉ số gần đúng về giá trị thực của chúng.

CHÚ THÍCH 1: Đối với những dự án thông thường, có thể chấp nhận xác định chuyển vị của móng cọc từ những nguyên tắc thực nghiệm hay từ kinh nghiệm có thể so sánh được hoặc bằng cách kiểm tra rằng tải dọc trục truyền xuống nhỏ hơn theo một tỷ lệ nhất định so với tải trọng “từ biến” (tải trọng giới hạn “chảy” - creep) của móng cọc - Xem mục **7.2** và mục **11**.

CHÚ THÍCH 2: Khi công trình chịu tác động ngang, hình dạng phức tạp, móng hỗn hợp, nên sử dụng các phương pháp số dựa trên mô hình tương tác nền và công trình.

CHÚ THÍCH 3: Khi có thể, kết quả của các phép tính chuyển vị phải được so sánh với các giá trị được quan sát từ kinh nghiệm thực tế tương đương.

6.5.5 Khi thích hợp, cần dự trù các biện pháp kiểm soát dịch chuyển móng cọc trong quá trình thi công và trong trường hợp cần thiết, chấp nhận áp dụng thêm phương pháp quan trắc.

CHÚ THÍCH: Khi một tiêu chí dịch chuyển thấp hơn độ chính xác của các phép tính được áp dụng, phương pháp quan trắc nên được sử dụng để đảm bảo rằng các trạng thái giới hạn của sự dịch chuyển không đạt được.

6.5.6 Thuật ngữ được sử dụng để mô tả chuyển động của móng phải tuân theo phụ lục **H (1)** và hình **H.1** của EN 1997-1 + PLQG.

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn về phản ứng của công trình đối với các dịch chuyển của đất nền có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập I, Chương 26 [1].

6.5.7 Cần đặc biệt xem xét đến độ lún lệch, vì điều này thường gây hại cho kết cấu hoàn thiện hơn độ lún tổng.

6.5.8 Cần xem xét bất kỳ tác dụng phụ nào mà độ lún tổng hoặc độ lún lệch của nền móng có thể có đối với các trạng thái sử dụng gắn vào kết cấu.

6.5.9 Nên tránh các kết cấu liên tục nhạy cảm với độ lún khi dự kiến độ lún chênh lệch lớn.

CHÚ THÍCH: Các kết cấu có thể được tách thành một số đơn vị độc lập nhỏ hơn để giảm thiểu ảnh hưởng của độ lún chênh lệch giữa chúng. Độ cứng của kết cấu khung có thể được giảm bớt bằng cách sửa đổi bất kỳ thanh giằng

chéo nào hoặc thay đổi các liên kết giữa khung và tấm ốp.

6.6 Thí nghiệm cọc

6.6.1 Các thí nghiệm tải trọng cọc phải tuân theo điều **7.5** của EN 1997-2 + PLQG và EN ISO 22477 (nếu thích hợp).

6.6.2 Tùy thuộc vào cách thức tác động vào cọc (kéo hay nén) và vào cấp địa kỹ thuật của công trình mà các thí nghiệm thử tải cọc được thực hiện để khẳng định lại các thông số thiết kế đã được lựa chọn.

6.6.3 Có nhiều cách thức thí nghiệm cọc được định nghĩa như sau:

- Thí nghiệm điều tra sơ bộ (thăm dò): thí nghiệm này thường dẫn đến phá hoại của cọc và nên được thực hiện trong quá trình thiết kế ban đầu của dự án theo cách để khẳng định lại tính khả thi của giải pháp thiết kế;
- Thí nghiệm kiểm tra sự phù hợp: thí nghiệm này thường được thực hiện cho đến khi phá hoại cọc và được thực hiện trước khi thi công cọc đại trà với mục đích kiểm tra các thông số thiết kế đầu vào;
- Thí nghiệm kiểm chứng: thí nghiệm này được thực hiện sau khi đã thi công xong cọc đại trà của công trình và được thí nghiệm với tải trọng không lớn hơn 150% SCT cọc dự thiết kế dự kiến.

CHÚ THÍCH: Cần tham khảo các tiêu chuẩn thí nghiệm thích hợp để xác định cụ thể các cấp gia tải cũng như thời gian giữ tải.

6.6.4 Số lượng thí nghiệm thử tải cọc phụ thuộc vào cấp hậu quả, cấp địa kỹ thuật của công trình và được điều chỉnh phù hợp theo số lượng khảo sát đất đã thực hiện. Kiến nghị về số lượng cọc thí nghiệm được đưa ra trong **Bảng B2** của phụ lục **B**.

7 Ứng xử của móng cọc và mô hình tính toán

CHÚ THÍCH: Mục này áp dụng cho việc thiết kế:

- Cọc nhồi bê tông tại chỗ;
- Cọc ép nhồi bê tông đổ tại chỗ;
- Cọc đúc sẵn, bằng bê tông, thép;
- Cọc tiết diện nhỏ;
- Cọc gia cường;
- Nhóm cọc.

7.1 Mô hình tính toán

7.1.1 Nguyên tắc chung

7.1.1.1 Lựa chọn mô hình tính toán phải phù hợp với trạng thái giới hạn đang được xét đến và mức độ phức tạp của bài toán thiết kế từ quan điểm ứng xử của kết cấu cũng như địa kỹ thuật.

CHÚ THÍCH 1: Nói chung, sử dụng một mô hình cân bằng giới hạn là thích hợp để nghiên cứu rủi ro phá hoại (theo mặc định) khả năng chịu lực của móng cọc hoặc để nghiên cứu độ ổn định của móng cọc "cứng" chịu một tải ngang ở đầu. Mô hình tương tác kết cấu - đất nền thường thích hợp nhất cho nghiên cứu móng cọc chịu tác động ngang (tính toán các nội lực trong móng cọc và sự dịch chuyển của nó). Các nguyên tắc chung cần được tôn trọng được

chỉ ra trong điều 7.2.1 dưới đây, được bổ sung bằng các chỉ dẫn trong các phần khác nhau dành riêng cho các trạng thái giới hạn khác nhau.

CHÚ THÍCH 2: Cần chú ý sử dụng các quy luật ứng xử của vật liệu một cách đơn giản vừa đủ sao cho không mâu thuẫn với các đặc tính đo được từ các thí nghiệm.

CHÚ THÍCH 3: Tương tự, trong trường hợp không có mô hình tính toán phức tạp hơn, cần kiểm tra sự ổn định của móng cọc từ các mô hình được đơn giản hóa cho phép liên kết các chuyển vị của phần đầu cọc cấu tạo nên móng với các lực tác dụng lên nó.

7.1.1.2 Trong mô hình tính toán tương tác cọc và đất nền, mũi cọc và đầu cọc của móng cọc phải được xem như mặc định ban đầu là tự do.

CHÚ THÍCH 1: Việc ngàm 1 phần ở chân cọc có thể được tính đến trong một số trường hợp nhất định (chân cọc ngàm vào trong đá hoặc tầng đất rất cứng).

CHÚ THÍCH 2: Các điều kiện liên kết khác giữa đầu cọc và kết cấu đài móng có thể được xét đến trong một số trường hợp nhất định.

7.1.1.3 Nếu chấp nhận giả thiết coi tải trọng truyền liên tục từ kết cấu phần thân xuống móng cọc, cần xét đến mô hình tương tác giữa móng cọc và kết cấu phần thân, độ cứng gây ra bởi kết cấu phần thân và các nội lực (lực dọc, lực ngang, mô men) truyền xuống móng.

7.1.2 Mô hình tính toán và trạng thái giới hạn

7.1.2.1 Phân tích, tính toán trạng thái giới hạn cực hạn chịu nén hay chịu kéo của móng cọc chịu thuần túy tải trọng dọc trục phải được thực hiện bằng các mô hình tính toán cân bằng giới hạn được nêu trong mục 8 và 9.

7.1.2.2 Phân tích, tính toán trạng thái giới hạn cực hạn của móng cọc chịu tác động của lực ngang (nội lực và biến dạng trong móng cọc) phải được thực hiện bằng mô hình tính toán tương tác cọc và nền được nêu trong mục 10 (trạng thái giới hạn cực hạn chịu tải trọng ngang), mục 11 (trạng thái giới hạn sử dụng) và mục 12 (độ bền kết cấu).

CHÚ THÍCH: Trong trường hợp hình dạng phức tạp hoặc công trình có cấp địa kỹ thuật 3, mô hình phần tử hữu hạn hoặc mô hình phần tử rời rạc có thể được sử dụng để đánh giá chuyển vị ở trạng thái giới hạn làm việc. Tuy nhiên, cần kiểm tra các ứng suất huy động trong mô hình số không vượt quá các giới hạn vật lý thông thường.

7.2 Cọc riêng lẻ chịu tải trọng dọc trục

7.2.1 Mô hình ứng xử

7.1.2.1 Để mô tả ứng xử của cọc đơn chịu tải trọng nén dọc trục, cần phải xác định 2 thông số sức kháng và thông số tải trọng sau (**hình 4**):

- Sức chịu tải cực hạn của khả năng chịu nén (sức chịu tải nén cực hạn) R_c ;
- Tải trọng “từ biến” chịu nén $R_{c, cr}$.

CHÚ THÍCH : Các giá trị R_c và $R_{c, cr}$ được xác định tương ứng với các quy định trong mục 8 và điều 11.2.2.

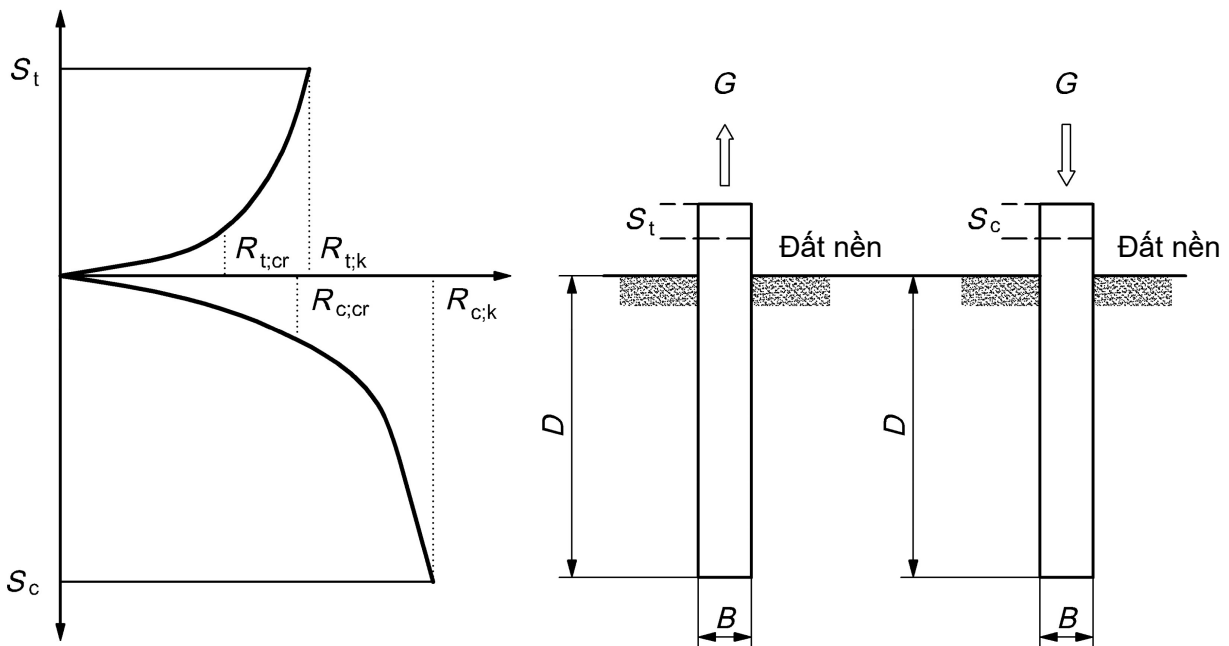
7.1.2.2 Để mô tả ứng xử của cọc đơn chịu tải trọng kéo dọc trục, cần phải xác định 2 thông số sức kháng và thông số tải trọng sau:

- Sức chịu tải cực hạn của khả năng chịu kéo (sức chịu tải kéo cực hạn) R_t ;
- Tải trọng “từ biến” chịu kéo $R_{t, cr}$.

CHÚ THÍCH : Các giá trị R_t và $R_{t,cr}$ được xác định tương ứng với các quy định trong mục 9 và điều 11.2.2.

7.1.2.3 Móng cọc có thể chịu các tác động nén và kéo đối với tất cả các tổ hợp tải trọng (ULS và SLS). Một số thí nghiệm cần được thực hiện trong quá trình thiết kế và quá trình thi công phụ thuộc vào loại tác động tác dụng lên móng cọc (nén hay kéo) và phụ thuộc vào cấp hậu quả cũng như là cấp địa kỹ thuật của dự án.

7.1.2.4 Đối với lực dọc trục, cần phải chấp nhận rằng, đối với tính toán của các tác động, móng cọc được ứng xử đàn hồi và tuyến tính trong trường hợp không có mô hình phức tạp hơn. Độ cứng dọc trục của cấu kiện cọc có thể được tính toán với giả thiết cọc không bị cản theo phương ngang và cọc đơn giản chống trên mũi cọc.



Hình 4 - Mô hình ứng xử của cọc đơn chịu tải trọng dọc trục chịu nén và chịu kéo

7.1.2.5 Cần xem xét đến thời gian tác động của tải trọng khi xác định độ cứng dọc trục của cọc đối với các tính toán khi chịu tác động dọc trục.

CHÚ THÍCH: Nên xác định, đối với thời gian tác động của tải trọng, ứng xử của vật liệu cấu thành móng cọc (mô đun ngắn hạn và dài hạn) và ứng xử của đất phụ thuộc vào điều kiện thoát nước và biến thiên của nó đối với từ biến.

7.2.2 Phương pháp thiết kế

7.2.2.1 Giá trị đặc trưng của khả năng chịu nén cực hạn $R_{c,k}$ và chịu kéo cực hạn $R_{t,k}$ phải được xác định từ một trong các phương pháp sau:

- Các kết quả thí nghiệm thử tải tĩnh dọc trục được thực hiện và diễn giải phù hợp với điều 7.5.2 của EN 1997-1.
- Các kết quả của trụ địa chất dựa trên các kết quả từ chỉ tiêu cơ lý (c , ϕ) được thực hiện và diễn giải phù hợp với các tiêu chuẩn hiện hành có liên quan với các mô hình tính toán đã được kiểm chứng và sử dụng quy trình “thay thế” được quy định trong mục 7.6.2.3 (8) của EN 1997-1.
- Các kết quả của trụ địa chất dựa trên các kết quả của thông số đất nền (từ thí nghiệm SPT,

CPT) được thực hiện và diễn giải phù hợp với các tiêu chuẩn hiện hành có liên quan với các mô hình tính toán đã được kiểm chứng và sử dụng quy trình “thay thế” được quy định trong mục **7.6.2.3 (8)** của EN 1997-1.

- Các kết quả thí nghiệm tải trọng động (mục **7.5.3** và **7.6.2.4** của EN 1997-1) được thực hiện đối với móng cọc và phù hợp với quy trình tính toán đã được kiểm chứng.

CHÚ THÍCH 1: Các phương pháp khác (ví dụ: từ ứng xử quan sát được của móng cọc tương tự, áp dụng công thức đóng cọc hay xác định thông qua phương trình truyền sóng) sẽ không được chỉ dẫn cụ thể trong tiêu chuẩn này.

CHÚ THÍCH 2: Cần nhắc lại là các thí nghiệm thử tải tĩnh cọc là bắt buộc trong những điều kiện cụ thể theo điều **7.5.1(1)** của EN 1997-1.

CHÚ THÍCH 3: Phương pháp đánh giá sức kháng dọc trục của cọc dựa trên các thông số sức kháng cơ bản của đất (c , φ) là phương pháp chính của tiêu chuẩn này, các phương pháp dựa trên các thông số đất nền từ kết quả của các thí nghiệm hiện trường như SPT và CPT chỉ mang tính chất so sánh kiểm chứng.

7.2.2.2 Các phương pháp dựa trên thí nghiệm đất ưu tiên sử dụng dữ liệu thu được từ kết quả thí nghiệm trong phòng dựa trên các mẫu đất thu thập được. Tuy nhiên, có thể sử dụng các loại dữ liệu khác (giá trị N của SPT, giá trị q_c của thí nghiệm CPT) để xác định các thông số sức kháng trong một số trường hợp cần thiết. Trong trường hợp này phương pháp tính toán và hệ số mô hình liên quan, có khả năng được sử dụng, phải được xác nhận bởi một tập hợp các thí nghiệm thử tải tĩnh của cọc được thực hiện trong các tình huống phản ánh kinh nghiệm có thể so sánh về địa hình và loại móng cọc. Ngoài ra, hệ số mô hình nên bao phủ sự phân tán kết quả thực nghiệm so với giá trị tính toán.

CHÚ THÍCH: Theo quy định của EN 1997-1, có thể hiểu móng cọc được thiết kế theo 2 quy trình như sau: quy trình “kiểm chứng” hoặc quy trình “trực tiếp” từ sức chịu tải cực hạn của thí nghiệm thử tải.

- Quy trình “kiểm chứng”: sức chịu tải cực hạn của cọc được xác định từ chỉ tiêu cơ lý của đất nền (hoặc từ thí nghiệm CPT, SPT), xác định sức chịu tải thiết kế của cọc theo phương pháp “thay thế”, thí nghiệm thử tải tĩnh cọc với lực thí nghiệm không lớn hơn 150% sức chịu tải thiết kế dự kiến (cọc chịu nén). Xác định lại giá trị sức chịu tải thiết kế dựa trên kết quả thí nghiệm.

- Quy trình “trực tiếp” từ sức chịu tải cực hạn của cọc theo thí nghiệm thử tải tĩnh phá hoại: Xác định sức chịu tải cực hạn của cọc từ chỉ tiêu cơ lý (hoặc từ thí nghiệm hiện trường SPT hoặc CPT) để lấy căn cứ dự trữ tải thí nghiệm cực hạn (phá hoại tương ứng với chuyển vị vượt quá giới hạn của cọc). Giá trị sức chịu tải thiết kế sẽ được lấy với các điều kiện kiểm tra ULS và SLS tương ứng

7.2.2.3 Căn cứ vào các điều kiện cụ thể của dự án, khuyến nghị sự lựa chọn giữa quy trình “kiểm chứng” và quy trình “trực tiếp”, để xác định lực sức chịu tải nén cực hạn đặc trưng $R_{c; k}$ và sức chịu tải kéo cực hạn đặc trưng $R_{t; k}$ từ kết quả thí nghiệm đất nền được thực hiện từ giai đoạn thiết kế sơ bộ.

7.3 Cọc riêng lẻ chịu tải trọng ngang

7.3.1 Tương tác đất – cọc

7.3.1.1 Cần thiết phải mô tả ứng xử của cọc đơn chịu tải trọng ngang bởi các liên hệ giữa chuyển vị, góc xoay tại đầu cọc với lực cắt và với mô men uốn tác dụng vào cọc.

7.3.1.2 Hai quy luật “phản ứng” cần được xác định, một là đối với tác động tác dụng dài hạn và hai là đối với tác động tác dụng ngắn hạn.

CHÚ THÍCH: Ở một độ sâu nhất định, các quy luật này, cục bộ, cung cấp mối liên hệ được xác định bởi hàm Φ giữa

chuyển vị ngang δ và mật độ tuyến tính của lực r sinh ra từ chuyển vị này. Quan hệ này được đánh giá như sau:

- $r = \Phi_v (\delta_v)$ đối với các tác động tác dụng dài hạn ;
- $r = \Phi_i (\delta_i)$ đối với các tác động tác dụng ngắn hạn.

7.3.2 Quy luật nội lực – chuyển vị đối với một loại tác động

7.3.2.1 Trong các trường hợp thông thường (Chú thích 1), chỉ được phép xem xét phần tuyến tính đầu tiên (“giả đàn hồi”) của các quy luật, với điều kiện kiểm tra (Chú thích 2), đối với các tổ hợp tác động được xét đến, rằng các phạm vi hiệu lực của quy luật không vượt quá trong các lớp đất được xét đến (Chú thích 3).

CHÚ THÍCH 1: Thông thường, lực va chạm bởi phương tiện giao thông hay tàu bè không thể được phân tích từ các quy luật đơn giản và cần thiết phải xem xét một quy luật không tuyến tính giữa nội lực và chuyển vị ngang.

CHÚ THÍCH 2: Những đơn giản hóa này giả định rằng việc phân bố các đặc tính tối thiểu theo luật ứng xử của đất dẫn đến các tác động bất lợi nhất trong mọi điểm trên kết cấu. Do vậy, nên đánh giá trong trường hợp nào thì các đơn giản hóa này có thể chấp nhận được.

CHÚ THÍCH 3: Quy luật tuyến tính có thể được thay thế bởi một quy luật không tuyến tính, với điều kiện đảm bảo rằng thêm chày dẽo không bao giờ vượt quá.

7.3.2.2 Khi tính toán các tác động, độ cứng chống uốn của móng cọc được xác định với các đơn giản hóa được cho phép bởi các quy tắc diễn giải của bê tông cốt thép ở trạng thái giới hạn có xét đến đối với móng cọc bê tông được cung cấp một lớp bảo vệ đủ dày.

7.3.2.3 Theo nguyên tắc chung, người ta chấp nhận rằng các chuyển vị ngang và các chuyển vị xoay ở chân của cọc đơn không huy động bất kỳ một “phản kháng” từ phía đất nền, có nghĩa là lực cắt và mô men uốn sẽ có giá trị bằng không tại các vị trí này.

CHÚ THÍCH 1: Mô hình hóa này được gọi là “đầu tự do” cho phép bỏ qua ma sát có thể hình thành giữa đất và chân cọc, cũng như là độ lệch tâm của lực dọc.

CHÚ THÍCH 2: Trong trường hợp móng cọc ngàm vào trong tầng đất rất cứng với các điều kiện được gọi là “khớp nối” hoặc “ngàm”, tùy theo chiều dài của đoạn ngàm, người ta vẫn giữ giải thuyết về điểm tự do trong tính toán lớp nền có độ cứng cao .

CHÚ THÍCH 3: Khi tương tác giữa đất nền và chân cọc là đáng kể (cọc barrette, cọc nhồi đường kính lớn, hoặc cọc ngắn), có thể phải xét đến các quy luật ứng xử phức tạp hơn.

7.3.3 Chuyển dịch ngang

7.3.3.1 Có thể tính toán chuyển vị ngang của móng cọc bằng bất kỳ mô hình nào sau đây, nếu thích hợp:

- Lý thuyết về độ đàn hồi (xem Phân tích và thiết kế móng cọc [17]);
- Đường cong p-y (xem Cọc đơn và nhóm cọc chịu tải trọng bên [18]);
- Mô hình phản ứng phụ;
- Mô hình số, bao gồm:
 - + Phương pháp nhân tố tương tác (xem Phân tích biến dạng dọc của nhóm cọc [19]);
 - + Phương pháp phần tử biên (xem Phân tích phi tuyến tính của nhóm cọc [20]);
 - + Phương pháp phần tử hữu hạn; hoặc là
- Các mô hình thích hợp khác không được liệt kê ở đây.

7.3.3.2 Do sự suy giảm nhanh chóng của độ cứng huy động với chuyển động của đầu cọc khi sử dụng mô hình đàn hồi tuyến tính và mô hình phản ứng phụ, nên ưu tiên phương pháp thay thế khi tính toán chuyển vị ngang của móng cọc.

7.3.3.3 Các điều kiện cục bộ gần mặt đất có thể có ảnh hưởng đáng kể đến phản ứng của từng cọc đối với tải trọng ngang.

7.3.3.4 Độ cố định đầu cọc có thể có ảnh hưởng đáng kể đến phản ứng của nhóm cọc đối với tải trọng ngang.

7.4 Ứng xử của nhóm cọc

7.4.1 Phạm vi áp dụng

7.4.1.1 Các yêu cầu của mục này chỉ áp dụng cho móng cọc được cấu tạo bởi một hay nhiều cọc thẳng đứng có cùng tiết diện.

CHÚ THÍCH: Trong trường hợp ngược lại, các điều chỉnh là cần thiết để mô tả rõ hơn nữa ứng xử của móng cọc.

7.4.2 Ứng xử dọc trục

7.4.2.1 Ứng xử dọc trục của nhóm cọc khác biệt rất rõ rệt với ứng xử của cọc đơn theo tiêu chí về khả năng chịu nén hoặc lực kéo và độ cứng dọc trục.

7.4.2.2 Phân tích ứng xử dọc trục của nhóm cọc đòi hỏi phải xét đến hai hiện tượng sau:

- Đầu tiên kể đến hiệu ứng thi công các cọc trong cùng một đài móng có kể đến khoảng cách nhỏ giữa các cọc.
- Thứ hai liên quan đến tương tác giữa các cọc với nhau trong quá trình chịu tải trọng.

7.4.2.3 Giá trị của khả năng chịu nén hay chịu kéo của một nhóm gồm n cọc khác với n lần khả năng chịu kéo hay chịu nén của 1 cọc riêng biệt. Các phương pháp cho phép xác định giá trị sức chịu tải nén hay kéo của nhóm cọc được quy định trong mục **8.3** và **9.3**.

7.4.2.4 Phân tích ứng xử của một nhóm cọc, về mặt chuyển vị, mô hình theo phương pháp phức tạp dựa trên sự phù hợp giữa chuyển vị của các cọc khác nhau cấu tạo nên nhóm cọc và đất xung quanh.

7.4.2.5 Các cọc trong nhóm cọc thường có độ cứng khác nhau tùy thuộc vào vị trí của cọc trong đài cọc. Nội lực phân phối cho các cọc có thể bị tăng lên đáng kể hoặc bị giảm đi so với một giá trị tương ứng với trường hợp các cọc có cùng 1 độ cứng.

7.4.3 Ứng xử theo phương ngang

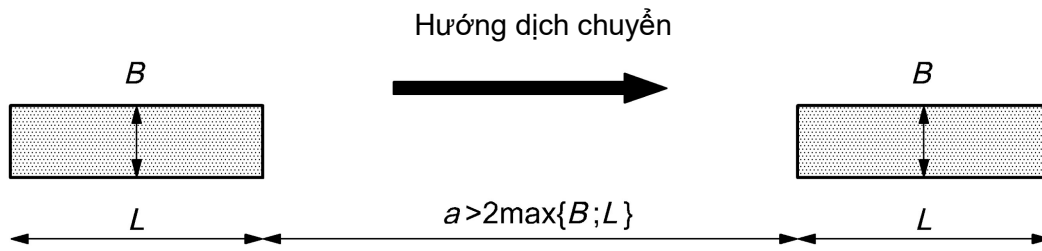
7.4.3.1 Có thể coi quy luật ứng xử ngang của n phần tử của móng cọc được đặt theo hướng chuyển vị ngang không bị cản trở nếu khoảng cách a giữa các phần tử này thỏa mãn điều kiện sau (**Hình 5** và **6**):

$$a \geq 2 \max \{B; L\} \quad (19)$$

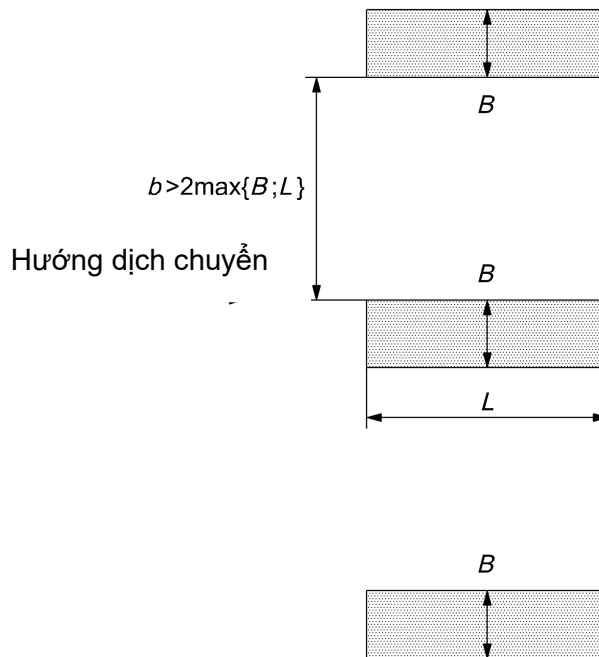
Trong đó:

B là chiều rộng lớn nhất của cọc được đo vuông góc với phương dịch chuyển;

L là chiều rộng của cọc được đo theo phương dịch chuyển.



Hình 5 - Điều kiện không can thiệp vào quy luật ứng xử ngang của các cọc được đặt dọc theo hướng dịch chuyển



Hình 6 - Điều kiện không can thiệp của quy luật ứng xử ngang của các cọc được đặt vuông góc với hướng dịch chuyển.

7.4.3.2 Có thể coi quy luật ứng xử ngang của n phần tử của móng cọc được đặt theo hướng vuông góc với chuyển vị ngang không bị cản trở nếu khoảng cách b giữa các phần tử này thỏa mãn điều kiện:

$$b \geq 2 \max \{B; L\} \tag{20}$$

Trong đó:

- B là chiều rộng lớn nhất của cọc được đo vuông góc với phương dịch chuyển;
- L là chiều rộng của cọc được đo theo phương dịch chuyển.

7.4.4 Ứng xử của đài cọc

7.4.4.1 Khi tính toán các tác động, có thể chấp nhận coi đài móng như một khối tuyệt đối cứng nếu thỏa mãn điều kiện sau:

$$h \geq d / 2,5 \quad (21)$$

Trong đó:

- h là chiều cao của đài móng
- d là khoảng cách lớn nhất giữa 2 tim cọc trong móng

7.4.4.2 Theo điều **7.6.2.2 (9)** của EN 1997-1, để có thể chấp nhận coi đài móng có đủ độ bền để truyền tải trọng từ “cọc yếu” sang “cọc tốt”. khi thiết kế cần đưa ra các trường hợp phân phối nội lực không đồng đều và dự trù tính toán, bố trí thép đài cọc đảm bảo để có thể truyền được một lượng tải trọng nào đó giữa các cọc.

7.5 Chuyển vị tổng thể của đất nền

7.5.1 Nguyên tắc

7.5.1.1 Chuyển vị tổng thể của đất nền xung quanh móng cọc sinh ra các lực tác động phải kể đến trong tính toán móng cọc.

CHÚ THÍCH: Do khó khăn trong việc hiểu rõ cường độ của các tác động này, trong thiết kế có thể em xét giảm chúng bằng cách lựa chọn mô hình thiết kế và các giai đoạn thi công phù hợp.

7.5.1.2 Các mô hình ứng xử được định nghĩa sau đây phải được tính đến khi hai điều kiện sau đây được kiểm tra:

- Móng cọc được cấu tạo bởi các cọc thẳng đứng giống nhau được nối với nhau bởi đài cọc cứng;
- Các chuyển vị của đất nền được gây ra bởi tải trọng của đất tại chỗ.

7.5.1.3 Trong các trường hợp khác, phải diễn giải từ các mô hình phù hợp hơn, thu được bằng cách chấp nhận các nguyên tắc được nêu ra trong các điều **7.5.2** và **7.5.3**.

7.5.2 Ma sát âm tác dụng lên cọc đơn

CHÚ THÍCH: Thuật ngữ "sự kéo xuống" được sử dụng trong tiêu chuẩn này để chỉ hiện tượng mặt đất xung quanh cọc lún xuống một lượng đáng kể so với đầu cọc. Sự kéo xuống đặc biệt liên quan đến cọc nằm trong đất sét có độ bền thấp hoặc trên đất thô bị bồi lấp hoặc hạ thấp mực nước ngầm.

Lực dọc trục bổ sung trong cọc do hạ xuống được gọi là "lực kéo xuống" và độ lún bổ sung của cọc được gọi là "độ lún kéo" (theo Cách tiếp cận thiết kế thực hành đối với cọc có ma sát âm [21]).

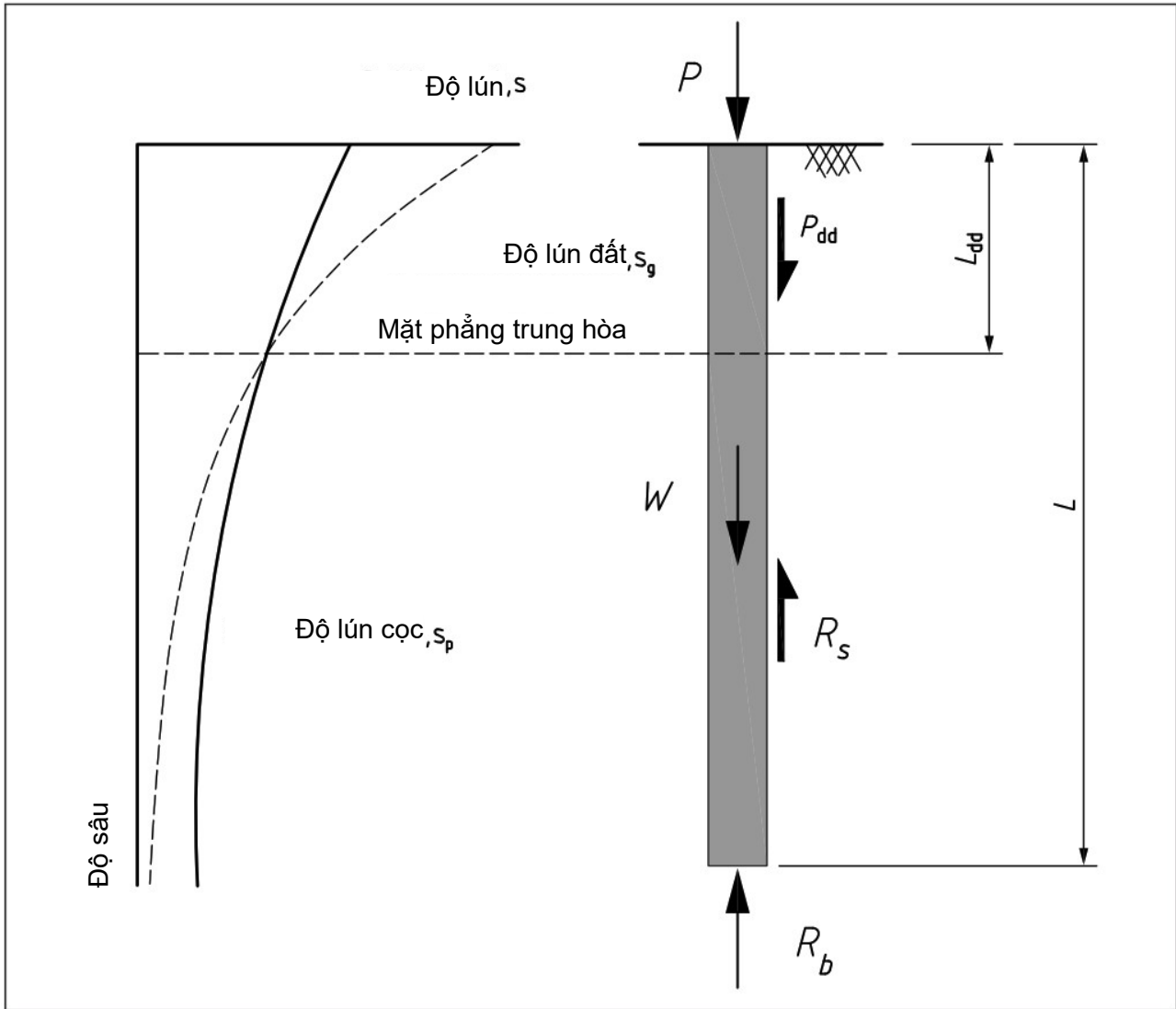
Một quan niệm sai lầm phổ biến cho rằng sự kéo xuống làm giảm khả năng chịu lực cực hạn của cọc. Trong nhiều tình huống, độ lún của cọc ở trạng thái giới hạn cực hạn là đủ để loại bỏ ảnh hưởng của sự sụt lún, dẫn đến không làm giảm sức kháng chịu lực cực hạn.

Mặc dù sự kéo xuống có thể ít ảnh hưởng đến khả năng chịu lực cực hạn của cọc, nhưng lực kéo xuống sẽ ảnh hưởng đến thiết kế kết cấu của cọc và độ lún kéo xuống ảnh hưởng đến khả năng sử dụng của nó.

Sự kéo xuống gây ra ma sát trên phần trên của cọc đóng vai trò như một lực bổ sung tác dụng lên cọc, thay vì như một lực cản. Bởi vì hướng (hoặc "dấu") của ma sát thành này bị đảo ngược so với quy chuẩn, nó thường được gọi là "ma sát âm".

Độ sâu mà tại đó không có dịch chuyển tương đối giữa cọc và mặt đất xung quanh được gọi là "mặt phẳng trung hòa". Mặt phẳng trung tính xảy ra khi độ lún của nền đất (s_g) ở một độ sâu cụ thể bằng độ lún của cọc (s_p) ở cùng độ sâu, như thể hiện trong **Hình 7**.

Độ sâu của mặt phẳng trung tính có thể được dự đoán bằng các phân tích độ lún đàn hồi tuyến tính đối với các cọc ma sát trong địa tầng có độ cứng tăng dần theo độ sâu.



Hình 7 - Mô hình tính toán cho hiệu ứng ma sát âm

7.5.2.1 Độ lún tương đối của đất so với móng cọc gây ra các lực ma sát xung quanh chu vi cọc hướng xuống dưới phải được tính đến trong thiết kế.

CHÚ THÍCH : Cường độ của các ứng suất này được gọi là ma sát âm có giá trị tăng theo thời gian đến giá trị lớn nhất khi kết thúc quá trình cố kết của đất. Trong một vài trường hợp, cần thiết phải xem xét thêm các hiệu ứng từ biến.

7.5.2.2 Trong trường hợp không có các mô hình khác, cường độ ứng suất của ma sát âm phải được xác định theo các chỉ dẫn được đưa ra trong mục **8.2.8**.

CHÚ THÍCH: Các mô hình đơn giản hơn nhưng không tối ưu so với các mô hình trong mục **8.2.8** có thể chứng minh đủ trong một số trường hợp.

7.5.2.3 Tổng ứng suất của ma sát âm trên các mặt của cọc nằm trên mặt phẳng trung tính cấu thành ma sát âm tổng trên một cọc đơn (**Hình 7**).

7.5.3 Ma sát âm tác dụng lên nhóm cọc

7.5.3.1 Khi mà ma sát âm là nhỏ, có thể chấp nhận giá trị của ma sát âm tác dụng vào một nhóm n cọc như là giá trị tổng của ma sát âm đối với các cọc đơn. Trong trường hợp lực ma

sát âm gây ra là đáng kể cần xem xét sử dụng các mô hình phức tạp hơn để xét đến ảnh hưởng của ma sát âm trong nhóm cọc.

7.5.3.2 Theo nguyên tắc chung, sức chịu tải cực hạn $R_{c, k}$ được ước lượng bằng cách giả thiết rằng lực ma sát dọc trục là bằng 0 trên toàn bộ chiều cao của vùng đất nén lún (gây ra ma sát âm), bao gồm cả lực ma sát dọc trục nằm dưới điểm trung hòa được xác định cho một cọc đơn.

7.5.4 Cộng dồn ma sát âm và các tải trọng gây ra bởi các tác động thay đổi

7.5.4.1 Trong trường hợp không có các mô hình đại diện hơn, phải chấp nhận các quy tắc cộng dồn ma sát âm với các tải trọng gây ra bởi các tác động thay đổi được chỉ dẫn trong điều **C.4** của phụ lục **C**.

7.5.5 Ứng xử của cọc đơn đối với chuyển dịch ngang của đất nền

7.5.5.1 Một chuyển dịch ngang của đất nền phải được đặc trưng bởi một hàm ký hiệu là $g(z)$ thể hiện mối quan hệ giữa chuyển vị phụ thuộc và chiều sâu.

CHÚ THÍCH: Khi không có các kết quả đo đại diện, việc lựa chọn hàm $g(z)$ có thể được tiến hành theo các mô hình đưa ra trong điều **7.3.3.1**.

7.5.5.2 Mặt khác, ứng xử của cọc phải được mô hình hóa theo các nguyên tắc đã được nêu ra trong điều **7.3.2** liên quan đến ứng xử ngang của của một cọc đơn đối với các tác động có thời gian tác dụng dài bằng cách xem xét các chuyển vị tương đối giữa cọc và đất nền thông qua mối quan: $r_v = \Phi_v (\delta_v - g)$.

7.5.5.3 Khi biên độ của chuyển vị ngang của đất nền đủ lớn, cần phân tích đến các ứng xử không tuyến tính.

7.5.5.4 Hệ quả của các tác động gây ra bởi chuyển vị ngang của đất nền $g(z)$ phải được ước lượng từ phương pháp mô hình tương tác kết cấu - đất nền. Hệ số riêng γ_{sp} được áp dụng đối với loại tính toán tác động này.

CHÚ THÍCH 1: Cần lưu ý khi có các chuyển vị của đất nền, quy luật ứng xử tương tác kết cấu – đất nền với các đặc trưng lớn nhất thường tạo ra các tác động bất lợi nhất. Khi đó, sẽ phù hợp khi lựa chọn Φ_i và Φ_v được định nghĩa trong điều **6.3.1 (2)**.

CHÚ THÍCH 2: Khi không có một mô hình đại diện hơn, các đặc trưng lớn nhất của quy luật tương tác kết cấu – đất nền được đánh giá theo các chỉ dẫn được đưa ra trong mục **10**.

CHÚ THÍCH 3: Mô hình hóa của móng cọc có thể tính đến ứng xử đàn dẻo của vật liệu.

7.5.5.5 Với điều kiện là các cọc trong móng đủ xa nhau để có thể coi như quy luật ứng xử theo phương ngang không bị can thiệp, ứng xử tổng thể của móng phải được suy ra từ các nguyên tắc được đưa ra trong mục **10**.

CHÚ THÍCH 1: Với các hiểu biết hiện tại, không thể đưa ra các chỉ dẫn chung khi mà điều kiện này không được đáp ứng.

CHÚ THÍCH 2: Không nên dự kiến các cọc gần nhau theo phương vuông góc với hướng dịch chuyển của đất nền.

7.5.5.6 Trừ khi có các quy định khác, phải chấp nhận sử dụng cùng một hàm $g(z)$ đối với tất cả các cọc trong cùng 1 móng.

8 Trạng thái giới hạn cực hạn chịu nén

8.1 Nguyên tắc chung

8.1.1 Sức chịu tải nén của móng cọc dưới tác dụng của tải trọng dọc trục phải được kiểm tra cả trong quá trình xây dựng cũng như là khi công trình hoàn thành.

CHÚ THÍCH: Mục này chỉ xem xét đến sức chịu tải của cọc theo đất nền dưới tác dụng của tải trọng nén. Độ bền kết cấu của cọc cũng được kiểm tra phù hợp với các tiêu chuẩn có liên quan về kết cấu và vật liệu. Trong một vài điều kiện của dự án (ví dụ như móng cọc tựa trong đá), sức chịu tải cọc theo vật liệu có thể nhỏ hơn sức chịu tải cọc theo đất nền.

8.1.2 Kiểm tra phải được tiến hành phù hợp với các quy định của:

- Mục 7.6 của EN 1997-1 (móng cọc chịu tải trọng dọc trục)
- Các mục 6.4, 7.2, 8.2 và 8.3 của tiêu chuẩn này.

CHÚ THÍCH: Việc kiểm tra cần được tiến hành theo phương pháp tiếp cận thiết kế 2 bằng cách sử dụng các tập hợp A1, M1 và R2 được định nghĩa trong các mục PL.2.4.1, PL.2.4.2 và PL.2.4.3.2 của phụ lục EN 1997-1 + PLQG, tương ứng với các tác động, thông số của đất nền và sức kháng.

8.1.3 Sức chịu tải nén của một cọc phải được xác định theo tiêu chí phá hoại thích hợp tương ứng với trạng thái giới hạn cực hạn của móng.

CHÚ THÍCH: Điều 7.6.1.1 (3) của EN 1997-1 + PLQG khuyến nghị rằng độ lún của đỉnh cọc bằng 10% đường kính mũi cọc được sử dụng làm tiêu chí phá hoại khi khó xác định trạng thái giới hạn cực hạn.

8.1.4 Lực nén dọc trục thiết kế ($F_{c,d}$) tác dụng lên một cọc đơn ở trạng thái giới hạn cực hạn của nó phải được tính toán từ:

$$F_{c,d} = \sum_i (\gamma_{F,i} \psi_i P_{c,k,i}) + \gamma_G W_k + \gamma_{dd} P_{dd,k} \quad (22)$$

Trong đó:

- $P_{c,k,i}$ là lực nén đặc trưng thứ i tác dụng lên cọc truyền xuống từ kết cấu;
- W_k là trọng lượng bản thân đặc trưng của cọc;
- $P_{dd,k}$ là lực nén đặc trưng bổ sung do ma sát âm, cho bởi công thức (50);
- ψ_i là hệ số tổ hợp tương ứng của lực thứ i ;
- $\gamma_{F,i}$ là hệ số riêng tương ứng của các tác động đối với lực thứ i ; và
- γ_G là hệ số riêng của các tác động lâu dài.
- γ_{dd} là hệ số riêng của lực ma sát âm (được lấy theo điều 6.2.3.3).

8.2 Sức chịu tải nén của cọc đơn

CHÚ THÍCH: EN 1997-1 cung cấp một số phương pháp để xác minh sức chịu tải nén cực hạn của từng cọc, bao gồm các phương pháp dựa trên:

- Thử tải tĩnh cọc;
- Kết quả thử nghiệm đất nền;
- Thí nghiệm động;
- Công thức đóng cọc; và

- Phân tích phương trình sóng.

Thực hành truyền thống của Việt Nam là xác minh sức chịu tải nén của một cọc riêng lẻ dựa trên tính toán từ chỉ tiêu cơ lý hoặc thông số của thí nghiệm hiện trường (CPT, SPT) bằng cách sử dụng kết quả thí nghiệm tĩnh cọc. Cách tiếp cận này được gọi là “quy trình thay thế” trong điều 7.6.2.3 của EN 1997-1 + PLQG.

8.2.1 Nguyên tắc

8.2.1.1 Để chứng minh được 1 cọc đơn chịu được tải trọng tính toán một cách an toàn thích hợp đối với phá hoại của đất nền, bất đẳng thức sau đây phải được thỏa mãn đối với tất cả các trường hợp tải trọng và tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn cực hạn:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad (23)$$

Trong đó:

$F_{c,d}$ là giá trị thiết kế của tải trọng nén dọc trục lên cọc

$R_{c,d}$ là giá trị thiết kế của sức chịu tải nén của cọc

CHÚ THÍCH 1: Cần lưu ý điều 7.6.2.1 (2) trong EN 1997-1 đối với việc bỏ qua hay phải xét đến trọng lượng riêng của cọc và áp lực đất phủ tại đáy móng.

CHÚ THÍCH 2: Cần lưu ý điều 7.6.2.1 (3) trong EN 1997-1 đối với việc kiểm tra điều kiện trên đối với cọc riêng lẻ và nhóm cọc. Sức chịu tải thiết kế là giá trị thấp hơn trong 2 trường hợp trên.

CHÚ THÍCH 3: Khi hiệu ứng ma sát âm được kể đến, tổ hợp các tác động cần phải xem xét để xác định $F_{c,d}$ được đưa ra trong các điều C.2.1 trong phụ lục C của tiêu chuẩn này.

8.2.1.2 Giá trị thiết kế của sức chịu tải nén ($R_{c,d}$) phải được xác định bằng một trong các công thức sau đây:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} \quad (24)$$

Hoặc

$$R_{c,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = R_{b,d} + R_{s,d} \quad (25)$$

Trong đó:

$R_{c,k}$ là giá trị đặc trưng của sức chịu tải nén cực hạn của cọc;

$R_{b,k}$ là giá trị đặc trưng của sức kháng mũi cực hạn của cọc;

$R_{s,k}$ là giá trị đặc trưng của sức kháng ma sát cực hạn của cọc;

$R_{b,d}$ là giá trị thiết kế của sức kháng mũi của cọc;

$R_{s,d}$ là giá trị thiết kế của sức kháng ma sát của cọc; và

$\gamma_t, \gamma_s, \gamma_b$ là các hệ số riêng tương ứng của $R_{c,k}, R_{s,k}$ và $R_{b,k}$.

CHÚ THÍCH: Các giá trị của hệ số riêng của sức kháng đối với các tình huống thiết kế lâu dài và tạm thời và tình huống thiết kế bất thường được quy định tại mục PL.2.4.3.2 trong PLQG của EN 1997-1.

8.2.1.3 Đối với tổ hợp ULS ở tình huống thiết kế động đất, do hệ số này không được quy định trong EN 1998-1 và EN 1998-5 nên giá trị của hệ số γ_t được xem xét lấy là 1,1 đối với sức chịu

tải nén của cọc.

8.2.2 Mô hình dựa trên thông số đất nền

CHÚ THÍCH: Một công thức cọc tĩnh dựa trên các thông số đất nền cung cấp một ước tính về sức chịu tải cực hạn của cọc. Độ chính xác của phương pháp phụ thuộc vào độ tin cậy của công thức đã chọn, dữ liệu cường độ đất mà nó được áp dụng và phương pháp hạ cọc.

8.2.2.1 Tổng quan

8.2.2.1.1 Sức chịu tải nén cực hạn của cọc có thể được tính toán từ các công thức cọc sử dụng các giá trị của các thông số đất nền thu được từ các thí nghiệm hiện trường hoặc trong phòng thí nghiệm về đất và đá.

8.2.2.1.2 Hệ quả của sự khác biệt giữa sức chịu tải cực hạn thực sự của cọc và giá trị tính toán của nó (có thể xảy ra, ví dụ, do sự khác biệt giữa điều kiện thực tế và điều kiện đất giả định) cần được xem xét khi có thể thấy trước một cách hợp lý.

8.2.2.1.3 Việc tính toán sức chịu tải nén cực hạn từ các thông số đất nền phải tuân theo “phương pháp thay thế” được nêu trong mục 7.6.2.3 của EN 1997-1 + PLQG.

8.2.2.1.4 Nếu sử dụng phương pháp này, thì giá trị đặc trưng của sức chịu tải nén cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{c,k}$) phải được tính như sau:

$$R_{c,k} = R_{s,k} + R_{b,k} \quad (26)$$

CHÚ THÍCH: Các hệ số tương quan ξ_3 và ξ_4 không áp dụng khi tính toán theo mô hình này. Số lượng các hố khoan phải đủ tin cậy theo thống kê để xác định các thông số sức kháng của đất nền (tham khảo phụ lục B).

8.2.2.1.5 Giá trị đặc trưng của sức kháng ma sát cực hạn ($R_{s,k}$) có thể được tính toán từ:

$$R_{s,k} = \frac{\sum_{j=1}^n (A_{s,j} \times q_{s,j})}{\gamma_{Rd}} \quad (27)$$

Trong đó:

- $A_{s,j}$ là tổng diện tích chu vi của thành cọc (ở lớp j);
- $q_{s,j}$ là lực kháng ma sát đơn vị cực hạn trung bình (ở lớp j) được tính toán từ các thông số đất nền;
- n là tổng số lớp tiếp xúc với thành cọc; và
- γ_{Rd} là hệ số mô hình.

8.2.2.1.6 Giá trị đặc trưng của sức kháng mũi cực hạn ($R_{b,k}$) có thể được tính toán từ:

$$R_{b,k} = \frac{A_b \times q_b}{\gamma_{Rd}} \quad (28)$$

Trong đó:

- A_b là tổng diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc;
- q_b là sức kháng mũi đơn vị cực hạn được tính từ chỉ tiêu đất nền; và

γ_{Rd} là hệ số mô hình.

8.2.2.1.7 Giá trị q_b trong một số trường hợp phải bao gồm cả phần phụ thêm do tổng áp lực của lớp đất phủ ở chân cọc.

8.2.2.1.8 Nếu trọng lượng bản thân của cọc được bỏ qua trong tính toán tác động, như cho phép trong điều **7.6.2.1 (2)** của EN 1997-1, thì áp lực lớp đất phủ nên được bỏ qua trong tính toán $R_{b,cal}$, sao cho:

$$R_{b,k} = \frac{A_b \times (q_b - \sigma_{v,b})}{\gamma_{Rd}} \quad (29)$$

Trong đó:

$\sigma_{v,b}$ là tổng áp lực của lớp đất phủ ở chân cọc.

8.2.2.1.9 Giá trị của hệ số mô hình γ_{Rd} phải tuân theo điều **PL.2.4.3.2** trong Phụ lục quốc gia của EN 1997-1 + PLQG.

CHÚ THÍCH: Giá trị của hệ số mô hình γ_{Rd} được đưa ra trong Phụ lục Quốc gia của EN 1997-1 + PLQG thay đổi tùy theo số lượng thí nghiệm nén tĩnh cọc có sẵn để chứng thực cho việc tính toán khả năng chịu lực. Thông tin cơ bản về mục đích của hệ số mô hình có thể được tìm thấy trong Giải mã Eurocode 7 [22] và Thiết kế cọc theo Eurocode 7 và Phụ lục Quốc gia: Phần 2 [23].

8.2.2.2 Đất thô

8.2.2.2.1 Trong đất thô, sức kháng ma sát đơn vị cực hạn trong lớp j ($q_{s,j}$) có thể được tính toán từ các thông số ứng suất hữu hiệu, như sau:

$$q_{s,j} = K_{s,j} \times \tan \delta_j \times \sigma'_{v,j} \quad (30)$$

Trong đó:

$K_{s,j}$ là hệ số áp lực đất (đối với lớp j) so với thân cọc;

δ_j là góc của mặt phân cách (còn gọi là “tường”) ma sát giữa cọc và lớp j ; và

$\sigma'_{v,j}$ là ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng trung bình tác dụng lên đất ở lớp j .

CHÚ THÍCH 1: Sức kháng ma sát cực hạn của cọc đóng trong đất hạt thô sẽ đạt đến giá trị giới hạn đối với chiều dài cọc vượt quá 20 lần đường kính cọc, hiện tượng tương tự như đối với sức kháng mũi cọc. Giá trị giới hạn phụ thuộc vào một số yếu tố (bao gồm cả phương pháp thi công, do tác động của mỗi ma sát). White và Lehane (2004) cung cấp một tài liệu tham khảo hữu ích cho điều này ngoài công trình được thực hiện bởi Jardine và cộng sự. (2005).

CHÚ THÍCH 2: Đối với các cọc dài trên đất hạt thô, để hạn chế ma sát bên tính toán đến các giá trị có thể đạt được: nên áp dụng giới hạn hợp lý đối với ma sát bên trung bình là 110 kN / m². Các giá trị vượt quá giá trị này có thể đạt được đối với các kỹ thuật thi công cọc khác nhau, nhưng lý tưởng nhất là phải được chứng minh bằng thử nghiệm tải trọng cọc phù hợp hoặc kinh nghiệm có liên quan trong các điều kiện đất nền tương tự.

8.2.2.2.2 Trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm đáng tin cậy, các giá trị của K_s có thể được lấy từ **Bảng 7**. Có thể sử dụng các giá trị thay thế của K_s , miễn là có bằng chứng đã được lập thành văn bản trước đó về hoạt động thành công của cùng một loại cọc trên nền đất tương tự điều kiện sử dụng các giá trị thay thế này.

8.2.2.2.3 Giá trị của δ có thể được ước tính từ:

$$\delta = \min \begin{cases} k_{\delta} \times \varphi'_{pk} \\ \varphi'_{cv} \end{cases} \quad (31)$$

Trong đó:

φ'_{pk} là góc kháng cắt đỉnh của đất;

φ'_{cv} là góc kháng cắt tới hạn của đất xác định theo 6.4.2.4; và

k_{δ} là hệ số không thứ nguyên.

8.2.2.2.4 Tùy thuộc vào phương pháp hạ cọc, sự hiện diện của lớp đất mịn bên trên lớp đất thô có thể ảnh hưởng xấu đến góc ma sát bề mặt của lớp đất thô bên dưới. Giá trị của δ nên được chọn một cách thích hợp trong trường hợp này.

Bảng 7 - Các giá trị đề xuất của K_s đối với cọc trong đất silica thô

Loại cọc		Loại đất	Hệ số K_s ^{A), B)}
Dịch chuyển lớn	Cọc bê tông đúc sẵn (đặc) Cọc thép hình, ống bịt mũ Cọc Bê tông ép nhồi	Tất cả	1,0 - 1,2
Dịch chuyển nhỏ	Cọc chịu lực bằng thép tiết diện chữ H Thép hình ống hở mũ Thép xoắn	Tất cả	80% giá trị dịch chuyển lớn
Thay thế ^{C)}	Cọc khoan liên tục (CFA)	Cát thô vừa sạch Cát mịn Cát bụi Phù sa và cát xen kẽ	0,9 0,7 - 0,8 0,6 - 0,7 0,5 - 0,6
	Cọc nhồi BTCT đổ tại chỗ Cọc tiết diện nhỏ ^{D)}		0,7

^{A)} Giá trị K_s có thể thay đổi do các chi tiết của phương pháp thi công cụ thể, lớp đất, áp lực nước ngầm và thời gian trôi qua giữa quá trình thi công và thử nghiệm.
^{B)} Giá trị K_s có thể được thay thế bằng dữ liệu thử nghiệm cọc tĩnh tại hiện trường, với điều kiện cung cấp tài liệu toàn diện (tức là dữ liệu thử nghiệm thực tế, diễn giải, điều kiện đất nền hiện trường, chi tiết lắp đặt cọc cụ thể, v.v.).
^{C)} Các giá trị lấy từ Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 54 [2].
^{D)} Các giá trị cao hơn của K_s có thể được sử dụng cho các cọc tiết diện nhỏ được bơm bằng vữa áp lực.

8.2.2.2.5 Trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm đáng tin cậy, các giá trị của k_{δ} có thể được lấy từ **Bảng 8**.

8.2.2.2.6 Trong đất thô, sức kháng mũi đơn vị hữu hiệu cực hạn (q'_{b}) có thể được tính toán từ các thông số ứng suất hữu hiệu, như sau:

$$q'_{b} = N_q \times \sigma'_{v, b} \quad (32)$$

Trong đó:

$\sigma'_{v,b}$ là ứng suất hữu hiệu thẳng đứng tại chân cọc; và

N_q là hệ số chịu áp lực phụ thuộc vào góc kháng cắt tới hạn của đất, φ_{cv} ; chỉ số độ chặt của đất, I_D ; và ứng suất hữu hiệu thẳng đứng tại chân cọc, $\sigma'_{v,b}$.

CHÚ THÍCH 1: Giá trị của N_q có thể thu được từ nhiều lý thuyết, bao gồm cả lý thuyết được đưa ra trong Khả năng chịu tải và biến dạng của móng cọc [24], Kỹ thuật đóng cọc (xuất bản lần thứ 3) [25], và Kỹ thuật nền móng [26] – Xem Phụ lục G.

CHÚ THÍCH 2: Sức kháng mũi của cọc trong lớp đất hạt thô đồng nhất sẽ không tiếp tục tăng tương ứng với độ sâu. Các nghiên cứu đã chỉ ra rằng sức kháng mũi sớm đạt đến giá trị giới hạn (Vesic, 1977), thường đối với chiều dài cọc vượt quá khoảng 20D (trong đó D là đường kính cọc tròn hoặc đường kính quy đổi của cọc chữ nhật có cùng tiết diện). Vì lý do này, sức kháng mũi thường được giới hạn một cách thận trọng trong khoảng từ 10 đến 15 MN / m² đối với cát hoặc chặt, tùy thuộc vào phương pháp thi công cọc, và khoảng một nửa giá trị này đối với cát hoặc sỏi có độ chặt trung bình.

CHÚ THÍCH 3: Các giá trị cao hơn có thể được thông qua dựa trên kết quả của thí nghiệm tải trọng cọc phù hợp hoặc kinh nghiệm thích hợp trong các điều kiện đất nền tương tự. Đối với các loại đất thô rời, rất ít sức kháng mũi có thể được huy động tại các chuyển vị đủ nhỏ đối với các yêu cầu thông thường của nền móng.

Bảng 8 - Các giá trị đề xuất của k_s cho cọc trong đất thô

Loại cọc		Hệ số k_s
Dịch chuyển lớn	Bê tông đúc sẵn (đặc) Thép hình ống đóng mũi	0,67
	Cọc ép nhồi	0,9
Dịch chuyển nhỏ	Cọc thép chịu lực tiết diện chữ H Thép hình ống hở mũi	0,67
	Cọc thép xoắn	0,67 ^{A)} hoặc 1,0 ^{B)}
Thay thế	Cọc khoan liên tục (CFA) Cọc nhồi bê tông đổ tại chỗ Cọc tiết diện nhỏ	1,0
<p>^{A)} Giá trị dọc theo ngoại vi của trục thép (ranh giới đất-thép).</p> <p>^{B)} Giá trị dọc theo ngoại vi của các vòng xoắn (ranh giới giữa đất với đất).</p>		

8.2.2.2.7 Chỉ số độ chặt, I_D , (được định nghĩa trong EN ISO 14688-2) có thể được ước tính từ kết quả của các thí nghiệm hiện trường (ví dụ: Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn, Thí nghiệm xuyên tĩnh) bằng cách sử dụng các mối tương quan được đưa ra trong EN 1997- 2.

8.2.2.3 Đất mịn

8.2.2.3.1 Trong đất mịn, sức kháng ma sát đơn vị trong lớp j ($q_{s,j}$) có thể được tính toán từ các thông số ứng suất hữu hiệu, như sau:

$$q_{s,j} = \beta_j \times \sigma'_{v,j} \quad (33)$$

Trong đó:

β_j là hệ số thực nghiệm (đối với lớp j); và

$\sigma'_{v,j}$ là ứng suất hữu hiệu thẳng đứng trung bình tác dụng lên đất ở lớp j .

8.2.2.3.2 Trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm đáng tin cậy, các giá trị của β đối với đất mịn có thể được ước tính từ (xem Ma sát trên cọc trong đất sét: cách tiếp cận cơ bản đơn giản [27] và Khả năng chịu lực và độ lún của móng cọc [28]):

$$\beta = \begin{cases} (1 - \sin \varphi) \tan \varphi & , \text{Đất sét cổ kết thường} \\ 1.5(1 - \sin \varphi) \tan \varphi \sqrt{R_0} & , \text{Đất sét quá cổ kết} \end{cases} \quad (34)$$

Trong đó:

φ là góc ma sát của đất; và

R_0 là tỷ số cổ kết của đất, được cho bởi $R_0 = p'_{v, \max} / p'_v$;

p'_v là ứng suất lớp đất phủ hữu hiệu; và

$p'_{v, \max}$ là ứng suất lớp đất phủ hữu hiệu lớn nhất mà đất phải chịu trước đó.

8.2.2.3.3 Ngoài ra, sức kháng ma sát đơn vị cực hạn trong lớp j ($q_{s, j}$) có thể được tính toán từ các thông số ứng suất tổng, như sau:

$$q_{s, j} = \alpha_j \times c_{u, j} \quad (35)$$

Trong đó:

α_j là hệ số thực nghiệm (đối với lớp j) phụ thuộc vào cường độ của đất, áp lực quá tải tác dụng lên nó, loại cọc và phương pháp thực hiện; và

$c_{u, j}$ là sức kháng cắt không thoát nước của đất ở lớp j .

CHÚ THÍCH: Công thức (35) là mối quan hệ thực nghiệm giữa cường độ kháng cắt không thoát nước được đo bằng cách lấy mẫu trước đây và thực hành thí nghiệm trong phòng thí nghiệm (ví dụ: thí nghiệm nén ba trục không thoát nước nhanh trên mẫu đường kính 100 mm) và dữ liệu thí nghiệm từ các thí nghiệm tải trọng cọc tĩnh sử dụng tải trọng duy trì.

8.2.2.3.4 Đối với các cọc nằm trong đất chịu sự giảm ứng suất (ví dụ, trong vùng ảnh hưởng của các hố đào sâu), chỉ nên sử dụng phương trình (35) nếu cho phép giảm ứng suất này.

8.2.2.3.5 Giá trị của α phải được thu thập từ các dữ liệu thực tế trước đây về tính năng chấp nhận được trong các thử nghiệm tải trọng tĩnh trên cùng một loại cọc có chiều dài và tiết diện tương tự và trong các điều kiện đất nền tương tự.

8.2.2.3.6 Trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm đáng tin cậy, các giá trị của α có thể được ước tính từ một trong các phương pháp nêu trong điều này (**8.2.2.3**).

8.2.2.3.7 Trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm đáng tin cậy, giá trị của α đối với cọc thay thế (ký hiệu là α_{repl}) có thể được ước tính từ:

$$0,4 \leq \alpha_{\text{repl}} = k_1 \left(1 - k_2 \log_e \frac{c_u}{p_{\text{ref}}} \right) \leq 1,0 \quad (36)$$

Trong đó:

c_u là sức kháng cắt không thoát nước của đất mịn;

p_{ref} là 100 kPa; và

k_1 và k_2 là các hệ số có giá trị tương ứng là 0,45 và 1,0.

8.2.2.3.8 Đối với các cọc thay thế trong lớp sét đóng băng, các giá trị của k_1 và k_2 trong phương trình (36) có thể được lấy tương ứng là 0,75 và 0,75 (xem Cọc trong ‘đất sét đá tảng’ và các sét tảng lẫn đóng băng khác [29]).

8.2.2.3.9 Đối với cọc nhồi trong đất sét cứng quá cố kết, với điều kiện để hồ lỗ khoan dưới 12 giờ, thì α_{repl} có thể được lấy là 0,5 (xem phần Nền móng No.1 [30]).

8.2.2.3.10 Có thể sử dụng các giá trị thay thế của α_{repl} , với điều kiện đã có bằng chứng được ghi nhận trước đó về sự làm việc ổn định của cùng một loại cọc trong điều kiện đất nền tương tự bằng cách sử dụng các giá trị thay thế này.

8.2.2.3.11 Trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm đáng tin cậy, các giá trị của α đối với cọc chiếm chỗ (ký hiệu là α_{disp}) có thể được ước tính từ:

$$\alpha_{disp} = 0,5 (c_u / \sigma'_v)^{-m} \quad (37)$$

Trong đó:

c_u là sức kháng cắt không thoát nước của đất mịn;

σ'_v là ứng suất thẳng đứng hữu hiệu (ứng suất lớp đất phủ) tác dụng lên đất; và

m là 0,25 đối với $c_u / \sigma'_v \geq 1$ và 0,5 đối với $c_u / \sigma'_v < 1$

8.2.2.3.12 Có thể sử dụng các giá trị thay thế của α_{disp} , với điều kiện đã có bằng chứng được ghi nhận trước đó về sự làm việc ổn định của cùng một loại cọc trong điều kiện đất nền tương tự bằng cách sử dụng các giá trị thay thế này.

8.2.2.3.13 Trong đất mịn, sức kháng mũi đơn vị cực hạn (q_b) có thể được tính toán từ các thông số ứng suất tổng, như sau:

$$q_b = N_c \times c_{u,b} \quad (38)$$

Trong đó:

N_c là hệ số chịu áp lực phụ thuộc vào độ sâu của mũi cọc; và

$c_{u,b}$ là sức kháng cắt không thoát nước của đất ở mũi cọc.

8.2.2.3.14 Trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm đáng tin cậy, giá trị của N_c có thể được tính từ:

$$N_c = 9 \times k_1 \times k_2 \quad (39)$$

Trong đó:

k_1 là một hệ số giải thích cho việc mũi cọc không được ngầm hoàn toàn; và

k_2 là hệ số tính đến độ cứng của lớp chịu lực.

8.2.2.3.15 Giá trị của k_1 trong phương trình (39) phải được tính từ:

$$k_1 = \frac{2}{3} \left(1 + \frac{L}{6B} \right) \quad (40)$$

Trong đó:

L là độ sâu ngàm của mũi cọc vào lớp chịu lực; và

B là bề rộng (hoặc đường kính) của cọc.

8.2.2.3.16 Giá trị của k_2 phải được lấy từ **Bảng 9**.

Bảng 9 - Các giá trị đề xuất của k_2 đối với cọc hạ trong đất mịn

Loại cọc	Sức kháng cắt không thoát nước của đất, c_u kPa	k_2	$9 \times k_2$
Cọc nhồi, CFA ^{A)}	≤ 25	0,72	6,5
	50	0,89	8
	≥ 100	1,0	9
Cọc đóng ^{B)}		1,11	10

^{A)} Giá trị dựa trên Báo cáo FHWA số NHI-10-016 [31]; k_2 có thể được nội suy cho các giá trị trung gian của c_u .
^{B)} Giá trị dựa trên Salgado [26].

8.2.2.4 Đá và khối đá

CHÚ THÍCH: Sức chịu tải của móng cọc trong đá phụ thuộc rõ rệt vào phương pháp hạ cọc và độ gồ ghề của hốc đá mà cọc nằm trong đó.

8.2.2.4.1 Các phương trình nêu trong điều này (**8.2.2.4**) không nên sử dụng để kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn của cọc trong đá, trừ khi các thông số được sử dụng đã được chứng thực bằng kết quả thử tải tĩnh cọc trên các cọc tương tự trong điều kiện đất nền tương tự.

CHÚ THÍCH: Các phương trình đưa ra trong điều này có thể được sử dụng cho thiết kế sơ bộ mà không cần thử nghiệm cọc.

8.2.2.4.2 Trong đá có độ cứng từ yếu đến trung bình, sức kháng ma sát đơn vị cực hạn (q_s) có thể được tính từ (xem Kỹ thuật đóng cọc (ấn bản thứ 3) [25]):

$$q_s = k_1 p_{ref} \left(\frac{q_u}{p_{ref}} \right)^{k_2} \quad (41)$$

Trong đó:

q_u là cường độ nén nở hông của đá;

k_1 và k_2 là các hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào đá và loại cọc; và

p_{ref} được cho trong **Bảng 5**.

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn về tính toán sức kháng ma sát đơn vị trong đá có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE về công trình địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 54 [2] và trong Báo cáo hiện đại: Phân tích và thiết kế [32] – Xem Phụ lục H.

8.2.2.4.3 Trong trường hợp không có dữ liệu thử nghiệm đáng tin cậy, các giá trị của k_1 và k_2 có

thể được lấy từ **Bảng 10**.

8.2.2.4.4 Trong đá có độ cứng từ yếu đến trung bình, sức kháng mũi đơn vị cực hạn (q_b) có thể được tính từ (xem Kỹ thuật đóng cọc (ấn bản thứ 3) [25]):

$$q_b = k_3 p_{ref} \left(\frac{q_u}{p_{ref}} \right)^{k_4} \quad (42)$$

Trong đó:

q_u là cường độ nén nở hông của đá; và

k_3 và k_4 là hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào loại đá; và

p_{ref} được cho trong **Bảng 5**.

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn về tính toán sức kháng mũi đơn vị trong đá có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 54 [2] và trong Báo cáo hiện đại: Phân tích và thiết kế [32] – Xem Phụ lục H.

Bảng 10 - Các giá trị đề xuất của hệ số k_1 đến k_4 đối với cọc trong đá

Loại đá	Hệ số k_1	Hệ số k_2	Hệ số k_3	Hệ số k_4
(Chung)	0,63 - 1,26 ^{A)}	0,5 ^{A)}	-	-
Đá mềm	1,0 - 1,29 ^{B)}	0,57 - 0,61 ^{B)}	-	-
Vật liệu xi măng	0,7 - 2,1 ^{C)}	0,5 ^{C)}	15 ^{C)}	0,5 ^{C)}

^{A)} Giá trị lấy trong Results of tests to determine shaft resistance of rock socketed drilled piers [33].
^{B)} Giá trị lấy trong A design method for drilled piers in soft rock [34].
^{C)} Giá trị lấy trong Drilled shaft side resistance in clay soil to rock [35].

8.2.2.4.5 Trong trường hợp không có dữ liệu thử nghiệm đáng tin cậy, các giá trị của k_3 và k_4 có thể được lấy từ **Bảng 10**.

8.2.2.4.6 Các giá trị từ k_1 đến k_4 phải được lựa chọn rất thận trọng, trừ khi có dữ liệu thử tải tĩnh cọc để chứng thực các giá trị ít thận trọng hơn.

8.2.2.4.7 Sức kháng ma sát đơn vị cực hạn và sức kháng mũi của cọc trong đá phần phải được xác định theo Báo cáo CIRIA C574, Chương 8 [N2].

CHÚ THÍCH 1: Hướng dẫn về móng cọc trong đá yếu có thể được tìm thấy trong Báo cáo nghiên cứu của CIRIA 181 [36] – Xem Phụ lục H.

CHÚ THÍCH 2: Hướng dẫn về trục cốt đá cho nền móng kết cấu đường cao tốc có thể tìm thấy trong Tổng hợp NCHRP 360 [37] – Xem Phụ lục H.

8.2.3 Mô hình dựa trên kết quả của các thí nghiệm hiện trường

CHÚ THÍCH: Tiêu chuẩn này đưa ra các phương pháp xác định sức chịu tải cọc theo thí nghiệm CPT và SPT chỉ mang tính chất so sánh và tham khảo. Phương pháp chính theo khuyến cáo của tiêu chuẩn vẫn là phương pháp dựa trên chỉ tiêu cơ lý của đất.

8.2.3.1 Nguyên tắc chung

8.2.3.1.1 Sức chịu tải cực hạn của móng cọc có thể được tính toán trực tiếp từ các kết quả thí nghiệm đất và đá (tức là không cần chuyển các kết quả đó sang các thông số đất) dựa trên các thí nghiệm hiện trường CPT, SPT, PMT

8.2.3.1.2 Việc tính toán sức chịu tải nén cực hạn từ các kết quả của các thí nghiệm đất nền phải tuân theo phương pháp thay thế được nêu trong điều 7.6.2.3 của EN 1997-1.

8.2.3.1.3 Nếu sử dụng phương pháp này, thì giá trị đặc trưng của sức chịu tải nén cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{c,k}$) phải được tính bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} (R_{c,calc})_{mean} / \xi_3 \\ (R_{c,calc})_{min} / \xi_4 \end{array} \right. \quad (43)$$

Trong đó:

- $(R_{c,calc})_{mean}$ là trị riêng trung bình sức chịu tải nén cực hạn theo tính toán;
- $(R_{c,calc})_{min}$ là trị riêng nhỏ nhất sức chịu tải nén cực hạn theo tính toán;
- ξ_3 và ξ_4 là các hệ số tương quan phụ thuộc vào số lượng các điểm thí nghiệm n

8.2.3.1.4 Sức chịu tải nén cực hạn được tính toán của một cọc riêng lẻ ($R_{c,calc}$) phải được xác định từ:

$$R_{c,calc} = R_{s,calc} + R_{b,calc} \quad (44)$$

Trong đó:

- $R_{s,calc}$ là sức kháng ma sát cực hạn theo tính toán; và
- $R_{b,calc}$ là sức kháng mũi cực hạn theo tính toán.

8.2.3.1.5 Sức kháng ma sát cực hạn theo tính toán ($R_{s,calc}$) có thể được xác định từ:

$$R_{s,calc} = \sum_{i=1}^n (A_{s,i} \times p_{s,i}) \quad (45)$$

Trong đó:

- $A_{s,i}$ là tổng diện tích chu vi của trục cọc (ở lớp i);
- $p_{s,i}$ là sức kháng ma sát đơn vị cực hạn (ở lớp i) thu được từ thí nghiệm hiện trường;
- n là tổng số lớp tiếp xúc với thân cọc.

8.2.3.1.6 Sức kháng mũi cực hạn được tính toán ($R_{b,calc}$) có thể được xác định từ:

$$R_{b,calc} = A_b \times p_b \quad (46)$$

Trong đó:

- A_b là tổng diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc; và

p_b là sức kháng mũi đơn vị cực hạn thu được từ thí nghiệm hiện trường.

8.2.3.1.7 Các giá trị của hệ số tương quan ξ_3 và ξ_4 phải được lấy theo bảng **PL.10** trong Phụ lục Quốc gia của của EN 1997-1 + PLQG.

8.2.3.2 Thí nghiệm xuyên tĩnh (Cone Penetration Test - CPT)

8.2.3.2.1 Sức chịu tải cực hạn chịu nén của cọc có thể được xác định trực tiếp từ thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) thông qua thông số cơ bản đặc trưng của thí nghiệm q_c . Giá trị này có thể đo được từ thí nghiệm CPT có mũi là cơ học hoặc mũi điện tử.

CHÚ THÍCH: Sự khác biệt giữa các thông số thu nhận được thí nghiệm CPT có mũi điện tử và mũi cơ học cần được kể đến trong tính toán thiết kế móng cọc.

8.2.3.2.2 Phương pháp này giả định sức kháng xuyên q_c được đo bằng cách sử dụng nón không có “váy”. Trong trường hợp ngược lại, giá trị sức kháng xuyên cơ học phải được hiệu chỉnh bằng cách chia cho một hệ số hiệu chỉnh có giá trị khoảng 1,3. Giá trị của hệ số hiệu chỉnh có thể cao hơn và do đó nên đảm bảo rằng nó là giá trị trước khi thực hiện điều chỉnh.

CHÚ THÍCH: Việc bỏ qua sự hiệu chỉnh này có thể dẫn đến thiết kế móng cọc bị thiếu và gây ra các hư hại nghiêm trọng hay ít nghiêm trọng đến kết cấu bên trên.

8.2.3.2.3 Phương pháp này chỉ áp dụng đầy đủ đối với các loại đất thông thường (đất có các chỉ tiêu cơ lý ít bị biến đổi).

CHÚ THÍCH: Các đặc tính cụ thể về ứng xử của đá không nằm trong phạm vi của phương pháp tính toán này. Cần phải đánh giá trường hợp nào nên được gọi là đá. Trong trường hợp nền đá thì cần thiết sử dụng phương pháp cụ thể dựa trên lý thuyết của cơ học đá.

8.2.3.2.4 Các công thức cụ thể và các mối quan hệ giữa sức kháng xuyên q_c với các thông số sức kháng ma sát đơn vị và sức kháng mũi đơn vị được quy định trong phụ lục **F**.

8.2.3.3 Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (Standard Penetration Test - SPT)

8.2.3.3.1 Sức chịu tải nén cực hạn của cọc có thể được xác định trực tiếp từ thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) thông qua thông số cơ bản đặc trưng là sức kháng xuyên tiêu chuẩn N_{SPT} . Giá trị này cần được hiệu chỉnh phụ thuộc vào năng lượng hiệu quả của thiết bị cũng như thao tác thi công trong một số trường hợp (thông thường hay dùng giá trị N_{60} tương đương với hiệu quả năng lượng của búa truyền xuống là 60%).

CHÚ THÍCH: Trong các thí nghiệm hiện trường (CPT, SPT, PMT ...) thì phương pháp thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn có độ tin cậy kém nhất do phụ thuộc vào quy trình thao tác, hiệu chỉnh kết quả.

8.2.3.3.2 Các mối tương quan của thông số đất nền với số búa N_{SPT} cần được xử lý thận trọng, vì giá trị đó là gần đúng và không áp dụng được rộng rãi trên toàn thế giới.

CHÚ THÍCH: Các chỉ tiêu ước tính từ mối quan hệ thực nghiệm thông qua chỉ số N_{SPT} cũng có độ tin cậy thấp (đặc biệt là đối với các lớp đất sét có độ nhạy cao).

8.2.3.3.3 Các công thức cụ thể và các mối quan hệ giữa sức kháng xuyên N_{SPT} với các thông số sức kháng ma sát đơn vị và sức kháng mũi đơn vị được quy định trong phụ lục **E**.

8.2.4 Mô hình dựa trên thí nghiệm nén tĩnh cọc

CHÚ THÍCH 1: Thí nghiệm nén tĩnh cọc thường được sử dụng để xác minh sức chịu tải được tính toán bằng cách sử dụng các thông số ước tính của đất nền. Đối với các dự án thuộc cấp địa kỹ thuật 3, tiêu chuẩn này khuyến cáo

nên xác định trực tiếp sức chịu tải của cọc từ kết quả thí nghiệm cọc thăm dò hoặc cọc phá hoại (điều 6.6.3)

CHÚ THÍCH 2: Thử tải tĩnh cọc kiểm tra không phù hợp để thiết kế cọc trong điều kiện nền đất thay đổi, nơi không thể xác định được sức kháng của các địa tầng khác nhau. Trong trường hợp này cần thiết phải thử tải cọc phá hoại có đặt thiết bị đo ứng suất và biến dạng để tính toán nội suy theo phương pháp thay thế.

8.2.4.1 Sức chịu tải cực hạn của cọc có thể tính toán trực tiếp từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc trong trường hợp thí nghiệm cọc phá hoại.

8.2.4.2 Việc tính toán sức chịu tải nén cực hạn từ các thí nghiệm nén tĩnh cọc phải tuân thủ theo điều 7.6.2.2 của EN 1997-1 + PLQG.

8.2.4.3 Nếu sử dụng phương pháp này, thì giá trị đặc trưng của sức chịu tải nén cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{c,k}$) phải được tính bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} (R_{c,m})_{\text{mean}} / \xi_1 \\ (R_{c,m})_{\text{min}} / \xi_2 \end{array} \right. \quad (47)$$

Trong đó:

- ξ_1 và ξ_2 là các hệ số tương quan phụ thuộc vào số lượng thí nghiệm n đã thực hiện;
- $(R_{c,m})_{\text{mean}}$ là sức chịu tải nén cực hạn trung bình đo được từ thí nghiệm cọc; và
- $(R_{c,m})_{\text{min}}$ là sức chịu tải nén cực hạn nhỏ nhất đo được từ thí nghiệm cọc.

8.2.4.4 Giá trị của các hệ số tương quan ξ_1 và ξ_2 phải được lấy từ bảng PL.9 trong phụ lục Quốc gia của EN 1997-1 + PLQG.

8.2.4.5 Phương pháp được sử dụng để xác định trạng thái giới hạn cực hạn của cọc có thể dựa trên bất kỳ tiêu chí nào sau đây:

- Tải trọng cực hạn được đo tại độ lún bằng 10% đường kính của cọc, theo khuyến nghị trong điều 7.6.1.1 (3) của EN 1997-1 + PLQG khi khó xác định trạng thái giới hạn cực hạn từ đường cong nén lún - tải trọng;
- Tiêu chí Chin [38], giả sử đường cong tải trọng độ lún của cọc là hyperbol; hoặc là
- Phương pháp của Fleming [39], giả định đường cong hyperbol của sức kháng ma sát và sức kháng mũi riêng biệt so với đường cong lún và sự co ngắn đàn hồi của cọc;
- Giới hạn của Davisson [40];
- Phương pháp độ dốc và tiếp tuyến của Butler and Hoy's [41].

CHÚ THÍCH: EN 1997-1 chỉ cung cấp các hệ số tương quan ξ_1 và ξ_2 với tiêu chí thứ nhất ở trên (tải trọng cực hạn xác định tại độ lún bằng 10% đường kính cọc).

8.2.5 Mô hình dựa trên thí nghiệm động

CHÚ THÍCH 1: Theo điều 7.6.2.4 (1) P của EN 1997-1 + PLQG, sức chịu tải cực hạn của cọc có thể được tính toán từ các thí nghiệm động với điều kiện là giá trị của kết quả “đã được chứng minh bằng các bằng chứng trước đó có tính năng chấp nhận được trong các thử nghiệm tải trọng tĩnh trên cùng một loại cọc có chiều dài và mặt cắt ngang nhau và trong các điều kiện đất nền tương tự”.

CHÚ THÍCH 2: Các thí nghiệm động chủ yếu được sử dụng để xác minh sức kháng được tính toán bằng cách sử dụng các thông số ước tính của đất. Thí nghiệm động không phù hợp để thiết kế cọc trong điều kiện nền đất thay

đôi, nơi không thể xác định được sức kháng do các địa tầng khác nhau cung cấp.

CHÚ THÍCH 3: Các thiết kế cọc chỉ dựa trên kết quả của các thí nghiệm động có thể không đáng tin cậy khi xảy ra hiệu ứng ma sát âm.

8.2.5.1 Việc tính toán sức chịu tải nén cực hạn từ các thí nghiệm va đập động phải tuân theo các quy định trong điều **7.6.2.4** của EN 1997-1 + PLQG.

8.2.5.2 Nếu sử dụng phương pháp này, thì giá trị đặc trưng của sức chịu tải nén cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{c,k}$) phải được tính bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} (R_{c,m})_{\text{mean}} / \xi_5 \\ (R_{c,m})_{\text{min}} / \xi_6 \end{array} \right. \quad (48)$$

Trong đó:

- ξ_5 và ξ_6 là hệ số tương quan phụ thuộc vào số lượng cọc thí nghiệm đã thực hiện;
- $(R_{c,m})_{\text{mean}}$ là sức chịu tải nén cực hạn trung bình đo được của cọc; và
- $(R_{c,m})_{\text{min}}$ là sức chịu tải nén cực hạn nhỏ nhất đo được của cọc.

8.2.5.3 Giá trị của các yếu tố tương quan ξ_5 và ξ_6 phải được lấy từ **Bảng PL.11** trong Phụ lục Quốc gia của EN 1997-1 + PLQG.

8.2.6 Mô hình dựa trên công thức đóng cọc

CHÚ THÍCH 1: Theo điều **7.6.2.5 (2) P** của EN 1997-1 + PLQG, sức chịu tải cực hạn của cọc có thể được tính toán từ các công thức đóng cọc động với điều kiện tính hợp lệ của các công thức đã được chứng minh “bởi bằng chứng thực nghiệm về tính năng chấp nhận được trong các thử nghiệm tải trọng tĩnh trên cùng một loại cọc, có chiều dài và mặt cắt ngang giống nhau và trong các điều kiện đất nền tương tự”.

CHÚ THÍCH 2: Tiêu chuẩn này không bao gồm các chỉ dẫn tính toán cụ thể khi xác định sức chịu tải cọc dựa trên công thức đóng cọc. Kỹ sư thiết kế cần tham khảo các tài liệu chuyên môn có liên quan.

8.2.6.1 Sức chịu tải cực hạn của cọc có thể được tính toán từ các công thức đóng cọc. Tuy nhiên, nên ưu tiên một phương pháp tính toán sức kháng khác.

8.2.6.2 Việc tính toán sức chịu tải nén cực hạn từ các công thức đóng cọc phải tuân theo các quy định trong điều **7.6.2.5** của EN 1997-1 + PLQG.

8.2.6.3 Nếu sử dụng phương pháp này, thì giá trị đặc trưng của sức chịu tải nén cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{c,k}$) phải được tính từ phương trình (48).

8.2.6.4 Nếu cọc có biểu hiện giảm sức kháng khi được điều chỉnh lại và sức kháng không tăng trở lại đáng kể, thì cần thận trọng khi áp dụng các công thức đóng cọc và ưu tiên thiết kế trên cơ sở **7.1.2.1** hoặc **7.1.2.2**.

8.2.6.5 Các công thức đóng cọc nên được sử dụng kết hợp với các phương pháp kiểm tra xác nhận khác, chẳng hạn như các công thức nêu trong **7.1.2.1**, **7.1.2.2** và **7.1.2.3**.

8.2.7 Mô hình dựa trên phân tích phương trình sóng

CHÚ THÍCH 1: Theo điều **7.6.2.6 (2) P** của EN 1997-1 + PLQG, sức chịu tải cực hạn của cọc có thể được tính toán từ phân tích phương trình sóng với điều kiện tính hợp lệ của phân tích đã được chứng minh “bằng các bằng chứng

trước đây có hiệu suất chấp nhận được trong các thử nghiệm tải trọng tĩnh trên cùng một loại cọc, có chiều dài và mặt cắt ngang giống nhau và trong các điều kiện đất nền tương tự”.

CHÚ THÍCH 2: Tiêu chuẩn này không bao gồm các chỉ dẫn tính toán cụ thể khi xác định sức chịu tải cọc dựa trên phân tích phương trình sóng. Kỹ sư thiết kế cần tham khảo các tài liệu chuyên môn có liên quan.

8.2.7.1 Sức chịu tải cực hạn của cọc có thể được tính toán từ phân tích phương trình sóng. Tuy nhiên, nên ưu tiên một phương pháp tính toán sức kháng khác.

8.2.7.2 Việc tính toán sức kháng tổng cực hạn từ phân tích phương trình sóng phải tuân theo EN 1997-1 + PLQG, điều **7.6.2.6**.

8.2.7.3 Nếu sử dụng phương pháp này, thì giá trị đặc trưng của sức kháng nén cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{c,k}$) phải được tính theo phương trình (48).

8.2.7.4 Phân tích phương trình sóng nên được sử dụng kết hợp với các phương pháp xác minh khác, chẳng hạn như các phương pháp nêu trong **7.1.2.1**, **7.1.2.2** và **7.1.2.3**.

8.2.8 Các thay đổi khi thiết kế cọc chịu lực ma sát âm

8.2.8.1 Giá trị đặc trưng của lực nén ($F_{c,k}$) tác dụng lên cọc khi chịu lực kéo xuống phải được tính từ:

$$F_{c,k} = P_{c,k} + W_k + P_{dd,k} \tag{49}$$

Trong đó:

$P_{c,k}$ là giá trị đặc trưng của lực nén của cọc do kết cấu;

W_k là giá trị đặc trưng của trọng lượng bản thân của cọc; và

$P_{dd,k}$ là giá trị đặc trưng của lực nén bổ sung do sự kéo xuống, cho bởi:

$$P_{dd,k} = \int_0^{L_{dd}} (C_s \times q_{s,k, sup}) dz \tag{50}$$

Trong đó:

L_{dd} là chiều dài cọc chịu tác động kéo xuống (xác định trên **Hình 7**);

C_s chu vi của thân cọc ở độ sâu z ; và

$q_{s,k, sup}$ là đặc tính "cận trên" (được định nghĩa bên dưới) của ma sát đơn vị ở độ sâu z .

8.2.8.2 Đặc tính “cận trên” của ma sát đơn vị ($q_{s,k, sup}$) nên được chọn với giá trị ước lượng trên một cách thận trọng của ma sát trung bình tác dụng trên toàn bộ đoạn cọc chịu lực kéo xuống.

CHÚ THÍCH: Ước tính “cận trên” một cách thận trọng của giá trị trung bình là ước lượng có xác suất bị vượt quá trong thời gian làm việc thiết kế là 5%.

8.2.8.3 Giá trị đặc trưng của sức kháng ma sát ($R_{s, dd, k}$) của cọc chịu lực kéo xuống phải được tính toán từ:

$$R_{s, dd, k} = \frac{\int_{L_{dd}}^L (C_s \times q_{s,k, inf}) dz}{\gamma_{Rd}} \tag{51}$$

Trong đó:

- L là tổng chiều dài của cọc;
 L_{dd} là chiều dài của cọc chịu sự kéo xuống (bằng độ sâu của mặt phẳng trung hòa được xác định trong **Hình 7**);
 C_s chu vi của thân cọc ở độ sâu z;
 $q_{s, k, inf}$ là đặc tính “cận dưới” (được định nghĩa bên dưới) của ma sát đơn vị ở độ sâu z;
 và
 γ_{Rd} là hệ số mô hình.

8.2.8.4 Ma sát thành đơn vị đặc tính “cận dưới” ($q_{s, k, inf}$) nên được chọn làm ước lượng thấp hơn một cách thận trọng của ma sát trung bình tác dụng trên chiều dài của cọc mà không chịu lực kéo xuống.

CHÚ THÍCH: Ước tính “cận dưới” một cách thận trọng của giá trị trung bình là ước lượng có xác suất không vượt quá trong thời gian làm việc thiết kế là 5%.

8.2.8.5 Giá trị đặc trưng của lực nén bổ sung do hiện tượng ma sát âm ($P_{dd, k}$) chỉ nên được đưa vào công thức (22) khi chuyển vị đầu cọc ở trạng thái giới hạn cực hạn của địa kỹ thuật nhỏ hơn độ lún dự kiến của mặt đất. Trong tình huống đó, sức kháng chịu lực của cọc cũng phải giảm tương ứng, để:

$$R_{c, d} = \frac{R_{b, k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s, dd, k}}{\gamma_s} \quad (52)$$

Trong đó:

$R_{s, dd, k}$ là giá trị đặc trưng của sức kháng ma sát của cọc khi chịu tác động kéo xuống do hiệu ứng ma sát âm, cho theo công thức (51); và các ký hiệu khác được định nghĩa trong công thức (25).

8.3 Sức chịu tải nén của nhóm cọc

CHÚ THÍCH 1: Với điều kiện đài cọc có đủ độ bền kết cấu để phân bố lại tải trọng dọc trục trong nhóm cọc, việc huy động toàn bộ sức kháng theo đất nền của một cọc riêng lẻ có thể xảy ra trong một nhóm cọc lớn (bao gồm 5 cọc trở lên) mà nhóm cọc không đạt đến trạng thái giới hạn cực hạn.

CHÚ THÍCH 2: Mục này chỉ giới hạn mô hình nhóm cọc đối với các móng có các cọc được bố trí dạng lưới vuông.

8.3.1 Sức chịu tải nén của một nhóm cọc cần được kiểm tra với giả thiết rằng các cọc riêng lẻ và đất nền giữa chúng hoạt động như một khối.

8.3.2 Trong trường hợp một hàng cọc được sử dụng để tạo thành tường chắn, cần đặc biệt chú ý đến khả năng phá hoại của hàng đó khi tường chắn chịu tải trọng thẳng đứng đáng kể.

8.3.3 Giá trị thiết kế của sức chịu tải nén cực hạn của nhóm cọc ($R_{group, c, d}$) phải được tính từ:

$$R_{group, c, d} = \min(R_{sum, c, d}; R_{block, c, d}; R_{row, c, d}) \quad (53)$$

Trong đó:

$R_{sum, c, d}$ là tổng các sức chịu tải nén cực hạn của tất cả các cọc riêng lẻ;

$R_{\text{block, c, d}}$ là sức chịu tải nén cực hạn của khối bao quanh nhóm cọc;

$R_{\text{row, c, d}}$ là sức chịu tải nén cực hạn của hàng cọc trong khối đó.

CHÚ THÍCH: Theo Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 53 [2]: Mô hình phá hoại nhóm cọc tham khảo **Hình 8**.

8.3.4 Giá trị thiết kế của sức chịu tải nén cực hạn của bãi cọc chịu tải trọng ngang lớn và / hoặc mômen có thể được tính theo cách khác:

$$R_{\text{group, c, d}} = R_{\text{sum, c, d}} \quad (54)$$

CHÚ THÍCH: Theo mục đích của điều này, một nhóm cọc được coi là “lớn” nếu nó bao gồm năm cọc trở lên và có đài cọc có thể phân bố lại tải trọng dọc trục cho cả nhóm.

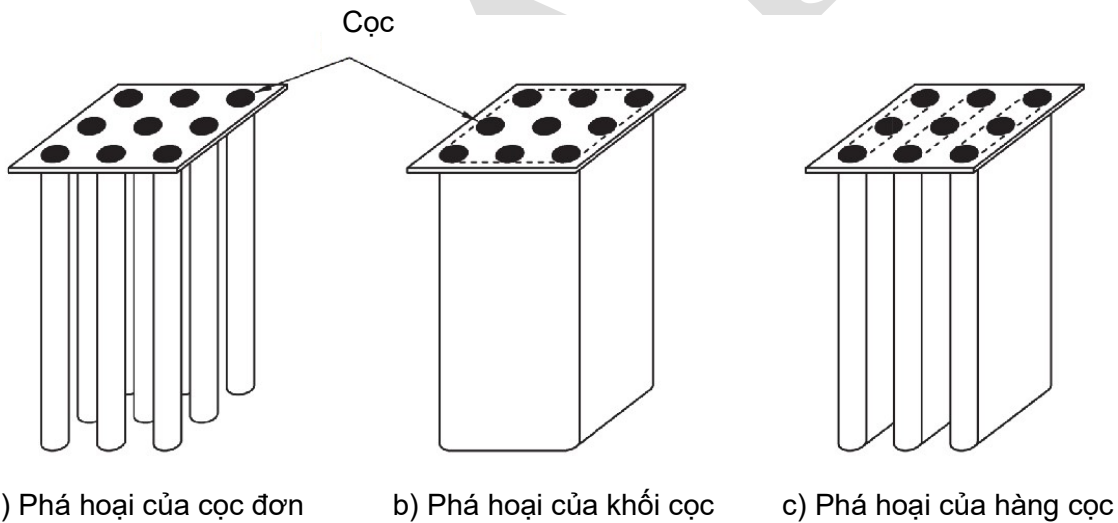
8.3.5 Tổng sức chịu tải nén cực hạn của các cọc riêng lẻ ($R_{\text{sum, c, d}}$) phải được tính toán từ:

$$R_{\text{sum, c, d}} = \sum_{j=1}^{j=n} (R_{\text{c, d}})_j \quad (55)$$

Trong đó:

$(R_{\text{c, d}})_j$ là giá trị thiết kế của sức chịu tải nén cực hạn của cọc j ; và

n là tổng số cọc trong nhóm.



Hình 8 - Mô hình phá hoại nhóm cọc

8.3.6 Đối với đất thô, giá trị thiết kế của sức chịu tải nén cực hạn của khối bao quanh nhóm cọc ($R_{\text{block, c, d}}$) có thể được tính từ:

$$R_{\text{block, c, d}} = \left(K_0 \times \bar{\sigma}'_v \times \tan \varphi \times A_s \times s_{\text{block}} \right) + \left(N_q \times \sigma'_{v, b} \times A_b \right) \quad (56)$$

Trong đó:

K_0 là hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ;

$\bar{\sigma}'_v$ là ứng suất tác dụng thẳng đứng trung bình qua mặt bên của khối;

φ là góc ma sát của đất;

- A_s là tổng diện tích xung quanh của khối (tức là chu vi của khối \times chiều dài cọc);
 N_q là hệ số tải trọng (Chú thích 1);
 s_{block} là hệ số hình dạng (Chú thích 2);
 $\sigma'_{v,b}$ là ứng suất tác dụng thẳng đứng tại đáy của khối; và
 A_b là tổng diện tích đáy của khối (tức là chiều rộng \times chiều rộng của khối).

8.3.7 Trong đất mịn, giá trị thiết kế của sức chịu tải cực hạn của khối bao quanh nhóm cọc ($R_{block, c, d}$) có thể được tính từ:

$$R_{block, c, d} = (\overline{c_{u,d}} \times A_s \times s_{block}) + (N_c \times c_{u,b,d} \times A_b) \quad (57)$$

Trong đó:

- $\overline{c_{u,d}}$ là giá trị thiết kế của sức kháng cắt không thoát nước trung bình của đất đối với mặt bên của khối;
 A_s là tổng diện tích xung quanh của khối (tức là chu vi của khối \times chiều dài cọc);
 N_c là hệ số tải trọng (Chú thích 3);
 s_{block} là hệ số hình dạng (Chú thích 4);
 $c_{u,b,d}$ là giá trị thiết kế của sức kháng cắt không thoát nước của đất ở đáy của khối; và
 A_b là tổng diện tích đáy của khối (tức là chiều rộng \times chiều rộng của khối).

CHÚ THÍCH 1: Hệ số tải trọng N_q đối với cọc trong đất thô được xác định theo công thức sau:

$$N_q = e^{\pi \times \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2) \quad (58)$$

Trong đó:

- φ là góc ma sát của đất rời, xác định theo 6.4.2.

CHÚ THÍCH 2: Hệ số hình dạng s_{block} đối với cọc trong đất thô được xác định theo công thức sau:

$$s_{block} = 1 + \frac{B}{L} \times \frac{N_q}{N_c} \quad (59)$$

Trong đó:

- B là chiều rộng của khối bao quanh nhóm cọc nếu hình chiếu của khối có dạng hình chữ nhật. Nếu hình chiếu của khối có dạng khác, B là giá trị chiều rộng quy đổi của khối;
 L là chiều dài của khối bao quanh nhóm cọc nếu hình chiếu của khối có dạng hình chữ nhật. Nếu hình chiếu của khối có dạng khác, L là giá trị chiều dài quy đổi của khối;
 N_c là hệ số chịu tải, được lấy theo công thức sau:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (60)$$

CHÚ THÍCH 3: Hệ số tải trọng N_c đối với cọc trong đất mịn được xác định theo công thức sau:

- Với đất mịn bão hòa nước:

$$N_c = \pi + 2 \quad (61)$$

- Với đất mịn không bão hòa nước: N_c xác định tương tự như đối với đất thô.

CHÚ THÍCH 4: Hệ số hình dạng s_{block} đối với cọc trong đất mịn được xác định theo công thức sau:

$$s_{\text{block}} = 1 + 0,21 \frac{B}{L} + 0,17 \times \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (62)$$

Trong đó:

B và L được xác định tương tự như trong đất thô;

D là chiều sâu của đáy khối móng (tương ứng với chiều sâu đặt mũi cọc).

CHÚ THÍCH 5: Giá trị thiết kế của sức chịu tải nén cực hạn của một hàng cọc trong khối ($R_{\text{row, c, d}}$) có thể được tính toán theo cách tương tự với toàn bộ khối, điều chỉnh A_s và A_b cho phù hợp.

CHÚ THÍCH 6: Ngoại trừ khi khoảng cách giữa các hàng có thể thay đổi hoặc tác dụng của lực hoặc mômen ngang lớn so với tác dụng của lực dọc, sức chịu tải nén của một hàng cọc thường không chi phối thiết kế và do đó có thể được bỏ qua.

9 Trạng thái giới hạn cực hạn chịu kéo

9.1 Nguyên tắc chung

9.1.1 Sức chịu tải kéo của móng cọc dưới tác dụng của tải trọng dọc trục phải được kiểm tra cả trong quá trình xây dựng cũng như là khi công trình hoàn thành.

CHÚ THÍCH: Mục này chỉ xem xét đến sức chịu tải kéo của cọc theo đất nền dưới tác dụng của tải trọng kéo. Độ bền kết cấu của cọc cũng phải được kiểm tra phù hợp với các tiêu chuẩn có liên quan về kết cấu và vật liệu.

9.1.2 Kiểm tra phải được tiến hành phù hợp với các quy định của:

- Mục **7.6.3** của EN 1997-1 (sức chịu tải kéo của cọc theo đất nền)
- Các mục **6.5**, **9.2** và **9.3** của tiêu chuẩn này.

CHÚ THÍCH: Việc kiểm tra GEO/STR cần được tiến hành theo phương pháp tiếp cận thiết kế 2 bằng cách sử dụng các tập hợp A1, M1 và R2 được định nghĩa trong các mục **PL.2.4.1**, **PL.2.4.2** và **PL.2.4.3.2** của phụ lục EN 1997-1 + PLQG, tương ứng với các tác động, thông số của đất nền và sức kháng.

9.1.3 Tính toán móng cọc chịu kéo phải phù hợp với các quy định đưa ra trong mục **8** nếu nó được áp dụng.

9.2 Sức chịu tải kéo của cọc đơn

CHÚ THÍCH: EN 1997-1 cho phép xác định sức chịu tải kéo cực hạn của từng cọc từ bất kỳ phương pháp nào sau đây:

- Công thức cọc tĩnh dựa trên các thông số đất nền;
- Công thức trực tiếp dựa trên kết quả của các thí nghiệm hiện trường; và
- Kết quả thí nghiệm tải trọng tĩnh dọc trục của cọc.

9.2.1 Nguyên tắc

9.2.1.1 Để chứng minh được 1 cọc đơn chịu được tải kéo tính toán một cách an toàn thích hợp đối với phá hoại của đất nền, bất đẳng thức sau đây phải được thỏa mãn đối với tất cả các

trường hợp tải trọng và tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn cực hạn:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \quad (63)$$

Trong đó:

$F_{t,d}$ là giá trị thiết kế của tải kéo dọc trục lên cọc;

$R_{t,d}$ là giá trị thiết kế của sức chịu tải kéo của cọc.

CHÚ THÍCH 1: Trong một số trường hợp, phá hoại của đất nền xảy ra khi cả một vùng nón bị nhổ lên (ví dụ trường hợp móng cọc mở rộng mũi). Các cơ chế phá hoại cần dự kiến là tương đối là phức tạp. Tuy nhiên, có thể dự kiến áp dụng các nguyên tắc của phân tích giới hạn bằng cách coi các xoắn ốc logarit như là các bề mặt phá hoại.

CHÚ THÍCH 2: Tiêu chuẩn này không đề cập đến trường hợp bất lợi của móng cọc khi chịu tải trọng chu kỳ hay tải trọng đảo chiều. Các tác động này có thể gây bất lợi đến sức chịu tải kéo giới hạn của cọc, nhưng chỉ được xem xét khi các điều kiện về tải trọng có thể gây ra những bất lợi nghiêm trọng. Khi đó khuyến cáo dùng các cọc dài (có nghĩa là chiều dài đủ để huy động sức kháng ma sát dọc trục đầu cọc mà không huy động ma sát đáng kể ở mũi cọc). Đối với những cọc như vậy, quá trình phát triển của ứng xử cọc diễn ra từ từ hơn ứng xử của các cọc “ngắn” (cọc mà chiều dài đủ ngắn để huy động đồng thời ma sát ở đầu và ở mũi cọc). Sau khi mô tả độ cứng dọc trục ban đầu, việc quan sát sự phát triển của độ cứng này mang đến những đảm bảo mà thường không thể mong đợi từ một tính toán sơ bộ. Phương pháp thực hành này đặc biệt thích hợp cho cọc đỡ gối tựa của cần trục tháp.

CHÚ THÍCH 3: Sức chịu tải kéo của nhóm cọc cũng cần phải được kiểm tra theo các khuyến cáo của mục 9.3.

CHÚ THÍCH 4: Đối với một phương pháp nhất định, hệ số mô hình $\gamma_{R,d}$ liên quan tới sức kháng kéo có thể khác với hệ số mô hình cho sức kháng nén, sự phân tán thường là lớn hơn trong trường hợp sức kháng kéo.

9.2.1.2 Giá trị thiết kế của sức chịu tải kéo của một cọc riêng lẻ ($R_{t,d}$) phải được xác định theo quy trình thay thế được đưa ra trong điều 7.6.3.3 của EN 1997-1 + PLQG, và phù hợp đối với các biểu thức (7.15 và 7.16) của tiêu chuẩn đó, cụ thể là:

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s,t}} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_{s,t}} \quad (64)$$

Trong đó:

$R_{t,k}$ là giá trị đặc trưng của sức chịu tải kéo cực hạn của cọc;

$R_{s,k}$ là giá trị đặc trưng của sức kháng ma sát cực hạn (được tính toán) của cọc; và

$\gamma_{s,t}$ là hệ số riêng tương ứng với $R_{t,k}$ được đưa ra theo điều PL.2.4.3.2 trong Phụ lục Quốc gia của EN 1997-1 + PLQG.

CHÚ THÍCH: Các giá trị của hệ số riêng đối với các tình huống thiết kế lâu dài và tạm thời và tình huống thiết kế bất thường được quy định tại mục PL.2.4 trong PLQG của EN 1997-1.

9.2.1.3 Đối với tổ hợp ULS ở tình huống thiết kế động đất, do hệ số này không được quy định trong EN 1998-1 và EN 1998-5 nên giá trị của hệ số γ_t được xem xét lấy là 1,15 đối với sức chịu tải kéo của cọc.

9.2.2 Mô hình dựa trên các thông số đất nền

9.2.2.1 Việc tính toán sức chịu tải kéo cực hạn của cọc từ các thông số đất nền phải tuân theo “phương pháp thay thế” được nêu trong điều 7.6.3.3 của EN 1997-1.

9.2.2.2 Khi sử dụng phương pháp này, giá trị đặc trưng của sức chịu tải kéo cực hạn của một

cọc riêng lẻ ($R_{t,k}$) phải được tính như sau:

$$R_{t,k} = R_{s,k} \quad (65)$$

Trong đó:

$R_{s,k}$ là giá trị đặc trưng của sức kháng ma sát cực hạn của cọc.

9.2.2.3 Sức kháng ma sát cực hạn đặc trưng ($R_{s,k}$) phải phù hợp với **8.2.2**.

9.2.2.4 Giá trị của hệ số mô hình γ_{Rd} phải được lấy từ điều **PL.2.4.3.2** trong Phụ lục Quốc gia của EN 1997-1 + PLQG.

9.2.3 Mô hình dựa trên kết quả của các thí nghiệm hiện trường (SPT, CPT)

9.2.3.1 Việc tính toán sức chịu tải kéo cực hạn từ các kết quả thử nghiệm tại hiện trường phải tuân theo phương pháp chính được đưa ra trong điều **7.6.3.3** của EN 1997-1.

9.2.3.2 Khi sử dụng phương pháp này, giá trị đặc trưng của sức chịu tải kéo cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{t,k}$) phải được tính bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$R_{t,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} (R_{t,calc})_{mean} / \xi_3 \\ (R_{t,calc})_{min} / \xi_4 \end{array} \right. \quad (66)$$

Trong đó:

ξ_3 và ξ_4 là hệ số tương quan phụ thuộc vào số lượng thí nghiệm được thực hiện;

$(R_{t,calc})_{mean}$ là trị riêng trung bình của sức chịu tải kéo cực hạn được tính toán của cọc;

$(R_{t,calc})_{min}$ là trị riêng nhỏ nhất của sức chịu tải kéo cực hạn được tính toán của cọc.

9.2.3.4 Sức chịu tải kéo cực hạn được tính toán của một cọc riêng lẻ ($R_{t,calc}$) phải được xác định từ:

$$R_{t,calc} = R_{s,calc} \quad (67)$$

Trong đó:

$R_{s,calc}$ là sức kháng ma sát cực hạn được tính toán.

9.2.3.5 Sức kháng ma sát cực hạn được tính toán ($R_{s,calc}$) phải phù hợp với **8.2.3**.

9.2.3.6 Giá trị của các hệ số tương quan ξ_3 và ξ_4 phải được lấy trong **Bảng PL.10** từ Phụ lục Quốc gia của EN 1997-1 + PLQG.

9.2.4 Mô hình dựa trên thí nghiệm tải trọng cọc tĩnh

9.2.4.1 Sức chịu tải kéo cực hạn của cọc có thể được tính toán trực tiếp từ các kết quả thí nghiệm tải trọng tĩnh dọc trục cọc.

9.2.4.2 Việc tính toán sức chịu tải kéo cực hạn từ các thử nghiệm tải trọng tĩnh dọc trục cọc phải tuân theo điều **7.6.3.2** của EN 1997-1.

9.2.4.3 Nếu sử dụng phương pháp này, thì giá trị đặc trưng của sức chịu tải kéo cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{t,k}$) phải được tính bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$R_{t,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} (R_{t,m})_{\text{mean}} / \xi_1 \\ (R_{t,m})_{\text{min}} / \xi_2 \end{array} \right. \quad (68)$$

Trong đó:

- ξ_1 và ξ_2 là hệ số tương quan phụ thuộc vào số lượng thử nghiệm được thực hiện;
- $(R_{t,m})_{\text{mean}}$ là trị riêng trung bình của sức chịu tải kéo cực hạn đo được của cọc;
- $(R_{t,m})_{\text{min}}$ là trị riêng nhỏ nhất của sức chịu tải kéo cực hạn đo được nhỏ nhất của cọc.

9.2.4.4 Giá trị của các hệ số tương quan ξ_1 và ξ_2 phải được lấy từ **Bảng PL.9** trong Phụ lục Quốc gia của của EN 1997-1 + PLQG.

9.3 Sức chịu tải kéo của nhóm cọc

9.3.1 Sức chịu tải kéo của một nhóm cọc phải được kiểm tra với giả thiết là các cọc riêng lẻ và đất nền giữa chúng đóng vai trò như một khối.

9.3.2 Giá trị thiết kế của sức chịu tải kéo cực hạn của nhóm cọc ($R_{\text{group}, t, d}$) phải được tính toán từ:

$$R_{\text{group}, t, d} = \min(R_{\text{sum}, t, d}; R_{\text{block}, t, d}; R_{\text{row}, t, d}) \quad (69)$$

Trong đó:

- $R_{\text{sum}, t, d}$ là tổng của sức chịu tải kéo cực hạn của tất cả các cọc riêng lẻ;
- $R_{\text{block}, t, d}$ là sức chịu tải kéo cực hạn của khối bao quanh nhóm cọc;
- $R_{\text{row}, t, d}$ là sức chịu tải kéo cực hạn của hàng cọc trong khối đó.

9.3.3 Tổng sức chịu tải kéo cực hạn của các cọc riêng lẻ ($R_{\text{sum}, t, d}$) phải được tính toán từ:

$$R_{\text{sum}, t, d} = \sum_{j=1}^{j=n} (R_{t,d})_j \quad (70)$$

Trong đó:

- $(R_{t,d})_j$ là giá trị thiết kế của sức chịu tải kéo cực hạn của cọc j;
- n là tổng số cọc trong nhóm.

9.3.4 Trong đất thô, giá trị thiết kế của sức chịu tải kéo cực hạn của khối bao quanh nhóm cọc ($R_{\text{block}, t, d}$) có thể được tính từ:

$$R_{\text{block}, t, d} = K_0 \times \overline{\sigma'_v} \times \tan \varphi \times A_s \times s_{\text{block}} \quad (71)$$

Trong đó:

K_0	là hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ;
$\bar{\sigma}'_v$	là ứng suất tác dụng thẳng đứng trung bình qua mặt bên của khối;
φ	là góc ma sát của đất;
A_s	là tổng diện tích xung quanh của khối (tức là chu vi của khối \times chiều dài cọc);
s_{block}	là hệ số hình dạng được chọn theo điều 8.3.6.

9.3.5 Trong đất mịn, giá trị thiết kế của sức chịu tải kéo cực hạn của khối bao quanh nhóm cọc ($R_{block, t, d}$) có thể được tính từ:

$$R_{block, t, d} = \bar{c}_{u, d} \times A_s \times s_{block} \quad (72)$$

Trong đó:

$c_{u, d}$	là giá trị thiết kế của sức kháng cắt không thoát nước trung bình của đất so với mặt bên của khối;
A_s	là tổng diện tích xung quanh của khối (tức là chu vi của khối \times chiều dài cọc);
s_{block}	là hệ số hình dạng được chọn theo điều 8.3.7.

9.3.6 Giá trị thiết kế của sức chịu tải kéo cực hạn của một hàng cọc trong khối ($R_{row, t, d}$) có thể được tính toán theo cách tương tự với toàn bộ khối, điều chỉnh A_s tương ứng.

CHÚ THÍCH: Ngoại trừ khi khoảng cách giữa các hàng có thể thay đổi hoặc tác dụng của lực hoặc mômen ngang lớn so với tác dụng của lực dọc, thì sức chịu tải kéo của một hàng cọc có thể được bỏ qua vì nó thường không chi phối thiết kế.

10 Sức chịu tải ngang

10.1 Nguyên tắc chung

10.1.1 Độ bền của móng cọc dưới tác dụng của tải trọng ngang phải được kiểm tra cả trong quá trình xây dựng cũng như là khi công trình hoàn thành.

CHÚ THÍCH: Kiểm tra đối với móng cọc chịu tải trọng ngang bao gồm việc tuân thủ trạng thái giới hạn liên quan đến vật liệu cấu thành móng cọc và của kết cấu đỡ và có thể về chuyển vị của móng cọc. Tuy nhiên, đối với một số dự án, chấp nhận giới hạn một ngưỡng của tác động sao cho không vượt quá dưới tác dụng của tải trọng ngang.

10.1.2 Kiểm tra phải được tiến hành phù hợp với các quy định của:

- Mục 7.7 của EN 1997-1 (móng cọc chịu tác động của tải trọng ngang)
- Các mục 6.4, 6.5, 10.2 và 10.3 của tiêu chuẩn này.

10.1.3 Hệ quả tác động của tải trọng ngang lên móng cọc phải được xác định theo phương pháp tiếp cận thiết kế 2 bằng cách sử dụng các tập hợp hệ số riêng A1, A2 và M1, M2 được định nghĩa trong các mục PL.2.4.1, PL.2.4.2 và PL.2.4.3 của phụ lục EN 1997-1 + PLQG, tương ứng với các tác động, thông số của đất nền. Độ bền kết cấu của móng cọc cần được kiểm tra phù hợp với các tiêu chuẩn có liên quan đến kết cấu và vật liệu.

10.1.4 Việc xác định nội lực trong móng cọc và các chuyển vị phải được gắn với việc kiểm tra

Ổn định của móng cọc dưới tác dụng của tải trọng dọc trục.

CHÚ THÍCH: Ví dụ, cùng một trụ địa chất giống nhau và đặc tính giống nhau của kết cấu móng cọc được sử dụng để kiểm tra tải trọng dọc trục nên được chấp nhận để xác định nội lực trong kết cấu và chuyển vị dưới tác dụng của tải trọng ngang.

10.1.5 Việc kiểm tra cọc đơn hay nhóm cọc phải được thực hiện đối với trạng thái ULS và SLS. Ở trạng thái ULS, cần phải kiểm tra rằng các trường hợp tải trọng đang xét đến (lực dọc N_d , lực cắt V_d và mô men M_d) là ở trạng thái bất lợi nhất.

CHÚ THÍCH 1: Tổ hợp tải trọng bất lợi nhất đối với nội lực uốn chưa chắc đã là bất lợi nhất đối với các tính toán đối với lực ngang.

CHÚ THÍCH 2: Ở trạng thái SLS, nên lưu ý đến giới hạn ứng suất của bê tông và bề rộng của vết nứt nhất là đối với tổ hợp tựa tĩnh.

10.1.6 Tính toán cọc tiết diện nhỏ chịu tải trọng ngang phải đặc biệt chính xác do biên độ thấp của chúng khi tiếp nhận lại tải trọng này. Đặc biệt, cần chú ý đến các khuyết tật lệch tâm.

10.2 Sức kháng ngang của cọc đơn

CHÚ THÍCH: Mặc dù điều 7.7.1 (2) P của EN 1997-1 + PLQG yêu cầu kiểm tra rằng một cọc đơn "sẽ kháng được tải trọng ngang thiết kế với độ an toàn thích hợp chống lại sự cố" nhưng không đưa ra chi tiết về các hệ số riêng nào là được áp dụng hoặc các giá trị được đề xuất.

10.2.1 Nguyên tắc

10.2.1.1 Giá trị thiết kế của sức chịu tải ngang cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{tr, d}$) phải được tính toán từ:

$$R_{tr, d} = \begin{cases} \text{func} \{ \varphi_d, \gamma_d, B, L, e, M_{Rd} \} & , \text{trong đất thô} \\ \text{func} \{ c_{u, d}, B, L, e, M_{Rd} \} & , \text{trong đất mịn} \end{cases} \quad (73)$$

Trong đó:

φ_d là giá trị thiết kế của góc ma sát của đất;

γ_d là giá trị thiết kế của trọng lượng riêng của đất;

$c_{u, d}$ là giá trị thiết kế của sức kháng cắt không thoát nước của đất;

M_{Rd} là giá trị thiết kế của khả năng chống uốn cực hạn của cọc; và các ký hiệu khác được định nghĩa trong công thức (75).

10.2.1.2 Các giá trị thiết kế của các thông số đất được sử dụng trong công thức (73) phải phù hợp với điều 2.4.6.2 của EN 1997-1 + PLQG, , với các hệ số riêng γ_{cu} , γ_φ , và γ_γ theo quy định trong Phụ lục Quốc gia của EN 1997-1 + PLQG cho Phương pháp Tiếp cận Thiết kế 2.

10.2.1.3 Cần xem xét ảnh hưởng của dịch chuyển trên mặt đất đến lực cản ngang của một cọc riêng lẻ.

10.2.2 Mô hình dựa trên các thông số đất nền

10.2.2.1 Yêu cầu chung

CHÚ THÍCH: EN 1997-1 khuyến cáo rằng các cơ chế phá hoại sau đây nên được xem xét khi kiểm tra khả năng

kháng lực ngang của một cọc riêng lẻ:

- Đối với cọc ngắn, quay hoặc dịch như một thân cứng (gọi là “cơ cấu cọc ngắn”); và
- Đối với cọc mảnh dài, cọc bị phá hoại do uốn, kèm theo hiện tượng chảy và dịch chuyển cục bộ của đất gần đầu cọc (gọi là “cơ cấu cọc dài”).

10.2.2.1.1 Việc tính toán sức chịu tải ngang cực hạn từ các thông số đất nền phải tuân theo các yêu cầu trong mục 7.7.3 của EN 1997-1 + PLQG.

10.2.2.1.2 Giá trị đặc trưng của sức chịu tải ngang cực hạn của một cọc riêng lẻ ($R_{tr, k}$) phải được tính từ:

$$R_{tr, k} = \min(R_{tr, short, k}, R_{tr, long, k}) \quad (74)$$

Trong đó:

$R_{tr, short, k}$ là giá trị đặc trưng của sức chịu tải ngang cực hạn của một cọc riêng lẻ quay hoặc tịnh tiến như một vật cứng (“cơ cấu cọc ngắn”); và

$R_{tr, long, k}$ là giá trị đặc trưng của sức chịu tải ngang cực hạn của một cọc riêng lẻ bị phá hoại khi uốn gần đầu của nó (“cơ chế cọc dài”).

10.2.2.2 Đất thô

10.2.2.2.1 Ở đất thô, giá trị đặc trưng của sức kháng ngang đơn vị cực hạn của cọc ($R_{tr, k}$) có thể được tính bằng phương pháp Broms [42] từ biểu thức có dạng:

$$R_{tr, k} = \text{func} \{ \varphi_k, \gamma_k, B, L, e, M_{Rk} \} \quad (75)$$

Trong đó:

$\text{func} \{ \dots \}$ biểu thị một hàm của các biến kèm theo;

φ_k là giá trị đặc trưng của góc ma sát của đất;

γ_k là giá trị đặc trưng của trọng lượng riêng của đất;

B là bề rộng của cọc;

L là chiều dài ngầm của cọc;

e là độ lệch tâm của tải trọng ngang tác dụng lên cọc; và

M_{Rk} là giá trị đặc trưng của khả năng chống uốn cực hạn của cọc.

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn về dạng chính xác của hàm được sử dụng trong công thức (75) có thể được tìm thấy trong sách giáo khoa, chẳng hạn như Kỹ thuật nền móng [26] và Cọc và móng cọc [43] - Xem Phụ lục I.

10.2.2.2.2 Ngoài ra, có thể tính toán giá trị đặc trưng của sức kháng ngang đơn vị cực hạn của cọc trong đất thô bằng giải pháp dạng đóng của Brinch Hansen (xem Sức kháng cực hạn của cọc cứng chống lại lực ngang [44]).

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn sử dụng phương pháp của Brinch Hansen có thể tìm thấy trong sách giáo khoa, chẳng hạn như Thiết kế và thi công cọc [45].

10.2.2.3 Đất mịn

10.2.2.3.1 Trong đất mịn, có thể tính toán giá trị đặc trưng của sức kháng ngang đơn vị cực hạn

của cọc cửa cọc ($R_{tr,k}$) bằng phương pháp Broms [46] từ một biểu thức có dạng:

$$R_{tr,k} = \text{func} \{ c_{u,k}, B, L, e, M_{Rk} \} \quad (76)$$

Trong đó:

$c_{u,k}$ là giá trị đặc trưng của sức kháng cắt không thoát nước của đất; và các ký hiệu khác được xác định trong công thức (71).

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn về dạng chính xác của hàm được sử dụng trong công thức (76) có thể tìm thấy trong các sách giáo khoa tiêu chuẩn, chẳng hạn như Kỹ thuật của nền móng [26] và Cọc và móng cọc [43] - Xem Phụ lục I.

10.2.2.3.2 Ngoài ra, có thể tính toán giá trị đặc trưng của sức kháng ngang đơn vị cực hạn của cọc ở đất mịn bằng giải pháp dạng đóng của Brinch Hansen (xem Sức kháng cực hạn của cọc cứng chống lại lực ngang [44]).

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn sử dụng phương pháp của Brinch Hansen có thể tìm thấy trong sách giáo khoa, chẳng hạn như Thiết kế và thi công cọc [45].

10.2.3 Mô hình dựa trên kết quả của các thí nghiệm hiện trường

Việc tính toán sức chịu tải ngang cực hạn từ các kết quả thí nghiệm hiện trường phải tuân theo mục 7.7.3 của EN 1997-1.

10.2.4 Mô hình dựa trên thí nghiệm tải trọng tĩnh ngang cọc

10.2.4.1 Sức chịu tải ngang cực hạn của cọc có thể được tính toán trực tiếp từ các kết quả thử tải tĩnh ngang cọc.

10.2.4.2 Việc tính toán sức chịu tải ngang cực hạn từ các thí nghiệm tải trọng tĩnh ngang cọc phải tuân theo mục 7.7.2 của EN 1997-1 + PLQG.

11 Thiết kế theo trạng thái giới hạn sử dụng

11.1 Yêu cầu chung

11.1.1 Trạng thái giới hạn sử dụng phải được kiểm tra theo điều **2.4.8 (1) P** của EN 1997 + PLQG, bằng cách đảm bảo:

$$E_d \leq C_d \quad (77)$$

Trong đó:

E_d là hiệu ứng thiết kế của các tác động được chỉ định trong tiêu chí sử dụng; và
 C_d là giá trị giới hạn của tiêu chí sử dụng liên quan.

11.1.2 Thông thường các hệ số riêng khi thiết kế theo trạng thái giới hạn sử dụng thường lấy bằng 1,0 đối với tính toán hệ quả của tác động ($\gamma_{F,i}$ và γ_G) và đối với sức kháng cọc (γ_s , γ_b và γ_t)

11.2 Dịch chuyển của nền đất gây ra bởi móng cọc chịu tác dụng của lực dọc trục

11.2.1 Nguyên tắc chung

11.2.1.1 Mức độ tác động của nền đất bởi móng cọc ở trạng thái sử dụng phải phù hợp với các

yêu cầu về chuyển vị dọc trục của móng cọc chịu tải trọng dọc trục.

11.2.1.2 Trừ khi có chỉ dẫn khác, nên đơn giản là kiểm tra dịch chuyển của nền đất dưới một ngưỡng, tùy vào trường hợp, tương ứng với tải trọng từ biến chịu nén $R_{c;cr; d}$ hoặc chịu kéo $R_{t;cr; d}$. Bất đẳng thức sau phải được thỏa mãn:

$$F_d \leq R_{c;cr; d} \quad (78)$$

$$\text{Với: } R_{c;cr; d} = R_{c;cr; k} / \gamma_{cr} \quad (79)$$

$$F_d \leq R_{t;cr; d} \quad (80)$$

$$\text{Với: } R_{t;cr; d} = R_{t;cr; k} / \gamma_{s; cr} \quad (81)$$

Trong đó:

F_d là giá trị thiết kế theo SLS của tải trọng dọc trục truyền bởi đất nền;

$R_{c;cr; d}$ là giá trị thiết kế của tải trọng từ biến chịu nén;

$R_{c;cr; k}$ là giá trị đặc trưng của tải trọng từ biến chịu nén;

$R_{t;cr; d}$ là giá trị thiết kế của tải trọng từ biến chịu kéo;

$R_{t;cr; k}$ là giá trị đặc trưng của tải trọng từ biến chịu kéo;

γ_{cr} và $\gamma_{s; cr}$ là các giá trị hệ số riêng tương ứng với tải trọng từ biến chịu kéo và chịu nén được cho trong bảng 11 và bảng 12.

11.2.1.3 Giá trị thiết kế F_d của tải trọng dọc trục truyền xuống đất trong trạng thái SLS phải được xác định tương ứng với trường hợp tải trọng bất lợi nhất trong quá trình xây dựng cũng như trong quá trình sử dụng.

11.2.1.4 Các giá trị của tải trọng từ biến chịu nén hay chịu kéo $R_{cr; k}$ của móng cọc phải được xác định phù hợp với điều 7.2.

11.2.2 Tải trọng từ biến của móng cọc

11.2.2.1 Các giá trị đặc trưng của tải trọng từ biến chịu nén $R_{c;cr; k}$ và chịu kéo $R_{t;cr; k}$ của móng cọc cần được tính toán từ các giá trị đặc trưng sức kháng mũi $R_{b; k}$ và sức kháng ma sát dọc trục $R_{s; k}$ bởi các biểu thức sau:

- Đối với móng cọc thi công không làm xáo trộn đất (cọc thay thế):

$$R_{c;cr; k} = 0,5.R_{b; k} + 0,7.R_{s; k} \quad (82)$$

$$R_{t;cr; k} = 0,7.R_{s; k} \quad (83)$$

- Đối với móng cọc thi công làm xáo trộn đất (cọc dịch chuyển):

$$R_{c;cr; k} = 0,7.R_{b; k} + 0,7.R_{s; k} \quad (84)$$

$$R_{t;cr; k} = 0,7.R_{s; k} \quad (85)$$

CHÚ THÍCH: Khi thí nghiệm thử tải tĩnh cọc được thực hiện, thì chấp nhận sử dụng trực tiếp giá trị đặc trưng của sức kháng tới hạn được xác định từ biểu đồ đường cong nén - lún khi mà tính toán theo biểu thức trên ra các giá trị

không hòa hợp với giá trị $R_{cr, m}$ đo được trong thí nghiệm.

Bảng 11 - Hệ số riêng sức kháng (γ_R) đối với móng cọc – SLS – Tổ hợp đặc trưng

Sức kháng	Ký hiệu	Giá trị
Cọc chịu nén	γ_{cr}	0,9
Cọc chịu kéo (bao gồm cả cọc tiết diện nhỏ)	$\gamma_{s; cr}$	1,1

Bảng 12 - Hệ số riêng sức kháng (γ_R) đối với móng cọc – SLS – Tổ hợp tựa tĩnh

Sức kháng	Ký hiệu	Giá trị
Cọc chịu nén	γ_{cr}	1,1
Cọc chịu kéo (bao gồm cả cọc tiết diện nhỏ)	$\gamma_{s; cr}$	1,5

11.3 Chuyển vị và biến dạng của móng cọc

11.3.1 Tải trọng dọc trục

11.3.1.1 Khi mà các giới hạn chuyển vị được áp đặt bởi kết cấu, chuyển vị của móng cọc cần được đánh giá.

CHÚ THÍCH: Điều khoản này nhằm vào các dự án mà công trình nhạy cảm với chuyển vị theo cách không thông thường và công trình có sự biến dạng cho phép rất bé.

11.3.1.2 Để thực hiện việc kiểm tra này, cần thiết phải:

- Đầu tiên tiến hành đánh giá chuyển vị cho phép của móng cọc được khống chế bởi kết cấu.
- Tiếp đến thực hiện đánh giá ban đầu một cách thận trọng các chuyển vị (Chú thích 2 và 3)
- Cuối cùng kiểm tra rằng các chuyển vị không vượt quá các giá trị giới hạn.

CHÚ THÍCH 1: Các giá trị giới hạn của chuyển vị cho phép đối với móng cọc được xác định trước ngay từ khi bắt đầu dự án. Các giá trị này thường được thiết lập bởi đại diện của chủ đầu tư hay kỹ sư thiết kế kết cấu chính. Các chỉ định về biến dạng cho phép của kết cấu được đưa ra trong phụ lục D.

CHÚ THÍCH 2: Việc ước lượng không cần thực hiện bằng tính toán, ví dụ trong các trường hợp kinh nghiệm tương tự có thể so sánh được.

CHÚ THÍCH 3: Các phương pháp phức tạp hơn, nhất là trong trường hợp nhóm cọc, có thể được thực hiện. Các phương pháp này có thể dựa trên sự phù hợp giữa các giá trị chuyển vị cọc và đất nền.

11.3.1.3 Thiết kế móng cọc phải được diễn giải bằng các nghiên cứu chi tiết bao gồm các tính toán về chuyển vị khi:

- Ước lượng thận trọng ban đầu của chuyển vị vượt quá giá trị giới hạn;
- Không thể diễn giải các kinh nghiệm tương tự một cách thuyết phục.

11.3.1.4 Tính toán chuyển vị trong trường hợp này phải được tiến hành từ mô hình tính toán thích hợp và phù hợp với các quy định tại điều 6.5.4 (Chú thích 1).

11.3.1.5 Khi mà chuyển vị cho phép của móng cọc không phù hợp với sự chính xác của tính toán chuyển vị, nên dự kiến các phương pháp quan trắc để kiểm tra.

11.3.2 Tải trọng ngang

11.3.2.1 Đối với các tổ hợp tải trọng ở trạng thái sử dụng SLS tựa tĩnh hay đặc trưng, các giá trị tối đa của quy luật tương tác cục bộ được xác định theo các mục **7.3**, **7.5** và **10.2**. Việc kiểm tra với mục đích để kiểm soát sự phù hợp giữa chuyển vị của móng cọc và của kết cấu phía trên và để giới hạn hiệu ứng từ biến.

11.4 Lún

11.4.1 Có thể tính toán độ lún của móng cọc bằng bất kỳ mô hình nào sau đây, nếu thích hợp:

- Lý thuyết về độ đàn hồi (xem Phân tích và thiết kế móng cọc [17]);
- Đường cong t-z (xem Phân tích và thiết kế móng nông và sâu [47]);
- Mô hình ứng suất-biến dạng hyperbolic (xem Phương pháp mới để dự đoán và phân tích độ lún của cọc đơn [39]) - Xem Phụ lục **K**;
- Mô hình số, bao gồm:
 - + Phương pháp nhân tố tương tác (xem Phân tích biến dạng dọc của nhóm cọc [19]);
 - + Phương pháp phần tử biên (xem Phân tích phi tuyến tính của nhóm cọc [20]);
 - + Phương pháp phần tử hữu hạn;
- Phân tích phương trình sóng, miễn là tính hợp lệ của phân tích đã được chứng minh bằng bằng chứng trước đây về tính năng chấp nhận được trong các thí nghiệm tải trọng tĩnh trên cùng một loại cọc, có chiều dài và mặt cắt ngang nhau, và trong các điều kiện đất nền tương tự; hoặc là
- Các mô hình thích hợp khác không được liệt kê ở đây.

11.4.2 Để phù hợp với mục **7.4.1** của EN 1997-1, tính hợp lệ của mô hình độ lún của cọc được sử dụng cho thiết kế cần được chứng minh bằng các thử nghiệm tải trọng tĩnh cọc trong các tình huống tương đương.

CHÚ THÍCH 1: Hướng dẫn về tính toán độ lún cho cọc đơn có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 54 [2].

CHÚ THÍCH 2: Hướng dẫn tính toán độ lún của nhóm cọc có thể tham khảo trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 55 [2] - Xem Phụ lục **K**.

12 Thiết kế kết cấu

12.1 Yêu cầu chung

12.1.1 Thiết kế kết cấu của móng cọc phải phù hợp EN 1992 + PLQG, trừ trường hợp có quy định khác trong mục này (**6.12**).

12.1.2 Thiết kế kết cấu của móng thép phải phù hợp với EN 1993 + PLQG.

12.1.3 Thiết kế kết cấu của các cọc riêng lẻ cần xem xét:

- Khả năng chịu nén và chịu kéo dọc trục của cọc;
- Khả năng chịu cắt của cọc;
- Khả năng chống uốn của cọc;

- Sức kháng xoắn của cọc;
- Khả năng chống vênh (oằn) của trục cọc, đặc biệt trong trường hợp không có lực cản bên từ đất nền, ví dụ nếu một khe hở mở ra xung quanh cọc trong quá trình hạ cọc (được gọi là “post-holing”);
- Sự suy yếu của vật liệu cọc do ăn mòn hoặc các dạng hư hỏng khác;
- Kết nối của cọc với đài hoặc bản cọc;
- Đầu cọc lồi;
- Tổ hợp của tải trọng dọc trục và mômen; và
- Bề rộng vết nứt bê tông.

12.1.4 Đối với mục đích thiết kế kết cấu, giá trị thiết kế của lực nén và kéo tác dụng lên một cọc riêng lẻ ở trạng thái giới hạn cực hạn phải được tính tương ứng từ công thức (47) và (68).

12.1.5 Cần xem xét khả năng xảy ra tải trọng lệch tâm ở một mức độ nào đó trên các móng chỉ gồm một hoặc hai cọc. Cọc phải được thiết kế để chống lại sự uốn cong gây ra hoặc mũ cọc phải được hạn chế một cách hiệu quả khỏi các chuyển động ngang hoặc quay. Đài móng và tiết diện cọc hoặc cả hai phải đủ để chống lại các mômen do tải trọng lệch tâm hoặc các nguyên nhân khác.

12.2 Cọc khoan bê tông đổ tại chỗ

CHÚ THÍCH 1: Điều **2.3.4.2** của EN 1992-1-1 cung cấp các yêu cầu bổ sung đối với cọc đổ tại chỗ không có ống giữ thành cố định. Các yêu cầu bổ sung này liên quan đến việc giảm 5% đường kính của các cọc này cho mục đích thiết kế kết cấu của cọc. Việc giảm này là không cần thiết khi việc thực hiện các cọc này tuân theo EN 1536 hoặc EN 14199: 2015.

CHÚ THÍCH 2: Điều **2.4.2.5** của EN 1992-1-1, cung cấp các hệ số riêng cho vật liệu làm móng, bao gồm cọc đổ bê tông tại chỗ không có ống giữ thành cố định. Hệ số k_1 được giới thiệu như một hệ số nhân với hệ số riêng của bê tông γ_c , với giá trị khuyến nghị là 1,1. Phụ lục Quốc gia của EN 1992-1-1, **Bảng NA.1** quy định việc sử dụng giá trị khuyến nghị này ở Việt Nam. Do đó, trong các tình huống thiết kế lâu dài và chuyển tiếp, hệ số riêng “hiệu quả” đối với bê tông đúc tại chỗ trong không có ống giữ thành cố định là:

$$k_1 \times \gamma_c = 1,1 \times 1,5 = 1,65 \quad (86)$$

CHÚ THÍCH 3: Điều **9.8.5** của EN 1992-1-1 + PLQG, cung cấp các quy tắc ứng dụng để chi tiết hóa cọc bê tông đổ tại chỗ, đặc biệt liên quan đến số lượng tối thiểu và đường kính tối thiểu của các thanh dọc. Các quy tắc này khác với các yêu cầu của EN 1536 + PLQG, trong đó nêu rõ:

- **7.5.2.3** Đối với cọc có cốt thép, cốt thép dọc tối thiểu phải là bốn thanh có đường kính 12 mm; và
- **7.5.2.5** Khoảng cách của các thanh dọc phải luôn được tối đa để cho phép bê tông chảy thích hợp nhưng không được vượt quá 400 mm.

12.2.1 Giá trị thiết kế của sức chịu tải nén ($R_{c,d}$) của cọc bê tông cốt thép đổ tại chỗ có thể được tính từ:

$$R_{c,d} = f_{cd} A_{c,d} + f_{yd} A_{s,d} = \left(\frac{\alpha_{cc} \times f_{c,k}}{k_f \times \gamma_c} \right) A_{c,d} + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_{s,d} \quad (87)$$

Trong đó:

- f_{ck} và f_{cd} là cường độ chịu nén đặc trưng và giá trị thiết kế của cường độ chịu nén của bê tông;
- f_{yk} và f_{yd} là cường độ chảy đặc trưng và cường độ chảy thiết kế tương ứng của cốt thép;
- $A_{c,d}$ và $A_{s,d}$ là diện tích mặt cắt ngang tương ứng của bê tông và cốt thép chịu nén;
- α_{CC} là hệ số có tính đến sự giảm cường độ trong thời gian dài của bê tông cốt thép; và
- γ_C và γ_S lần lượt là các hệ số riêng về cường độ của bê tông cốt thép và cốt thép.

12.2.2 Giá trị thiết kế của sức chịu tải nén ($R_{c,pl,d}$) của cọc (hoặc đoạn cọc) bê tông không có cốt thép đổ tại chỗ phải được tính từ:

$$R_{c,pl,d} = f_{cd} A_{c,d} = \left(\frac{\alpha_{CC,pl} \times f_{ck}}{k_f \times \gamma_C} \right) A_{c,d} \quad (88)$$

Trong đó:

- $\alpha_{CC,pl}$ là hệ số có tính đến sự giảm cường độ trong thời gian dài của bê tông; và các ký hiệu khác được xác định trong công thức (87).

12.2.3 Các giá trị của γ_C , γ_S , $\alpha_{CC,pl}$ và k_f phải tuân theo Phụ lục Quốc gia của EN 1992-1-1.

12.2.4 Cọc đổ bê tông tại chỗ (không có ống giữ thành cố định) phù hợp với EN 1536 hoặc EN 14199: 2015 nên được coi là đáp ứng “các điều khoản khác” được quy định trong điều **2.3.4.2 (2)** của EN 1992-1-1. Do đó, đường kính được sử dụng trong tính toán thiết kế của cọc đổ bê tông tại chỗ không có ống giữ thành cố định phải được xác định theo **Bảng 13**.

Bảng 13 - Đường kính cọc thiết kế đối với cọc đổ bê tông tại chỗ không có ống giữ thành cố định

Đường kính danh nghĩa cọc, d_{nom}	Đường kính thiết kế cọc, d_d	
	Nếu không có các quy định khác	Phù hợp với EN 1536 hoặc EN 14199: 2015
$d_{nom} < 400$ mm	$d_d = d_{nom} - 20$ mm	$d_d = d_{nom}$
$400 \leq d_{nom} \leq 1000$ mm	$d_d = 0.95 d_{nom}$	$d_d = d_{nom}$
$d_{nom} > 1000$ mm	$d_d = d_{nom} - 50$ mm	$d_d = d_{nom}$

12.2.5 Các thanh thép dọc trong cọc đổ bê tông tại chỗ phải phù hợp với EN 1536, như sau:

- Đường kính tối thiểu không được nhỏ hơn 12 mm (thay vì 16 mm, như đã nêu trong EN 1992-1-1);
- Số lượng thanh tối thiểu không được ít hơn 4 (thay vì 6, như đã nêu trong EN 1992-1-1).
- Khoảng cách rõ ràng giữa các thanh không được lớn hơn 400 mm (thay vì 200 mm, như đã nêu trong EN 1992-1-1).

12.2.6 Tùy thuộc vào loại và cường độ của tải trọng, cọc bê tông đổ tại chỗ có thể được gia cố

trên toàn bộ chiều dài, trên một phần chiều dài của nó, hoặc chỉ được cung cấp các thanh mối nối ngắn ở đầu để liên kết thành mũ cọc. Nếu cọc bê tông đúc tại chỗ được yêu cầu để chống lại lực kéo, thì cốt thép của nó phải kéo dài trên toàn bộ chiều dài của cọc chịu các lực kéo đó (bao gồm cả vào bất kỳ để mở rộng nào, nếu cần).

12.2.7 Cốt thép phải được cung cấp để chống lại các lực kéo có thể phát sinh do sự trương nở của nền đất không tải. Trong điều kiện tạm thời, có thể chấp nhận không gia cố toàn bộ cọc.

12.3 Cọc bê tông đúc tại chỗ

Thiết kế kết cấu của cọc bê tông đúc tại chỗ phải phù hợp với **12.2**.

12.4 Cọc đúc sẵn

12.4.1 Cọc bê tông đúc sẵn

CHÚ THÍCH: Thiết kế kết cấu của cọc bê tông đúc sẵn thường bị chi phối bởi các ứng suất xảy ra trong quá trình nâng, xếp, vận chuyển và hạ cọc vào đất.

12.4.1.1 Việc sản xuất cọc bê tông đúc sẵn phải tuân theo EN 12794.

12.4.1.2 Cọc bê tông đúc sẵn phải được thiết kế để chịu được các ứng suất xảy ra trong quá trình nâng, xếp, vận chuyển và hạ cọc vào đất.

12.4.1.3 Các điểm nâng phải được đánh dấu rõ ràng trên tất cả các cọc bê tông đúc sẵn.

CHÚ THÍCH: Có thể tìm thấy hướng dẫn về sản xuất cọc bê tông đúc sẵn trong Quy định kỹ thuật ICE về cọc và tường chắn nhúng, Phần **B2** và **C2** Cọc bê tông đúc sẵn (SPERW [N3]).

12.4.2 Cọc chịu lực bằng thép

CHÚ THÍCH 1: Thiết kế kết cấu của cọc chịu lực bằng thép thường bị chi phối bởi các ứng suất xảy ra trong quá trình hạ cọc vào đất. Cọc chịu lực bằng thép phải được thiết kế để chịu được các ứng suất xảy ra trong quá trình xử lý (nâng, xếp và vận chuyển) và lắp đặt vào đất.

CHÚ THÍCH 2: Hướng dẫn về tiết diện cọc ván thích hợp để chịu được đóng cọc trong các điều kiện nền đất khác nhau có thể tìm thấy trong Sổ tay đóng cọc [48].

12.4.3 Cọc thép xoắn

12.4.3.1 Thiết kế kết cấu của cọc thép xoắn phải tuân theo TCVN 11520:2016

13 Thí nghiệm cọc

13.1 Yêu cầu về thí nghiệm cọc

CHÚ THÍCH: Các thí nghiệm cọc phải tuân thủ theo điều **6.6** của tiêu chuẩn này. Mục này nhằm là rõ hơn các nội dung yêu cầu cụ thể đối với công tác thí nghiệm cọc trong các trường hợp cọc điều tra sơ bộ, cọc kiểm tra sự phù hợp và cọc kiểm tra.

13.1.1 Các quy trình thí nghiệm cọc phải phù hợp với một trong các phương pháp được mô tả trong tiêu chuẩn EN ISO 22477.

13.1.2 Lựa chọn phương pháp thí nghiệm cọc và loại cọc cần thí nghiệm phải được xác định ngay từ giai đoạn dự án dựa trên cấp địa kỹ thuật và các yêu cầu có liên quan khác đối với đặc thù của công trình.

13.1.3 Các thí nghiệm cọc có thể được sử dụng để xác định tính năng dự kiến của loại cọc, trong các điều kiện gia tải cụ thể, trong các điều kiện đất nền liên quan đến dự án xây dựng.

13.2 Thí nghiệm điều tra sơ bộ và thí nghiệm kiểm tra sự phù hợp

13.2.1 Các thí nghiệm cọc điều tra sơ bộ và cọc kiểm tra sự phù hợp thông thường liên quan đến việc chất tải cọc đến trạng thái giới hạn cuối cùng của nó. Hai loại thí nghiệm này được gọi chung theo điều **7.5.2.2** của EN 1997-1 là cọc thăm dò.

13.2.3 Thông thường, ít nhất 1 cọc thăm dò cần phải được thí nghiệm thăm dò cho mỗi 500 cọc làm việc với cùng một điều kiện đất nền. Trong trường hợp đất nền phức tạp có tính biến động thí số lượng cọc thăm dò cần phải tăng lên phù hợp để có thể cung cấp các thông tin bao phủ điều kiện địa chất của khu vực xây dựng công trình.

13.2.4 Bất cứ khi nào có thể, các cọc được thí nghiệm thăm dò phải được thi công trước khi bắt đầu công việc thi công cọc đại trà. Các cọc làm việc được thi công khi không có kết quả từ cọc thí nghiệm thăm dò phải được thiết kế với hệ số mô hình lớn hơn được nêu trong mục **PL.2.4.3.2** của EN 1997-1 + PLQG.

13.2.5 Kết quả thí nghiệm cọc thăm dò phải cho phép rút ra kết luận về tải trọng cực hạn của cọc. Đối với các cọc thăm dò có đặt thiết bị đo ứng suất và biến dạng thì phải cung cấp các thông tin về ma sát thành đơn vị và lực chống mũi đơn vị.

13.2.6 Cần ghi chú chi tiết trong quá trình thí nghiệm cọc thăm dò để hỗ trợ cho việc đánh giá các công việc tiếp theo.

13.2.7 Thí nghiệm cọc thăm dò cần được giám sát bởi những người có kinh nghiệm trong thí nghiệm cọc.

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn về kiểm tra sức chịu tải của cọc có thể tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 98 [2].

13.3 Thí nghiệm kiểm tra

13.3.1 Các thí nghiệm cọc kiểm soát thông thường liên quan đến việc chất tải lên một cọc làm việc tới một tải cụ thể tương ứng vượt quá trạng thái giới hạn sử dụng của nó. Loại thí nghiệm này được gọi tên theo điều **7.5.2.3** của EN 1997-1 là cọc thí nghiệm kiểm tra hay còn gọi là “thí nghiệm cọc làm việc”.

13.3.2 Thông thường ít nhất 1 cọc làm việc phải được thử nghiệm kiểm tra cho 100 cọc làm việc đối với cùng một điều kiện đất nền. Trong trường hợp đất nền phức tạp có tính biến động thí số lượng cọc kiểm tra cần phải tăng lên phù hợp để có thể đánh giá độ tin cậy của phương pháp thiết kế trên toàn bộ các cọc của dự án.

13.3.3 Các thí nghiệm kiểm tra có thể được sử dụng để xác định tính năng của một cọc cụ thể khi chịu tải trọng làm việc, trong nền đất mà nó đã được thi công. Do vậy, các cọc kiểm tra thông thường sẽ chỉ cung cấp các thông tin liên quan đến độ lún tới hạn tương ứng với trạng thái giới hạn sử dụng SLS.

13.3.4 Cần ghi chú chi tiết trong quá trình thí nghiệm cọc kiểm tra để hỗ trợ cho việc đánh giá sự làm việc của toàn bộ cọc được thi công trong dự án.

13.3.5 Các thí nghiệm kiểm tra cọc phải được giám sát bởi những người có kinh nghiệm trong lĩnh vực thí nghiệm cọc.

14 Quan trắc

14.1 Quan trắc nền móng phải tuân theo điều **4.5** của EN 1997-1 + PLQG.

14.2 Khi các tiêu chí về khả năng sử dụng đã được quy định hoặc nếu thích hợp, thì độ lún và biến dạng của các hạng mục sau đây phải được theo dõi một cách có hệ thống, để đánh giá hoạt động của chúng:

- Kết cấu đỡ;
- Mặt đất;
- Cơ sở hạ tầng liền kề; và
- Bất kỳ cơ sở hạ tầng hoặc tiện ích bị chôn vùi nào.

14.3 Khi thích hợp, thiết bị đo đạc phải được lắp đặt để:

- Xác nhận các giả định thiết kế và kiểm tra các hoạt động dự đoán của nền móng; và
- Xác nhận rằng kết cấu tiếp tục hoạt động theo yêu cầu sau xây dựng.

14.4 Việc quan trắc cần thiết để bổ sung cho phương pháp quan sát phải phù hợp với EN 1997-1.

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn về các nguyên tắc quan trắc địa kỹ thuật có thể tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 94 [2].

15 Báo cáo

CHÚ THÍCH 1: Điều **2.8 (1) P** của EN 1997-1, yêu cầu “các giả định, dữ liệu, phương pháp tính toán và kết quả của việc xác minh tính an toàn và khả năng sử dụng” phải được ghi lại trong Báo cáo Thiết kế Địa kỹ thuật (GDR).

CHÚ THÍCH 2: Ngoài ra, điều **3.4.1 (1) P** của EN 1997-1, yêu cầu kết quả khảo sát địa kỹ thuật phải được biên soạn trong Báo cáo khảo sát đất nền (GIR), “sẽ tạo thành một phần của Báo cáo thiết kế Địa kỹ thuật”.

CHÚ THÍCH 3: Tiêu chuẩn này mở rộng chế độ báo cáo này để bao gồm Báo cáo phản hồi địa kỹ thuật (GFR) chứa đầy đủ hồ sơ về các công trình đã xây dựng. Các hồ sơ đã xây dựng này bao gồm thông tin sẽ hỗ trợ việc bảo trì trong tương lai, thiết kế các công trình bổ sung và ngừng hoạt động của công trình.

15.1 Báo cáo khảo sát địa chất

Báo cáo khảo sát địa chất cho nền móng phải tuân theo điều **3.4** của EN 1997-1 + PLQG.

15.2 Báo cáo thiết kế địa kỹ thuật

15.2.1 Báo cáo Thiết kế Địa kỹ thuật cho nền móng phải tuân theo điều **2.8** của EN 1997-1 + PLQG.

15.2.2 Báo cáo Thiết kế Địa kỹ thuật cho móng cọc cũng phải bao gồm, nếu thích hợp:

- Các giá trị thiết kế giả định cho β , K_s , δ và N_q (định nghĩa trong **8.2.2.2**) và bất kỳ mối tương quan nào dựa trên các giá trị này;
- Các giá trị thiết kế giả định cho α và N_c (được định nghĩa trong **8.2.2.3**) và bất kỳ mối tương

quan nào dựa trên các giá trị này;

- Các giá trị thiết kế giả định khi thiết kế theo mô hình dựa trên kết quả thí nghiệm đất nền (CPT, SPT);
- Bất kỳ giả định nào liên quan đến nước ngầm.

15.3 Báo cáo phản hồi địa kỹ thuật

CHÚ THÍCH: Báo cáo phản hồi địa kỹ thuật còn được gọi là “báo cáo kết thúc”.

15.3.1 Khi hoàn thành công trình, cần chuẩn bị Báo cáo Phản hồi Địa kỹ thuật (GFR) bao gồm các loại thông tin rộng sau:

- Hồ sơ xây dựng và bất kỳ thay đổi nào đối với thiết kế của nó; và
- Kết quả quan trắc và thí nghiệm được thực hiện trong quá trình xây dựng.

15.3.2 GFR phải được điều chỉnh cho phù hợp với quy mô và độ phức tạp của công trình.

15.3.3 Hồ sơ xây dựng cần bao gồm, nếu thích hợp:

- Mô tả chung về các công trình, bao gồm các điều kiện nước ngầm và nước ngầm gặp phải;
- Các vấn đề không ổn định, điều kiện mặt đất bất thường và các vấn đề về nước ngầm, bao gồm các biện pháp khắc phục chúng;
- Vật liệu bị ô nhiễm và nguy hiểm gặp tại hiện trường và vị trí xử lý, cả trong và ngoài công trường;
- Các công trình tạm thời và xử lý nền, bao gồm các biện pháp thoát nước và xử lý các khu vực yếu và hiệu quả của chúng;
- Các loại vật liệu mang đến và vật liệu tái sử dụng tại chỗ và việc sử dụng chúng;
- Bất kỳ khía cạnh nào của đặc điểm kỹ thuật hoặc tiêu chuẩn được sử dụng cần được xem xét lại về các vấn đề gặp phải trên công trường;
- Bất kỳ yêu cầu nào về quan trắc liên tục hoặc các yêu cầu bảo trì bất thường;
- Bất kỳ điều kiện mặt đất không mong muốn nào yêu cầu thay đổi thiết kế;
- Các vấn đề không được đề cập trong Báo cáo Thiết kế Địa kỹ thuật và các giải pháp cho chúng; và
- Bản vẽ hoàn công.

15.3.4 Kết quả quan trắc và thí nghiệm phải bao gồm:

- Chi tiết của bất kỳ thí nghiệm tại chỗ nào;
- Nhật ký kiểm tra và kết quả kiểm tra;
- Tóm tắt về thí nghiệm trong phòng;
- Vị trí và chi tiết của các dụng cụ;
- Các bài đọc từ các công cụ (với ngày tháng) và các giá trị dự đoán;
- Kết quả của thí nghiệm tuân thủ (ví dụ: đo độ chặt tại chỗ, thử nghiệm bàn nén); và
- Dữ liệu từ các thiết bị quan trắc (ví dụ: áp kế, máy đo độ nghiêng, đồng hồ đo độ lún).

CHÚ THÍCH 1: Việc chuẩn bị GFR đặc biệt quan trọng khi phương pháp quan sát của thiết kế đã được sử dụng.

CHÚ THÍCH 2: Hướng dẫn về việc chuẩn bị các báo cáo kết thúc có thể tìm thấy trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 101 [2].

15.3.5 Báo cáo thử tải cần thiết cho tất cả các thí nghiệm thử tải được quy định theo điều 7.5.4 của EN 1997-1, phải được bao gồm trong Báo cáo phản hồi địa kỹ thuật.

15.3.6 Báo cáo phản hồi địa kỹ thuật cho móng cọc cũng phải bao gồm, nếu thích hợp:

- Hồ sơ về tất cả việc lắp đặt cọc;
- Kết quả khảo sát các vị trí cọc được xây dựng liên quan đến số liệu địa điểm;
- Kết quả khảo sát mức độ cọc xây dựng so với mặt đất xung quanh;
- Bất kỳ sự thay đổi nào từ các công trình xây dựng cụ thể;
- Tác động thiết kế mà mỗi cọc đã được thiết kế;
- Các mức độ và phép đo để xác định độ nhô của mặt đất hoặc chuyển động của bất kỳ cọc nào do hoạt động đóng cọc;
- Chi tiết về tất cả các trở ngại, sự chậm trễ và những gián đoạn khác đối với hoạt động đóng cọc;
- Đối với cọc đúc sẵn:
 - + Chi tiết về loại và vị trí của các mối nối;
- Đối với cọc bê tông đúc tại chỗ:
 - + Phương pháp được sử dụng;
 - + Chi tiết hỗn hợp bê tông, bao gồm: lớp bê tông, tối đa danh nghĩa kích thước tổng hợp; hàm lượng xi măng, tỷ lệ nước / xi măng, chi tiết và số lượng của bất kỳ loại phụ gia hoặc vật liệu thay thế xi măng nào được sử dụng;
 - + Chi tiết gia cố, bao gồm: số lượng, loại và kích thước của các thanh cốt thép chính, loại và kích thước của các liên kết chịu cắt, chiều dài cốt thép của đồng; và
- Ghi lại các bản vẽ cho thấy các cọc như đã thi công.

15.3.7 Báo cáo phản hồi địa kỹ thuật phải được đơn vị thiết kế cọc và nhà thầu thi công cọc cùng kết hợp lập.

15.3.8 Cần cung cấp một bản sao của Báo cáo phản hồi địa kỹ thuật cho chủ đầu tư / khách hàng.

Phụ lục A
(Tham khảo)
THIẾT KẾ GIA CỐ NỀN BẰNG MÓNG CỌC

A.1 Tổng quan

CHÚ THÍCH: Gia cố nền bằng móng cọc thường được sử dụng để khắc phục sự cố gây ra cho một tòa nhà do sự chuyển vị quá mức của nền móng, để ngàm sâu hơn móng vào đất để tạo điều kiện thuận lợi cho công việc xây dựng trong tương lai, để chịu tải trọng bổ sung được đặt lên cho một tòa nhà hiện có, để cho phép hạ thấp nền đất hoặc thay đổi hệ thống móng.

Thiết kế của hệ gia cố móng phải phù hợp với EN 1997-1 và **mục 6.1.2** của tiêu chuẩn này và phụ lục này.

A.2 Lựa chọn kết cấu

CHÚ THÍCH: Gia cố nền bằng móng cọc có thể được thực hiện bằng cách:

- Tăng độ sâu của các móng cọc hoặc móng băng hiện có;
- Xây dựng dầm móng bên dưới các bức tường hiện có bằng cách kê (và đỡ các dầm đó bằng trụ hoặc cọc);
- Xây dựng dầm đỡ xuyên qua các bức tường hiện có (và đỡ các dầm đó bằng trụ hoặc cọc);
- Thi công cọc xuyên qua các móng đã có.

Việc lựa chọn gia cố nền bằng móng cọc phải xem xét tải trọng truyền xuống móng, độ nhạy của kết cấu và đất nền, và các điều kiện làm việc.

CHÚ THÍCH 1: Hướng dẫn về gia cố móng có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE của địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 83 [2].

CHÚ THÍCH 2: Xem Hướng dẫn về xây dựng tầng hầm an toàn và hiệu quả ngay bên dưới hoặc gần các công trình hiện có [49].

CHÚ THÍCH 3: Hướng dẫn về sức khỏe và an toàn trong kỹ thuật địa kỹ thuật có thể được tìm thấy trong Sổ tay ICE của địa kỹ thuật (2012), Tập I, Chương 8 [1].

CHÚ THÍCH 4: Thông tin thêm về việc gia cố móng trong Gia cố móng và lưu giữ (ấn bản thứ 2) [50].

A.3 Lưu ý khi thiết kế

A.3.1 Trước khi bắt đầu gia cố móng, một quá trình kiểm tra toàn diện (khảo sát có ghi chú lại và chụp ảnh) cần được thực hiện để xác định tình trạng của kết cấu sẽ được gia cố và tình trạng của những kết cấu liền kề với nó.

A.3.2 Kết cấu được gia cố móng cần được kiểm tra cẩn thận để tìm ra dấu hiệu về sự lún lệch và những vị trí nguy hiểm cần quan tâm trong quá trình gia cố móng, và nên sử dụng các hệ chống hoặc gia cường tạm trong quá trình gia cố móng. Cần đặc biệt quan tâm khi gia cố móng cho các trụ, cột hoặc tường có lỗ mở.

A.3.3 Gia cố nền bằng móng cọc phải được thiết kế dựa trên các lớp đất có tính chất tốt, có tính đến tất cả các tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang, bao gồm các tác động đặc biệt có thể phát sinh trong quá trình xây dựng.

A.3.4 Toàn bộ móng, bao gồm cả phần được sửa chữa gia cố bằng móng cọc, cần hoạt động tốt trong và sau quá trình gia cố móng. Nếu sự thay đổi các gối đỡ hệ kết cấu làm phát sinh lún lệch quá mức, nên sử dụng hệ kích tạm thời hoặc vĩnh viễn để sửa lỗi này. Nếu kết cấu lún

không đều, toàn bộ kết cấu nên được gia cố móng và không nên chỉ gia cố một phần.

A.4 Vật liệu

A.4.1 Bê tông

Bê tông và các sản phẩm liên quan được dùng trong gia cố nền bằng móng cọc phải phù hợp với điều 5.5.

A.4.2 Thép

Thép và các sản phẩm liên quan được sử dụng trong hệ gia cố móng phải tuân theo 5.6.

A.4.3 Đất, đá và khối đá

Cần đặc biệt chú ý trong quá trình khảo sát địa chất phục vụ gia cố móng để xác định:

- Điều kiện đất và nước ngầm bên dưới và liền kề với kết cấu;
- Các điều kiện là nguyên nhân gây ra bất kỳ chuyển vị quá mức sao cho phù hợp các biện pháp gia cố nền có thể được thực hiện;
- Khả năng chịu tải của đất nền nơi thực hiện gia cố móng; và
- Sự phân bố và ảnh hưởng của hệ móng và kết cấu ngầm khác liền kề.

A.5 Độ bền

A.5.1 Bê tông

Độ bền của bê tông và các sản phẩm liên quan được sử dụng để gia cố móng phù hợp với 5.5.

A.5.2 Thép

Độ bền của thép và các sản phẩm liên quan được sử dụng để gia cố móng phù hợp với mục 5.6.

A.6 Thiết kế trạng thái giới hạn về cường độ

Thiết kế trạng thái giới hạn về cường độ của hệ gia cố bằng móng cọc phải phù hợp với mục 6.4.

A.7 Thiết kế trạng thái giới hạn sử dụng

Thiết kế trạng thái giới hạn sử dụng của hệ gia cố bằng móng cọc phải phù hợp với mục 6.5.

A.8 Thiết kế kết cấu

Thiết kế kết cấu của hệ gia cố bằng móng cọc phải phù hợp với 12.

A.9 Các lưu ý khi thi công gia cố móng

A.9.1 Trước khi bắt đầu đào đất, các hoạt tải có giá trị lớn so với tĩnh tải trên tường, trụ hoặc kết cấu nên được giảm đi càng nhiều càng tốt. Cần có sự đồng ý của chủ sở hữu liền kề khi thực hiện.

A.9.2 Tất cả các hố đào cần thiết để gia cố móng phải được chống đỡ tốt, sử dụng bê tông, thép hoặc gỗ, và được cố định theo thiết kế đã được phê duyệt, bằng quy trình địa kỹ thuật tạm thời hoặc vĩnh viễn thích hợp, để ngăn nền đất xung quanh di chuyển trước khi được cố định

bởi công trình vĩnh cửu.

A.9.3 Nên sử dụng tấm lót rãnh thép hoặc ván bê tông đánh bóng nếu hệ chống không thể thu hồi sau khi sử dụng. Các công việc đào đất để thực hiện quá trình gia cố móng phải được thực hiện tương tự nhau và hạn chế chỉ thực hiện các việc cần thiết. Phần móng bị loại bỏ khi thực hiện đào đất cho gia cố móng sẽ làm tăng tải trọng trên các móng liền kề trừ khi được bổ sung đầy đủ các hệ chống. Những móng liền kề này không được làm suy yếu hoặc phá hủy bằng cách đào các rãnh gần kề hoặc đào đất gần đó.

A.9.4 Trong trường hợp việc gia cố móng không làm tăng ứng suất trong đất quá mức, nên thực hiện gia cố móng theo các đoạn, chiều dài của mỗi đoạn tùy thuộc vào đặc điểm chung và điều kiện của kết cấu để được củng cố, độ lớn của tải và tính chất của đất phía dưới. Nói chung, trong các bức tường gạch và / hoặc đá loại bình thường, mỗi đoạn phải dài từ 1,0 m đến 1,4 m; trong các bức tường vòm, chiều dài của mỗi đoạn có thể được tăng lên tương ứng.

A.9.5 Mỗi đoạn phải được tính toán để cung cấp đủ khả năng chịu lực giữa các đoạn đang được xây dựng, và để đảm bảo rằng tải trọng từ các phần không được chống đỡ của bức tường được phân bố trong suốt chiều dài của tường. Cũng cần chú ý đến các vị trí của lỗ và trụ ngay phía trên hệ móng, không được để các phần của kết cấu mang tải nặng cục bộ không có hệ chống. Không được thi công các đoạn mới cho đến khi nền trước đó hoàn thành việc gia cố và được đỡ ổn định. Trình tự thực hiện gia cố móng đó phải được đảm bảo sao cho tránh được hiện tượng lún lệch và đảm bảo truyền tải.

A.9.6 Diện tích của các hố đào thi công không được vượt quá 25% diện tích bao của tòa nhà. Giới hạn này sẽ được giảm bớt nếu tòa nhà có một số bộ phận biệt lập.

A.9.7 Trong trường hợp cần thực hiện gia cố móng để xử lý lún công trình, hoặc nơi ứng suất trong đất có thể trở nên quá lớn trong quá trình gia cố móng, kết cấu ở hai bên của đoạn gia cố móng nên đưa lên và chuyển tải trọng sang các hệ đỡ tạm thời trên mặt đất có khả năng chịu tải bổ sung hoặc các tác dụng chống đỡ khác khác. Việc chọn những hệ đỡ này phải được xác định để tránh bị phá hoại bởi bất kỳ công việc cần thiết để hoàn thành đoạn gia cố móng. Khi điều này hoàn tất, việc gia cố móng có thể bắt đầu.

A.9.8 Ngoài ra, có thể sử dụng dầm chuyển bê tông cốt thép đặt trên gối di động trước khi tiến hành gia cố móng.

A.9.9 Việc thi công đoạn móng cần gia cố móng phải được bắt đầu ngay sau khi đáy của hố đào đã lộ ra. Trong trường hợp phần đáy hố có khả năng bị ảnh hưởng do tiếp xúc với không khí, phần đáy hố đào không nên được đào lộ ra trừ khi có thể thi công đoạn móng cần gia cố ngay lập tức. Phần đáy hố đào của hệ móng gia cố phải được bịt kín bằng bê tông ngay sau khi kiểm tra đạt yêu cầu về chịu lực.

A.9.10 Trước khi thi công đoạn móng cần gia cố, đáy của tường cũ hoặc móng cũ cần được làm sạch và san phẳng để sẵn sàng cho việc nhận lực đỡ. Tất cả các vị trí chống phục vụ gia cố móng nên được làm sạch kỹ lưỡng. Các đoạn móng cần gia cố nên được hoàn thành càng nhanh càng tốt trong khoảng cao độ 75 mm đến 150 mm dưới mặt móng cũ. Mặt trên của hệ chân đỡ nên được để nhẵn và phẳng để tạo dễ dàng làm gối đỡ.

A.9.11 Ngay sau khi bê tông hoặc gạch đủ cứng để nhận tải từ bên trên, việc liên kết với hệ móng phải được thực hiện. Liên kết gối đỡ phải sử dụng hỗn hợp bê tông khá khô, nghĩa là chỉ thêm vào đủ nước để làm ẩm hỗn hợp để nó sẽ vẫn định hình khi trộn bằng tay (kích thước tối đa của cốt liệu nên là 10 mm). Hỗn hợp phải được lèn chặt để tiếp xúc chắc chắn với lớp phủ của hệ gia cố móng.

A.9.12 Nếu chiều rộng của phần móng được gia cố lớn hơn 1m, nên để nửa bên ngoài sâu hơn 150 mm so với mặt dưới của phần móng cũ để tạo điều kiện chống đỡ phần xa nhất.

A.10 Quan trắc thi công

A.10.1 Trong quá trình gia cố móng, nên thường xuyên kiểm tra chuyển vị hoặc các vị trí nguy hiểm trong kết cấu.

A.10.2 Trong hầu hết các trường hợp, việc kiểm tra cẩn thận là đủ nhưng trong một số trường hợp đặc biệt cần chuẩn bị kế hoạch chi tiết cho việc phá hoại có thể xảy ra.

CHÚ THÍCH: Quan trắc vết nứt, san lấp mặt bằng và hệ thống ống nước có thể cần thiết trong quá trình gia cố nền.

A.11 Báo cáo

Báo cáo thi công gia cường móng phải tuân theo **mục 15**.

Phụ lục B

(Quy định)

PHÂN LOẠI ĐỊA KỸ THUẬT, XÁC ĐỊNH KHỐI LƯỢNG KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT VÀ THÍ NGHIỆM THỬ TÀI TÍNH CỌC

B.1 Tổng quan

B.1.1 Các yêu cầu tối thiểu liên quan đến khối lượng và nội dung của khảo sát địa chất, các tính toán và kiểm soát thi công cần được xác định phù hợp với EN 1997-1 + PLQG.

CHÚ THÍCH: Để thiết kế các yêu cầu về tính toán, mức độ phức tạp của mỗi công trình phải được xác định cũng như những rủi ro liên quan đến việc xây dựng và phân loại địa kỹ thuật của dự án phụ thuộc vào điều kiện của đất nền và hậu quả của việc phá hoại hoặc hư hỏng của công trình (có tính đến tuổi thọ sử dụng của công trình).

B.1.2 Mức độ phức tạp của công trình cần được xác định trước khi tiến hành tính toán thiết kế.

CHÚ THÍCH: Phụ lục này cung cấp các chỉ dẫn phục vụ việc xác định tương quan giữa cấp địa kỹ thuật của công trình, tuổi thọ sử dụng của công trình cũng như cấp độ hậu quả của sự hư hỏng. Phụ lục cũng cung cấp bảng khuyến nghị khối lượng khoan khảo sát cho các loại nhà và công trình tương ứng.

B.2 Cấp hậu quả

B.2.1 Cấp hậu quả của sự phá hoại hay hư hỏng của công trình đối với sinh mạng con người, công trình lân cận và môi trường sinh thái được thiết lập dựa theo các chỉ dẫn của EN 1997-1:

- Cấp độ hậu quả thấp (CC1) gây ra các hậu quả thấp có thể bỏ qua đối với sinh mạng con người hoặc đối với công trình lân cận hay về mặt xã hội là hậu quả kinh tế và sinh thái.
- Cấp độ hậu quả trung bình (CC2) gây ra các hậu quả trung bình đối với sinh mạng con người hoặc đối với công trình lân cận hay về mặt xã hội là hậu quả kinh tế và sinh thái.
- Cấp độ hậu quả cao (CC3) gây ra các hậu quả nghiêm trọng đối với sinh mạng con người hoặc đối với công trình lân cận hay về mặt xã hội là hậu quả kinh tế và sinh thái.

B.3 Cấp địa kỹ thuật

B.3.1 Loại địa kỹ thuật của dự án được xác định, phù hợp với các quy định trong mục 2.1 của EN 1997-1 + PLQG, thông qua các chỉ tiêu mô tả trong **Bảng B.1**:

B.3.2 Các điều kiện đất nền (đơn giản, phức tạp) cần phải được xác định dựa vào địa hình, cấu tạo địa tầng, chỉ tiêu có lý của đất, đá và điều kiện thủy lực.

B.3.3 Cấp hậu quả (CC1, CC2 hay CC3) được xác định thông qua các chỉ tiêu của mục B.2.

B.4 Khối lượng khảo sát địa chất và thí nghiệm cọc phục vụ thiết kế móng cọc:

B.4.1 Khối lượng khảo sát và thí nghiệm cọc cho móng cọc phụ thuộc vào cấp địa kỹ thuật được kiến nghị trong **Bảng B.2**. Không phải lúc nào cũng cần đủ các chủng loại khảo sát như đã cho trong bảng này, khối lượng khảo sát cụ thể do Tư vấn thiết kế đề xuất trên cơ sở đảm bảo cung cấp đầy đủ dữ liệu cần thiết để thiết kế móng cọc.

Bảng B.1 - Cấp độ địa kỹ thuật, cấp hậu quả, điều kiện đất nền, cấp khảo sát và thí nghiệm và yêu

cầu về cơ sở phân tích

Cấp hậu quả	Điều kiện đất nền	Cấp địa kỹ thuật ^A	Cấp khảo sát và thí nghiệm cọc ^B	Cơ sở phân tích
CC1	Đơn giản và thông thường	1		Khảo sát định lượng và kinh nghiệm có thể chấp nhận được
	Phức tạp	2	1	Khảo sát địa kỹ thuật và tính toán là cần thiết
CC2	Đơn giản	2	2	
	Phức tạp	3	3	
CC3	Đơn giản	3	3	Khảo sát chi tiết và tính toán kỹ lưỡng bổ sung
	Phức tạp	3	3*	

A) Không có một nguyên tắc cố định để lựa chọn cấp địa kỹ thuật. Tuy nhiên trong thực tế, có thể chấp nhận công trình tựa trên nền móng cọc được phân cấp tối thiểu là 2. Cấp 3 có thể hiểu là các công trình tựa trên nền móng cọc trong các vùng đất có địa tầng biến đổi rất phức tạp, mất ổn định (trượt) hay trong các vùng động đất mạnh, hay nền đất chịu lực là đất nhạy cảm hoặc vẫn tiếp tục thay đổi tính chất, các công trình điện hạt nhân hay các bãi chứa chất thải hạt nhân....

B) Việc phân cấp khảo sát và thí nghiệm được phân loại theo kinh nghiệm thực tiễn tại Việt Nam qua 30 năm thực hành thiết kế và thi công móng cọc. Việc phân loại này chỉ mang tính chất tương đối nhưng là yêu cầu tối thiểu để các kỹ sư có căn cứ khi thiết kế móng cọc.

Bảng B2 - Khối lượng khảo sát cho các loại nhà và công trình phụ thuộc vào cấp khảo sát và thí nghiệm

Loại khảo sát và thí nghiệm	Cấp khảo sát và thí nghiệm cọc		
	Cấp 1	Cấp 2	Cấp 3
Khoan lấy mẫu và thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn	Khoảng cách giữa các hố khoan không lớn hơn 40 m, nhưng không ít hơn 2 hố cho mỗi công trình	Khoảng cách giữa các hố khoan không lớn hơn 30 m, nhưng không ít hơn 3 hố cho mỗi công trình	Khoảng cách giữa các hố khoan không lớn hơn 20 m, nhưng không ít hơn 5 hố cho mỗi công trình
Thí nghiệm trong phòng	Không ít hơn 6 thí nghiệm cho mỗi chỉ tiêu trong phạm vi một yếu tố địa chất công trình		
Thí nghiệm xuyên tĩnh		Khoảng cách giữa các điểm xuyên không lớn hơn 15 m, nhưng không ít hơn 5 điểm cho mỗi công trình (Khuyến khích)	Khoảng cách giữa các điểm xuyên không lớn hơn 10 m, nhưng không ít hơn 7 điểm cho mỗi công trình (Kiến nghị)
Thí nghiệm nén ngang		Không ít hơn 6 thí nghiệm cho mỗi chỉ tiêu trong phạm vi một yếu tố địa chất công trình (khuyến khích đối với cấp 2 và kiến nghị đối với cấp 3)	
TN cọc ở hiện trường	Số lượng cọc thử do tư vấn thiết kế quy định. Riêng thí nghiệm thử tải tĩnh khoảng 1 % tổng số cọc, nhưng không ít hơn 2 cọc cho mỗi công trình. Nên kết hợp thí nghiệm thử tải tĩnh với thí nghiệm đo biến dạng cọc.		Yêu cầu như cấp 1 và 2 nhưng khuyến nghị có kết hợp với đo ứng suất và biến dạng cọc.

Phụ lục C

(Quy định)

TỔ HỢP TÁC ĐỘNG ÁP DỤNG CHO TÍNH TOÁN MÓNG CỌC

C.1 Tổng quan

Phụ lục tổ hợp tác động áp dụng tính toán móng cọc được soạn thảo dựa trên mục 7.3 của tiêu chuẩn Pháp NF P 94-262: “Diễn giải công trình địa kỹ thuật - Tiêu chuẩn áp dụng quốc gia cho Eurocode 7 - Móng sâu”.

C.2 Xác định hệ quả của tác động theo trạng thái giới hạn cực hạn (ULS)

C.2.1 Để kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn GEO và STR trong các tình huống thiết kế lâu dài và tình huống thiết kế tạm thời, phương trình sau đây thích hợp để xác định nội lực tính toán

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G_j, \text{sup}} G_{k_j, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G_j, \text{inf}} G_{k_j, \text{inf}} + [\gamma_{dd} P_{dd,k}] + \gamma_{sp} G_{sp} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (C1)$$

CHÚ THÍCH 1: Phương trình tổng quát này tương ứng với tổ hợp các tác động tách riêng lực tác động do ma sát âm G_{sn} (vì lực này không có tác dụng cộng dồn một cách tường minh với các tác động thay đổi) và lực đẩy ngang của đất G_{sp} . Nguyên tắc cộng dồn của lực ma sát âm và các tác động thay đổi được quy định trong mục C.2.3.

CHÚ THÍCH 2: Các giá trị của hệ số riêng cần áp dụng được quy định trong EN 1990:2002 + PLQG. Đối với phương pháp tiếp cận thiết kế 2 và các tác động khác ngoài tác động gây bởi dự dịch chuyển của đất nền, nên sử dụng các hệ số được quy định trong PLQG của EN 1990:2002 (1,35 và 1,0 tương ứng với tác động thường xuyên bất lợi và có lợi; 1,5 và 0 tương ứng với các tác động thay đổi bất lợi và có lợi). Đối với các tác động có thể xảy ra của lực ma sát âm và lực đẩy ngang của đất, các giá trị của hệ số riêng được xác định trong mục C.2.2.

CHÚ THÍCH 3: Đối với một tổ hợp nhất định, $G_{k_j, \text{sup}}$ và $G_{k_j, \text{inf}}$ chỉ định các tác động có nguồn gốc và bản chất khác nhau, loại trừ trường hợp chia sẻ cùng một tác động giữa 2 nhóm trên.

C.2.2 Để kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn GEO và STR trong các tình huống thiết kế lâu dài và tình huống thiết kế tạm thời, khi có tính đến lực ma sát âm hay lực đẩy ngang của đất, các hệ số riêng có thể được xem xét lấy như sau:

- Đối với ma sát âm: γ_{dd} lấy bằng 1,35 hoặc 1,125 sao cho hệ quả nội lực ra bất lợi nhất;
- Đối với áp lực của đất γ_{sp} lấy bằng 1,35 hoặc 0,675 sao cho hệ quả nội lực ra bất lợi nhất;

C.2.3 Để kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn UPL trong các tình huống thiết kế lâu dài và tình huống thiết kế tạm thời, có thể được xem xét xác định hệ quả của tác động từ phương trình sau:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G_j, \text{dst}} G_{k_j, \text{dst}} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G_j, \text{stb}} G_{k_j, \text{stb}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (C2)$$

CHÚ THÍCH 1: Phương trình tổng quát này tương ứng với tổ hợp các tác động có kể đến tác động phá hoại của lực đẩy thủy lực.

CHÚ THÍCH 2: Các giá trị của hệ số riêng được quy định trong PLQG của EN 1990:2002 (1,0 và 0,9 tương ứng với các tác động thường xuyên có lợi và bất lợi, 1,5 và 0 tương ứng với các tác động thay đổi bất lợi và có lợi).

CHÚ THÍCH 3: Các giá trị của các hệ số Ψ_0 phải lớn hơn hoặc bằng 1 để tính đến xác suất của tổ hợp tác động thay

đổi.

CHÚ THÍCH 4: Trừ khi có chỉ định khác, thông thường áp dụng cho toàn bộ tác động thay đổi bất lợi truyền thông qua đất nền các giá trị $\gamma_{Q,1}$ $\psi_{0,1}$ bằng 1,35.

C.2.4 Để kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn GEO và STR trong các tình huống thiết kế bất thường, có thể được xem xét xác định hệ quả thiết kế của tác động từ phương trình sau:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{Gj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{Gj, \text{inf}} + A_d + [P_{dd,k}] + G_{sp} + (\psi_{1,1} \text{ hoặc } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (C3)$$

CHÚ THÍCH 1: Trong hầu hết các trường hợp, không cần phải xem xét các tác động thay đổi đồng thời với các tác động bất thường, ảnh hưởng của chúng thường là nhỏ so với tác động ngẫu nhiên gốc.

CHÚ THÍCH 2: Các giá trị của hệ số ψ_1 và ψ_2 phải lớn hơn 1 để tính đến xác suất của tổ hợp tác động thay đổi. Các giá trị này được đưa ra trong các mục tương ứng phù hợp của EN 1990:2002 + PLQG.

C.2.5 Để kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn EQU trong các tình huống thiết kế lâu dài và tình huống thiết kế tạm thời, có thể được xem xét xác định hệ quả thiết kế của tác động từ phương trình sau:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{sup}} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{inf}} G_{kj, \text{inf}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (C4)$$

CHÚ THÍCH: Hệ quả của lực ma sát âm $P_{dd,k}$ và lực đặt ngang của đất G_{sp} không cần xem xét đến.

C.2.6 Đối với tình huống thiết kế động đất, giá trị thiết kế của hệ quả tác động đối với móng cọc được xem xét từ mối quan hệ được trình bày trong mục 3.2.4 của EN 1998-1.

C.3 Xác định hệ quả của tác động theo trạng thái giới hạn sử dụng (SLS)

C.3.1 Để kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng, các phương trình sau đây thích hợp để xác định nội lực tính toán:

- Tổ hợp đặc trưng:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + [P_{dd,k}] + G_{sp} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (C5)$$

- Tổ hợp thường xuyên:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + [P_{dd,k}] + G_{sp} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (C6)$$

- Tổ hợp tựa – thường xuyên:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + [P_{dd,k}] + G_{sp} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (C7)$$

CHÚ THÍCH: Các giá trị của hệ số ψ_0 , ψ_1 và ψ_2 phải lớn hơn 1 để tính đến xác suất của tổ hợp tác động thay đổi. Các giá trị này được đưa ra trong các mục tương ứng phù hợp của EN 1990:2002 + PLQG.

C.4 Cộng tác dụng của lực ma sát âm và tải trọng gây bởi tác động thay đổi

C.4.1 Trong trường hợp không có một mô hình đại diện, khi mà lực dọc thể hiện giá trị bất lợi đối với khả năng chịu nén, giá trị F_d được xác định phương trình sau:

$$F_d = \max\{P_{dd,k}; Q'_d\} + G'_d \quad (C8)$$

Trong đó:

- F_d là giá trị thiết kế của lực dọc gây bất lợi;
- $P_{dd,k}$ là giá trị thiết kế của lực ma sát âm;
- G'_d là giá trị thiết kế của lực dọc gây bởi tác động thường xuyên bao gồm phần thêm vào của tác động tựa thường xuyên của tác động thay đổi;
- Q'_d là giá trị thiết kế của lực dọc gây bởi phần thay đổi của tác động thay đổi trên cùng một cấu kiện.

CHÚ THÍCH 1: Trong trường hợp ψ_2 khác 0, giá trị thiết kế của hệ quả của tác động E_d phải được định nghĩa theo các tổ hợp cụ thể sau đây:

- Đối với tổ hợp tựa thường xuyên, hệ quả thiết kế của tác động được xác định theo phương trình sau:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, sup} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, inf} + [P_{dd,k}] + G_{sp} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (C9)$$

Trong đó:

- Q là các tải trọng sử dụng (không cộng dồn với các tải trọng thay đổi khác).

- Khi kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn, hệ quả thiết kế của tác động được xác định theo phương trình sau:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, sup} G_{kj, sup} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, inf} G_{kj, inf} + \gamma_{sp} G_{sp} + (\gamma_{dd} \text{ hoặc } \gamma_{Q,1}) \max(P_{dd,k}; Q_{k,1}) + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (C10)$$

Trong đó:

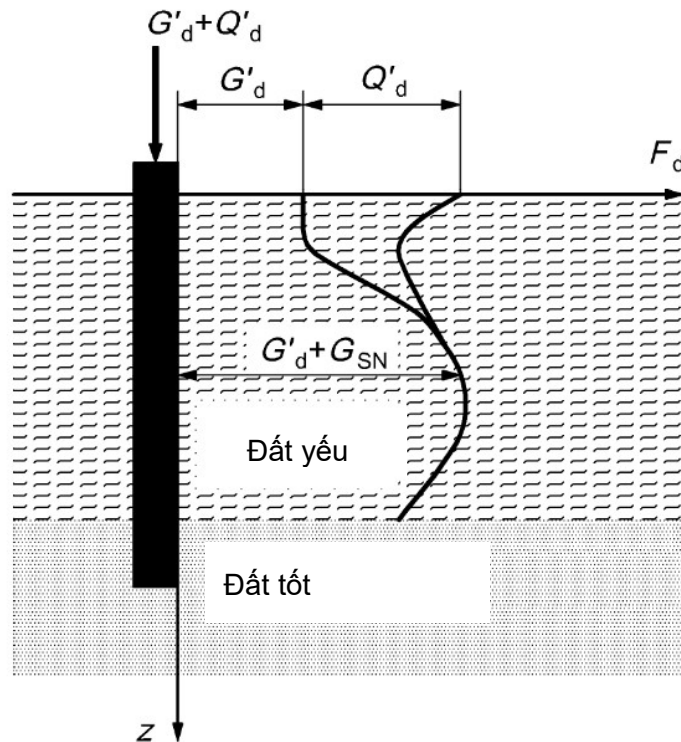
- Q là các tải trọng sử dụng (không cộng dồn với các tải trọng thay đổi khác);
- $\psi_{0,1}$ được quy định trong phụ lục quốc gia của EN 1990:2002 + PLQG.

CHÚ THÍCH 2: Sự cần thiết của các quy tắc như vậy bắt nguồn từ thực tế là sự phân bố của lực dọc theo trục của các phần tử khác nhau trong trường hợp ma sát âm và trong trường hợp tải trọng thay đổi. Do đó, không có sự cộng dồn tối đa. Biểu đồ trong **Hình C.1** minh họa cho ứng xử này của một phần tử biệt lập.

CHÚ THÍCH 3: Bất kỳ ma sát âm nào tác động lên đài móng và mặt đất hoặc các bộ phận của kết cấu được coi là tác động ở đầu các phần tử. Giá trị thiết kế của chúng do đó được thêm trực tiếp vào G_d . Quy định này được chứng minh bởi thực tế là các chuyển dịch cần thiết để đảo ngược hướng của ma sát âm quan trọng hơn trong trường hợp trụ cầu hơn là trong trường hợp móng cọc.

CHÚ THÍCH 4: Ma sát âm sẽ chỉ được tính đến trong các phân tích GEO trong các tổ hợp có liên quan đến SLS. Thật vậy, trên lý thuyết, sự gia tăng ma sát âm đối với móng cọc gây ra sự chìm xuống của móng sau đó cho phép nó huy động nhiều ma sát "dương" hơn so với trước khi tăng ma sát âm tương tự. Đối với các phân tích STR, ma sát âm luôn được tính đến trong các tổ hợp liên quan đến ULS.

C.4.2 Trong trường hợp không có một mô hình đại diện, khi mà lực dọc thể hiện giá trị có lợi, giá trị lực dọc tạo ra bởi ma sát âm tác dụng lên các phần tử của móng được giả định bằng không.



Hình C.1 - Cộng dồn ma sát âm và tải trọng gây bởi tác động thay đổi

Phụ lục D

(Quy định)

BIẾN DẠNG GIỚI HẠN CỦA NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH

(theo EN 1997-1 + PLQG)

Công trình	Biến dạng giới hạn của nền móng		
	Độ lún lệch tương đối $\Delta s/L$	Độ nghiêng i_u	Độ lún tuyệt đối s_{gh} hoặc độ lún trung bình \bar{s}_{gh} (cm)
1. Nhà sản xuất, nhà dân dụng một tầng và nhà nhiều tầng kết cấu khung: - Khung Bê tông cốt thép; - Khung Bê tông cốt thép có thêm giằng BTCT hoặc sàn mái toàn khối và công trình toàn khối - Khung thép - Khung thép có thêm giằng BTCT hoặc sàn mái toàn khối	0,002 0,001 0,001 0,002	- - - -	8 8 12 12
2. Nhà và công trình không xuất hiện thêm nội lực trong kết cấu khi chịu lún lệch	0,006	-	15
3. Nhà nhiều tầng không có kết cấu khung, kết cấu chịu lực là: - Các panel lớn - Các khối lớn hoặc khối gạch xây không cốt thép - Như trên, nhưng được gia cường, trong đó có giằng BTCT hoặc mái toàn khối cũng như nhà kết cấu toàn khối	0,0007 0,001 0,0012	- - -	10 10 15
4. Công trình dạng ống kết cấu BTCT: - Nhà sản xuất và silo kết cấu toàn khối trên một tấm móng; - Như trên cho kết cấu lắp ghép - Silo kết cấu toàn khối đứng độc lập - Như trên, kết cấu lắp ghép	- - - -	0,003 0,003 0,004 0,001	40 30 40 30
5. Ống khói chiều cao H, m: H ≤ 100 100 < H ≤ 200 200 < H ≤ 300 H > 300	- - - -	0,005 1/(2H) 1/(2H) 1/(2H)	40 30 20 10
6. Công trình kết cấu cứng cao đến 100 m, trừ các công trình ở trong điểm 4 và 5	-	0,004	20
CHÚ THÍCH 1: Trị giới hạn độ lún s_{gh} dùng cho các công trình xây dựng trên các móng riêng lẻ trên nền tự nhiên (nhân tạo) hoặc trên móng cọc có các đài cọc riêng lẻ (băng cọc hoặc móng cọc dưới cột ...).			
CHÚ THÍCH 2: Trị giới hạn độ lún trung bình \bar{s}_{gh} dùng cho các công trình xây dựng trên móng toàn khối BTCT cho kết cấu liên tục (băng giao nhau hoặc móng bè trên nền tự nhiên hoặc nền nhân tạo, móng cọc có đài dạng bè liên tục, móng bè - cọc ...).			

Phụ lục E
(Tham khảo)
XÁC ĐỊNH VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT

E.1 Tổng quan

Phụ lục này trích dẫn các phần liên quan trong tiêu chuẩn EN ISO 14688-2: Điều tra và thử nghiệm địa kỹ thuật - Xác định và phân loại đất:

- Phần 1: Nhận dạng và mô tả;
- Phần 2: Nguyên tắc phân loại.

E.2 Xác định hình dạng hạt

Trong trường hợp phân số thô, hình dạng hạt được mô tả bằng cách tham chiếu đến góc của các hạt (cho biết mức độ làm tròn ở các cạnh và góc), dạng chung và đặc điểm bề mặt của chúng. Các thuật ngữ được sử dụng cho các khía cạnh này, thường chỉ áp dụng cho cỡ sỏi hoặc lớn hơn, được đưa ra trong **Bảng E.1**. Thông thường, ước tính góc hoặc độ tròn trung bình bằng cách sử dụng một bộ biểu đồ tiêu chuẩn.

Bảng E.1 - Thuật ngữ chỉ định hình dạng hạt

Thông số	Hình dạng hạt
Góc / độ tròn	Rất góc cạnh Góc cạnh Nửa góc cạnh Nửa tròn Tròn Rất tròn
Dạng	Lập phương Phẳng Kéo dài
Kết cấu bề mặt	Sần sùi Nhẵn

E.3 Hệ số đồng nhất và chỉ số độ chặt**E.3.1 Hệ số đồng nhất, C_u**

Số đo hình dạng của đường cong phân loại trong phạm vi từ d_{10} đến d_{60} .

$$C_u = d_{60} / d_{10} \quad (E.1)$$

CHÚ THÍCH: d_{10} và d_{60} là các cỡ hạt tương ứng với các bậc 10% và 60% khối lượng của phần trăm

E.3.2 Chỉ số độ chặt, I_D

Chỉ số độ chặt của đất thô (cát và sỏi) phụ thuộc vào hệ số rỗng (e) và các hệ số rỗng tương ứng với tỷ trọng tối thiểu (e_{max}) và tỷ trọng tối đa (e_{min}), được đo trong phòng thí nghiệm.

$$I_D = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad (\text{E.2})$$

E.4 Sức kháng cắt không thoát nước của đất mịn

Các thuật ngữ được sử dụng để chỉ định sức kháng cắt không thoát nước theo kết quả thí nghiệm trong phòng thí nghiệm và hiện trường được nêu trong **Bảng 5**.

Bảng E.2 – Sức kháng cắt không thoát nước của đất mịn

Sức kháng cắt không thoát nước của đất sét	Sức kháng cắt không thoát nước, c_u , kPa
Vô cùng thấp	< 10
Rất thấp	10 – 20
Thấp	20 – 40
Trung bình	40 – 75
Cao	75 – 150
Rất cao	150 – 300
Vô cùng cao ^{A)}	> 300
^{A)} Vật liệu có sức kháng cắt lớn hơn 300 kPa có thể hoạt động như đá yếu và phải được mô tả là đá theo EN ISO 14689-1.	

CHÚ THÍCH: Khi tiến hành kiểm tra (hiện trường) ngay lập tức, cường độ được ước tính bằng các thử nghiệm thử công hoặc đo bằng thử nghiệm hiện trường đơn giản, ví dụ: máy đo độ xuyên thấu bô túi hoặc thiết bị cánh gạt nhỏ.

Đất mịn cũng có thể được phân loại theo độ nhạy của đất, tỷ lệ giữa sức kháng cắt không thoát nước của đất ở trạng thái nguyên dạng và của đất được đúc lại. Độ nhạy thấp (<8), trung bình (8 - 30) hoặc cao (> 30); đất có độ nhạy > 50 được mô tả là đất sét chảy (quick clays).

Phụ lục F

(Tham khảo)

XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI NÉN VÀ KÉO CỦA CỌC DỰA TRÊN KẾT QUẢ CỦA CÁC THÍ NGHIỆM ĐẤT NỀN

F.1 Công thức chung xác định sức chịu tải của cọc

Công thức chung xác định giá trị đặc trưng của sức chịu tải nén cực hạn $R_{c,k}$ của cọc được xác định theo công thức (26), (27) và (28) trong mục 8.2.2 và công thức (43), (44), (45), (46) trong mục 8.2.3 của tiêu chuẩn này.

F.2 Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)

CHÚ THÍCH: Công thức trong F.2 của Viện kiến trúc Nhật Bản (1988) [51].

F.2.1 Sức kháng ma sát đơn vị cực hạn của lớp đất thứ “i” trên thân cọc ($q_{s,i}$) có thể được tính toán từ:

Đối với cọc đóng, sức kháng ma sát đơn vị cực hạn trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ “i” tính theo:

$$q_{s,i} = \frac{10N_{s,i}}{3} \quad (F.1)$$

và sức kháng ma sát đơn vị cực hạn trên đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ “i” tính theo:

$$q_{s,i} = \alpha_p f_L c_{u,i} \quad (F.2)$$

Trong đó:

α_p là hệ số điều chỉnh cho cọc đóng, phụ thuộc vào tỷ lệ giữa sức kháng cắt không thoát nước của đất dính c_u và trị số trung bình của ứng suất pháp hiệu quả thẳng đứng, xác định theo biểu đồ trên **Hình F.1a**;

f_L là hệ số điều chỉnh theo độ mảnh h/d của cọc đóng, xác định theo biểu đồ trên **Hình F.1b**;

Biểu đồ xác định các hệ số f_L và α_p trên **hình F1** là do Semple và Rigden xác lập (1984). Đối với cọc nhồi, cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ i tính theo công thức (F.1), còn cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ i tính theo công thức (F.2) với $f_L = 1$;

$c_{u,i}$ là cường độ sức kháng cắt không thoát nước của đất dính, khi không có số liệu sức kháng cắt không thoát nước c_u xác định trên các thiết bị thí nghiệm cắt đất trực tiếp hay thí nghiệm nén ba trục có thể xác định từ thí nghiệm nén một trục nở hông ($c_u = q_u / 2$), hoặc từ chỉ số SPT trong đất dính: $c_{u,i} = 6,25 N_{c,i}$, tính bằng kPa, trong đó $N_{c,i}$ là chỉ số SPT trong đất dính;

$N_{s,i}$ là chỉ số SPT trung bình trong lớp đất rời “i” (Chỉ số N_{30}).

F.2.2 Sức kháng mũi đơn vị cực hạn q_b có thể được tính toán từ:

Khi mũi cọc nằm trong đất rời:

$$\begin{aligned} q_b &= 300 N_p \text{ (Kpa) cho cọc đóng (ép)} \\ q_b &= 150 N_p \text{ (Kpa) cho cọc nhồi.} \end{aligned} \tag{F.3}$$

Khi mũi cọc nằm trong đất dính:

$$\begin{aligned} q_b &= 9 c_u \text{ cho cọc đóng} \\ q_b &= 6 c_u \text{ cho cọc nhồi.} \end{aligned} \tag{F.4}$$

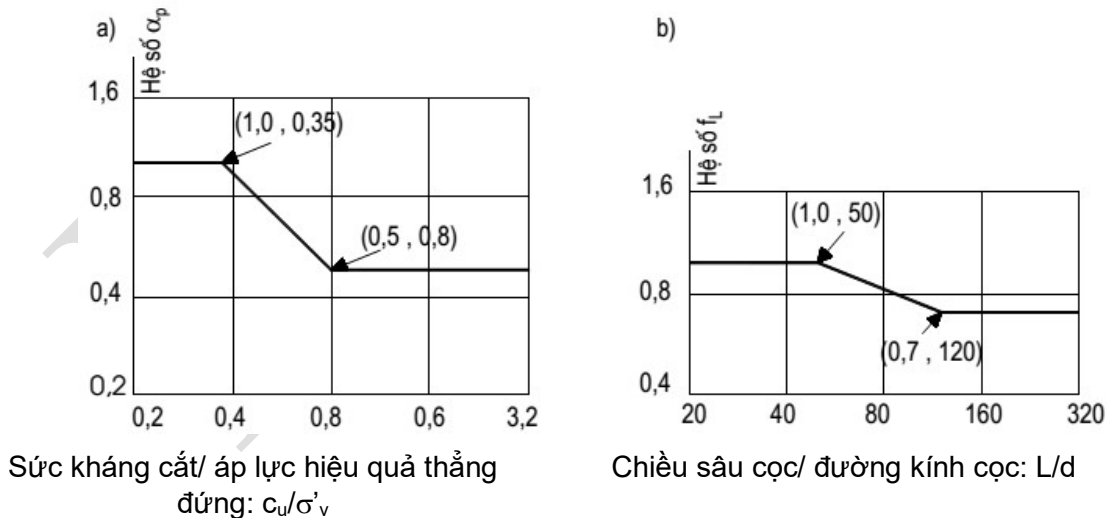
Trong đó:

N_p là chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới và 4d trên mũi cọc;

c_u là cường độ sức kháng cắt không thoát nước của đất dính, khi không có số liệu sức kháng cắt không thoát nước c_u xác định trên các thiết bị thí nghiệm cắt đất trực tiếp hay thí nghiệm nén ba trục, có thể xác định từ thí nghiệm nén một trục nở hông ($c_u = q_u / 2$), hoặc từ chỉ số SPT trong đất dính: $c_{u,i} = 6,25 N_p$ (kPa), trong đó N_p là chỉ số SPT trong đất dính.

CHÚ THÍCH 1: Đối với các loại đất cát, nếu trị số $N_p > 50$ thì chỉ lấy $N_p = 50$; nếu trị số $N_{s,i}$ lớn hơn 50 thì lấy $N_{s,i} = 50$.

CHÚ THÍCH 2: Đối với nền đá và nền ít bị nén như sỏi cuội ở trạng thái chặt, khi trị số $N_p > 100$ có thể lấy $q_b = 20$ Mpa cho trường hợp cọc đóng. Riêng đối với cọc nhồi và barrette thì sức kháng mũi phụ thuộc chủ yếu vào chất lượng thi công cọc, nếu có biện pháp tin cậy làm sạch mũi cọc và bơm vữa xi măng gia cường đất dưới mũi cọc thì có thể lấy giá trị q_b như trường hợp cọc đóng.



Hình F.1 - Biểu đồ xác định hệ số α_p và f_L

F.3 Thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT)

F.3.1 Sức kháng ma sát đơn vị cực hạn của lớp đất thứ "i" trên thân cọc ($q_{s,i}$) có thể được tính toán từ:

$$q_{s,i} = \frac{\overline{q_{c,i}}}{\alpha_i} \quad (\text{F.5})$$

Trong đó:

$\overline{q_{c,i}}$ là cường độ sức kháng mũi xuyên trung bình trong lớp đất thứ “i”;

α_i là hệ số chuyển đổi từ sức kháng mũi xuyên sang sức kháng trên thân cọc, tra **Bảng F1**.

F.3.1 Sức kháng mũi đơn vị cực hạn q_b có thể được tính toán từ:

$$q_b = k_c \cdot q_c \quad (\text{F.6})$$

Trong đó:

q_c là cường độ sức kháng mũi xuyên trung bình của đất trong khoảng $3d$ phía trên và $3d$ phía dưới mũi cọc, d là đường kính, hoặc cạnh tiết diện ngang cọc;

α_i là hệ số chuyển đổi sức kháng mũi xuyên thành sức kháng mũi cọc, tra **Bảng F1**;

Bảng F1 - Hệ số K_c và α

Loại đất	Sức kháng ở mũi xuyên q_c kPa	Hệ số K_c		Hệ số α				Cường độ sức kháng lớn nhất trên thân cọc f_{max} kPa			
				Cọc nhồi		Cọc đóng		Cọc nhồi		Cọc đóng	
		Cọc nhồi	Cọc đóng	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép
Đất dính chảy, Bùn (*)	< 2000	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	
Đất dính dẻo mềm - dẻo cứng	Từ 2000 đến 5000	0,35	0,45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Đất dính nửa cứng đến cứng	> 5000	0,45	0,55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Cát chảy	Từ 0 đến 2500	0,4	0,5	(60) 120	150	(60) 80	(120) 60	35	35	35	35
Cát chặt vừa	Từ 2500 đến 10000	0,4	0,5	(100) 180	(200) 250	100	(200) 250	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80
Cát chặt đến rất chặt	>10000	0,3	0,4	150	(300) 200	150	(300) 200	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120
Đá phần mềm	> 5000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35
Đá phần phong hóa, mảnh vụn	> 5000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120

CHÚ THÍCH 1: Cần hết sức thận trọng khi lấy giá trị sức kháng trên thân cọc trong đất sét yếu và bùn vì có thể xuất hiện ma sát âm khi bị lún do tải trọng tác dụng lên nó hoặc do trọng lượng bản thân đất.

CHÚ THÍCH 2: Các giá trị trong ngoặc đơn có thể sử dụng khi:

- Đối với cọc nhồi, thành hố được giữ tốt, khi thi công thành hố không bị phá hoại và bê tông cọc đạt chất lượng cao;
- Đối với cọc đóng có tác dụng làm chặt đất.

CHÚ THÍCH 3: Giá trị sức kháng của đất ở mũi xuyên trong bảng ứng với mũi côn đơn giản.

Phụ lục G

(Tham khảo)

XÁC ĐỊNH SỨC KHÁNG MŨI ĐƠN VỊ CỌC ĐƠN TRONG ĐẤT THÔ - HỆ SỐ N_q

G.1 Tổng quan

Phụ lục này trích dẫn các phần liên quan trong các sách giáo khoa được nhắc đến trong tiêu chuẩn để xác định sức kháng mũi đơn vị của cọc đơn trong đất thô và giá trị N_q . Giá trị của N_q có thể thu được từ nhiều lý thuyết, bao gồm cả lý thuyết được đưa ra trong Kỹ thuật đóng cọc (xuất bản lần thứ 3) [25], và Kỹ thuật nền móng [26].

G.2 Phương pháp Berezantsev (1961)

G.2.1 Fleming (1992) đề xuất việc sử dụng phân tích trong Berezantsev (1961) cùng với công thức (G.1) để tính sức kháng mũi đơn vị cục hạn (với gợi ý rằng đây là tải trọng dẫn đến độ lún tương đối 10%):

$$q_{b,ult} = N_{q,ult} \sigma'_v \quad (G.1)$$

Trong đó:

$N_{q,ult}$ được tính bằng phương pháp được đề xuất bởi Berezantsev (1961) với ϕ_p , là giá trị thí nghiệm nén ba trục thu được từ công thức (G.2), (G.3) và (G.4).

G.2.2 Công thức (G.2) xác định I_R là một biến số được gọi là chỉ số độ giãn nở tương đối, được xác định cho cường độ đỉnh là:

$$I_R = I_D \left[Q - \ln \left(\frac{100 \sigma'_{mp}}{P_A} \right) \right] - R_Q \quad (G.2)$$

Trong đó:

$I_D = D_R/100$ là độ chặt tương đối, nằm trong khoảng từ 0 đến 1;

Q, R_Q là các thông số phù hợp phụ thuộc vào các đặc tính bên trong của cát;

$P_a = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MPa} \approx 1 \text{ tsf} \approx 2000 \text{ psf}$, là ứng suất tham chiếu;

σ'_{mp} là ứng suất hữu hiệu trung bình ở độ bền cắt lớn nhất, được cho bởi công thức (G.3)

$$\sigma'_{mp} = \sqrt{q_{b,ult} \sigma'_v} = \sqrt{N_{q,ult} \sigma'_v} \quad (G.3)$$

CHÚ THÍCH: Theo Kỹ thuật nền móng [26]: Giới hạn thấp hơn của 0 có thể được thực hiện đối với I_R ở mức ứng suất rất cao, trong khi các giá trị I_R lớn hơn 4 cần được xử lý thận trọng. Trong một nghiên cứu sau đó, Bolton (1986) đề xuất giới hạn phương trình (G.2) có nghĩa là ứng suất hữu hiệu vượt quá 150 kPa, dưới đó độ chặt tương đối hiệu chỉnh được lấy là $I_R = 5I_D - 1$.

G.2.3 Công thức (G.4), Bolton (1986) đã hệ thống hóa sự phụ thuộc của góc ma sát đỉnh, vào các biến số nội tại của đất và các biến trạng thái của đất đối với cả điều kiện nén biến dạng ba trục và biến dạng phẳng:

$$\varphi_p = \varphi_{cv} + A_\psi I_R = \varphi_{cv} + [5 - 2(k - 1)]I_R \quad (G.4)$$

Trong đó:

φ_{cv} Góc ma sát ở trạng thái tới hạn, liên quan đến các điều kiện mà đất bị cắt với độ giãn nở bằng không (tức là ở khối lượng không đổi);

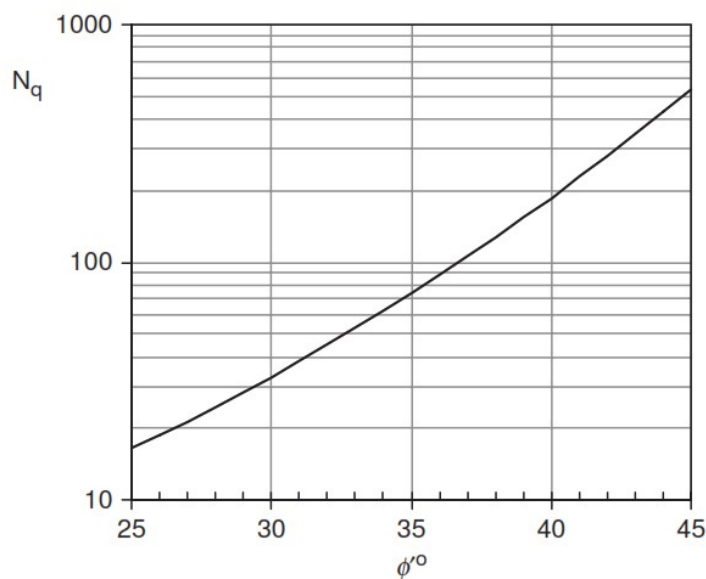
$k = 1$ đối với biến dạng phẳng và $k = 2$ đối với điều kiện nén ba trục;

$A_\psi = 3$ đối với điều kiện ba trục và $A_\psi = 5$ đối với điều kiện biến dạng phẳng.

CHÚ THÍCH 1: Mặc dù có bằng chứng thực nghiệm rằng φ_{cv} , đối với nén biến dạng phẳng lớn hơn một chút so với nén ba trục, Bolton (1986) [5] đã giả định hai giá trị là như nhau. Thường an toàn hơn khi sử dụng nén ba trục nhỏ hơn φ_{cv} , trong tất cả các phép tính, hay $\varphi_p = \varphi_{cv} + 3I_R$

CHÚ THÍCH 2: Bolton (1986) [5] nhận thấy $Q = 10$ và $R_Q = 1$ phù hợp khá tốt với kết quả của một số lượng lớn các thử nghiệm trong phòng thí nghiệm trên nhiều loại cát silica sạch khác nhau.

G.2.4 Giải pháp Berezantsev (1961) vẫn được các kỹ sư sử dụng ngày nay, và sau đó nó được cung cấp đầy đủ trong **Hình G.1** và cả trong **Bảng G.1** phù hợp với các giá trị cho trong hình:



Hình G.1 - Sự biến đổi của N_q với φ_p (Berezantsev, 1961)

CHÚ THÍCH: Theo Kỹ thuật nền móng [26], có thể sử dụng công thức sau phù hợp với các giá trị cho trong **Hình G.1** và **Bảng G.1**

$$N_{q, \text{ult}} = 0,136 \exp(0,182\varphi_p) \quad (G.5)$$

Trong đó:

φ_p tính bằng độ.

Bảng G.1 - Các giá trị của $N_{q,ult}$ theo góc φ_p , Berezzantsev (1961)

φ_p	$N_{q,ult}$
30	33
35	75
40	189
45	500

G.2.5 Để sử dụng phương pháp này, cần phải lặp lại các bước sau:

- Bước 1: ước lượng ban đầu về giá trị của φ_p ;
- Bước 2: tính $N_{q,ult}$ theo **Hình G.1** và sau đó σ'_{mp} theo (G.3);
- Bước 3: tính toán một giá trị mới của φ_p bằng cách sử dụng công thức (G.2) và (G.4);
- Bước 4: so sánh giá trị được tính ở bước 3 với giá trị giả định của φ_p , và quay lại bước 2 nếu chưa có sự hội tụ;
- Bước 5: tính $q_{b,ult}$.

Phụ lục H (Tham khảo) XÁC ĐỊNH SỨC KHÁNG CỌC ĐƠN TRONG ĐÁ

H.1 Tổng quan

CHÚ THÍCH: Phụ lục này trích dẫn các phần liên quan đưa ra trong các tài liệu Kỹ thuật đóng cọc (ấn bản thứ 3) [25], Sổ tay ICE về công trình địa kỹ thuật (2012) [2], Báo cáo nghiên cứu của CIRIA 181 [36], Tổng hợp NCHRP 360 [37].

Công thức chung xác định giá trị đặc trưng của sức kháng nén cực hạn $R_{c,k}$ của cọc được xác định theo công thức (26), (27) và (28) trong mục 8.2.2 của tiêu chuẩn này.

$$R_{c,k} = R_{s,k} + R_{b,k} \quad (H.1)$$

$$R_{s,k} = \frac{R_{s,u}}{\gamma_{Rd}} \quad (H.2)$$

$$R_{b,k} = \frac{R_{b,u}}{\gamma_{Rd}} \quad (H.3)$$

Trong đó:

- $R_{s,k}$ là giá trị đặc trưng của sức kháng ma sát cực hạn;
- $R_{s,u}$ là sức kháng ma sát cực hạn;
- $R_{b,k}$ là giá trị đặc trưng của sức kháng mũi cực hạn;
- $R_{b,u}$ là sức kháng mũi cực hạn;
- γ_{Rd} là hệ số mô hình.

H.2 Các phương pháp xác định sức kháng cọc đơn trong đá

CHÚ THÍCH: Việc xem xét thiết kế cọc trong đá yếu rất khác nhau đối với cọc thay thế (khoan nhồi CFA) và cọc dịch chuyển (dẫn động hoặc khoan nhồi). Điều này chủ yếu là do có thể thi công các hốc đá quan trọng với các kỹ thuật thay thế, đặc biệt là khi sử dụng các giàn đóng cọc mômen xoắn cao hiện đại, trong khi các hệ thống dịch chuyển thường gặp chướng ngại ở đỉnh của các tầng đá yếu hoặc khi xâm nhập rất ngắn vào đá. Nói chung, những tầng đá mạnh bên dưới một địa điểm phát triển sẽ không yêu cầu cọc chịu lực xuyên qua chúng trong bất kỳ khoảng cách đáng kể nào. Tất nhiên, tình huống vẫn có những ngoại lệ đối với quy tắc chung này, ví dụ như khi các đường hầm chạy đường sắt liền kề được yêu cầu cách ly với các cọc chịu tải có lót trượt.

H.2.1 Sức kháng ma sát của cọc trong đá

H.2.1.1 Việc truyền tải trọng cọc bằng cách truyền lực cắt dọc theo mặt phân cách cọc - trục - đá tương đối phức tạp và phụ thuộc vào một số yếu tố bao gồm:

- Độ cứng của đá;
- Độ nhám của hốc đá;
- Liên kết đá - bê tông;
- Mức độ 'ô nhiễm' của hốc đá với các cặn bản siêu cứng bên trên;

- Khả năng xuống cấp (bôi bẩn / đánh bóng) của hốc đá thông qua quá trình doa / khoan.

CHÚ THÍCH: Chi tiết toàn diện về các cơ chế truyền tải có thể được tìm thấy trong báo cáo CIRIA R181 (Gannon và cộng sự, 1999) [36]

H.2.1.2 Trong bất kỳ thiết kế nào cũng cần kiểm tra để sức kháng ma sát bên giả định không lớn hơn 5% cường độ bê tông.

H.2.1.3 Cọc khoan thường sẽ không xuyên qua khoảng cách đáng kể vào đá có cường độ trung bình. Đối với cọc đóng trong đá từ yếu đến vừa phải, sức kháng ma sát đơn vị có thể được tính từ công thức:

$$q_s = 0,5K_s\sigma'_{vo} \tan \delta \quad (H.4)$$

Trong đó:

- K_s là hệ số áp lực đất;
- σ'_{vo} là ứng suất hữu hiệu lớp đất phủ;
- δ là góc ma sát giữa đá và trục cọc.

CHÚ THÍCH: Nói chung, đóng cọc vào đá bùn sẽ tạo ra một 'lớp ma sát' của vật liệu đúc lại xung quanh trục, và ma sát trục được huy động sẽ chỉ là một phần nhỏ của lực ma sát xung quanh cọc nhồi (thay thế).

H.2.1.4 Đối với cọc nhồi tại chỗ (cọc thay thế), một số mối tương quan giữa cường độ nén nở hông của đá và ma sát bên hốc đá đã được đề xuất. Các mối tương quan phổ biến nhất là những mối tương quan được đề xuất bởi Horvath (1978), Rosenberg và Journeaux (1976), Williams và Pells (1981) và Rowe và Armitage (1987). Whitworth và Turner (1989) đã tóm tắt các công thức khác nhau để tính sức kháng ma sát đơn vị cực hạn (xem **Bảng H.1**): ở đây, q_{uc} là cường độ nén nở hông, α là hệ số giảm (độ bám dính) liên quan đến cường độ nén nở hông và β là hệ số hiệu chỉnh (ma sát bên hốc đá) liên quan đến khoảng cách gián đoạn trong khối đá.

Bảng H.1 - Mối tương quan điển hình giữa q_{wc} và sức kháng ma sát cực hạn

Phương pháp	Sức kháng ma sát đơn vị cực hạn, q_s (MPa)
Horvath (1978)	$0,33(q_{uc})^{0,5}$
Horvath and Kenney (1979)	$0,20 - 0,25(q_{uc})^{0,5}$
Meigh and Wolski (1979)	$0,22(q_{uc})^{0,6}$
Rowe and Armitage (1987)	$0,45(q_{uc})^{0,5}$
Rosenberg and Journeaux (1976)	$0,375(q_{uc})^{0,515}$
Williams and Pells (1981)	$\alpha\beta(q_{uc})$

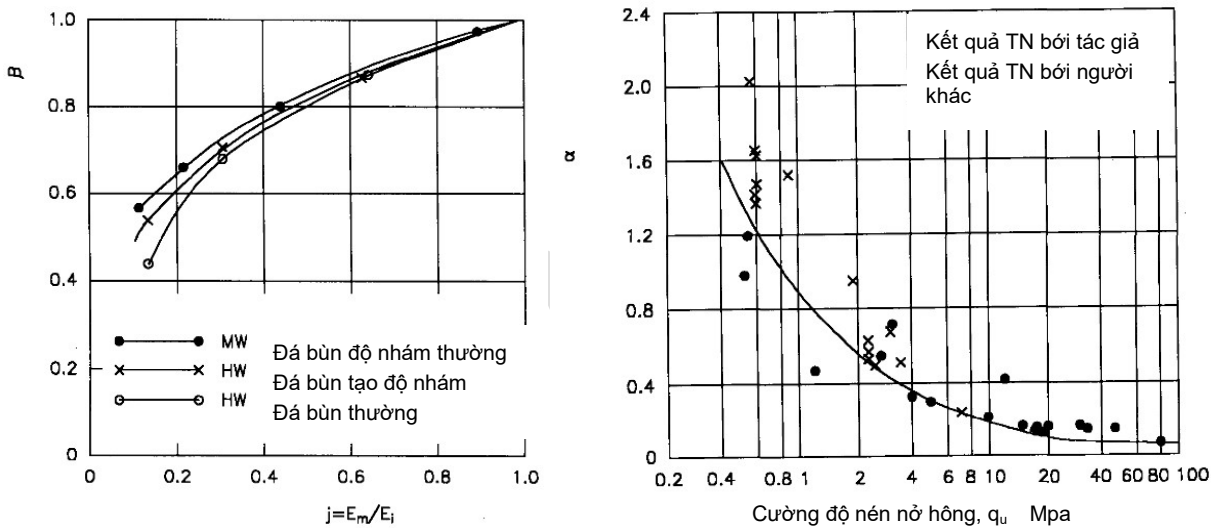
CHÚ THÍCH 1: Các mối tương quan trong **Bảng H.1** có thể mang lại một loạt các giá trị cho sức kháng ma sát cực

hạn. Một số khác biệt này có thể là do các phương pháp thi công được áp dụng cho các cọc thử nghiệm, khác với các phương pháp phân tích ngược để rút ra các mối tương quan, hoặc sự khác biệt của vật liệu đá và / hoặc khối lượng đá trong đó các cọc thử nghiệm phân tích lại được xây dựng. Một cách tiếp cận phổ biến là lấy giá trị trung bình từ mỗi mối tương quan để đạt được vị trí ban đầu về giá trị thiết kế và sử dụng thông tin bổ sung từ quá trình thử nghiệm cọc trước đây ở một khu vực địa lý nhất định hoặc sự hình thành đá cho các cọc được xây dựng tương tự cho những cọc đang được xem xét. Chi tiết xem trong Báo cáo nghiên cứu của CIRIA 181 [69], mục 4.1.1

CHÚ THÍCH 2: Theo Báo cáo nghiên cứu của CIRIA 181 [69] và Tổng hợp NCHRP 360 [70], công thức trong **Bảng H.1** có thể được biểu thị ở dạng chuẩn hóa bằng cách chia cả sức kháng ma sát đơn vị và cường độ nén nở hông cho áp suất khí quyển ($p_a = 0,1 \text{ MPa}$). Ví dụ: công thức của Horvath and Kenney (1979), với hệ số 0,2, tương

đương:
$$\frac{q_s}{p_a} = 0,63 \sqrt{\frac{q_u}{p_a}}$$
 (sẽ có dạng công thức (41) với $k_1=0,63$ và $k_2=0,5$).

CHÚ THÍCH 3: Hệ số α và β trong công thức Williams and Pells (1981) trên **Bảng H.1** xác định theo Báo cáo nghiên cứu của CIRIA 181 [69], xem trong **Hình H.1**. Trong đó hệ số $j = E_m/E_i$ xác định theo **Bảng H.3**.



Hình H.1 - Hệ số giảm sức kháng ma sát, β theo tỷ lệ độ cứng của khối đá và đá nguyên vẹn và hệ số kết dính α , là một hàm theo cường độ nén nở hông của đá (Williams và cộng sự, 1980)

CHÚ THÍCH 4: Cần phải đặc biệt chú ý khi tính toán các giá trị thiết kế cho ma sát hốc đá đối với đá bùn. Kinh nghiệm cho thấy rằng các giá trị tính toán cho sức kháng ma sát đơn vị dựa trên cường độ đá bùn hiếm khi đạt được trong thực tế, phần lớn là do tác động làm mềm / đánh bóng trong quá trình xây dựng hốc đá.

CHÚ THÍCH 5: Hướng dẫn được công bố gần đây nhất về ma sát bên cọc trong phần dựa trên phương pháp ứng suất hữu hiệu. Nên tham khảo Báo cáo PR86 của CIRIA (Lord và cộng sự, 2003) để có hướng dẫn cụ thể.

CHÚ THÍCH 6: Việc ước tính chính xác ma sát bên xung quanh cọc đóng vào đá mềm là khó khăn do cấu trúc của đá bị phá vỡ khi cọc xuyên qua. Ma sát bên sẽ phụ thuộc vào độ lớn của ứng suất hữu hiệu thông thường, ứng suất này có thể thay đổi theo kiểu ngẫu nhiên. Các giá trị ghi lại của ma sát bên đối với cọc đóng vào đá phần cấp thấp thay đổi từ 8 kPa (Hodges và Pink, 1971) đến 26 kPa (Hobbs và Robins, 1976) đối với các cọc xuyên thủng tương tự.

H.2.1.5 Sức kháng ma sát tính theo công thức O'Neill và Reese (1999), hiệu chỉnh từ công thức Horvath và Kenney (1979):

$$\frac{q_s}{p_a} = 0,63\alpha \sqrt{\frac{q_u}{p_a}} \tag{H.5}$$

Trong đó:

- q_{su} là sức kháng ma sát đơn vị cực hạn;
- q_u là cường độ nén của vật liệu yếu hơn (đá hoặc bê tông);
- b nằm trong khoảng từ 0,2 (mịn) đến 0,3 (thô);
Cả q_{su} và q_u trong (H.9) được tính bằng đơn vị MPa;
- α là hệ số được xác định trong **Bảng H.2**, hệ số sửa đổi công thức của Horvath và Kenney (1979) (Xem **Bảng H.1**) để giải thích ứng xử khối lượng đá về RQD, tỷ lệ môđun (E_M / E_i) và tình trạng vết nứt. Tỷ lệ giảm môđun (E_M / E_i) được đưa ra trong **Bảng H.3**, dựa trên RQD.

Bảng H.2 - Hệ số giảm sức kháng phụ thuộc trên cơ sở hệ số giảm môđun (O'Neill và Reese 1999)

E_m/E_i	α
1	1
0,5	0,8
0,3	0,7
0,1	0,55
0,05	0,45

Bảng H.3 - Tương quan E_m/E_i và chỉ số chất lượng đá RQD

RQD (%)	E_m/E_i	
	Khe nứt kín	Khe nứt hở
100	1	0,6
70	0,7	0,1
50	0,15	0,1
< 20	0,05	0,05

H.2.2 Sức kháng mũi của cọc trong đá

H.2.2.1 Theo Sổ tay ICE về công trình địa kỹ thuật (2012) [2], đối với cả cọc nhồi và cọc nhồi được xây dựng trong đá, sức kháng đơn vị cực hạn thường được lấy là giá trị q_{uc} thiết kế cho tầng đá, tức là giá trị sức kháng đơn vị cực hạn cho phép:

$$q_{b,all} = q_{uc} / F_{os} \quad (H.6)$$

Trong đó:

- F_{os} là hệ số an toàn, sẽ lấy là một giá trị cao hợp lý, thường là 2,0–2,5, điều này sẽ đảm bảo rằng đá hiện diện ở chân cọc sẽ không bị quá tải, ngay cả đối với các cọc chủ yếu chịu lực ở mũi, một lần nữa phải duy trì sự tương thích giữa vật liệu đá và khối đá.

CHÚ THÍCH 1: Nền đá dốc có thể gây ra những rủi ro đặc biệt cho việc thi công cọc. Cọc đóng ép và cọc nhồi có thể bị xẹp lún do bề mặt đá dốc. Cọc nhồi có thể được lắp đặt theo tiêu chuẩn cọc chống cho đến khi chất tải gây ra sự mất ổn định của khối đá nghiêng do khối đá trượt xuống. Các mỏ đá lấp đầy có thể gây ra rủi ro đặc biệt cho việc đóng cọc: vị trí của tường cao rất quan trọng trong việc đánh giá độ dài cọc cần thiết và sự phù hợp của các kỹ thuật xây dựng cụ thể. Có thể không thực hiện được hoặc không thể thi công cọc trong khu vực có tường cao..

CHÚ THÍCH 2: Khi thi công cọc nhồi trong đất đá, cần chú ý đảm bảo rằng mũi cọc được làm sạch kỹ lưỡng, để có thể đạt được sức chịu tải cực hạn trong thiết kế mà không ảnh hưởng bất lợi đến ứng xử tải trọng - độ lún của cọc. Điều này chỉ có thể đạt được trên thực tế khi các kỹ thuật đóng cọc nhồi đường kính lớn được áp dụng, tạo điều kiện thuận lợi cho việc sử dụng ống bơm làm sạch. Thông thường, cọc nhồi đường kính lớn có đường kính dao động từ 600 mm đến 3 m.

CHÚ THÍCH 3: Cần tham khảo báo cáo PR86 của CIRIA (Lord và cộng sự, 2003) để có hướng dẫn cụ thể về việc thi công cọc trong đá phần.

H.2.2.2 Zhang và Einstein (1998) đã trình bày một cơ sở dữ liệu phong phú, trong đó sức kháng mũi cực hạn được huy động ở chuyển vị 10% đường kính cọc được tìm thấy là tỷ lệ với căn bậc hai của cường độ nén nở hông:

$$\frac{q_b}{p_a} \approx 15 \sqrt{\frac{q_u}{p_a}} \quad (H.7)$$

Trong đó:

p_a là áp suất khí quyển.

CHÚ THÍCH: Công thức (H.7) sẽ có dạng công thức (42) với $k_3=15$ và $k_4=0,5$

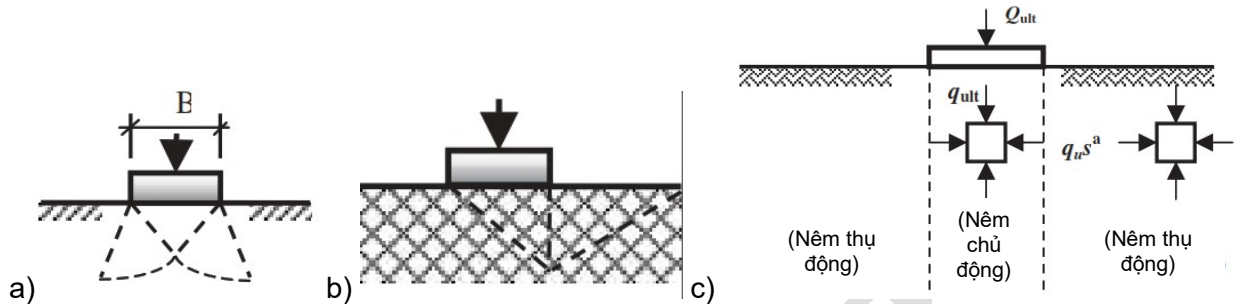
H.2.2.3 Đối với trường hợp mũi cọc đặt trên khối đá lớn, sức kháng mũi cực hạn sẽ bị giới hạn ở ứng suất chịu lực gây ra hiện tượng đứt gãy trong đá. Đối với mục đích phân tích khả năng chịu lực, một khối đá nguyên vẹn có thể được xác định là khối mà ảnh hưởng của sự gián đoạn là không đáng kể. Trên thực tế, nếu khoảng cách giữa các khe nứt lớn hơn 4D đến 5D, D là đường kính cọc, thì tảng đá là lớn. Nếu để được ngàm trong đá đến độ sâu ít nhất là 1D, thì cơ chế phá hoại dự kiến là do chọc thủng (**Hình H.2a**). Trong trường hợp này, Rowe và Armitage (1987) đã phát biểu rằng hiện tượng đứt gãy đá có thể xảy ra khi ứng suất chịu lực xấp xỉ 2,7 lần cường độ nén một trục của đá. Đối với thiết kế, những điều sau đây được khuyến nghị:

$$q_{b,ult} = 2,5q_u \quad (H.8)$$

H.2.2.4 Đối với trường hợp mũi cọc đặt trên nền đá nứt nẻ nhiều (**Hình H.2b**), một số tác giả (Carter và Kulhawy 1988; Wyllie 1999) đã chỉ ra rằng một ước tính thận trọng, giới hạn thấp hơn về khả năng chịu lực có thể được thực hiện trực tiếp theo các thông số cường độ Hoek - Brown bằng cách giả định một cơ chế phá hoại được xấp xỉ bởi nêm chủ động và thụ động; đó là, giải pháp Bell cho biến dạng phẳng. Khối lượng phá hoại bên dưới móng được lý tưởng hóa là bao gồm hai vùng, như thể hiện trong **Hình H.2c**, Vùng hoạt động (Vùng 1) chịu ứng suất chính lớn trùng với khả năng chịu lực tối đa (q_{ult}) và một ứng suất chính nhỏ thỏa mãn trạng thái cân bằng với ứng suất ngang trong vùng phá hoại bị động liền kề (Vùng 2). Trong Vùng 2, ứng suất chính nhỏ theo phương thẳng đứng và được giả định một cách thận trọng bằng 0, trong khi ứng suất chính, tác động theo phương ngang, là cường độ cực hạn phù hợp với tiêu chí

Hoek - Brown. Khi đó, sức kháng mũi đơn vị cực hạn xác định theo:

$$q_{ult} = q_u \left[s^a + (m_b s^a + s)^a \right] \quad (H.9)$$



Hình H.2 - Hình minh họa cơ chế phá hoại nền đá dưới mũi cọc

H.2.2.5 Giả định về ứng suất thẳng đứng bằng không tại cao trình chịu lực có thể quá thận trọng đối với phần cọc ngầm trong đá. Một suy luận tương tự có thể được thực hiện với ứng suất lớp đất phủ được tính đến, dẫn đến kết quả sau:

$$q_{ult} = A + q_u \left[m_b \left(\frac{A}{q_u} \right) + s \right]^a \quad (H.10)$$

Trong đó:

$\sigma'_{v,b}$ là ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại cao trình mũi cọc, cũng là ứng suất chính nhỏ nhất trong Vùng 2;

A xác định theo công thức (H.11);

m_b, s, a là các thông số cường độ Hoek - Brown, xác định theo các công thức (H.12), (H.13) và (H.14), trong đó m_i xác định theo **Bảng H.4**:

$$A = \sigma'_{v,b} + q_u \left[m_b \frac{(\sigma'_{v,b})}{q_u} + s \right]^a \quad (H.11)$$

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (H.12)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (H.13)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (H.14)$$

CHÚ THÍCH 1: Một hạn chế của công thức (H.9) và (H.10) là chúng dựa trên giả định về điều kiện biến dạng mặt phẳng, tương ứng với móng băng. Kulhawy và Carter (1992) lưu ý rằng đối với móng dạng tròn, ứng suất theo phương ngang giữa hai vùng phá hoại giả định có thể lớn hơn đối với trường hợp biến dạng phẳng, dẫn đến khả năng chịu lực cao hơn. Do đó, phân tích mang tính thận trọng đối với trường hợp trụ khoan.

CHÚ THÍCH 2: Công thức (H.9) và (H.10) yêu cầu xác định một thuộc tính cường độ nén nở hông đá (q_u) cùng với các thông số cường độ Hoek - Brown gần đúng. Điều này cho phép tạo ra mối tương quan giữa GSI của một khối đá (xác định theo **Hình H.3** và **Hình H.4**); giá trị của hệ số m_i đối với đá nguyên vẹn như cho trong **Bảng H.4**, và tỷ số khả năng chịu lực q_{ult} / q_u theo công thức (H.9). Mối quan hệ kết quả được thể hiện bằng đồ thị trong **Hình H.5**. Tỷ lệ khả năng chịu lực được giới hạn bởi giá trị giới hạn trên là 2,5, tương ứng với khuyến nghị của Rowe và Armitage (công thức (H.8)).

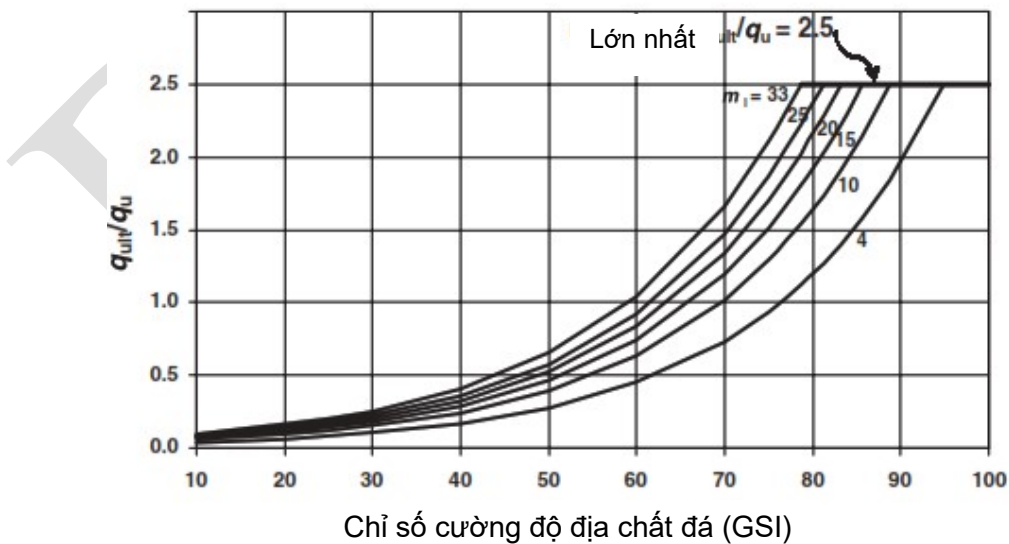
CHÚ THÍCH 3: Trong các công thức (H.12), (H.13) và (H.14) D là hệ số phụ thuộc vào mức độ xáo trộn của khối đá gây ra bởi tác hại của vụ nổ và sự giãn ứng suất. Hoek và cộng sự (2002) cung cấp hướng dẫn về các giá trị của D: Trị số D lấy bằng 1 nếu thi công đào đá bằng nổ mìn; D= 0 khi thi công đào đá bằng phương pháp khoan; D=0,5 nếu thi công đá bằng phương pháp dùng búa đập.

CHỈ SỐ CƯỜNG ĐỘ ĐỊA CHẤT ĐỐI VỚI ĐÁ NỨT NỀ (Hoek và Marinos, 2000) Từ thạch học, cấu trúc và điều kiện bề mặt của các điểm gián đoạn, ước tính giá trị trung bình của GSI. Không cần quá chính xác. Việc trích dẫn một phạm vi từ 33 đến 37 thực tế hơn là chỉ ra rằng GSI 35. Lưu ý rằng bảng không áp dụng cho các phá hoại được khống chế bởi kết cấu. Khi các mặt phẳng yếu của mặt phẳng kết cấu xuất hiện theo hướng bất lợi đối với mặt đào, chúng sẽ chi phối ứng xử của khối đá. Cường độ kháng cắt của các bề mặt trong đá dễ bị suy giảm do thay đổi độ ẩm, do đó sẽ bị giảm khi có nước. Khi làm việc với các loại đá thuộc loại thường đến rất kém, có thể thực hiện dịch chuyển sang bên phải trong điều kiện ẩm ướt. Áp lực nước được xử lý bằng cách phân tích ứng suất hữu hiệu.						
KẾT CẤU	ĐIỀU KIỆN BỀ MẶT	GIẢM CHẤT LƯỢNG BỀ MẶT				
		RẤT TỐT	TỐT	THƯỜNG	KÉM	RẤT KÉM
		Bề mặt rất gồ ghề, sạch Bề mặt gồ ghề, phong hóa nhẹ, bị nhuộm màu sắt Bề mặt nhẵn, phong hóa vừa và bề mặt thay đổi Các bề mặt nhẵn bóng, bị phong hóa mạnh với các lớp phủ hoặc trầm tích bởi các chất, hoặc các mảnh bóc cạnh Bề mặt bị phong hóa mạnh với lớp phủ hoặc chất trầm lắng đất sét mềm				
ĐÁ NGUYÊN KHỐI HOẶC RẤT LỚN - mẫu đá nguyên vẹn hoặc đá rất lớn tại chỗ với một vài điểm gián đoạn cách đều nhau		90			N/A	N/A
ĐÁ KHỐI - khối đá không bị xáo trộn lồng chặt vào nhau bao gồm các khối hình khối được hình thành bởi 3 tập hợp gián đoạn giao nhau		80				
ĐÁ NHIỀU KHỐI - khối đá được lồng vào nhau, bị xáo trộn một phần với các khối góc nhiều mặt được tạo bởi 4 tập hợp vết nứt trở lên		70				
ĐÁ KHỐI/BỊ XÁO TRỘN/CÓ VẾT NỨT - bị uốn nếp với các khối góc cạnh được hình thành bởi nhiều tập hợp gián đoạn giao nhau, có sự tồn tại của các mặt phân lớp hoặc phân phiến		60				
ĐÁ BỊ PHÂN RÃ - khối đá bị đứt gãy nặng, liên kết kém với hỗn hợp các mảnh đá góc cạnh và tròn		50				
ĐÁ PHÂN PHIẾN/CẮT LÁT MỎNG - Thiếu tính khối do khoảng cách gần của đá phiến yếu hoặc mặt phẳng cắt		40				
		30				
		20				
		10				
		N/A	N/A			

Hình H.3 - Xác định GSI cho các khối đá bị phân phiến, (Hook and Marinos, 2000)

GSI CHO CÁC KHỐI ĐÁ KHÔNG ĐỒNG NHẤT NHƯ TRẦM TÍCH PHÂN TẦNG (Mannos P và Hoek, E, 2000) - Từ mô tả về thạch học, cấu trúc và điều kiện bề mặt (đặc biệt là các mặt phân lớp), chọn một ô trong biểu đồ. Xác định vị trí trong ô tương ứng với điều kiện của các điểm đứt đoạn và ước tính giá trị trung bình của GSI từ các đường kẻ. Không cần quá chính xác. Trích dẫn một phạm vi từ 33 đến 37 thực tế hơn là đưa ra GSI 35. Lưu ý rằng tiêu chí Hoek-Brown không áp dụng cho các phá hoại được khống chế bởi kết cấu. Ở những nơi có các vết gián đoạn liên tục trên phẳng yếu theo hướng bất lợi, chúng sẽ chi phối đặc tính của khối đá. Độ bền của một số khối đá bị giảm do sự hiện diện của nước ngầm và điều này có thể được cho phép bằng cách dịch chuyển sang bên phải trong các cột đối với các điều kiện thường, kém và rất kém. Áp lực nước không làm thay đổi giá trị của GSI và nó được xử lý bằng cách sử dụng phân tích ứng suất hữu hiệu.		THÀNH PHẦN VÀ CẤU TRÚC		ĐIỀU KIỆN BỀ MẶT CỦA VẾT GIẢN ĐOẠN (Chỉ yếu là các mặt phân tầng)		RẤT TỐT - Bề mặt rất thô, không bị phong hóa		TỐT - Bề mặt gồ ghề, hơi phong hóa		THƯỜNG - Bề mặt nhẵn, phong hóa vừa phải và biến đổi		KÉM - Các bề mặt rất nhẵn, đôi khi bóng láng với lớp phủ đặc hoặc trơn có các mảnh góc cạnh		RẤT KÉM - Các bề mặt rất nhẵn bóng hoặc bị phong hóa mạnh với các lớp phủ hoặc chất trầm bảna đất sét mềm	
	A. Đá cát kết kết cấu nhiều khối, phân lớp dày. Ảnh hưởng của lớp phủ pelitic trên các mặt phân tầng được giảm thiểu bởi hạn chế của khối đá. Trong các đường hầm ngang hoặc mái dốc, các mặt phân tầng này có thể gây ra mất ổn định kiểm soát kết cấu.		B. Đá cát kết xen lớp mỏng đá bột kết		C. Đá cát kết và đá bột kết với số lượng như nhau		D. Đá bột kết hoặc đá phiến sét với các lớp đá cát kết		E. Đá bột kết yếu hoặc đá phiến sét với các lớp đá cát kết		F. Đá phiến sét hoặc đá bột kết bị biến dạng kiến tạo, uốn nếp/đứt gãy mạnh, bị cắt với các lớp đá cát kết bị vỡ và biến dạng tạo thành một cấu trúc gần như hỗn loạn		G. Đá phiến sét hoặc bột kết không bị xáo trộn có hoặc không có một vài lớp đá cát kết rất mỏng		H. Bột sét bị biến dạng kiến tạo hoặc đá phiến sét tạo thành một cấu trúc hỗn loạn với các túi đất sét. Các lớp đá cát kết mỏng được biến thành những mảnh đá nhỏ

Hình H.4 - Xác định GSI cho các khối đá kiến tạo biến dạng không đồng nhất (Marinos and Hock 2000)



Hình H.5 - Tỷ lệ sức kháng mũi đơn vị so với chỉ số GSI

Bảng H.4 - Các giá trị hằng số mị của nhóm đá (Theo Marinis and Hoek 2000; các giá trị cập nhật của công ty Rocscience, Inc., 2007)

Loại đá	Cấp	Nhóm	Cấu trúc bề mặt			
			Thô	Trung	Mịn	Rất mịn
DO TRẦM TÍCH	Vụn rời		Cuội kết (21 ± 3) Dăm kết (19± 5)	Cát kết 17± 4	Bột kết 7± 2 Đá huyền (18± 3)	Đá sét 4± 2 Đá phiến (6±2) Đá vôi sét (7±2)
	Không vụn rời	Cacbônát	Đá vôi kết tinh (12±3)	Đá vôi Sparitic (10±5)	Đá vôi Micritic (8±3)	Dolomite (9±3)
		Trầm tích Evaporite		Thạch cao 10±2	Thạch cao không nước 12±2	
		Hữu cơ				Đá phấn 7±2
ĐÁ BIẾN CHẤT	Không phân phiến		Cẩm thạch 9±3	Đá chịu lửa (19±4) Siêu sa thạch (19±3)	Đá Quaczit 20±3	
	Phân phiến nhẹ		Micmatit (29±3)	Amphibolit 26±6	Đá gơnai 28±5	
	Phân phiến			Diệp thạch (10±3)	Filit (7±3)	Đá phiến, đá acđoa (7±4)
ĐÁ PHUN TRÀO	Đá dưới sâu	Sáng màu	Đá Granite 32±3	Đá Diorite 25±5		
		Màu tối	Đá Granodiorite (29±3)			
		Màu tối	Đá Gabrô 27±3	Đo le rít (16±5)		
			Norite (một loại đá gabbro) (20±5)			
	Sâu vừa		Đá Porphyries (20±5)		Đá Diaba (15±5)	Đá Peridotite (25±5)
	Sản phẩm núi lửa	Dung nham		Đá Riolite (25±5) Ăng đê xit 25± 5	Đá Daxit (25±3) Đá Bazan (25±5)	
Nham tầng		Đá dăm dính kết (19±3)	Đá cuội kết dính (19±5)	Đá tro núi lửa (13±5)		

H.3 Phương pháp thiết kế cọc chịu tải trọng dọc trục trong đá yếu

H.3.1 Xác định các thành phần sức kháng ma sát và sức kháng mũi cực hạn của cọc

Sức kháng ma sát cực hạn và sức kháng mũi cực hạn của cọc được xác định theo công thức sau:

$$R_{s,u} = \gamma_{s,r} \times \min(R_{s,u,w}, R_{s,u,pk}) \quad (H.15)$$

$$R_{b,u} = \gamma_{b,r} \times \min(R_{b,u,w}, R_{b,u,pk}) \quad (H.16)$$

Trong đó:

- $R_{s,u}, R_{b,u}$ lần lượt là sức kháng ma sát và sức kháng mũi cực hạn;
- $R_{s,u,w}, R_{b,u,w}$ lần lượt là sức kháng ma sát cực hạn và sức kháng mũi cực hạn ứng với chuyển vị giới hạn của cọc, xác định từ công thức (H.21);
- $R_{s,u,pk}, R_{b,u,pk}$ lần lượt là sức kháng ma sát cực hạn và sức kháng mũi cực hạn ứng với phá hoại nền đá, xác định từ công thức (H.17);
- $\gamma_{s,r}$ là hệ số điều kiện thi công thành cọc, được lựa chọn dựa theo chất lượng thi công, có giá trị trong khoảng 0.9-1;
- $\gamma_{b,r}$ là hệ số điều kiện thi công mũi cọc, được lựa chọn dựa theo chất lượng thi công, có giá trị trong khoảng 0.5-1.

H.3.2 Xác định các thành phần sức kháng ma sát và sức kháng mũi cực hạn ứng với phá hoại nền đá

Sức kháng ma sát cực hạn của cọc ứng với phá hoại nền đá được xác định theo công thức sau:

$$R_{s,u,pk} = f_{su} \pi DL \quad (H.17)$$

$$f_{su} = \min(0,63p_a (q_u/p_a)^{0.5}, 0,05R_c) \quad (H.18)$$

Sức kháng mũi cực hạn của cọc ứng với phá hoại nền đá được xác định theo công thức sau:

$$R_{b,u,pk} = f_{bu} \pi D^2 / 4 \quad (H.19)$$

$$f_{bu} = \min(2,5q_u, R_c) \quad (H.20)$$

Trong đó:

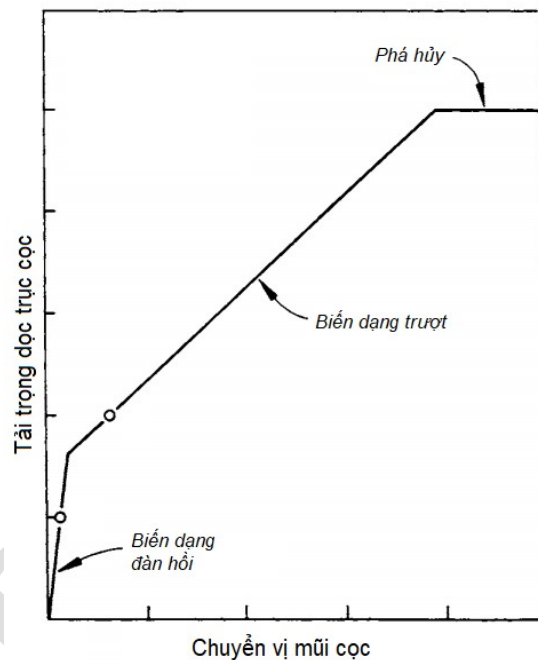
- f_{su}, f_{bu} lần lượt là sức kháng ma sát đơn vị cực hạn và sức kháng mũi đơn vị cực hạn ứng với phá hoại nền đá;
- q_u là cường độ nén nở hông mẫu đá bão hòa. Cần chú ý do CIRIA 181 tương thích với hệ thống tiêu chuẩn châu Âu, khi sử dụng kết quả thí nghiệm theo tiêu chuẩn Việt Nam cần có sự hiệu chỉnh;

p_a là ứng suất quy ước, lấy bằng 100 kPa;

R_c là cường độ vật liệu bê tông cọc.

H.3.3 Xác định các thành phần sức kháng ma sát và sức kháng mũi cực hạn ứng với chuyển vị giới hạn của cọc

H.3.3.1 Lý thuyết tính toán cọc trên nền đá đẳng hướng coi cọc làm việc theo 2 giai đoạn: giai đoạn 1 là giai đoạn làm việc đàn hồi của cả ma sát thành cọc và mũi cọc, và giai đoạn 2 là giai đoạn trượt của ma sát thành cọc, sức kháng cọc tăng chủ yếu ở thành phần sức kháng mũi cọc. Sau khi sức kháng mũi cọc đạt tới giới hạn, cọc rơi vào trạng thái phá hủy, mũi cọc tiếp tục chuyển vị dù tải trọng không tăng (**Hình H.6**).



Hình H.6 - Mô hình làm việc của cọc trên nền đá đẳng hướng

H.3.3.2 Sức kháng ma sát cực hạn và sức kháng mũi cực hạn ứng với chuyển vị giới hạn của cọc được xác định theo công thức sau:

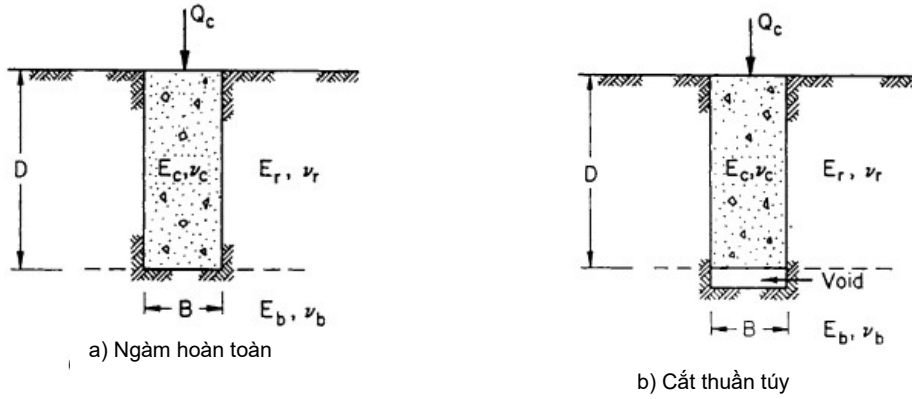
$$R_{s,u,w} = Q_{c,b} \quad (\text{H.21})$$

$$R_{b,u,w} = Q_{c,a} - Q_{c,b} \quad (\text{H.22})$$

Trong đó:

$Q_{c,a}$, $Q_{c,b}$ lần lượt là sức kháng của cọc trong nền đá sơ đồ cọc ngàm hoàn toàn vào đá (Complete Socket) và sơ đồ cọc chịu cắt thuần túy (Shear Socket) – **Hình H.7**, xác định từ phương trình (H.36) mô tả ứng xử biến dạng trượt của cọc ngàm hoàn toàn trong đá với $w_c = w_{c,max}$;

$w_{c,max}$ là giá trị chuyển vị giới hạn của cọc, giá trị này tương ứng với độ lún lệch lớn nhất cho phép trong kết cấu, có giá trị trong khoảng 20-40mm tùy loại kết cấu - xem Phụ lục D.



Hình H.7 - Các sơ đồ ứng xử cọc trong đá

H.3.3.3 Phương trình mô tả ứng xử biến dạng trượt của cọc chịu cát thuần túy trong đá có dạng như sau:

$$w_c = F_1 \left(\frac{Q_{c,b}}{\pi E_r B} \right) - F_2 B \tag{H.23}$$

Trong đó:

$Q_{c,b}$ được định nghĩa tại (H.21) và (H.22);

w_c là chuyển vị của cọc trong đá;

B là đường kính cọc trong đá;

F_1, F_2 là các hệ số mô hình, được tính theo các công thức từ (H.24) đến (H.33):

$$F_1 = a_1 (\lambda_2 B C_2 - \lambda_1 B C_1) - 4a_3 \tag{H.24}$$

$$F_2 = a_2 \left(\frac{c}{E_r} \right) \tag{H.25}$$

$$C_{1,2} = \exp[\lambda_{2,1} D] / (\exp[\lambda_2 D] - \exp[\lambda_1 D]) \tag{H.26}$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{-\beta \pm (\beta^2 + 4\alpha)^{1/2}}{2\alpha} \tag{H.27}$$

$$\alpha = a_1 \left(\frac{E_c}{E_r} \right) \left(\frac{B^2}{4} \right) \tag{H.28}$$

$$\beta = a_3 \left(\frac{E_c}{E_r} \right) B \tag{H.29}$$

$$a_1 = (1 + \nu_r) \zeta + a_2 \tag{H.30}$$

$$a_2 = \left[(1 - \nu_c) \left(\frac{E_r}{E_c} \right) + (1 + \nu_r) \right] \left(\frac{1}{2 \tan \phi \tan \psi} \right) \tag{H.31}$$

$$a_3 = \left(\frac{v_c}{2 \tan \psi} \right) \left(\frac{E_r}{E_c} \right) \quad (\text{H.32})$$

$$\zeta = \ln [5(1 - v_r)D / B] \quad (\text{H.33})$$

D là chiều sâu đoạn ngàm vào đá của cọc (**Hình H.7**);

E_c là môđun đàn hồi của vật liệu bê tông cọc;

E_r, E_b lần lượt là môđun đàn hồi toàn khối của khối đá phía trên và phía dưới mũi cọc;

v_c là môđun đàn hồi của vật liệu bê tông cọc;

v_r, v_b lần lượt là môđun đàn hồi toàn khối của khối đá phía trên và phía dưới mũi cọc;

c, ϕ, ψ lần lượt là lực dính, góc ma sát và góc nở phình của đá.

H.3.3.4 Phương trình mô tả ứng xử biến dạng trượt của cọc ngàm hoàn toàn vào đá có dạng như sau:

$$w_c = F_3 \left(\frac{Q_{c,a}}{\pi E_r B} \right) - F_4 B \quad (\text{H.34})$$

Trong đó:

$Q_{c,a}$ được định nghĩa tại (H.21) và (H.22);

F_3, F_4 là các hệ số mô hình, được tính theo các công thức từ (H.25) đến (H.38):

$$F_3 = a_1 (\lambda_1 B C_3 - \lambda_2 B C_4) - 4a_3 \quad (\text{H.35})$$

$$F_4 = \left[1 - a_1 \left(\frac{\lambda_1 - \lambda_2}{D_4 - D_3} \right) B \right] a_2 \left(\frac{c}{E_r} \right) \quad (\text{H.36})$$

$$C_{3,4} = D_{3,4} / (D_4 - D_3) \quad (\text{H.37})$$

$$D_{3,4} = \left[\pi (1 - v_b^2) \left(\frac{E_r}{E_b} \right) + 4a_3 + a_1 \lambda_{2,1} B \right] \exp [\lambda_{2,1} D] \quad (\text{H.38})$$

Các thông số còn lại được định nghĩa như trong công thức (H.23).

CHÚ THÍCH 1: Với các loại đá không đẳng hướng như sét kết, bột kết, các thông số đầu vào và mô hình làm việc cần có sự điều chỉnh thích hợp kể đến ảnh hưởng của thớ đá.

CHÚ THÍCH 2: Nếu trong báo cáo khảo sát địa chất không cung cấp đầy đủ các thông số thiết kế của nền đá, có thể xác định sơ bộ các thông số còn thiếu theo **H.3.4**. Các thông số nền đá và các hệ số điều kiện thi công cần được hiệu chỉnh khi có các kết quả thí nghiệm hiện trường có độ tin cậy cao hơn.

H.3.4 Phương pháp xác định gần đúng các thông số thiết kế của nền đá

CHÚ THÍCH: Thực tế ở Việt Nam, hầu hết các báo cáo khảo sát địa chất cho nền đá chỉ cung cấp các thông tin chính là loại đá, cường độ nén mở hông mẫu đá và chỉ số chất lượng đá. Sau đây cung cấp một số phương pháp xác định gần đúng các thông số của nền đá phục vụ thiết kế sơ bộ.

H.3.4.1 Môđun đàn hồi toàn khối E_m , môđun đàn hồi mẫu đá E_i và hệ số nở ngang của đá có

thể được lấy gần đúng theo loại đá, cường độ nén bão hòa q_u , chỉ số chất lượng đá RQD hoặc chỉ số GSI theo **Bảng H.5**, **Bảng H.6** và **Bảng H.3**:

Bảng H.5 - Khoảng giá trị một số thông số của các loại đá

STT	Loại đá	q_u (MPa)		E_i (MPa)		μ_r
		Min	Max	Min	Max	
1	Granite	10	250	5000	100000	0,2
2	Bazan	5	300	2900	84100	0,23
3	Cẩm thạch	5	250	4000	73800	0,28
4	Thạch anh	5	300	3650	88300	0,14
5	Cát kết	1	130	620	39200	0,2
6	Bột kết	0,75	80	440	39000	0,18
7	Phiến sét	0,5	30	250	38600	0,13
8	Đá vôi	1,5	250	4480	89600	0,23

Bảng H.6 - Xác định E_m theo GSI và q_u

Biểu thức	Chú giải	Tham khảo
$E_m(\text{GPa}) = \sqrt{\frac{q_u}{100}} 10^{\frac{\text{GSI}-10}{40}}$ khi $q_u \leq 100\text{MPa}$ $E_m(\text{GPa}) = 10^{\frac{\text{GSI}-10}{40}}$ khi $q_u \geq 100\text{MPa}$	Tính cho đá với $q_u < 100$ MPa, q tính theo đơn vị MPa	Hoek và Brown (1997), Hoek et al (2002)
$E_m = \frac{E_g}{100} e^{\frac{\text{GSI}}{21.7}}$	Hệ số chiết giảm môđun dựa theo GSI	Yang (2002)
$E_m = 215q_u^{0.5}$ hay $E_m = 680p_{\text{ref}} \left(\frac{q_u}{p_{\text{ref}}} \right)^{0.5}$		Rowe và Armitage (1987)

H.3.4.2 Các thông số lực dính, góc ma sát và góc nở phình của đá được xác định từ kết quả thí nghiệm nén ba trục mẫu đá. Nếu không có kết quả thí nghiệm, có thể xác định từ cường độ nén bão hòa q_u theo các công thức gần đúng như sau hoặc tham khảo **Bảng H.7** (Sổ tay ICE về công trình địa kỹ thuật (2012), chương 18 [1]):

$$c = 0,1p_{\text{ref}} \left(\frac{q_u}{p_{\text{ref}}} \right)^{\frac{2}{3}} ; \tan \phi \cdot \tan \psi = 0,01p_{\text{ref}} \left(\frac{q_u}{p_{\text{ref}}} \right)^{\frac{2}{3}} , \phi \approx 30^\circ ; p_{\text{ref}} = 100\text{kPa}. \quad (\text{H.39})$$

Bảng H.7 - Ước tính cường độ của đá tại hiện trường (q_u , góc ma sát đối với đá nguyên vẹn và lực dính)

Mô tả	q_u (MPa)	φ	c_u (MPa)	Thử nghiệm hiện trường	Loại đá
Đá rất cứng	300	50	20	Đập búa nhiều lần để phá vỡ	Đá magma
Đá cứng	100	45	9	Đập bằng búa	Đá xám, đá thạch anh, đá hoa cương
Đá thường	30	40	3,3	Bị móp bởi búa	Đá cát kết, đá vôi
Đá yếu vừa	10	35	1,35	Không thể bị phá vỡ bằng tay	Đá phiến sét, đá sét kết
Đá yếu	3	32	0,46	Vỡ vụn dưới những nhát búa	Đá phấn cứng
Đá rất yếu / Đất rất cứng	1	30	0,17	Dễ dàng bị phá vỡ bằng tay	Đá cát
Đất cứng	0,3	28	0,054	Thụt vào bằng móng tay	Đá macơ
Đất chặt	0,1	25	0,020	Nặn bằng ngón tay	Đá sét
Đất mềm	0,03	22	0,007	Dễ dàng nặn bằng ngón tay	Đá sét

Phụ lục I
(Tham khảo)
XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI NGANG CỦA CỌC

I.1 Tổng quan

CHÚ THÍCH: Phụ lục này trích dẫn các phần liên quan đưa ra trong các tài liệu Kỹ thuật nền móng [26] và Cọc và móng cọc [43].

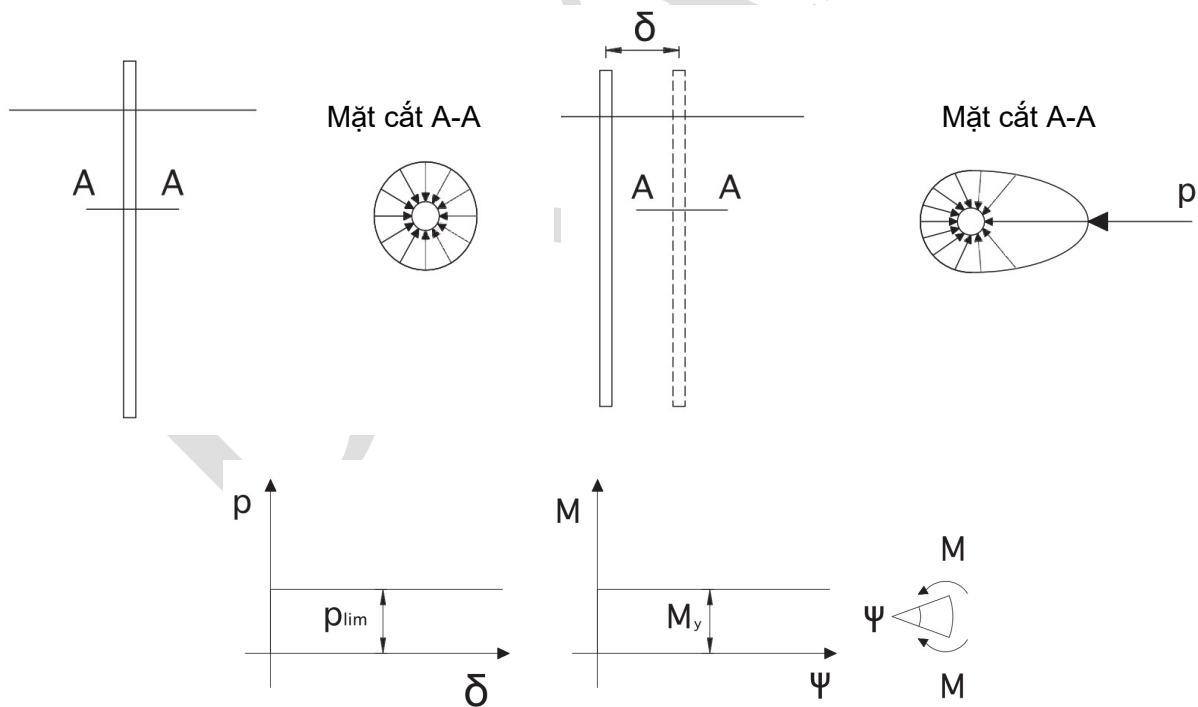
Phụ lục trình bày phương pháp cổ điển đã được đề xuất bởi Broms (1964a, 1964b), và các hiệu chỉnh sau đó của Barton (1984). Cách tiếp cận của Broms vẫn được áp dụng rộng rãi trong thực tế.

I.2 Sức chịu tải ngang của cọc đơn

Công thức chung xác định giá trị đặc trưng của sức chịu tải ngang cực hạn $R_{tr,k}$ của cọc được xác định theo công thức (74), (75) và (76) trong mục 10.2.2 của tiêu chuẩn này.

I.2.1 Mô hình ứng xử cọc và đất

I.2.1.1 Xem xét một cọc trong một loại đất đồng nhất; ứng suất ngang tại mặt cắt ngang cọc-đất ban đầu có sự phân bố đối xứng trục và do đó tổng bằng 0 (**Hình I.1**). Nếu giả định rằng cọc trải qua chuyển vị ngang δ trong đất, thì ứng suất tiếp giáp thay đổi như trong (**Hình I.1**), với sự sinh ra ứng suất cắt ngoài ứng suất pháp tuyến, và kết quả của nó p là một lực trên một đơn vị chiều dài của cọc, có phương chuyển vị tương đối cọc-đất và ngược dấu.



Hình I.1 - Tương tác đất cọc và mô hình dẻo cứng tuyệt đối

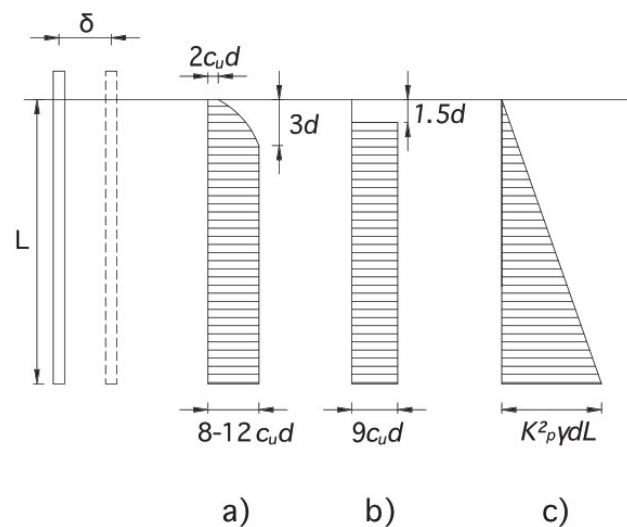
I.2.1.2 Broms giả định rằng mối quan hệ $p - \delta$ là dẻo cứng tuyệt đối (rigid - perfectly plastic); nói cách khác, sức kháng cực hạn của đất được huy động hoàn toàn với bất kỳ giá trị nào của chuyển vị δ và không đổi khi chuyển vị tăng (**Hình I.1**). Broms cũng giả định rằng p không phụ thuộc vào hình dạng của tiết diện cọc mà chỉ phụ thuộc vào chiều rộng của nó (đường kính của

tiết diện hình tròn, chiều rộng theo hướng chuyển động bình thường đối với bất kỳ hình dạng nào khác). Ứng xử kết cấu của phần cọc cũng được giả định là dẻo cứng tuyệt đối, theo nghĩa là chuyển động quay đàn hồi có thể được bỏ qua cho đến khi mômen uốn đạt được giá trị chảy M_y tại một độ sâu nhất định. Ở giai đoạn này, một khớp dẻo phát triển và chuyển động quay tự do với mômen không đổi M_y (**Hình I.1**).

I.2.1.3 Xét chuyển vị ngang của cọc, sức kháng giới hạn của đất mà Broms áp dụng được mô tả trong (**Hình I.2**):

- Đối với phân tích không thoát nước trong đất hạt mịn và xét về ứng suất tổng (đất dính đồng nhất được đặc trưng bởi sức kháng cắt không thoát nước c_u), $p = 2c_u d$ ở bề mặt, nơi đất có thể chảy lên trên bề mặt tự do. Từ độ sâu $z = 3d$ trở xuống, đất buộc phải chảy theo phương ngang và sức kháng cực đại là $p = 8-12c_u d$ (**Hình I.2a**). Để làm cho việc phân tích dễ dàng hơn, Broms gợi ý áp dụng phân phối đơn giản hóa được minh họa trong (**Hình I.2b**).

- Đối với phân tích thoát nước trong đất hạt thô và xét về ứng suất thực tế (Đất rời đồng nhất được đặc trưng bởi góc ma sát ϕ' và trọng lượng riêng γ hoặc γ') Broms giả thuyết rằng sức kháng ngang cực hạn của đất tăng một cách tuyến tính với độ sâu: $p = 3k_p \gamma dz$. Barton (1984), Fleming và cộng sự. (1985), Kulhawy và Chen (1993), Russo và Viggiani (2008) cho rằng lý thuyết sức kháng cực hạn của Broms đối với đất dính là quá an toàn, trong khi đối với đất không dính, thì lại đánh giá thấp giá trị quan sát được một cách đáng kể. Barton (1984) đã đề xuất thay thế: $p = k^2_p \gamma dz$ (**Hình I.2c**).



Hình I.2 - Sức kháng cực hạn của đất được giả thiết bởi Broms (1964a, 1964b): a) Đất dính thực tế; b) Đất dính đơn giản hóa; c) Đất rời

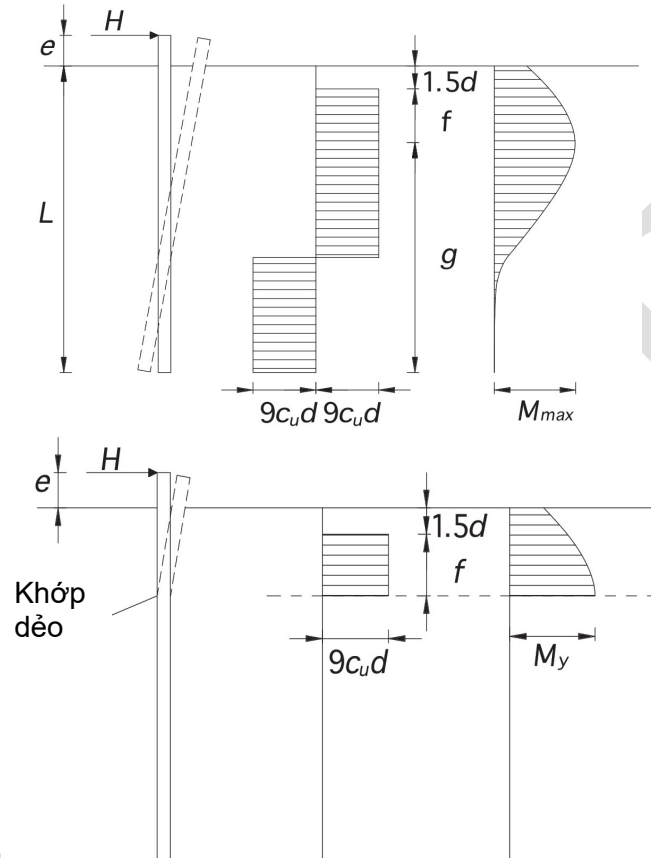
I.2.2 Trường hợp đầu cọc tự do, đất dính

I.2.2.1 Xét một cọc trong một loại đất dính đồng nhất, với đầu cọc tự do và chịu tác dụng của lực ngang H và mômen H_e . Sự phá hoại có thể xảy ra theo một trong hai cơ chế trong **Hình I.3**:

- Trường hợp cọc ngắn, mômen uốn tối đa trong cọc M_{max} nhỏ hơn hơn mômen chảy M_y của tiết diện cọc, do đó cọc quay một cách cứng; giá trị cực hạn của lực ngang H_{lim} (Sức chịu tải ngang) chỉ phụ thuộc vào hình dạng của cọc (các giá trị của L , d , e) và vào sức kháng cắt

Không thoát nước của đất.

- Khi mômen uốn tối đa trong cọc vượt quá giá trị chảy M_y , thì ngược lại, một khớp dẻo được hình thành, và khả năng chịu lực ngang sẽ phụ thuộc vào M_y , và hình dạng cọc và cường độ của đất.



Hình I.3 - Cơ chế phá hoại cọc có đầu tự do trong đất kết dính: a) cọc ngắn; b) cọc dài

I.2.2.2 Trường hợp cọc ngắn:

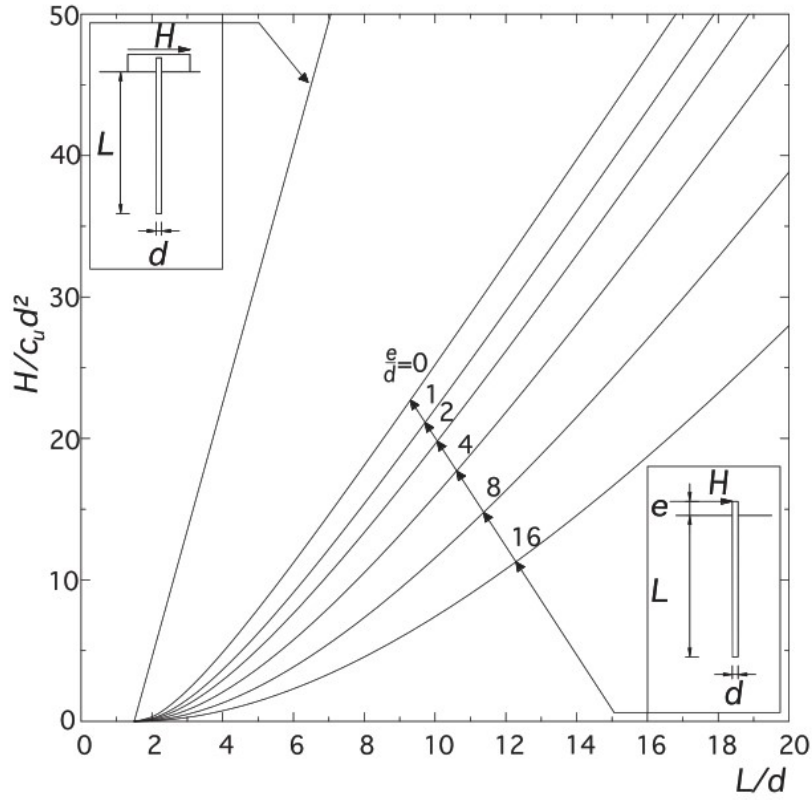
- Ở độ sâu $z = (1,5d + f)$ mômen là lớn nhất và do đó lực cắt bằng không. Cân bằng lực theo phương ngang của cọc và cân bằng mômen ở điểm mômen cực đại, với $L = 1,5d + f + g$, xác định H_{lim} , dưới dạng phương trình (I.1) và biểu đồ trong Hình I.4:

$$\frac{H_{lim}}{c_u d^2} = -9 \left(1,5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d} \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{Le}{d^2} + 6 \frac{e}{d} + 4,5} \quad (I.1)$$

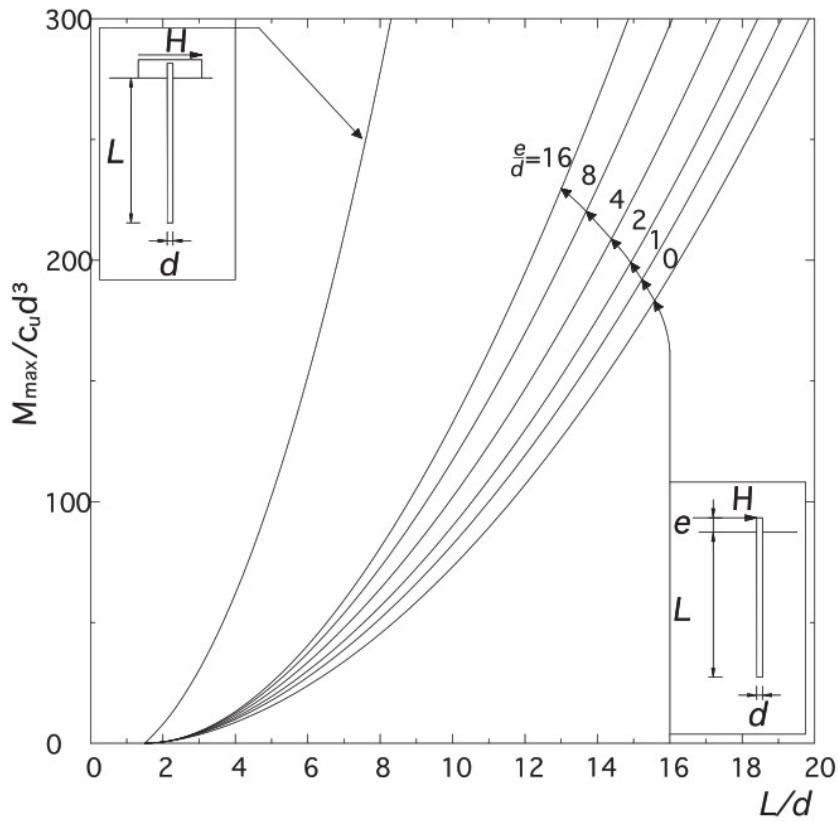
- Để cọc làm việc như cơ chế cọc ngắn, phải kiểm tra rằng $M_{max} \leq M_y$, với M_{max} xác định theo:

$$\frac{M_{max}}{c_u d^3} = \frac{H_{lim}}{c_u d^2} \left(\frac{H_{lim}}{18c_u d^2} + \frac{e}{d} + 1,5 \right) \quad (I.2)$$

CHÚ THÍCH: Cho phương trình (I.2) vào biểu thức $H_{lim}/c_u d^2$ trong phương trình (I.1), có thể tìm giá trị của $M_{max}/c_u d^3$ trong Hình I.5 của L/d và e/d .



Hình I.4 - Sức chịu tải ngang của cọc ngắn trong đất dính

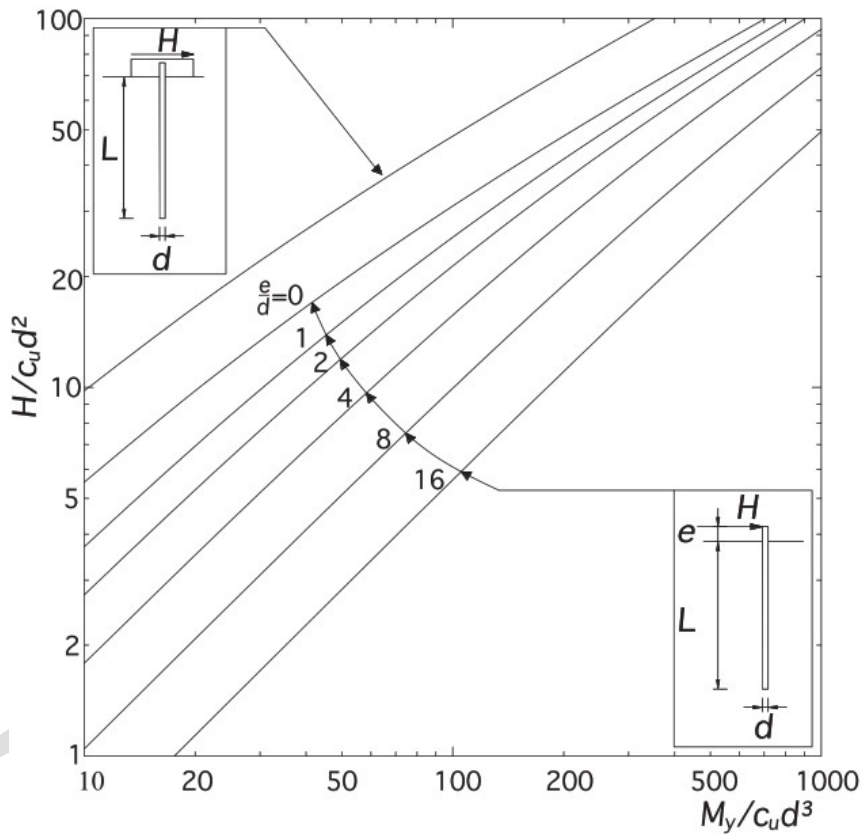


Hình I.5 - Mômen uốn lớn nhất cho cọc ngắn trong đất dính

1.2.2.3 Trường hợp cọc dài: tức là $M_{max} > M_y$. Cân bằng mômen của cọc trên khớp dẻo, xác định H_{lim} , dưới dạng phương trình (1.3) và biểu đồ trong **Hình 1.6**:

$$\frac{H_{lim}}{c_u d^2} = -9 \left(1,5 + \frac{e}{d} \right) + 9 \sqrt{\left(\frac{e}{d} \right)^2 + 3 \frac{e}{d} + \frac{2M_y}{9c_u d^3} + 2,25} \quad (1.3)$$

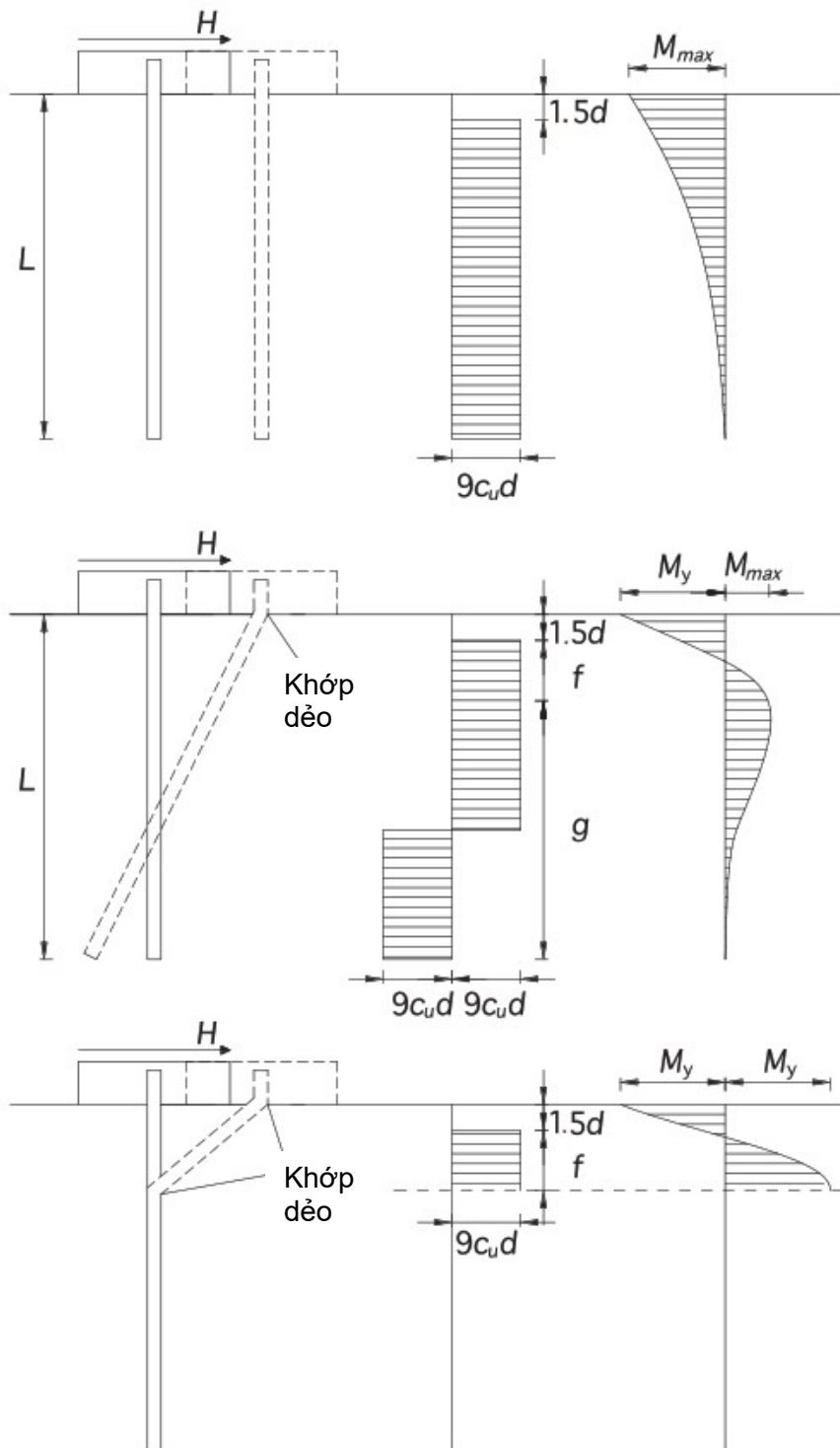
CHÚ THÍCH: Khả năng chịu lực ngang của một cọc dài phụ thuộc vào c_u , d , e và M_y nhưng không phụ thuộc vào L . Kết quả nghịch lý này có thể được giải thích là cọc phải đủ dài để thiết lập cơ chế của một cọc dài. Bất kỳ sự gia tăng nào nữa của chiều dài cọc trên giá trị đó không ảnh hưởng đến khả năng chịu lực ngang. Độ dài tối thiểu cần thiết cho một cơ chế cọc dài có thể thu được bằng cách nhập biểu đồ trong **Hình 1.5** với giá trị của $M_y/c_u d^3$.



Hình 1.6 - Sức chịu tải ngang của cọc dài trong đất dính

1.2.3 Trường hợp đầu cọc cố định, đất dính

1.2.3.1 Trong thực tế, trường hợp đầu cọc tự do không xảy ra thường xuyên, đầu cọc thường liên kết với đài cọc và một cấu trúc cản trở hoàn toàn hoặc một phần chuyển động quay trong khi cho phép dịch chuyển ngang. Xét trường hợp cọc nổi ở mặt đất ($e = 0$) với một cấu trúc ngăn chặn bất kỳ chuyển động quay nào. Cơ chế phá hoại cọc có thể xảy ra bao gồm ba trường hợp (**Hình 1.7**): cọc ngắn, cọc trung bình và cọc dài.



Hình 1.7 - Cơ chế phá hoại cho cọc đầu cố định trong đất dính: a) cọc ngắn; b) cọc trung bình; c) cọc dài

I.2.3.2 Trường hợp cọc ngắn:

- Cân bằng lực theo phương ngang của cọc, H_{lim} tính theo phương trình (I.4):

$$\frac{H_{\text{lim}}}{c_u d^2} = 9 \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right) \quad (1.4)$$

- Phải kiểm tra rằng $M_{\text{max}} \leq M_y$, với M_{max} xác định theo:

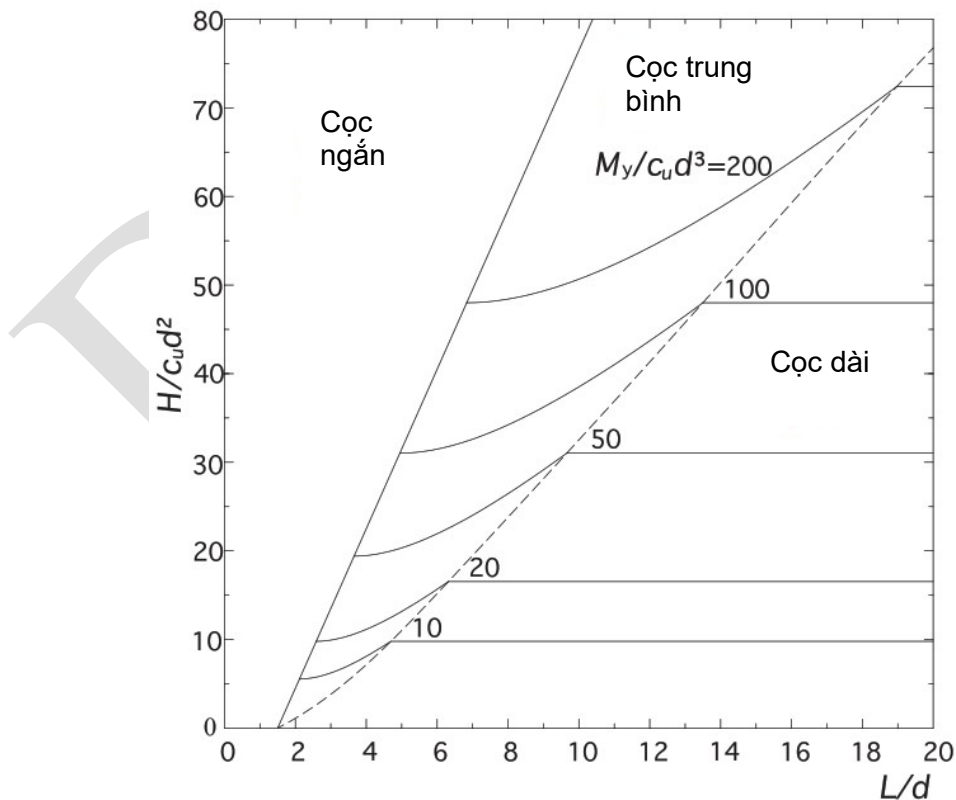
$$\frac{M_{\text{max}}}{c_u d^3} = 4,5 \left(\frac{L}{d} \right)^2 - 10,125 \quad (1.5)$$

CHÚ THÍCH: Phương trình (1.4) và (1.5) được thể hiện trong **Hình I.4** và **Hình I.5** cùng với các đường cong liên quan đến cọc đầu tự do. Trong đó H_{lim} chỉ phụ thuộc vào L , d và c_u .

I.2.3.2 Trường hợp cọc trung bình: một khớp dẻo phát triển ở điểm nối giữa cọc và đài. Cân bằng phương ngang của cọc trên điểm momen lớn nhất và cân bằng mômen xung quanh khớp dẻo:

$$\frac{H_{\text{lim}}}{c_u d^2} = -9 \left(\frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4M_y}{9c_u d^3} + 4,5} \quad (1.6)$$

CHÚ THÍCH: Phương trình (1.6) được thể hiện trong **Hình I.8**. Sức chịu tải ngang là một hàm của L , d , c_u và M_y . Các đường cong khác nhau, mỗi đường liên quan đến một giá trị của $M_y/c_u d^3$, được giới hạn bên trái bởi phương trình, hợp lệ cho các cọc ngắn. Về phía bên phải, các đường cong có hiệu lực cho đến khi đạt đến độ dài xuất hiện khớp dẻo thứ hai.



Hình I.8 - Sức chịu tải ngang cho cọc trung bình đầu cố định trong đất dính

I.2.3.3 Trường hợp cọc dài: trạng thái cân bằng theo phương ngang của cọc giữa hai khớp dẻo

mang lại:

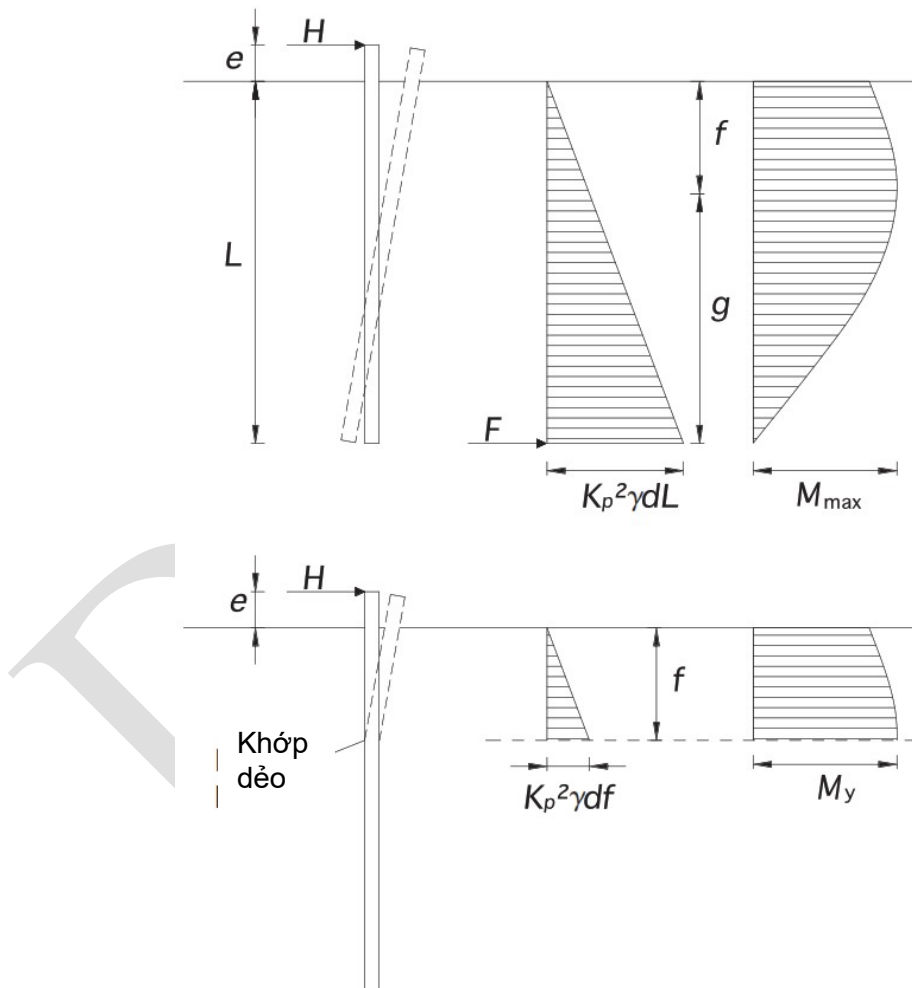
$$\frac{H_{\text{lim}}}{c_u d^2} = -13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}} \quad (1.7)$$

CHÚ THÍCH 1: Phương trình (1.7) cho giới hạn trên của các đường cong trong **Hình I.8**; để giá trị L/d cao hơn, các đường cong nằm ngang do khả năng chịu lực ngang của các cọc dài không phụ thuộc vào L . Phương trình (1.7) được vẽ trong **Hình I.6**, cùng với các đường cong tương tự liên quan đến các cọc đầu tự do.

CHÚ THÍCH 2: Cho mỗi giá trị của $M_y/c_u d^3$, **Hình I.8** cho phép nhận biết phạm vi của L đối với cọc ngắn, trung bình và cọc dài.

I.2.4 Trường hợp đầu cọc tự do, đất rời

I.2.4.1 Cơ chế phá hoại có thể xảy ra đối với cọc đầu tự do trong đất rời được thể hiện trên **Hình I.9**, trong trường hợp này cũng có thể xảy ra cọc ngắn và cọc dài.



Hình I.9 - Cơ chế phá hoại cho các cọc đầu tự do trong đất rời: a) cọc ngắn; b) cọc dài

I.2.4.2 Trường hợp cọc ngắn:

- Tâm quay rất gần với mũi cọc. Để đơn giản hóa phân tích và tránh sai sót đáng kể, Broms giả định rằng hiện tượng quay xảy ra quanh mũi cọc, phản ứng đất giới hạn bên dưới trung tâm

của chuyển động quay có tổng bằng lực tập trung F (Hình 8.10a). Cân bằng chuyển động quay quanh mũi cọc thu được:

$$\frac{H_{lim}}{k_p^2 \gamma d^3} = \frac{1}{6} \frac{d}{e+L} \left(\frac{L}{d} \right)^3 \quad (1.8)$$

- Cần kiểm tra xem $M_{max} \leq M_y$. Lưu ý rằng lực cắt T dọc trục cọc, mômen lớn nhất có thể được thể hiện thông qua H_{lim} ; và chiều sâu của momen lớn nhất f xảy ra ở $T = 0$. Từ đó ta có:

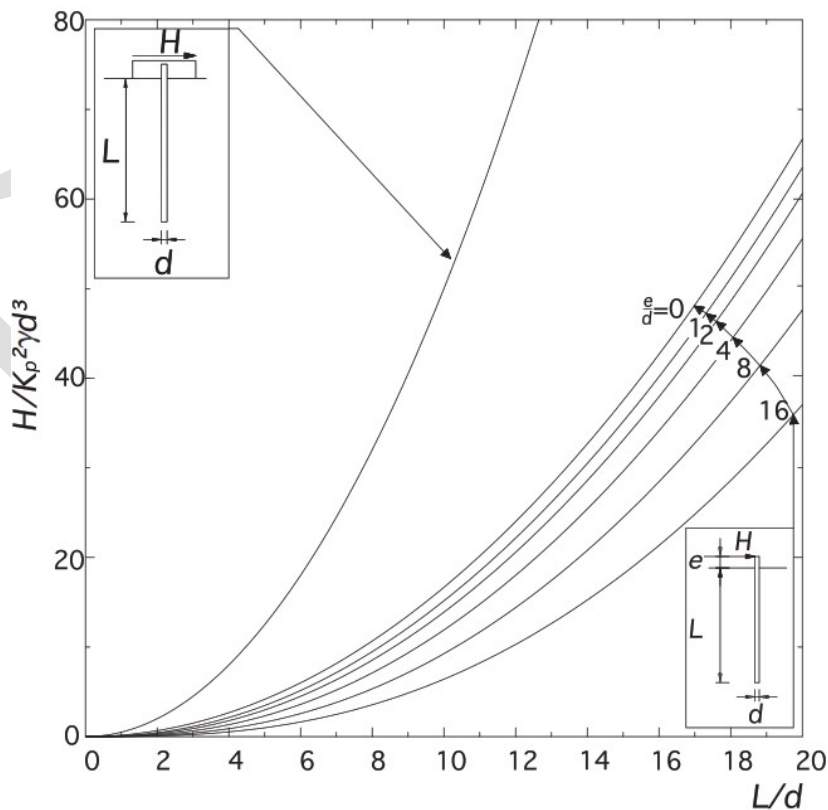
$$\frac{M_{max}}{k_p^2 \gamma d^4} = \frac{1}{6} \left(\frac{L}{d} \right)^2 \frac{d}{e+L} \left(\frac{e}{d} + \frac{2L}{3d} \sqrt{\frac{1}{3} \frac{L}{e+d}} \right) \quad (1.9)$$

CHÚ THÍCH: Phương trình (1.8) và (1.9) được thể hiện trên **Hình I.10** và **Hình I.11**. Tương tự như đối với đất dính, H_{lim} là hàm của cường độ lực cắt của đất (γ, k_p) và hình học của cọc (L, d, e).

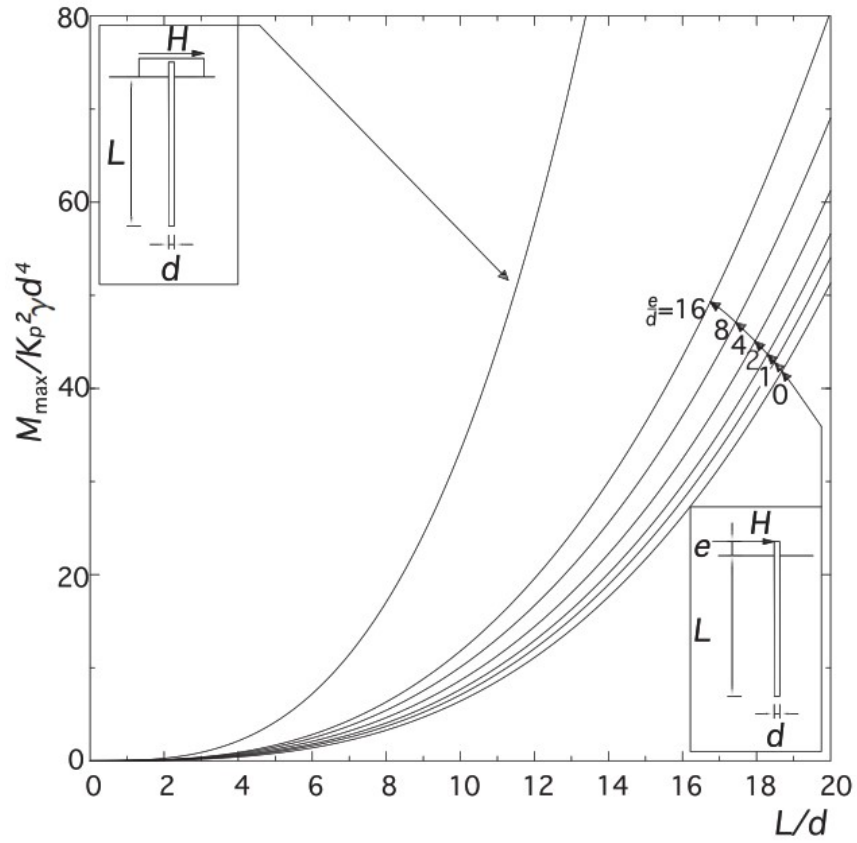
I.2.4.3 Trường hợp cọc dài: tức là $M_{max} > M_y$, coi M_{max} bằng M_y ta có:

$$\frac{H_{lim}}{k_p^2 \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + \frac{2}{3d} \sqrt{\frac{2H_{lim}}{k_p^2 \gamma d}} \right) = \frac{M_y}{k_p^2 \gamma d^4} \quad (1.10)$$

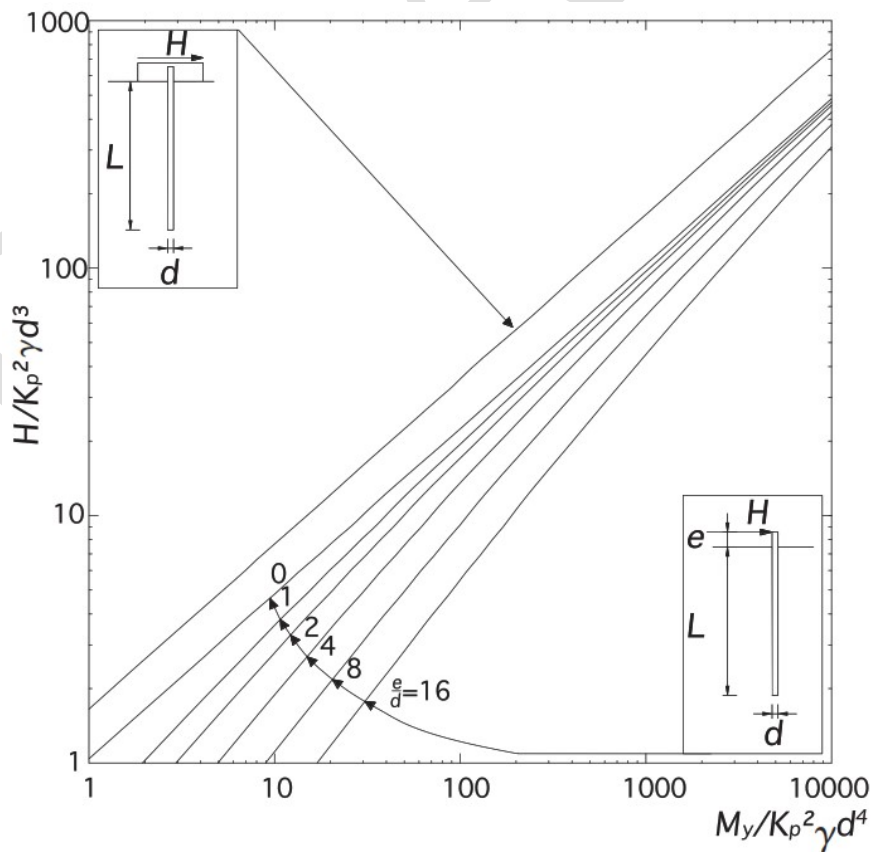
CHÚ THÍCH: Phương trình (1.10) được thể hiện đồ thị của **Hình I.12**. Tương tự trong đất dính, H_{lim} độc lập với chiều dài L của cọc, với điều kiện là chiều dài đó không nhỏ hơn chiều dài cần thiết cho cơ chế của cọc dài. Chiều dài tối thiểu cho một cơ cấu cọc dài có thể thu được bằng cách nhập biểu đồ trong **Hình I.11** với giá trị của $M_y/k_p^2 \gamma d^4$



Hình I.10 – Sức chịu tải ngang cho cọc ngắn trong đất rời



Hình I.11 - Momen uốn tối đa cho cọc ngắn trong đất rời



Hình I.12 - Sức chịu tải ngang của cọc dài trong đất rời

1.2.5 Trường hợp đầu cọc cố định, đất rời

1.2.5.1 Cơ chế phá hủy có thể xảy ra và sự phân bố của phản ứng đất được thể hiện trong **Hình 1.13**

1.2.5.2 Trường hợp cọc ngắn:

- Trạng thái cân bằng theo phương ngang thu được:

$$\frac{H_{\text{lim}}}{k_p^2 \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d} \right)^2 \quad (1.11)$$

- Cần phải kiểm tra xem $M_{\text{max}} \leq M_y$. Với:

$$\frac{M_{\text{max}}}{k_p^2 \gamma d^4} = \frac{1}{3} \left(\frac{L}{d} \right)^3 \quad (1.12)$$

CHÚ THÍCH: Phương trình (1.11) và (1.12) được thể hiện trong **Hình 1.10** và **Hình 1.11**, cùng với các đường cong của cọc đầu tự do. H_{lim} chỉ phụ thuộc vào cường độ của đất (γ , k_p) và hình dạng cọc (d, L).

1.2.5.2 Trường hợp cọc trung bình: khớp dẻo hình thành ở kết nối giữa cọc và đài. Cân bằng mômen quay quanh đầu cọc thu được:

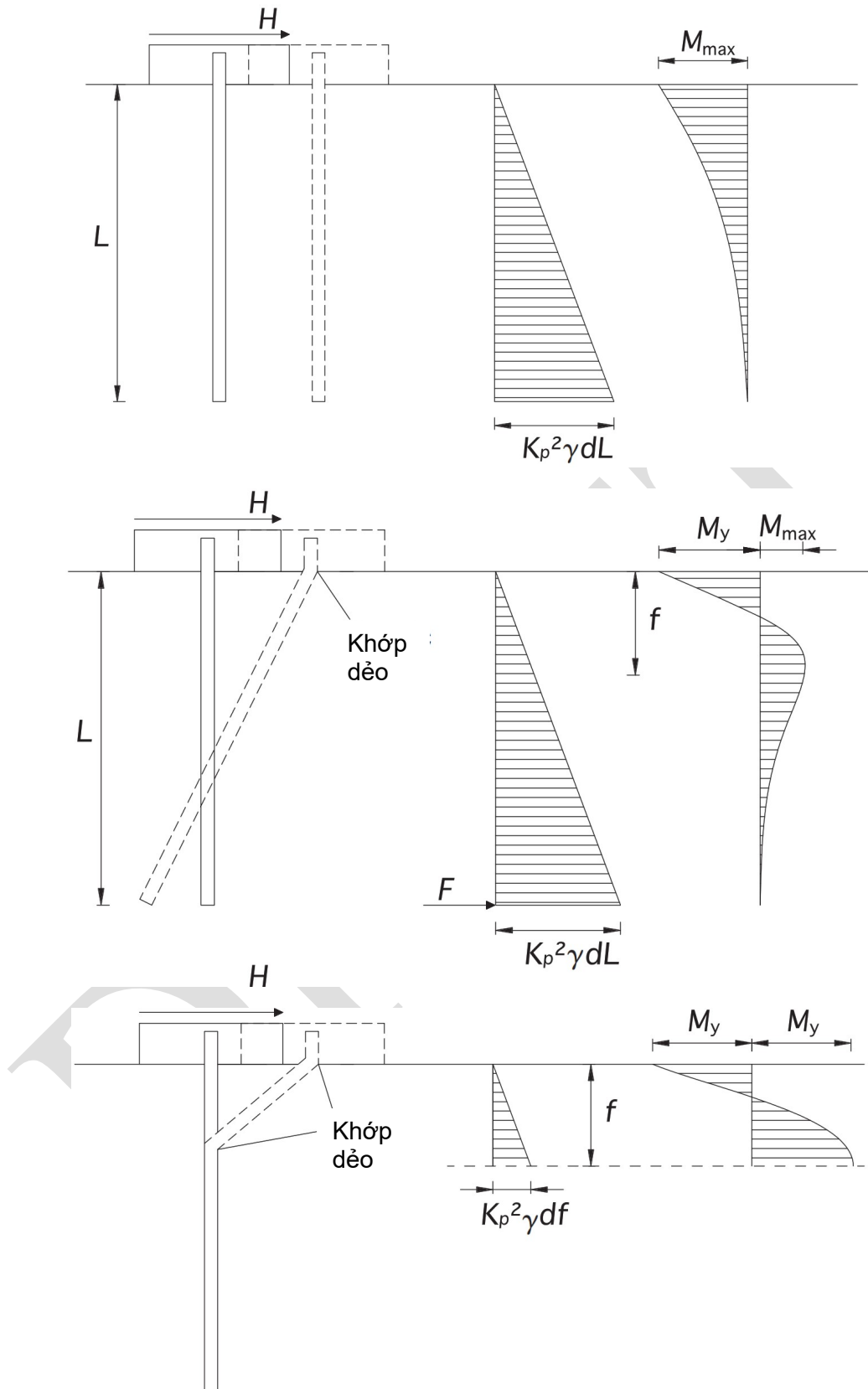
$$\frac{H_{\text{lim}}}{k_p^2 \gamma d^3} = \frac{M_y}{k_p^2 \gamma d^4} \frac{d}{L} + \frac{1}{6} \left(\frac{L}{d} \right)^2 \quad (1.13)$$

CHÚ THÍCH: Sức chịu tải ngang là hàm của L , d , γ , k_p , và M_y . Phương trình (1.13) được thể hiện trong **Hình 1.14**. Biểu đồ trong **Hình 1.14** cho phép đánh giá ngay lập tức phạm vi L/d tương ứng với cọc ngắn, trung bình, hoặc dài.

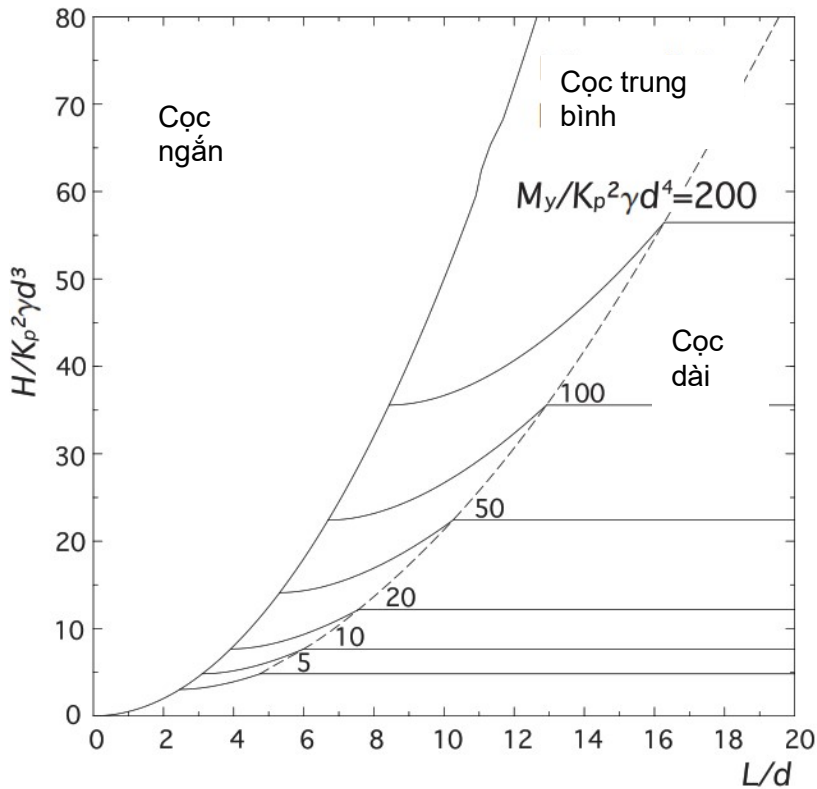
1.2.5.3 Trường hợp cọc dài: cân bằng mômen của cọc giữa hai khớp dẻo thu được:

$$\frac{H_{\text{lim}}}{k_p^2 \gamma d^3} = \sqrt[3]{4,5 \left(\frac{M_y}{k_p^2 \gamma d^4} \right)^2} \quad (1.14)$$

CHÚ THÍCH: Phương trình (1.13) được thể hiện trong **Hình 1.12** cùng với các đường cong tương tự của cọc dài đầu tự do. Sức chịu tải ngang là hàm của γ , k_p , và d nhưng độc lập với L . Đối với cọc dài L không thể hiện rõ ràng, nhưng giá trị tối thiểu phải được thể hiện trong **Hình 1.14** cho giới hạn trên của cọc trung bình.



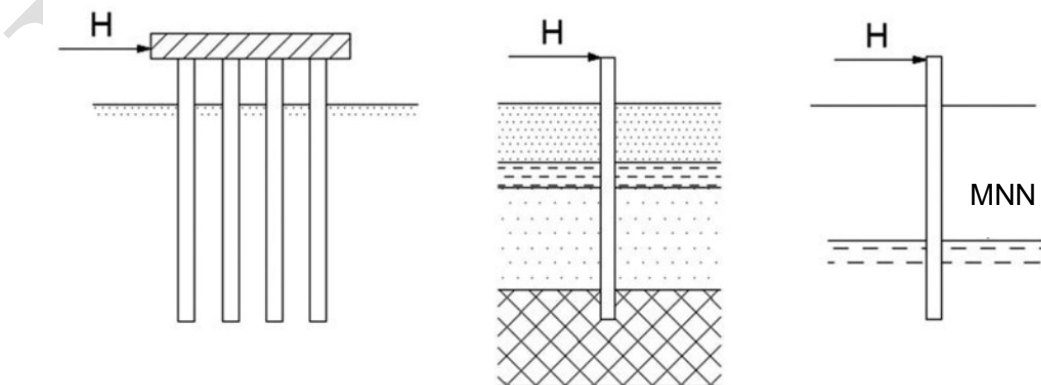
Hình I.13 - Cơ chế phá hoại cho cọc đầu cố định trong đất rời: a) cọc ngắn; b) cọc trung bình; c) cọc dài



Hình I.14 - Sức chịu tải ngang cho cọc trung bình đầu cố định trong đất rời

I.2.6 Trường hợp khác

Các giải pháp được cung cấp ở dạng phân tích độc lập và được thể hiện trong các biểu đồ trên chỉ hợp lệ đối với các trường hợp đơn giản với đất đồng nhất có lực dính không đổi theo độ sâu, hoặc đất rời đồng nhất khô hoặc với mực nước ngầm ở bề mặt đất; cọc phải được tự do hoặc hoàn toàn hạn chế xoay ở đầu. Tuy nhiên, lý thuyết của Broms có thể được áp dụng cho các điều kiện ranh giới và mặt cắt của lớp đất nền khác, nhưng phải tìm ra giải pháp trong từng trường hợp cụ thể. Một số trường hợp về các vấn đề như vậy được thể hiện trong Hình I.15.



Hình I.15 - Các trường hợp về các bài toán khác nhau có thể giải bằng lý thuyết của Brom.

I.3 Sức chịu tải ngang của nhóm cọc

I.3.1 Sức chịu tải ngang của nhóm cọc thường nhỏ hơn tổng sức chịu tải của các cọc đơn; sử dụng thuật ngữ đã được giới thiệu đối với tải trọng thẳng đứng, hiệu quả của một nhóm cọc

nhỏ hơn so với tổng tải trọng ngang.

I.3.2 Bằng chứng thực nghiệm sẵn có giới hạn ở các nhóm cọc nhỏ hoặc thử nghiệm thực tế trên các mô hình quy mô nhỏ ở trọng lực tự nhiên hoặc trong máy ly tâm. Trên cơ sở này, khi khoảng cách giữa các cọc không nhỏ hơn $6D$ theo hướng của tải trọng nằm ngang và $4D$ theo hướng vuông góc (với D là đường kính cọc), hiệu suất có xu hướng thống nhất bất kể loại đất. Đối với các giá trị thông thường của khoảng cách, ($2,5D$ tới $3D$), hiệu suất có thể được giả định thận trọng là $0,5$. Đối với khoảng cách giữa $2,5D$ và $6D$ (hoặc $4D$), đề xuất nội suy tuyến tính.

I.3.3 Từ quan điểm của khả năng chịu lực, ưu tiên bố cục với các cọc được đặt vuông góc theo phương của tải trọng nằm ngang; nói cách khác, đưa ra số lượng cọc trong nhóm, một nhóm hình chữ nhật sẽ hiệu quả hơn khi tải trọng ngang tác dụng song song với cạnh ngắn của nhóm.

I.3.4 Việc bổ sung các cọc nghiêng vào một nhóm rất hiệu quả trong việc tăng cả độ cứng và khả năng chịu lực của nhóm cọc chịu tải trọng ngang.

DRAFT

Phụ lục K (Tham khảo) XÁC ĐỊNH ĐỘ LÚN CỦA MÓNG CỌC

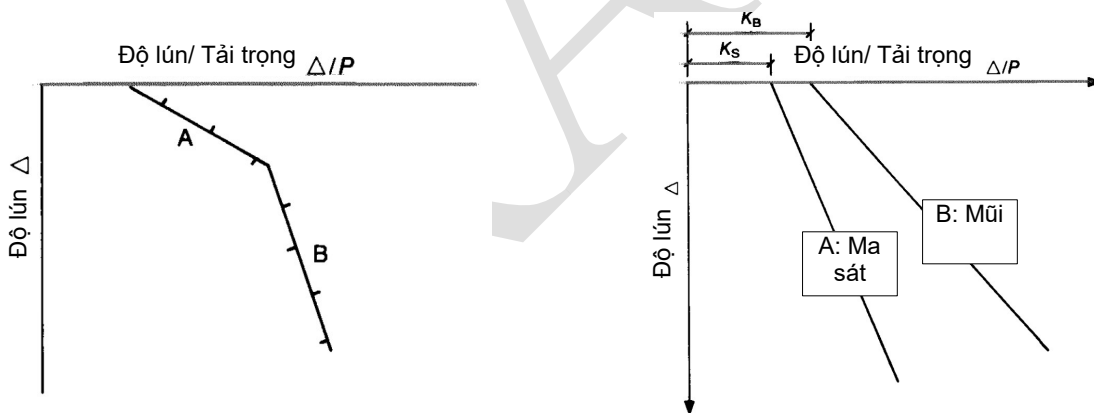
K.1 Tổng quan

CHÚ THÍCH: Phụ lục này trích dẫn các phần liên quan đưa ra trong các tài liệu Phương pháp mới để dự đoán và phân tích độ lún của cọc đơn [39], Sổ tay ICE về địa kỹ thuật (2012), Tập II, Chương 55 [2].

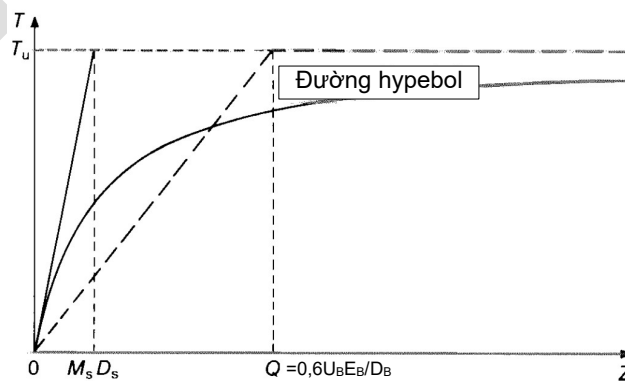
Phụ lục trình bày phương pháp Mô hình ứng suất - biến dạng hyperbolic đã được đề xuất bởi Fleming, 1992 (Mục K.2). Các hướng dẫn tính toán độ lún của nhóm cọc tham khảo trong Sổ tay ICE về địa kỹ thuật 2012, Chương 55 (Mục K.3).

K.2 Độ lún của cọc đơn

K.2.1 Phương pháp được trình bày để phân tích và dự đoán ứng xử của cọc đơn dưới tải trọng duy trì, dựa trên việc sử dụng các hàm hyperbol để mô tả hiệu suất của ma sát và mũi riêng lẻ (Hình K.1, Hình K.2). Khi các hàm này được kết hợp và việc co ngắn cọc đàn hồi được thêm vào bằng một quy trình tương đối đơn giản, sẽ thu được một mô hình có độ chính xác hợp lý. Bằng một phương pháp liên kết đơn giản, dựa trên thực tế là một hàm hyperbol được mô tả chỉ yêu cầu xác định gốc, tiệm cận của nó và độ dốc ban đầu của nó hoặc một điểm duy nhất trên hàm, các thông số đất 'đàn hồi' quy ước và tải trọng cực hạn có thể được sử dụng để mô tả hiệu suất tổng. Bằng cách thay đổi độ dốc của hàm, phương pháp này cũng phản ánh tốt trong việc tăng các môđun của đất ở các biến dạng thấp.



Hình K.1 - Mối quan hệ Độ lún - Độ lún/Tải trọng (Chin, 1972 [38] và Fleming, 1992)



Hình K.2 - Mô hình ứng suất - biến dạng hyperbolic (Fleming, 1992).

K.2.2 Độ lún cọc cứng có thể tính từ phương trình sau:

$$P_T = P_S + P_B = \frac{\Delta_T}{K_S + \frac{\Delta_T}{U_S}} + \frac{\Delta_T}{K_B + \frac{\Delta_T}{U_B}} \approx \frac{U_S \Delta_T}{M_S D_S + \Delta_T} + \frac{D_B E_B U_B \Delta_T}{0,6 U_B + D_B E_B \Delta_T} \quad (K.1)$$

Trong đó:

- D_B Đường kính mũi cọc;
- D_S Đường kính thân cọc;
- E_B Môđun biến dạng cát tuyến cho đất bên dưới mũi cọc ở 25% ứng suất cực hạn. Thông số này liên quan đến các đặc tính của đất, nhưng nó cũng phụ thuộc nhiều vào công trình xây dựng, cọc đóng ép hay cọc nhồi và điều kiện mũi cọc là rất quan trọng. Khoảng giá trị tham khảo là $E_B/q_b = 5 \div 200$ cho đất từ đất mềm đất rất cứng (đất xốp đến đất rất chặt hoặc đá mềm) - Xem cách xác định E_{sec} trong mục **5.1.6** và cách xác định sức kháng mũi đơn vị cực hạn q_b trong mục **8**;
- E_C Môđun đàn hồi của bê tông cọc;
- K_S, K_B Giá trị trên trục độ lún/tải trọng khi độ lún được biểu thị theo độ lún/tải trọng (**Hình K.1**);
- M_S Hệ số linh hoạt thể hiện chuyển động của cọc so với đất khi truyền tải trọng bằng ma sát (không thứ nguyên) - Xem Chú thích 1;
- P Tải trọng tác dụng vào đầu cọc;
- P_B Tải trọng tác dụng vào mũi cọc;
- P_S Tải trọng tác dụng vào cọc do ma sát;
- P_T Tổng tải trọng ($P_B + P_S$) tác dụng vào đầu cọc;
- U_B Tải trọng cực hạn mũi cọc - Xem cách xác định sức kháng mũi cực hạn trong mục **8**;
- U_S Tải trọng cực hạn ma sát cọc - Xem cách xác định sức kháng ma sát cực hạn trong mục **8**;
- Δ Độ lún cọc;
- Δ_T Tổng độ lún của cọc cứng dưới tác dụng của tải trọng.

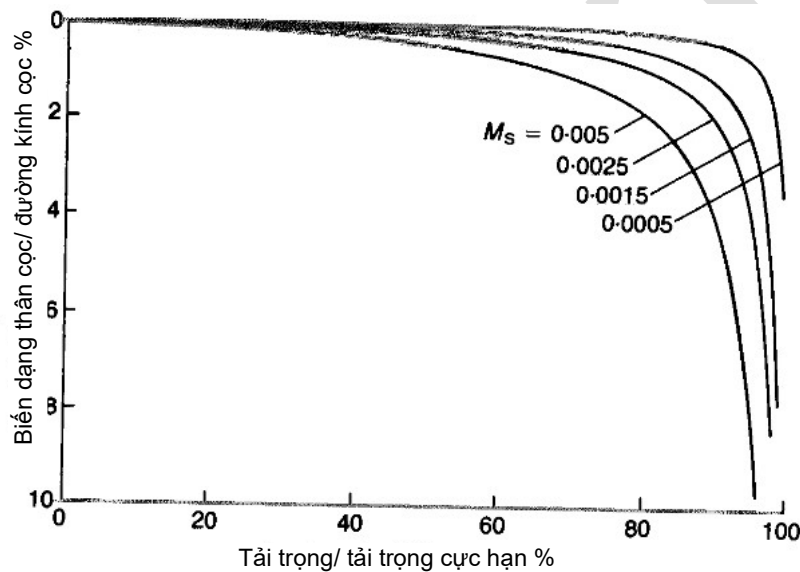
CHÚ THÍCH 1: M_S là một yếu tố linh hoạt không thứ nguyên trong bản chất của một góc quay. M_S trên thực tế là hệ số góc của tiếp tuyến tại gốc của hàm hypebol biểu thị lực ma sát. Randolph, 1982 [25] chỉ ra rằng M_S tương đương với:

$$M_S = \frac{\zeta \tau_s}{2G} = \frac{\ln\left(\frac{r_m}{r_c}\right) \tau_s}{2G} = \frac{\ln\left(\frac{5L\rho(1-\nu)}{D_s}\right) \tau_s}{2G} \quad (K.2)$$

Trong đó:

- L Chiều dài cọc trong đất;
- ν Hệ số $\nu = 0,3$ đối với cọc cứng;
- ρ Hệ số $\rho = G/G_L$. Đối với trường hợp đất xung quanh cọc là đất đồng nhất $\rho = 1$;
- G, G_L Môđun cắt trung bình và môđun cắt lớn nhất của đất xung quanh thân cọc - Xem cách xác định G_{sec} trong mục 5.1.6;
- τ_s Ứng suất cắt trung bình huy động tại thân cọc, lấy bằng sức kháng ma sát đơn vị trung bình đất xung quanh cọc;
- r_m, r_c Bán kính tại đó độ võng của đất trở nên cực nhỏ và bán kính thân cọc.

Có thể ước lượng M_s dựa vào độ cứng của đất xung quanh thân cọc theo **Hình K.3** tương ứng với đất mềm (hoặc đất xốp), đất dẻo cứng (hoặc đất chặt vừa), đất cứng (hoặc đất chặt), đất rất cứng (hoặc đất rất chặt hoặc đá mềm) ($M_s = 0,005 \div 0,0005$). Việc phân loại đất theo các chỉ tiêu xem trong EN ISO 14688-2.



Hình K.3 - Đồ thị chuẩn hóa của quan hệ lún ma sát bên cọc cho một dải đất từ mềm đến rất cứng ($M_s = 0,005 \div 0,0005$).

CHÚ THÍCH 2: Phương trình (K.1) có thể viết lại dưới dạng $f\Delta_T^2 + g\Delta_T + h = 0$, khi đó Δ_T là nghiệm của phương trình bậc 2 và có dạng:

$$\Delta_T = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

$$f = D_B E_B P_T - U_S D_B E_B - D_B E_B U_B \tag{K.3}$$

$$g = 0,6 U_B P_T + D_B E_B M_S D_S P_T - U_S 0,6 U_B - D_B E_B U_B M_S D_S$$

$$h = M_S D_S 0,6 U_B P_T$$

K.2.3 Độ co ngắn đàn hồi cọc xác định theo công thức sau:

- Với tải trọng P_T cho đến tải trọng ma sát cực hạn U_S :

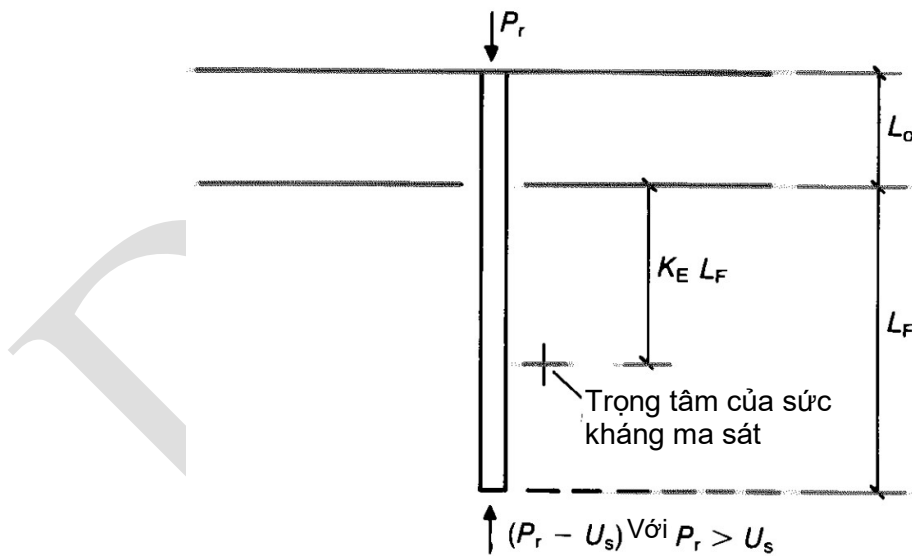
$$\Delta_E = \frac{4 P_T (L_0 + K_E L_F)}{\pi D_S^2 E_C} \quad (\text{K.4})$$

- Với tải trọng lớn hơn:

$$\Delta_E = \frac{4}{\pi D_S^2 E_C} [P_T (L_0 + L_F) - L_F U_S (1 - K_E)] \quad (\text{K.5})$$

Trong đó:

- L_0 Chiều dài trên của cọc không mang tải hoặc tải trọng thấp do ma sát. Thành phần L_0 là chiều dài tự do hoặc chiều dài qua đất đắp hoặc phù sa mềm từ đầu cọc. Những loại đất yếu này hiếm khi đóng góp đáng kể vào khả năng chịu lực;
- L_F Chiều dài cọc truyền tải trọng xuống đất bằng lực ma sát;
- K_E Hệ số chiều dài cột hiệu quả, xác định bằng chiều dài cột hiệu quả của lực ma sát truyền trực, chia cho L_F . Hệ số này chuyển đổi độ dài L_F thành độ dài cột tự do hiệu quả. Trước hết, cần tìm trọng tâm truyền ma sát bằng tính toán. Chiều dài ma sát xuống trọng tâm phải được nhân với một hệ số trong phạm vi 0,7÷0,8. Trong đất sét cứng quá cố kết, độ cứng tăng theo độ sâu, K_E thường là 0,45;
- Δ_E Tổng độ co ngắn đàn hồi của cọc.



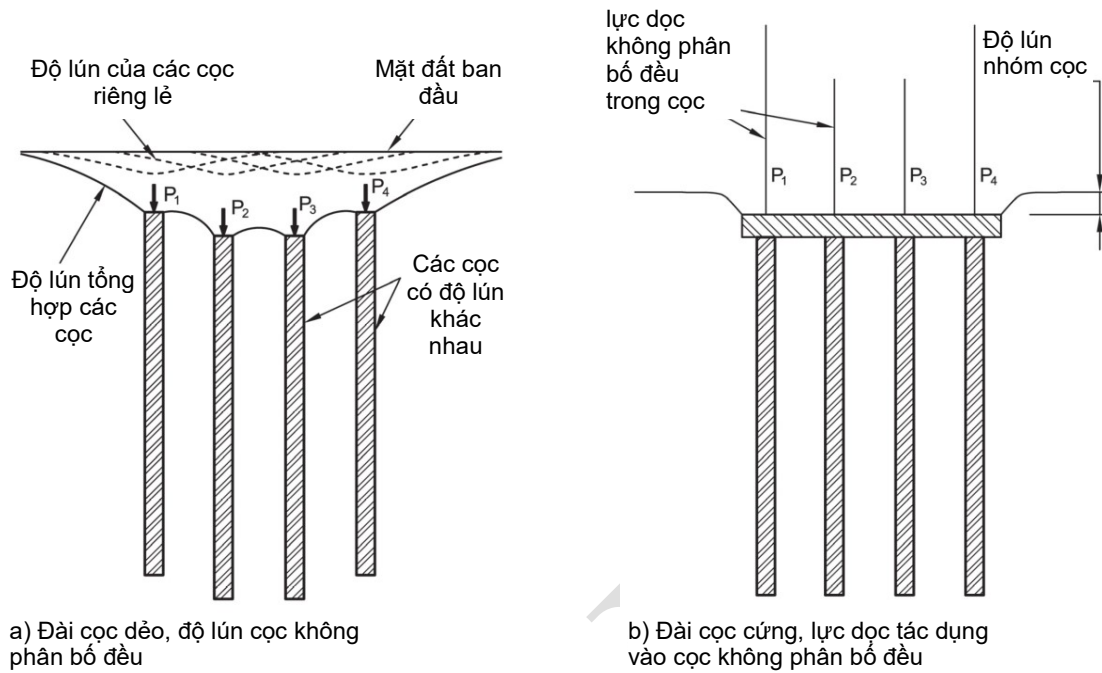
Hình K.4 - Mô hình phương pháp tính toán độ co ngắn đàn hồi đơn giản.

K.2.4 Bằng cách kết hợp (K.1) hoặc (K.3) và (K.4) hoặc (K.5) khi thích hợp, có thể tính toán được tổng độ lún của cọc đối với bất kỳ tải trọng nào cho đến tải trọng cực hạn, bao gồm ước tính chính xác về sự co ngắn đàn hồi.

K.3 Độ lún của nhóm cọc

K.3.1 Mỗi cọc lún dưới tải trọng và một vùng đất lún phát triển xung quanh mỗi cọc, khi đó các cọc ở giữa lún nhiều hơn các cọc bên ngoài (và tất cả các cọc 'nhóm' lún nhiều hơn một cọc

riêng lẻ). Nếu nhóm cọc có đài cọc cứng, mỗi cọc phải lún một lượng bằng nhau (vì đài cọc là đài cọc cứng) nhưng tải trọng dọc trục trong các cọc lúc này sẽ khác nhau (Hình K.5).



Hình K.5 - Độ lún nhóm cọc

K.3.2 Xác định độ lún của nhóm cọc bằng phương pháp Hệ số tương quan thực nghiệm (Mandolini, 2005). Độ lún của nhóm cọc tính bằng công thức:

$$\Delta_G = R_{Se} \Delta_S \tag{K.6}$$

Trong đó:

Δ_S Độ lún của một cọc dưới tải trọng làm việc trung bình của các cọc trong nhóm (Q/n) với Q là tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng lên nhóm cọc và n là tổng số cọc trong nhóm cọc;

R_{Se} Hệ số thực nghiệm của độ lún nhóm cọc.

CHÚ THÍCH 1: Mandolini, 2005 đã đề xuất mối tương quan giữa Hệ số thực nghiệm của độ lún nhóm cọc R_{Se} và Hệ số hình dạng của nhóm cọc R , dựa trên phân tích các trường hợp trước đây (đối với các nhóm cọc ở các địa chất khác nhau và với chiều dài, loại, đường kính cọc khác nhau, v.v. .):

- Giá trị ước tính R_{Se} tốt nhất:

$$R_{Se} = \frac{0,29}{R^{1,35}} \times n \text{ với } R = (ns / L)^{0,5} \tag{K.7}$$

- Giá trị cận trên của R_{Se} là:

$$R_{Se} = \frac{0,5}{R} \left[1 + \frac{1}{3R} \right] \times n \tag{K.8}$$

- Giá trị cận dưới của R_{Se} là:

$$R_{Se} = \frac{0,17}{R^{1,35}} \times n \quad (K.9)$$

Trong đó:

- s Khoảng cách cọc trong nhóm cọc;
- R Hệ số hình dạng của nhóm cọc;
- L Chiều dài cọc.

CHÚ THÍCH 2: Việc áp dụng các phương trình trên cho phép ước tính nhanh phạm vi có thể xảy ra của độ lún nhóm cọc. Kinh nghiệm cho thấy (K.7) nói chung phù hợp với cọc ma sát với đất có cường độ và độ cứng tăng dần theo chiều sâu; (K.8) áp dụng nếu lớp đất tương đối sâu và đồng nhất bên dưới nhóm cọc và (K.9) áp dụng nếu đất hoặc đá bên dưới nhóm thể hiện sự gia tăng nhanh chóng về cường độ và độ cứng.

CHÚ THÍCH 3: Phương pháp trên không thể đánh giá ảnh hưởng của các đặc điểm địa chất cụ thể, tính chất của cọc hoặc đất nền: Có khả năng không an toàn nếu các tầng yếu hoặc có thể nén được nằm dưới tầng chịu lực; Có khả năng an toàn quá mức, nếu một lớp tương đối cứng nằm dưới lớp chịu lực.

K.3.3 Xác định độ lún của nhóm cọc bằng phương pháp Hệ bè tương đương (Equivalent raft): Phương pháp hệ bè tương đương đã được sử dụng rộng rãi để tính toán độ lún của nhóm cọc và được mô tả trong nhiều sách giáo khoa. Nhóm cọc được thay thế bằng móng bè tác dụng ở độ sâu đại diện bên dưới bề mặt với một số kích thước tương đương (nhóm cọc hoạt động như một khối móng - block foundation). Có nhiều biến thể có sẵn, tuy nhiên cách tiếp cận của Tomlinson (1987) tương đối đơn giản và được sử dụng rộng rãi (**Hình K.6**). Phương pháp này dựa trên đánh giá kỹ thuật đáng kể để đánh giá độ sâu đại diện và kích thước bè phù hợp, phụ thuộc vào sự hiểu biết về cơ chế truyền tải trọng có liên quan cho nhóm cọc đang được xem xét. Khi bè tương đương được thiết lập thì độ lún có thể được tính toán bằng cách sử dụng các phương pháp phân tích được sử dụng cho móng nông. Khi đó độ lún trung bình của nhóm cọc là:

$$\Delta_G = \Delta_{raft} + \Delta_W \quad (K.10)$$

Trong đó:

- Δ_W Độ nén đàn hồi của cọc trên cao độ bè tương đương (đóng vai trò là cột đứng tự do);
- Δ_{raft} Độ lún tương đương của bè. Xác định theo công thức (K.11);

$$\Delta_{raft} = F_{av} F_D q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_E}{E_S} \right) \times h_i \quad (K.11)$$

- I_E Hệ số ảnh hưởng đối với lớp i - Xem **Hình K.7**;
- q Áp lực trung bình tác dụng lên bè;
- h_i Độ dày lớp thứ i;
- E_S Môđun cát tuyến lớp thứ I - Xem cách xác định E_{sec} trong mục **5.1.6**;

F_D Hệ số hiệu chỉnh độ sâu (Fox, 1948) - Xem **Hình K.7**;

F_{av} Hệ số hiệu chỉnh độ lún của tâm thành độ lún trung bình của bệ, $F_{av} = 0,8$.

CHÚ THÍCH 1: Độ nén đàn hồi của cọc trên cao độ bệ tương đương (đóng vai trò là cột đứng tự do), xác định theo Bowles, 1997 [52]:

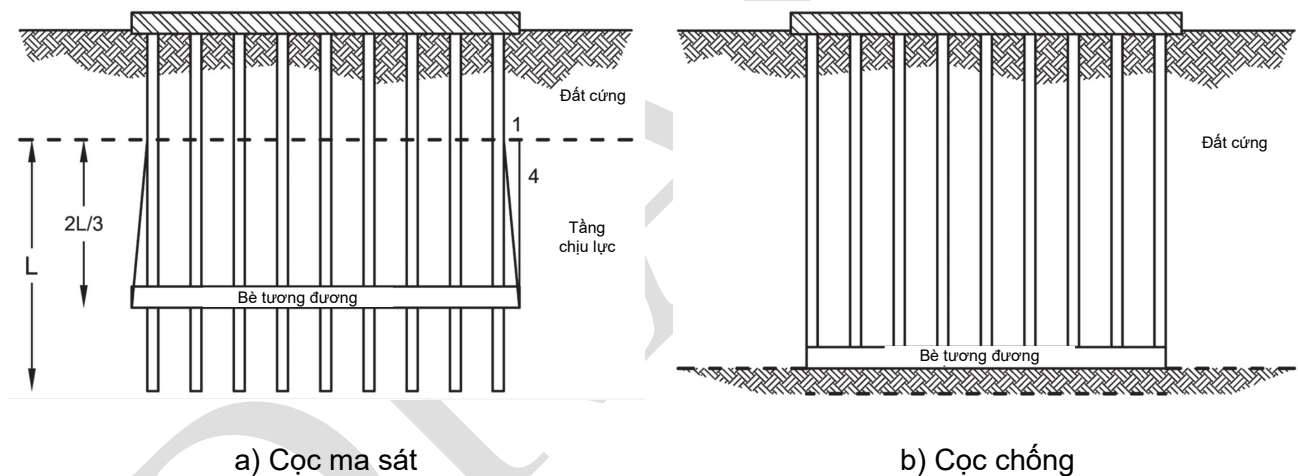
- Tính độ nén dọc trục cọc trung bình trên từng đoạn chiều dài ΔL , diện tích mặt cắt ngang trung bình A_{av} và môđun đàn hồi trục E_p từ đầu cọc đến điểm đang xét. Đó là:

$$\Delta_{w,s} = \frac{P_{av} \Delta L}{A_{av} E_p} \quad (K.12)$$

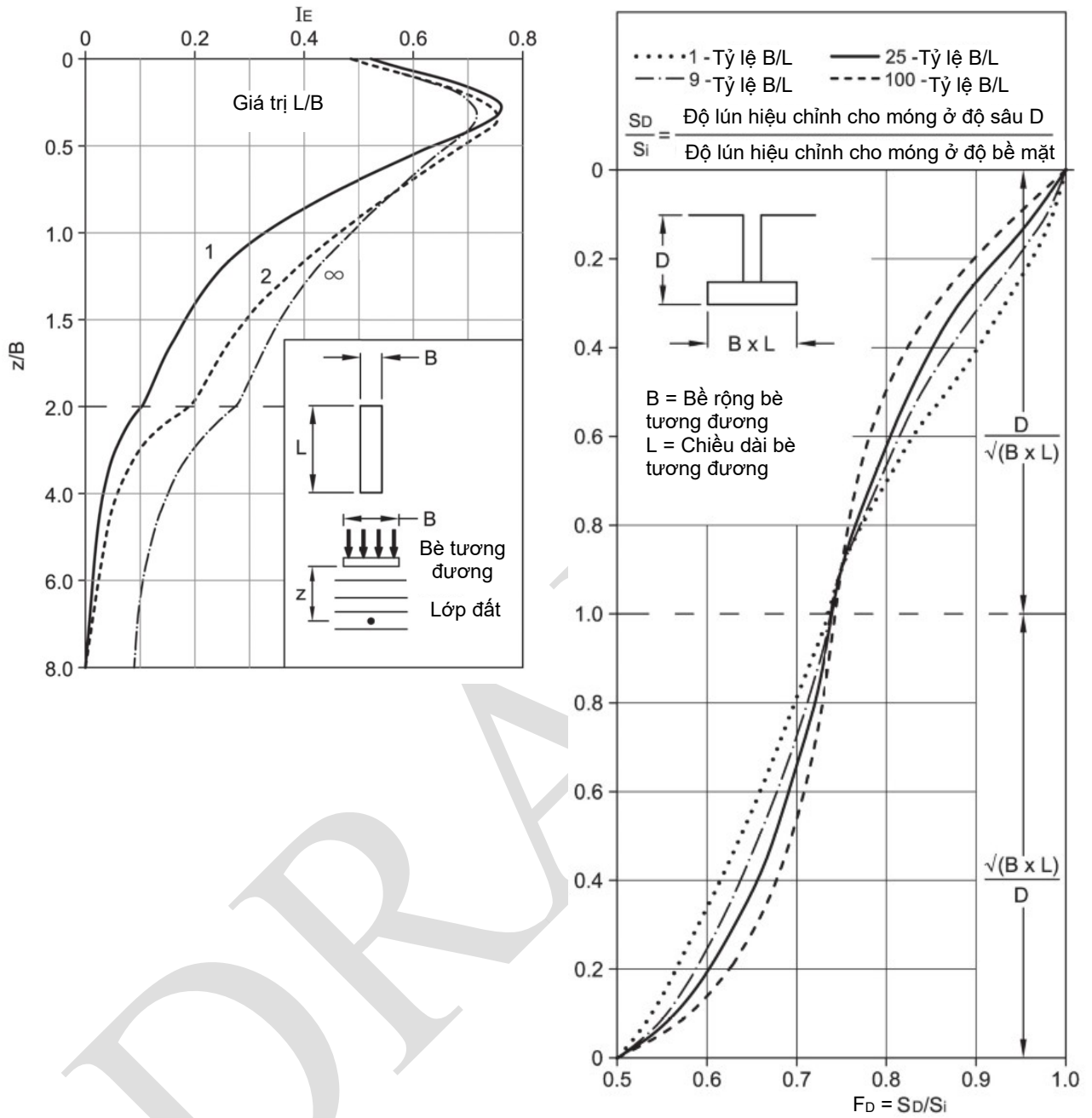
- Tính tổng các giá trị để có được độ nén dọc trục:

$$\Delta_w = \sum \Delta_{w,s} \quad (K.13)$$

CHÚ THÍCH 2: Phương pháp cho phép đánh giá ảnh hưởng của các lớp đất mềm hơn hoặc cứng hơn bên dưới cao độ mũi của nhóm cọc một cách đơn giản và minh bạch. Cần thiết đánh giá mức độ quan trọng và kích thước bệ phù hợp. Phương pháp này có thể an toàn quá mức đối với nhóm cọc có Hệ số hình dạng của nhóm cọc, $R < 3,0$.



Hình K.6 - Thay thế nhóm cọc bằng bè tương đương



a) Yếu tố ảnh hưởng biến dạng so với độ sâu
($\nu = 0,3$)

b) Hệ số hiệu chỉnh độ sâu của Fox

Hình K.7 - Độ lún bè tương đương theo lý thuyết đàn hồi (Randolph, 1994)

Tài liệu tham khảo

Các tài liệu tiêu chuẩn

Đối với tài liệu ghi năm chỉ bản được nêu áp dụng. Đối với các tài liệu tham khảo chưa được ghi ngày, phiên bản mới nhất của tài liệu được viện dẫn (bao gồm mọi sửa đổi) sẽ được áp dụng.

- BS 6349-1-3, Maritime works – Part 1-2: General – Code of practice for geotechnical design.
- BS 8103-1, Structural design of low-rise buildings – Part 1: Code of practice for stability, site investigation, foundations, precast concrete floors and ground floor slabs for housing.
- BS EN 335-1:1992, Hazard classes of wood and wood-based products against biological attack – Part 1: Classification of hazard classes. ⁷⁾
- BS EN 335-2:1992, Durability of wood and wood-based products – Definition of use classes – Part 2: Application to solid wood.
- BS EN 335-3:1992, Hazard classes of wood and wood-based products against biological attack – Part 3: Application to wood-based panels.
- BS EN 338, Structural timber – strength classes.
- BS EN 1538:2010, Execution of special geotechnical works – Diaphragm walls.
- BS EN ISO 19901-4, Petroleum and natural gas industries. Specific requirements for offshore structures. Geotechnical and foundation design considerations.
- NA+A1:2012 to BS EN 1993-5:2007, UK National Annex to Eurocode 3: Design of steel structures – Part 5: Piling.
- PD 6484:1979, Commentary on corrosion at bi-metallic contacts and its remediation.

Các tài liệu khác

- [N1] BURLAND, J.B., BROMS, B.B., and de MELLO, V.F.B. Behaviour of foundations and structures, State-of-the-Art Report, Session 2, Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977, Tokyo, Vol. 2, pp 495–546 (Ứng xử của nền móng và kết cấu, Báo cáo tổng hợp, Phiên 2. Hội nghị quốc tế lần thứ 9 về Cơ học đất và Kỹ thuật nền móng, 1977, Tokyo, Vol. 2, trang 495–546)
- [N2] LORD, J.A., CLAYTON, C.R.I., and MORTIMORE, R.N. Engineering in chalk (CIRIA Report C574). London: CIRIA, 2002. ISBN 0-86017-574-X (Kỹ thuật trong đá phấn (Báo cáo CIRIA C574). Luân Đôn: CIRIA, 2002. ISBN 0-86017-574-X)
- [N3] INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. ICE Specification for piling and embedded retaining walls (2nd edition, 2007), London: Thomas Telford Publishing, ISBN 978-0-7277-3358-0 ((VIỆN KỸ THUẬT DÂN DỤNG. Đặc điểm kỹ thuật ICE cho cọc và tường chắn (xuất bản lần thứ 2, 2007), London: Thomas Telford Publishing, ISBN 978-0-7277-3358-0))

⁷⁾ Được rút lại và thay thế bằng BS EN 335: 2013.

- [1] BURLAND, J., CHAPMAN, T., SKINNER, H., and BROWN, M. (editors). ICE manual of geotechnical engineering, Volume I, Geotechnical Engineering Principles, Problematic Soils and Site Investigation. London: ICE Publishing, 2012, ISBN 978-0-7277-5707-4:
- Section 3 – JEFFERSON, I. (editor). Problematic soils and their issues;
- Section 4 – BRACEGIRDLE, A. (editor). Site investigation;
- Chapter 8 – RANNER, D., and SUCKLING, T. Health and safety in geotechnical engineering;
- Chapter 14 – BURLAND, J.B. Soils as particulate materials;
- Chapter 17 – BURLAND, J.B. Strength and deformation behaviour of soils;
- Chapter 18 – SANDERSON, D.J. Rock behaviour;
- Chapter 26 – BURLAND, J.B. Building response to ground movements;
- Chapter 34 – BELL, F.G., CULSHAW, M.G., and SKINNER, H.D. Non-engineered fills;
- Chapter 36 – CZEREWKO, M.A. and CIPPS, J.C. Mudrocks, clays and pyrite.
- [2] BURLAND, J., CHAPMAN, T., SKINNER, H., and BROWN, M. (editors). ICE manual of geotechnical engineering, Volume II, Geotechnical Design, Construction and Verification. London: ICE Publishing, 2012, ISBN 978-0-7277-5709-8:
- Section 8 – SUCKLING, T.P. (editor). Construction processes;
- Chapter 52 – O'BRIEN, A.S. Foundation types and conceptual design principles;
- Chapter 54 – BELL, A., and ROBINSON, C. Single piles;
- Chapter 55 – O'BRIEN, A.S. Pile-group design;
- Chapter 56 – O'BRIEN, A.S., BURLAND, J.B., and CHAPMAN, T. Rafts and piled rafts;
- Chapter 60 – SRBULOV, M., and O'BRIEN, A.S. Foundations subjected to cyclic and dynamic loads;
- Chapter 83 – JOLLEY, T. Underpinning;
- Chapter 94 – DUNNICLIFF, J., MARR, W.A., and STANDING, J. Principles of geotechnical monitoring;
- Chapter 98 – BROWN, M., Pile capacity integrity testing;
- Chapter 101 – LINDSAY, R., and KEMP, M. Close-out reports.
- [3] NORBURY, D. Soil and rock description in engineering practice. Caithness: Whittles Publishing, 2010, ISBN 978-1904445-65-4.
- [4] BOND, A.J. ReWaRD Reference Manual. Banstead, Surrey: 1992-2014, available from www.geocentrix.co.uk (last viewed 25/6/15).
- [5] BOLTON, M.D. The strength and dilatancy of sands. Géotechnique, 1986, Vol. 36(1), pp 65–78.

- [6] JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T., and LANCELOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics And Foundation Engineering, San Francisco, 1985, vol. 1, pp 57–153..
- [7] SANTAMARINA, J.C, and DIAZ-RODRIGUEZ, J.A. Friction in soils: micro and macroscale observations. Pan-American Conference, Boston, 2003.
- [8] TERZAGHI, K., PECK, R.B., and MESRI, G. Soil mechanics in engineering practice (3rd edition), New York: Wiley-Interscience, 1996, ISBN 0-47108-658-4.
- [9] STARK, T.D., CHOI, H., and MCCONE, S. Drained shear strength parameters for analysis of landslides. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(5), pp 575–588.
- [10] ATKINSON, J.H. Non-linear soil stiffness in routine design. Géotechnique, 2000, Vol. 50(5), pp 487–508.
- [11] OZTOPRAK, S., and BOLTON, M.D. Stiffness of sands through a laboratory database. Géotechnique, 2013, Volume 63, Issue 1, pp 54–70.
- [12] VARDANEGA, P.J., and BOLTON, M.D. Stiffness of clays and silts: normalizing shear modulus and shear strain. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139, pp 1575–1589.
- [13] CLAYTON, C.R.I. Stiffness at small strain: research and practice. Géotechnique, 2011, Vol. 61(1), pp 5–37.
- [14] VIGGIANI, G., and ATKINSON, J.H. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. Géotechnique, 1995, 45(2), pp 249–265.
- [15] GABA, A.R., SIMPSON, B., POWRIE, W., and BEADMAN, D.R. Embedded retaining walls - guidance for economic design (CIRIA C580), London: CIRIA, 2003, ISBN 0-86017-580-4.
8)
- [16] QUILLIN, K., NIXON, P.J., MATTHEWS, J.D., and LONGWORTH, T.I. Concretes with high ggbs contents for use in hard/firm secant piling, BRE Information Paper IP 17/05, Watford: BRE, ISBN 1-86081-894-3.
- [17] POULOS, H.G. and DAVIS, E.H. Pile foundation analysis and design, New York: Wiley, 1980, ISBN 978-0471020844.
- [18] REESE, L.C., and VAN IMPE, W.F. Single piles and pile groups under lateral loading (2nd edition). London: Taylor & Francis, 2011, ISBN 978-0-415-46988-3.
- [19] RANDOLPH, M.F., and WROTH, C.P. An analysis of the vertical deformation of pile groups, Géotechnique, 1979, Vol. 29, No. 4, pp 423–439.
- [20] BASILE, F. Non-linear analysis of pile groups. Proceedings of the Institution of Civil

⁸⁾ Người ta dự đoán rằng phiên bản sửa đổi của C580 (với số mới, C760) sẽ được xuất bản vào năm 2016.

- Engineers, *Geotechnical Engineering*, 1999, Vol. 137, No. 2, April, pp 105–115.
- [21] POULOS, H.G. A practical design approach for piles with negative skin friction. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, Vol 161, February 2008, Issue GE1, pp 19–27.
- [22] BOND, A.J., and HARRIS, A.J. *Decoding Eurocode 7*, London: Taylor and Francis, 2008, ISBN 978-0-415-40948-3.
- [23] BOND, A.J. and SIMPSON, B. *Pile design to Eurocode 7 and the UK National Annex. Part 2: UK National Annex*, London: Emap, *Ground Engineering*, 2010, vol. 43, no 1, pp 28–31.
- [24] BEREZANTZEV, V.G., KHRISTOFOROV, V.S., and GOLUBKOV, V.N. Load bearing capacity and deformation of piled foundations. *Proceedings of the 5th International Conference of Soil Mechanics And Foundation Engineering*, Paris, 1961, Vol. 2, pp 11–15.
- [25] FLEMING, W.G.K., WELTMAN, A.J., RANDOLPH, M.F., AND ELSON, W.K. *Piling engineering (3rd edition)*, Abingdon: Taylor & Francis, 2009, ISBN 0-415-26646-7.
- [26] SALGADO, R. *The engineering of foundations*. New York: McGraw-Hill, 2008, ISBN 978-007-125940-9.
- [27] BURLAND, J.B. Shaft friction on piles in clay: a simple fundamental approach. *In Ground Engineering*, 1973, Vol 6, No 3, pp 3–42.
- [28] MEYERHOF, G.G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers* 1976, 102 (GT3), pp 195–228.
- [29] WELTMAN, A.J., and HEALY, P.R. *Piling in 'boulder clay' and other glacial tills*. CIRIA Report PG5, London: CIRIA, 1978, ISBN: 978-0-86017-103-4.
- [30] LONDON DISTRICT SURVEYORS' ASSOCIATION. *Foundations no. 1: Guidance notes for the design of straight shafted bored piles in London clay*. Bromley, Kent: LDSA, 2009, ISBN 0-9516518-6-2.
- [31] BROWN, D.A., TURNER, J.P., and CASTELLI, R.J. *Drilled shafts: construction procedures and LRFD design methods (FHWA Report No. NHI-10-016)*. Washington: Federal Highway Administration, 2010.
- [32] SIMPSON, B., MORRISON, P., YASUDA, S., TOWNSEND, B., GAZETAS, G. *State of the art report: Analysis and design*, 2009, pp 2873–2929.
- [33] HORVARTH, R.G., KENNY, T.C., and TROW, W.A. Results of tests to determine shaft resistance of rock socketed drilled piers. *Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock*, Sydney, 1980.
- [34] ROWE, R.K., ARMITAGE, H.H. A design method for drilled piers in soft rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 1987, Vol 13.3, pp 324–333.
- [35] KULHAWY, F.H., PHOON, K-K. Drilled shaft side resistance in clay soil to rock. *In Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock*, pp 172–183.

- [36] WALLACE, W.A., GANNON, J.A., MASTERTON, G.G.T, and MUIR-WOOD, D. Piled foundations in weak rocks (CIRIA Research Report R181). London: CIRIA, 1999, ISBN 978-0-8601-7494-3.
- [37] TURNER J. Rock-socketed shafts for highway structure foundations (NCHRP Synthesis 360). Washington: National Cooperative Highway Research Program, 2006, ISBN 0-309-09768-1.
- [38] CHIN, F.V. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 1970, pp 81–90.
- [39] FLEMING, W.G.K. A new method for single pile settlement prediction and analysis, *Géotechnique*, 1992, Vol. 42, No. 3, pp 411–425.
- [40] DAVISSON, M.T. High capacity piles. Proc. Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, Chicago: American Society of Civil Engineers, 1972, March 22, pp 81–112.
- [41] BUTLER, H.D., and HOY, H.E. Users manual for the Texas quick-load method for foundation load testing. Report FHWA-IP-77-8, Washington: Federal Highways Administration, Office of Development.
- [42] BROMS, B.B. The lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 1964, 90(SM3), pp123–156.
- [43] VIGGIANI, C., MANDOLINI, A., and RUSSO, G. Piles and pile foundations. London: Spon Press, 2012, ISBN 978-0-415-49066-5.
- [44] BRINCH HANSEN, J. The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. Copenhagen: The Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 12, 1961, 16 pp.
- [45] TOMLINSON, M., and WOODWARD, J. Pile design and construction (6th edition), Boca Raton: CRC Press, 2015, ISBN 978-1-4665-9263-6.
- [46] BROMS, B.B. The lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 1964, 90(SM2), pp 27–63.
- [47] REESE, L.C., ISENHOWER, W.M., and WANG, S.-T. Analysis and design of shallow and deep foundations. New York: Wiley, 2006, ISBN 0-471-43159-1.
- [48] ARCELORMITTAL. Piling handbook (8th edition, reprint 2008). Luxembourg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l., 2008.
- [49] HASLAM, S., and O'CONNOR, L. (with contributions from KITCHING, D. and JONES, P.). Guidelines on safe and efficient basement construction directly below or near to existing structures, Bordon: ASUCplus, 2013, ISBN 978-0-9554032-9-3, available from www.asuc.org.uk (last viewed 25/6/15).
- [50] THORBURN, S., and LITTLEJOHN, G.S. (editors). Underpinning and retention (2nd edition). Glasgow: Blackie Academic & Professional, 1993. ISBN 0-7514-0094-7.
- [51] Recommendations for Design of Building Foundation (Architectural Institut of Japan 1988).
- [52] BOWLES J.E, Foundation Analysis and Design (5th edition), 1997, pp 907-909.