

TCVN

TIÊU CHUẨN QUỐC GIA

TCVN 11823-10:2017

**THIẾT KẾ CẦU ĐƯỜNG BỘ -
PHẦN 10: NỀN MÓNG**

Highway bridge design specification - Part 10: Foundations

HÀ NỘI - 2017

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU	10
1 PHẠM VI ÁP DỤNG	11
2 TÀI LIỆU VIỆN DẪN	11
3 THUẬT NGỮ VÀ ĐỊNH NGHĨA	12
4 CÁC ĐẶC TÍNH CỦA ĐẤT, ĐÁ	14
4.1 CÁC THÔNG TIN CẦN THIẾT	14
4.2 KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT	14
4.3 THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG	17
4.3.1 Thí nghiệm đất	17
4.3.2 Thí nghiệm đá	17
4.4 THÍ NGHIỆM TẠI HIỆN TRƯỜNG	17
4.5 CÁC THÍ NGHIỆM ĐỊA VẬT LÝ	17
4.6 LỰA CHỌN CÁC SỐ LIỆU CHO THIẾT KẾ	17
4.6.1 Khái quát	17
4.6.2 Sức kháng của đất	18
4.6.2.1 Khái quát	18
4.6.2.2 Sức kháng cắt không thoát nước của đất dính	18
4.6.2.3 Sức kháng cắt thoát nước của đất dính	19
4.6.2.4 Sức kháng cắt thoát nước của đất rời	19
4.6.3 Biến dạng của đất	21
4.6.4 Sức kháng của nền đá	22
4.6.5 Biến dạng của nền đá	26
4.6.6. Tính chịu bào mòn của đá	28
5 CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VÀ HỆ SỐ SỨC KHÁNG	28
5.1 KHÁI QUÁT	28
5.2 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG	29
5.2.1 Tổng quát	29
5.2.2 Chuyển vị cho phép và tiêu chuẩn chuyển vị	29
5.2.3 Ổn định tổng thể	29
5.2.4 Chuyển vị của móng	29
5.3 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ	30
5.3.1 Tổng quát	30
5.3.2 Móng nông	30
5.3.3 Cọc đóng	30

5.3.4 Cọc khoan	30
5.3.5 Cọc siêu nhỏ.....	31
5.4 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT	31
5.5 CÁC HỆ SỐ SỨC KHÁNG.....	31
5.5.1 Trạng thái giới hạn sử dụng	31
5.5.2 Trạng thái giới hạn cường độ	31
5.5.2.1 Tổng quát.....	31
5.5.2.2 Móng nông.....	31
5.5.2.3 Cọc đóng	32
5.5.2.4 Cọc khoan nhồi.....	34
5.5.2.5 Cọc siêu nhỏ.....	36
5.5.3 Trạng thái giới hạn đặc biệt	37
5.5.3.1 Tổng quát.....	37
5.5.3.2 Xói	37
5.5.3.3 Các trạng thái giới hạn đặc biệt khác.....	38
6 MÓNG NÔNG	38
6.1 YÊU CẦU THIẾT KẾ	38
6.1.1 Tổng quát	38
6.1.2 Chiều sâu đặt móng.....	38
6.1.3 Các kích thước có hiệu của móng.....	38
6.1.4 Sự phân bố ứng suất chịu nén.....	39
6.1.5 Neo của các móng trên nền nghiêng	39
6.1.6 Nước ngầm	39
6.1.7 Lực nâng nhỏ	39
6.1.8 Kết cấu liên kết.....	40
6.2 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG.....	40
6.2.1 Tổng quát	40
6.2.2 Các tiêu chuẩn chuyển vị.....	40
6.2.3 Tải trọng	40
6.2.4 Tính lún	40
6.2.4.1 Tổng quát.....	40
6.2.4.2 Lún của móng trên đất rời.....	41
6.2.4.3 Lún của móng trên đất dính	43
6.2.4.4 Lún của móng trên nền đá	47
6.2.5 Ổn định tổng thể	48
6.2.6 Ứng suất chịu tải ở trạng thái giới hạn sử dụng.....	48
6.2.6.1 Các giá trị giới hạn sức kháng của nền ở trạng thái giới hạn sử dụng	48

6.2.6.2 Phương pháp bán thực nghiệm xác định sức kháng nền.....	49
6.3 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ	50
6.3.1 Sức kháng nền của nền đất.....	50
6.3.1.1 Tổng quát.....	50
6.3.1.2 Xác định sức kháng nền của nền theo lý thuyết.....	50
6.3.1.3 Các phương pháp bán thực nghiệm	59
6.3.1.4 Thí nghiệm bàn nén	60
6.3.2 Sức kháng nền của đá.....	60
6.3.2.1 Tổng quát.....	60
6.3.2.2 Các phương pháp bán thực nghiệm	60
6.3.2.3 Phương pháp giải tích.....	61
6.3.2.4 Thử tải	61
6.3.3 Các giới hạn tải trọng lệch tâm	61
6.3.4 Sức kháng trượt	61
6.4 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT	62
6.4.1 Tổng quát	62
6.4.2 Các giới hạn tải trọng lệch tâm	63
6.5 THIẾT KẾ KẾT CẤU	63
7 CỌC ĐÓNG.....	63
7.1 TỔNG QUÁT.....	63
7.1.1 Điều kiện lựa chọn móng cọc đóng.....	63
7.1.2 Khoảng cách cọc tối thiểu, cự ly cọc đến mép bệ cọc và chiều dài ngập đầu cọc trong bệ cọc	64
7.1.3 Cọc đóng qua nền đắp	64
7.1.4 Cọc xiên	64
7.1.5 Các yêu cầu thiết kế cọc.....	64
7.1.6 Xác định tải trọng cọc	65
7.1.6.1 Tổng quát.....	65
7.1.6.2 Lực kéo xuống	65
7.1.6.3 Lực nhổ do đất trương nở.....	66
7.1.6.4 Kết cấu liên kết	66
7.2 THIẾT KẾ TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG	66
7.2.1 Tổng quát	66
7.2.2 Các chuyển vị cho phép	66
7.2.3.1 Móng tương đương.....	66
7.2.3.2 Tính độ lún của nhóm cọc trong đất dính	68

7.2.4 Chuyển vị ngang của móng cọc.....	69
7.2.5 Lún do tải trọng kéo xuống	71
7.2.6 Cọc chịu ép trời ngang trong đất yếu	71
7.3 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ	71
7.3.1 Tổng quát.....	71
7.3.2 Cọc tựa trên đá	72
7.3.2.1 Tổng quát.....	72
7.3.2.2 Cọc đóng vào đá mềm	72
7.3.2.3 Cọc đóng vào đá cứng.....	72
7.3.3 Xác định chiều dài cọc cho tài liệu hợp đồng thi công	72
7.3.4 Sự thay đổi sức kháng dọc trục danh định sau khi đóng cọc.	72
7.3.4.1 Tổng quát.....	72
7.3.4.2 Thay đổi sức kháng cọc do đất bị hóa mềm	73
7.3.4.3 Thay đổi sức kháng cọc do đất bị nén chặt.....	73
7.3.5 Hiệu ứng của nước ngầm và lực đẩy nổi.	73
7.3.6 Xói.....	73
7.3.7 Lực kéo xuống	73
7.3.8 Xác định sức kháng chịu nén danh định theo đất nền của cọc	74
7.3.8.1 Tổng quát	74
7.3.8.2 Xác định sức kháng của cọc bằng thí nghiệm tải trọng tĩnh	74
7.3.8.3 Xác định sức kháng của cọc bằng thí nghiệm động	75
7.3.8.4 Xác định sức kháng của cọc bằng phân tích phương trình sóng.....	75
7.3.8.5 Xác định sức kháng của cọc bằng công thức động	75
7.3.8.6 Xác định sức kháng của cọc bằng phân tích tĩnh học theo đất nền.....	76
7.3.9 Sức kháng của nhóm cọc chịu nén.....	89
7.3.10 Sức kháng nhỏ của các cọc đơn	90
7.3.11 Sức kháng nhỏ của nhóm cọc	91
7.3.12 Sức kháng danh định chịu lực ngang của móng cọc.....	92
7.3.13 Sức kháng cọc theo điều kiện kết cấu	93
7.3.13.1 Cọc thép	93
7.3.13.2 Cọc bê tông.....	93
7.3.13.3 Ổn định biến dạng oằn và ổn định ngang.....	94
7.4 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT	94
7.5 ĂN MÒN VÀ XUỐNG CẤP.....	94
7.6 XÁC ĐỊNH ĐỘ CHÔN SÂU TỐI THIỂU CỦA CỌC	95
7.7 XÁC ĐỊNH GIÁ TRỊ R_{NDR} ĐƯỢC SỬ DỤNG ĐỂ THIẾT LẬP TIÊU CHUẨN ĐÓNG CỌC.....	96
7.8 PHÂN TÍCH KHẢ NĂNG ĐÓNG CỌC.....	96

7.9. CÁC CỌC ĐÓNG THỦY	97
8 CỌC KHOAN.....	98
8.1 TỔNG QUÁT.....	98
8.1.1 Yêu cầu chung.....	98
8.1.2 Khoảng cách các cọc khoan, cự ly cọc đến mép bệ và chiều dài ngàm đầu cọc vào bệ cọc.....	98
8.1.3 Đường kính cọc khoan và đáy mở rộng.....	98
8.1.4 Cọc xiên	99
8.1.5 Sức kháng cọc khoan	99
8.1.6 Xác định tải trọng cọc khoan.....	99
8.1.6.1 Tổng quát.....	99
8.1.6.2 Tải trọng kéo xuống	100
8.1.6.3 Lực nhỏ.....	100
8.2 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG.....	100
8.2.1 Chuyển vị cho phép.....	100
8.2.2 Lún	100
8.2.2.1 Tổng quát.....	100
8.2.2.2 Độ lún của cọc khoan đơn	100
8.2.2.3 Loại nền có đặc tính trung gian giữa đá và đất (đá mềm IGMs)	104
8.2.2.4 Lún nhóm cọc khoan.....	104
8.2.3 Chuyển vị ngang của cọc khoan và nhóm cọc.....	105
8.2.4 Lún do lực kéo xuống	105
8.2.5 Cọc chịu ép trời ngang trong đất yếu	105
8.3 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ	105
8.3.2 Mực nước ngầm và lực nổi.....	105
8.3.3 Xói.....	105
8.3.4 Lực kéo xuống.....	106
8.3.5 Sức kháng nén danh định của cọc khoan đơn.....	106
8.3.5.1 Xác định sức kháng của cọc khoan trong đất dính	106
8.3.5.2 Xác định sức kháng của cọc khoan trong đất rời	108
8.3.5.3 Cọc khoan tựa trên nền đất rắn phủ trên lớp đất yếu	109
8.3.5.4 Sức kháng của cọc khoan trong nền đá.....	110
8.3.5.5 Sức kháng của cọc khoan trong nền đá mềm IGMs.....	112
8.3.5.6 Thử tải cọc khoan	112
8.3.6 Sức kháng của nhóm cọc khoan.....	113
8.3.6.1 Tổng quát.....	113
8.3.6.2 Nhóm cọc trong đất dính	113

8.3.6.3 Nhóm cọc trong đất rời.....	113
8.3.6.4 Nhóm cọc tựa trên nền đất rắn phủ trên lớp đất yếu bề dưới.....	113
8.3.7 Sức kháng nhổ	114
8.3.7.1 Tổng quát.....	114
8.3.7.2 Sức kháng nhổ của cọc khoan đơn.....	114
8.3.7.3 Sức kháng nhổ của nhóm cọc khoan	114
8.3.7.4 Thử tải cọc khoan chịu nhổ.....	115
8.3.8 Sức kháng danh định cọc khoan chịu lực ngang	115
8.3.9 Sức kháng kết cấu của cọc khoan	115
8.3.9.1 Tổng quát.....	115
8.3.9.2 Ổn và ổn định ngang.....	115
8.3.9.3 Cốt thép	115
8.3.9.4 Cốt thép đai.....	115
8.3.9.5 Bê tông	116
8.3.9.6 Cốt thép liên kết cọc khoan với kết cấu.....	116
8.3.9.7 Đáy cọc mở rộng.....	116
8.4 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT.....	116
9 CỌC SIÊU NHỎ	116
9.1 TỔNG QUÁT.....	116
9.1.1 Yêu cầu chung.....	117
9.1.2 Khoảng cách tối thiểu cọc siêu nhỏ, cự ly cọc đến mép bề cọc và chiều dài đầu cọc ngấp vào bề cọc.....	118
9.1.3 Cọc siêu nhỏ trong nền đắp.....	118
9.1.4 Cọc siêu nhỏ xiên	118
9.1.5 Các yêu cầu thiết kế cọc siêu nhỏ	118
9.1.6 Xác định các loại tải trọng cọc siêu nhỏ	118
9.1.6.1 Lực kéo xuống	118
9.1.6.2 Sự nâng lên do đất trương nở.....	118
9.1.6.3 Các kết cấu liên kết.....	119
9.2 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG.....	119
9.2.1 Phần chung	119
9.2.2 Chuyển vị cho phép.....	119
9.2.3 Độ lún.....	119
9.2.3.1 Nhóm cọc siêu nhỏ trong đất dính kết.....	119
9.2.3.2 Nhóm cọc siêu nhỏ trong đất rời	119
9.2.4 Dịch chuyển ngang của móng cọc siêu nhỏ.....	119
10.9.2.5 Lún do lực kéo xuống	119

9.2.6 Cọc chịu ép trời ngang trong đất yếu	119
9.3 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ	119
9.3.1 Phần chung	119
9.3.2 Mức nước ngầm và lực đẩy nổi	120
9.3.3 Xói	120
9.3.4 Lực kéo xuống	120
9.3.5 Sức kháng chịu nén danh định của cọc siêu nhỏ đơn	120
9.3.5.1 Tổng quát	120
9.3.5.2 Đánh giá sức kháng dính kết vữa với đất	121
9.3.5.3 Tính toán sức kháng mũi cọc siêu nhỏ trong đá	122
9.3.5.4 Thử tải cọc siêu nhỏ	123
9.3.6 Sức kháng của nhóm cọc siêu nhỏ chịu nén	123
9.3.7 Sức kháng nhỏ danh định của cọc đơn	123
9.3.8 Sức kháng nhỏ danh định của nhóm cọc	123
9.3.9 Sức kháng lực ngang danh định của cọc đơn và nhóm cọc siêu nhỏ	123
9.3.10 Sức kháng kết cấu	124
9.3.10.1 Tổng quát	124
9.3.10.2 Sức kháng nén dọc trục	124
9.3.10.3 Sức kháng kéo dọc trục	125
9.3.10.4 Tải trọng truyền vào đất qua đoạn ống vách ngáp trong đất cứng	126
9.3.10.5 Dính kết vữa- thép	127
9.3.10.6 Ổn và ổn định ngang	127
9.3.10.7 Bố trí cốt thép nối với bộ cọc hoặc thân cột	127
9.4 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT	127
9.5 ĂN MÒN VÀ XUỐNG CẤP	127
PHỤ LỤC A	
TÍNH VÀ THIẾT KẾ NỀN MÓNG CHỊU ĐỘNG ĐẤT	128
PHỤ LỤC B	140
TÍNH SỨC KHÁNG THEO NỀN VÀ BIẾN DẠNG CỦA CỌC KHOAN TRONG NỀN ĐÁ VÀ ĐÁ MỀM YẾU IGM	140
PHỤ LỤC C	
PHÂN LOẠI NỀN ĐÁ RMR	149

LỜI NÓI ĐẦU

TCVN 11823 - 10: 2017 được biên soạn trên cơ sở tham khảo Tiêu chuẩn thiết kế cầu theo hệ số tải trọng và sức kháng của AASHTO (AASHTO, LRFD Bridge Design Specification). Tiêu chuẩn này là một Phần thuộc Bộ tiêu chuẩn Thiết kế cầu đường bộ, bao gồm 12 Phần như sau:

- TCVN 11823-1:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 1: Yêu cầu chung
- TCVN 11823-2:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 2: Tổng thể và đặc điểm vị trí
- TCVN 11823-3:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 3: Tải trọng và Hệ số tải trọng
- TCVN 11823-4:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 4: Phân tích và Đánh giá kết cấu
- TCVN 11823-5:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 5: Kết cấu bê tông
- TCVN 11823-6:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 6: Kết cấu thép
- TCVN 11823-9:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 9: Mặt cầu và Hệ mặt cầu
- TCVN 11823-10:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 10: Nền móng
- TCVN 11823-11:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 11: Mố, Trụ và Tường chắn
- TCVN 11823-12:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 12: Kết cấu vùi và Áo hầm
- TCVN 11823-13:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 13: Lan can
- TCVN 11823-14:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 14: Khe co giãn và Gối cầu

Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công tương thích với Bộ tiêu chuẩn này là Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công cầu AASHTO LRFD (*AASHTO LRFD Bridge construction Specifications*)

TCVN 11823 - 10: 2017 do Bộ Giao thông vận tải tổ chức biên soạn, Bộ Giao thông vận tải đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

Thiết kế cầu đường bộ - Phần 10: Nền móng

Highway Bridge Design Specification - Part 10: Foundation

1 PHẠM VI ÁP DỤNG

Các điều khoản qui định của tiêu chuẩn này dùng để thiết kế móng nông, móng cọc đóng, móng cọc khoan nhồi cũng như móng cọc siêu nhỏ cho công trình cầu.

2 TÀI LIỆU VIỆN DẪN

Các tài liệu dưới đây là rất cần thiết đối với việc áp dụng tiêu chuẩn này. Các tài liệu viện dẫn được trích dẫn từ những vị trí thích hợp trong văn bản tiêu chuẩn và các ấn phẩm được liệt kê dưới đây. Đối với các tài liệu có đề ngày tháng, những sửa đổi bổ sung sau ngày xuất bản chỉ được áp dụng cho bộ Tiêu chuẩn này khi bộ Tiêu chuẩn này được sửa đổi, bổ sung. Đối với các tiêu chuẩn không đề ngày tháng thì dùng phiên bản mới nhất.

- TCVN 2737:1995 Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế
- TCVN 4954:05 Đường ô tô- Yêu cầu thiết kế
- TCVN 5408:2007 Lốp phủ kẽm nhúng nóng trên bề mặt sản phẩm gang và thép- Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử
- TCVN 1651: 2008 – Thép cốt bê tông và lưới thép hàn
- TCVN 5664:2009 – Tiêu chuẩn quốc gia, Phân cấp kỹ thuật đường thủy nội địa
- TCVN 9386:2012- Thiết kế công trình chịu động đất
- TCVN 9392:2012- Thép cốt bê tông- Hàn hồ quang
- TCVN 9393: 2012- Cọc- Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục
- TCVN 10307:2014- Kết cấu cầu thép – Yêu cầu kỹ thuật chung về chế tạo, lắp ráp và nghiệm thu
- TCVN 10309:2014- Hàn cầu thép - Quy định kỹ thuật
- AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công cầu AASHTO)
- ASTM D3966 Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load (Tiêu chuẩn phương pháp thí nghiệm móng sâu chịu tải trọng ngang)

3 THUẬT NGỮ VÀ ĐỊNH NGHĨA

3.1 Cọc xiên (Batter Pile) - Cọc hoặc cọc siêu nhỏ có góc nghiêng so với phương thẳng đứng để tạo ra sức kháng lực ngang cao hơn.

3.2 Cọc tựa (Bearing Pile) - Một cọc hoặc cọc siêu nhỏ mà hiệu quả của nó là chịu lực dọc trục thông qua ma sát hay lực chống đầu cọc.

3.3 Trụ nạng chống (Bent) - Loại trụ bao gồm nhiều cột hoặc các cọc đỡ xà mũ đơn và trong một số trường hợp có nối với giằng.

3.4 Xà mũ trụ nạng chống (Bent Cap) - Một bộ phận kết cấu phần dưới chịu uốn được đỡ bởi cột hay cọc để chịu lực truyền từ kết cấu phần trên.

3.5 Chiều dài dính kết (Bond length) - chiều dài mà cọc siêu nhỏ dính kết được với đất và theo khái niệm nó truyền lực tác dụng lên cọc vào môi trường đất hoặc đá xung quanh. Nó còn được hiểu là chiều dài truyền tải trọng.

3.6 Trụ nạng chống thân cột (Column Bent) - Loại nạng chống dùng 2 hoặc nhiều cột để đỡ xà mũ. Các cột có thể là cọc khoan hoặc là các bộ phận độc lập tựa trên các móng riêng biệt hoặc trên các móng tổ hợp và có thể dùng các thanh neo tựa chịu lực ngang trên mặt đất.

3.7 Cọc liên hợp ma sát và lực chống (Combination Point Bearing and Friction Pile) - Cọc mà sức kháng của nó do đóng góp của cả 2 thành phần sức kháng mũi cọc và lực ma sát thành bên ở thân cọc ngập trong đất.

3.8 Móng tổ hợp (Combined Footing) - Là móng đỡ nhiều hơn một cột

3.9 CPT - Thí nghiệm xuyên tĩnh

3.10 CU - Cốt kết không thoát nước.

3.11 Móng sâu (Deep Foundation) - Loại móng mà sức kháng của nó tạo thành bởi truyền lực xuống đất hoặc đá dưới sâu bên dưới kết cấu thông qua sức kháng chịu ép ở đáy, lực dính, ma sát hoặc cả hai.

3.12 DTM - Thí nghiệm bần nén.

3.13 Móng cọc khoan (Drilled shaft) - Là loại móng mà toàn bộ hoặc một phần của nó chôn vào trong đất bằng phương pháp thi công đổ bê tông trong lỗ khoan có hoặc không có cốt thép. Sức kháng của móng nhờ vào đất xung quanh hoặc các lớp đất dưới đáy. Móng cọc khoan là chỉ chung cho các loại giếng chìm, giếng chìm khoan, cọc khoan nhồi hoặc các loại trụ khoan nhồi.

3.14 Ứng suất có hiệu (Effective Stress) - ứng suất thuần tại các điểm tiếp xúc giữa các hạt đất, nó được coi như tương đương bằng tổng ứng suất trừ đi áp lực nước lỗ rỗng.

3.15 ER - Hiệu năng của búa, biểu thị bằng tỷ lệ phần trăm của năng lượng búa rơi tự do trong hệ thống thiết bị búa dùng trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn.

3.16 Chiều dài không dính kết (Free (Unbonded) Length) - phần chiều dài của cọc siêu nhỏ được thiết kế không dính kết với môi trường đất xung quanh hoặc với vữa bơm.

3.17 Cọc ma sát (Friction Pile) - Loại cọc mà sức kháng của nó huy động toàn bộ sức kháng của đất ở thành bên phần cọc ngập trong đất.

3.18 GRMRS (Geomechanics Rock Mass Rating System) - Hệ thống phân loại để mô tả các tính chất cơ lý của khối đá.

3.19 GSI (Geologic Strength Index)- Chỉ số cường độ địa chất

3.20 IGM (Intermediate Geomaterial) - Một loại địa vật liệu trung gian, mà chất liệu là trung gian giữa đá và đất theo các yếu tố về cường độ và độ nén lún như là các loại đất còn lại (sau khi bị phong hóa bào mòn), các tầng sét do băng hà hoặc là đá rất yếu.

3.21 Móng Rời (Isolated Footing) - Các phần chống đỡ riêng biệt cho một bộ phận của kết cấu phần dưới.

3.22 Chiều dài của móng (Length of Foundation) - Kích thước mặt bằng lớn nhất của móng

3.23 Cọc siêu nhỏ (Micropile) - cọc khoan đường kính nhỏ và cọc đường kính nhỏ có bơm vữa không chuyển vị (thông thường đường kính nhỏ hơn 300 mm) và thường có cốt thép.

3.24 OCR (Over Consolidation Ratio) - tỷ số quá cố kết là tỷ lệ giữa áp lực tiền cố kết với ứng suất thẳng đứng có hiệu hiện thời.

3.25 Cọc (Pile) - Là một bộ phận mảnh của móng sâu được chôn một phần hoặc toàn bộ vào đất bằng đóng, khoan, khoan xoắn, xói thủy lực hay các phương pháp khác để khả năng chịu tải của nó có được nhờ ma sát đất xung quanh cọc hay sức chịu nén của đất ở chân cọc riêng rẽ hoặc kết hợp cả hai thành phần.

3.26 Trụ cọc nặng chống (Pile Bent) - Là loại trụ nặng chống dùng cọc đóng hoặc loại cọc khác làm cột chống đỡ xà mũ.

3.27 Mũi dẫn cọc (Pile Shoe) - Là đoạn kim loại gắn chặt vào mũi xuyên của cọc để bảo vệ cọc không hư hại trong quá trình đóng cọc hoặc tạo cho cọc dễ dàng xuyên qua các lớp đất chặt.

3.28 Thẩm lậu (Piping) - Hiện tượng xói do thấm nước tạo ra các mạch mở trong đất để nước chảy không kiểm soát được có thể gây sụp đổ công trình.

3.29 Sụt cọc (Plunging) - Hiện tượng gặp trong một số trường hợp thí nghiệm cọc khi không tăng tải trọng nữa nhưng cọc tiếp tục lún.

3.30 PMT (Pressuremeter Test) - Thí nghiệm đo áp lực

3.31 Cọc chống (Point-Bearing Pile) - Toàn bộ khả năng chịu lực của cọc bắt nguồn từ khả năng chịu lực nén của lớp đất dưới chân cọc.

3.32 Bơm vữa sau (Post Grouting) - Bơm vữa thêm vào trong phần dính kết của cọc siêu nhỏ sau khi vữa bơm sơ cấp đã đông cứng. Cũng được hiểu là vữa bơm thứ cấp.

3.33 Vữa bơm sơ cấp (Primary Grout) - Vữa xi măng Pooc Lăng được bơm vào lỗ cọc siêu nhỏ trước hoặc sau khi lấp đặt cốt cứng để truyền tải trọng từ cọc sang đất xung quanh cọc và ở mức độ nhất định chống rỉ cho cọc siêu nhỏ.

3.34 Cốt cứng (Reinforcement) - thành phần thép trong cọc siêu nhỏ để chịu tải trọng của cọc.

3.35 RMR (Rock Quality Designation) - Phân loại đá khối

3.36 RQD (Rock Quality Designation) - Chỉ số chất lượng đá

3.37 Móng nông (Shallow Foundation) - Móng mà sự chịu lực của nó thông qua việc truyền lực trực tiếp lên đá hoặc đất ở mức nông.

3.38 Mặt trượt (Slickensides) - Mặt nhẵn phẳng có rãnh soi trong đất có sét hay đá do kết quả của chuyển vị cắt đi qua mặt phẳng đó.

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

3.40 Tổng ứng suất (Total Stress) - Tổng ứng suất trong các hướng bất kỳ gây ra do đất và áp lực nước.

3.41 UU (Unconsolidated Undrained) - thí nghiệm không cố kết không thoát nước

3.42 VST (Vane Shear Test) - Thí nghiệm cắt cánh

3.43 Bề rộng móng (Width of Foundation) - Kích thước nhỏ nhất trên mặt bằng của móng

4 CÁC ĐẶC TÍNH CỦA ĐẤT, ĐÁ

4.1 CÁC THÔNG TIN CẦN THIẾT

Phải phân tích các yêu cầu của dự án để xác định các loại và lượng thông tin cần phải thu thập khi khảo sát địa chất. Các nội dung phân tích bao gồm:

- Định ra các yêu cầu thiết kế và thi công, ví dụ như cung cấp sự chênh lệch cao độ, tải trọng từ kết cấu phần trên truyền xuống, móng đào khô và ảnh hưởng của nó tới các thông tin địa chất cần thiết.
- Định ra các tiêu chí thực hiện, thí dụ giới hạn độ lún, các hạn chế chỉ giới của đường, sự gần sát nhau của các kết cấu lân cận và các hạn chế về tiến độ.
- Chỉ ra các lĩnh vực địa chất cần quan tâm tại nơi xây dựng và các khả năng biến đổi địa chất cục bộ.
- Xác định lĩnh vực thủy lực cần quan tâm, thí dụ nguy cơ lở hoặc các vùng xói.
- Trình tự và các giai đoạn thi công và tác động của nó tới các thông tin địa chất cần thiết.
- Phân tích kỹ thuật công trình sẽ được thực hiện ví dụ như khả năng chịu lực, lún, ổn định tổng thể.
- Chỉ ra các đặc trưng kỹ thuật và các thông số cần thiết cho việc phân tích nêu trên.
- Chọn phương pháp để thu thập các thông số và đánh giá ưu nhược điểm của phương pháp cho loại đất và các phương pháp xây dựng.
- Xác định số lượng mẫu thử cần thiết và vị trí lấy mẫu thích hợp cho chúng.

4.2 KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT

Khảo sát địa chất phải tiến hành để thu thập các thông tin cần thiết cho việc thiết kế và xây dựng nền móng công trình. Việc mở rộng khảo sát địa chất phải dựa trên cơ sở sự thay đổi điều

kiện địa tầng, loại kết cấu mà có thể làm ảnh hưởng tới việc thiết kế hoặc thi công móng. Đề cương khảo sát địa chất phải đủ nội dung để làm rõ bản chất và các loại địa tầng đất hoặc đá mà kết cấu móng đi qua, đặc tính cơ lý của đất, đá, khả năng hóa lỏng và điều kiện nước ngầm. Chương trình khảo sát phải đủ chi tiết để chỉ ra các vấn đề thuộc điều kiện địa tầng như sự hình thành hang, hầm mỏ trong vùng, đất trời, đất sụt hoặc vùng đất đắp hay vùng chứa rác v.v.

Công tác khoan phải đủ số lượng và chiều sâu để thiết lập được mặt cắt dọc và ngang của địa tầng đủ tin cậy ở vùng quan tâm như vị trí đặt móng và vùng lân cận công tác làm đất và nghiên cứu bất kỳ các tai biến địa chất vùng lân cận có thể ảnh hưởng tới công năng của kết cấu công trình.

Ở mức tối thiểu chương trình khảo sát và thí nghiệm phải nhận được các thông tin thích hợp để phân tích sự ổn định và lún của kết cấu móng liên quan đến:

- Tình trạng hình thành địa tầng
- Vị trí và chiều dày của các loại đất và đá
- Đặc tính cơ lý của các loại đất và đá như trọng lượng riêng, sức kháng cắt và khả năng chịu nén.
- Điều kiện nước ngầm
- Nghiên cứu điều kiện cục bộ ví dụ khả năng hóa lỏng, đất trương nở, co ngót, độ rỗng dưới mặt đất do thời tiết hoặc các hoạt động của hầm lò, hay các khả năng mất ổn định của mái dốc.

Cơ sở để đề xuất xác định vị trí các lỗ khoan trong đề cương khảo sát địa chất theo nội dung của Bảng 1. Khối lượng khoan khảo sát chính thức sẽ được điều chỉnh dựa trên sự thay đổi địa tầng có liên quan cũng như các thay đổi đã quan sát được trong quá trình khảo sát. Nếu các điều kiện được xác định là thay đổi, khối lượng khảo sát sẽ được tăng lên so với yêu cầu ở Bảng 1 sao cho mục tiêu xác định được mặt cắt dọc và ngang của địa tầng tin cậy đạt được. Nếu như các điều kiện được khảo sát là đồng nhất hoặc ít ảnh hưởng tới việc xây dựng móng, các kinh nghiệm xây dựng trước đó tại vùng chỉ ra rằng điều kiện địa tầng là đồng nhất và ít ảnh hưởng tới việc thi công móng thì có thể giảm bớt nội dung so với những gì nêu trong Bảng 1.

Có thể tiến hành thí nghiệm xuyên trong cùng lỗ khoan.

Các thí nghiệm trong phòng cũng như thí nghiệm tại hiện trường được tiến hành để xác định sức kháng, biến dạng, và đặc tính chống thấm của các lớp đất và đá phù hợp với loại móng được kiến nghị.

Bảng 1- Số lượng tối thiểu các điểm khảo sát và chiều sâu khảo sát

Loại móng	Số lượng tối thiểu các điểm khảo sát và vị trí các điểm khảo sát	Chiều sâu khảo sát tối thiểu
Tường chắn	Tối thiểu là một vị trí cho một tường chắn. Đối với các tường chắn có chiều dài lớn hơn 30000mm thì khảo sát các điểm cách nhau từ 30 000mm đến 60 000mm so le từ phía trước đến phía sau của tường chắn. Đối với tường chắn co neo găm vào đất thì khảo sát thêm các điểm cách phía sau tường từ một lần chiều cao đến 1.5 lần chiều cao tường với khoảng cách từ 30000mm đến 60000mm	Khảo sát tới chiều sâu ít nhất mà ở đó ứng suất tăng lên do tải trọng móng tác dụng nhỏ hơn 10% ứng suất bản thân của địa tầng, ở độ sâu bằng 1 lần hoặc 2 lần chiều cao tường. Chiều sâu khảo sát phải đảm bảo xuyên qua các lớp đất mềm yếu bị nén cao, ví dụ như bùn, bùn hữu cơ, hoặc đất hạt nhỏ mềm, tới các lớp đất chắc phù hợp cho việc đặt móng như đất dính cứng, hoặc đất rời chặt, nền đá.
Móng nông	Với kết cấu phần dưới như trụ hoặc móng, chiều rộng nhỏ hơn hoặc bằng 30000 mm, tối thiểu có một điểm khảo sát cho 1 móng. Với kết cấu móng có bề rộng lớn hơn 30000mm tối thiểu có 2 điểm khảo sát cho 1 móng. Sẽ có thêm các điểm khảo sát nếu gặp các địa tầng thất thường.	Chiều sâu khảo sát cần: - Đủ sâu xuyên qua các lớp đất không thích hợp cho việc đặt móng như bùn, bùn hữu cơ hoặc đất hạt rời nhỏ, đạt tới vùng đất cứng thích hợp cho chịu lực như đất dính cứng hoặc đất rời chặt hay đá. - Ít nhất tới chiều sâu mà ở đó ứng suất do tải trọng móng tăng ít hơn 10% so với ứng suất có hiệu bản thân của đất nền. - Nếu nền đá xuất hiện ở độ sâu nông hơn so với yêu cầu ở điểm 2 nêu trên thì phải khoan sâu vào nền đá ít nhất 3000mm và phải khảo sát chi tiết nền đá về tính nén lún của vật liệu chèn khe của khe nứt nghiêng và khe nằm ngang của nền đá không liên tục (có khe nứt) Chú ý rằng với nền đá có biến đổi cao hoặc có nghi ngờ gặp đá mở côi, thì có thể khoan sâu hơn 3000mm hoặc phải lấy lõi đá để khẳng định nền đá thích hợp là thực tồn tại.
Móng sâu	Với loại móng như trụ cầu có chiều rộng nhỏ hơn hoặc bằng 30000mm, tối thiểu có một điểm cho một móng. Với móng có chiều rộng lớn hơn 30000mm tối thiểu 2 điểm khảo sát cho một móng sẽ có các điểm khảo sát bổ sung nếu điều kiện địa chất thay đổi thất thường, đặc biệt với trường hợp cọc khoan nhồi ngầm trong nền đá.	Với nền đất, khảo sát đến độ sâu ít nhất 6000mm dưới mũi cọc hoặc tối thiểu 2 lần chiều dài kích thước nhỏ nhất của nhóm cọc đóng, tùy theo điều kiện nào sâu hơn. Tất cả lỗ khoan phải xuyên qua các lớp đất không thích hợp như là đất đắp không cố kết, bùn, đất có chứa nhiều hữu cơ, đạt tới độ sâu của các lớp đất rắn chắc. Đối với cọc đặt trên nền đá, thì khi khoan phải có được tối thiểu 3000mm mẫu lõi đá tại từng lỗ khoan để có thể đánh giá chắc chắn không phải khoan khảo sát đã gặp đá mở côi. Đối với cọc hay cọc khoan nhồi ngầm trong nền đá thì tối thiểu phải khoan lấy lõi 3000mm, hay 3 lần đường kính cọc, sâu hơn cao độ mũi cọc, theo kích thước nào lớn hơn để có thể xác định được tính chất cơ lý của đá trong vùng ảnh hưởng của móng. Chú ý rằng với các điều kiện nền đá có nhiều thay đổi hoặc ở vùng có nhiều đá mở côi lớn, thì lõi đá phải lớn hơn 3000mm để đánh giá chắc chắn về chất lượng nền đá tồn tại.

4.3 THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG

4.3.1 Thí nghiệm đất

Tiến hành các thí nghiệm trong phòng để thu thập các số liệu cơ bản dùng cho việc phân loại đất và đo đạc các tính chất cơ lý của chúng.

Thí nghiệm đất phải được thực hiện theo các tiêu chuẩn tương thích AASHTO, ASTM.

4.3.2 Thí nghiệm đá

Nếu thí nghiệm cường độ mẫu đá nguyên dạng nhằm mục đích phân loại đá thì xem xét các giá trị giới hạn trên. Nếu thí nghiệm mẫu kháng nén thì xem xét các giá trị giới hạn dưới. Hơn nữa các thí nghiệm trong phòng nên kết hợp với các thí nghiệm hiện trường và các đặc tính của khối đá tại hiện trường để xác định đặc trưng của khối đá. Khi tiến hành các thí nghiệm nên tuân thủ theo ASTM hoặc các phương pháp có kết quả tương đương cho các số liệu thiết kế cần thiết.

4.4 THÍ NGHIỆM TẠI HIỆN TRƯỜNG

Có thể thí nghiệm tại hiện trường để thu thập các số liệu về sức kháng và biến dạng của đất nền hoặc đá dùng cho thiết kế hoặc phân tích. Thí nghiệm tại hiện trường nên tiến hành ở nơi đất yếu khó lấy mẫu nguyên dạng để xác định các chỉ tiêu thiết kế. Tiến hành thí nghiệm tại hiện trường theo các tiêu chuẩn tương thích với ASTM hoặc AASHTO.

Khi số liệu thí nghiệm tại hiện trường dùng để xác định thông số cho thiết kế thông qua phép tương quan thì các tương quan ấy nên được thiết lập dựa trên sự phổ biến trong thời gian dài, đã được áp dụng hoặc thông qua đo đạc chi tiết mà minh họa tính chính xác của tương quan.

4.5 CÁC THÍ NGHIỆM ĐỊA VẬT LÝ

Các thí nghiệm địa vật lý chỉ nên dùng kết hợp với các phương pháp thí nghiệm trực tiếp như là SPT, CPT, v.v, để xác định các lớp địa tầng, mặt cắt các lớp đất ở trên đá gốc và chất lượng đá, chiều sâu mực nước ngầm, các giới hạn các loại đất trầm tích, sự tồn tại các lỗ rỗng, các loại ống chôn ngầm và chiều dày các móng hiện có. Các thí nghiệm địa vật lý cần tuân theo các tiêu chuẩn tương thích ASTM.

4.6 LỰA CHỌN CÁC SỐ LIỆU CHO THIẾT KẾ

4.6.1 Khái quát

Các đặc trưng của nền đất hoặc đá cần xác định nhờ một hoặc nhiều các phương pháp sau:

- Thí nghiệm tại chỗ trong quá trình khảo sát tại hiện trường kể cả việc sử dụng các thí nghiệm địa vật lý
- Thí nghiệm trong phòng thí nghiệm, và
- Tính ngược lại các thông số thiết kế dựa trên các số liệu quan trắc thu thập khi thi công

Kinh nghiệm tại chỗ, các chuỗi thống kê đặc tính địa chất của vùng, các kiến thức địa chất vùng và thêm nữa là các kinh nghiệm sử dụng các số liệu sẵn có trong vùng cần phải được xét đến khi lựa chọn các số liệu cần thiết cho thiết kế. Nếu sử dụng các chuỗi số liệu đã được công bố kết hợp với một trong các phương pháp nêu trên thì việc xác định đặc trưng cơ lý địa chất phải dựa trên kinh nghiệm tại chỗ, các kết quả thí nghiệm hoặc kinh nghiệm trong thời gian dài.

Trọng tâm của việc đánh giá và lựa chọn đặc trưng địa chất là cho từng lớp đất đá riêng biệt ở vị trí dự án.

Các giá trị lựa chọn dùng cho thiết kế phải thích hợp với trạng thái giới hạn và các mô hình tính toán được xem xét.

Xác định các đặc trưng của đá dùng cho thiết kế phải xét đến đặc điểm của toàn khối đá bị chi phối bởi tính không liên tục của khối đá chứ không chỉ là đặc trưng cơ lý của mẫu nguyên dạng. Do đó đặc trưng cơ lý của đá phải xét tổng hợp các đặc trưng của mẫu đá cũng như toàn bộ khối đá, đặc biệt là tính không liên tục của toàn khối đá. Tổng hợp các kết quả thí nghiệm mẫu đá trong phòng thí nghiệm với các phân tích thực nghiệm, các quan sát hiện trường sẽ được dùng để xác định đặc trưng cơ lý của khối đá với việc nhấn mạnh nhiều hơn tới các mô tả quan sát bằng mắt và định tính về khối đá.

4.6.2 Sức kháng của đất

4.6.2.1 Khái quát

Lựa chọn sức kháng cắt của đất, phải xem xét tối thiểu các điều kiện sau:

- Tốc độ đặt tải của tải trọng xây dựng với tính dẫn suất nước của đất nghĩa là kháng cắt thoát nước và kháng cắt không thoát nước.
- Hiệu ứng của phương tác dụng của lực tới sức kháng cắt đo được trong khi thí nghiệm.
- Hiệu ứng của mức độ biến dạng dự kiến của cấu trúc địa chất, và
- Tác dụng của trình tự thi công.

4.6.2.2 Sức kháng cắt không thoát nước của đất dính

Khi có thể, nên tiến hành thí nghiệm trong phòng mẫu thu thập các chỉ tiêu cổ kết không thoát nước (CU) và không cổ kết không thoát nước (UU) để xác định sức kháng chịu cắt không thoát nước, S_u là sự bổ sung cần thiết cho các trị số xác định bằng thí nghiệm tại hiện trường. Nếu việc lấy mẫu nguyên dạng dùng cho thí nghiệm trong phòng gặp khó khăn thì có thể dùng kết quả thí nghiệm tại hiện trường. Đối với các địa tầng có lớp đất dính với chiều dày lớn, thì nên xây dựng biên dạng của S_u là hàm số của chiều sâu để chắc chắn có được qui luật ứng suất của lớp đất và các đặc trưng của nó.

4.6.2.3 Sức kháng cắt thoát nước của đất dính

Các thông số cường độ ứng suất có hiệu trong dài hạn, c' và ϕ' của đất sét được đánh giá bằng hợp thí nghiệm cắt chậm trực tiếp cố kết thoát nước, thí nghiệm cố kết thoát nước 3 trục (CD) hoặc thí nghiệm cố kết không thoát nước 3 trục (CU) cùng với đo áp lực lỗ rỗng. Khi thí nghiệm trong phòng, tốc độ cắt phải đủ chậm để đảm bảo hoàn toàn phá hủy áp lực dư lỗ rỗng trong thí nghiệm thoát nước, còn trong thí nghiệm không thoát nước tạo ra cân bằng áp lực lỗ rỗng trên toàn bộ mẫu.

4.6.2.4 Sức kháng cắt thoát nước của đất rời

Góc ma sát thoát nước của đất hạt rời sẽ được xác định nhờ tương quan kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT, CPT hoặc các thí nghiệm hiện trường khác. Thí nghiệm kháng cắt trong phòng thí nghiệm trên các mẫu nguyên dạng nếu có thể nhận được, hoặc các mẫu tái tạo do bị hỏng cũng có thể được dùng để xác định sức kháng cắt của đất rời.

Nếu các giá trị SPT được dùng, trừ khi có chỉ dẫn cho phương pháp thiết kế hoặc chỉnh lý được dùng, chúng sẽ phải được điều chỉnh để xét đến hiệu ứng của áp lực lớp đất phủ trên theo công thức sau:

$$N_1 = C_N N \quad (1)$$

N_1 = Số SPT chỉnh lý có xét đến hiệu ứng áp lực đất phủ trên σ'_v (số nhát búa /300mm)

$$C_N = \left[0,77 \log_{10} \left(1,92 / \sigma'_v \right) \right] \text{ và } C_N < 2,0$$

σ'_v = Áp lực có hiệu thẳng đứng (MPa)

N = Số nhát búa SPT chưa chỉnh lý (số nhát búa/300 mm)

Giá trị SPT cũng điều chỉnh theo hiệu ứng của búa, nếu áp dụng được cho phương pháp thiết kế hoặc phép tương quan được dùng thì xác định như sau:

$$N_{60} = (ER/60\%)N \quad (2)$$

Trong đó :

N_{60} = Số búa SPT điều chỉnh theo hiệu ứng của búa

ER = Hiệu quả của búa thử SPT biểu thị bằng số phần trăm của năng lượng rơi tự do lý thuyết tùy theo hệ thống búa thực dùng. Nếu không có số liệu của hệ búa thì có thể dùng trị số $ER = 60\%$ cho hệ búa thông thường dùng dây và đầu mào, $ER = 80\%$ đối với hệ búa có hành trình tự động.

N = Số SPT chưa điều chỉnh (số nhát búa/300 mm)

Khi số búa SPT điều chỉnh cho cả hiệu ứng áp lực lớp đất phủ trên và hiệu ứng của búa, công thức điều chỉnh sẽ như sau :

$$N_{160} = C_N N_{60} \quad (3)$$

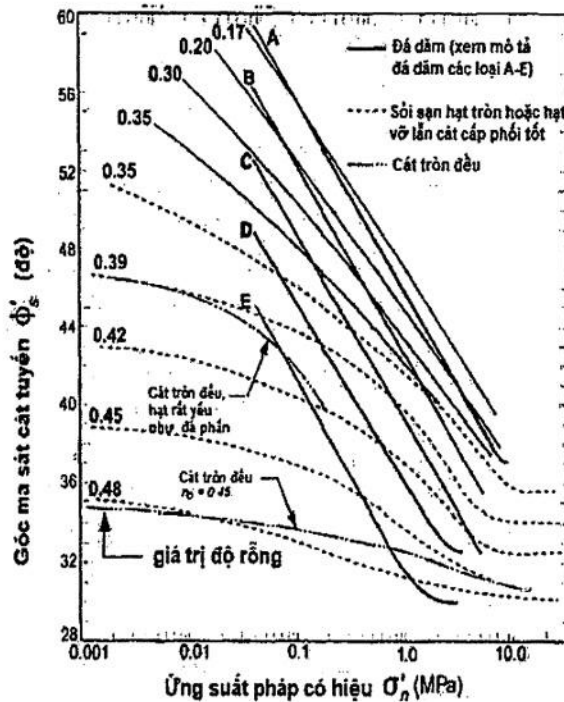
Góc ma sát thoát nước của đất rời sẽ được xác định dựa trên các tương quan sau

**Bảng 2- Tương quan các giá trị SPT N_{160} và góc nội ma sát của đất hạt rời thoát nước
(Chỉnh lý theo Bowles, 1977)**

N_{160}	ϕ_r
< 4	25-30
4	27-32
10	30-35
30	35- 40
50	38-43

Đối với cuội sỏi và đá có các vật liệu chèn, không thể xác định được giá trị SPT thì dùng Hình 1 để xác định góc ma sát thoát nước.

Cấp của đá	Cường độ kháng nén nở hông của mẫu (MPa)
A	>220
B	165 to 220
C	125 to 165
D	80 to 125
E	≤ 80



Hình 1- Xác định góc ma sát thoát nước của sỏi cuội và vật liệu chèn khe đá
(Chỉnh lý theo Terzaghi, Peck và Mesri, 1996)

4.6.3 Biến dạng của đất

Các chỉ số cố kết C_c, C_r, C_a được xác định từ các kết quả thí nghiệm cố kết một trục. Để ước định các biến thiên tiềm ẩn khi xác định lún, phải xem xét các giá trị trung bình, giá trị cận dưới, cận trên của các kết quả thí nghiệm.

Ứng suất tiền cố kết có thể xác định bằng thí nghiệm cố kết một trục và thí nghiệm tại hiện trường. Các hiểu biết về qui luật ứng suất của đất nên được dùng để bổ sung cho số liệu thí nghiệm trong phòng hoặc thí nghiệm tại hiện trường nếu có thể.

Hệ số cố kết c_v được xác định từ kết quả thí nghiệm nén cố kết một trục. Các thay đổi trong thí nghiệm xác định kết quả c_v nên được xem xét khi lựa chọn kết quả cuối cùng c_v dùng cho thiết kế.

Khi đánh giá lún đàn hồi là không chế việc thiết kế móng hoặc lựa chọn loại móng thì nên dùng các phương pháp thí nghiệm hiện trường như PMT hay DMT để xác định mô đun của lớp đất.

Khả năng trương nở của đất làm cho móng sâu bị nâng trôi lên hoặc nâng móng nông cần được kiểm tra theo Bảng 3.

Bảng 3- Phương pháp xác định khả năng trương nở của đất (Reece and O'Neill 1988)

Giới hạn chảy LL (%)	Giới hạn dẻo PL (%)	Sức hút nước của đất (MPa)	Khả năng trương nở (%)	Phân loại trương nở
> 60	> 35	>0.38	> 1.5	Cao
50-60	25-35	0.14 - 0.38	0.5 - 1.5	Ranh giới
< 50	< 25	< 0.14	< 0.5	Thấp

4.6.4 Sức kháng của nền đá

Cường độ của vật liệu đá nguyên dạng được xác định theo kết quả thí nghiệm nén nở hông (không kiểm chế) mẫu đá nguyên dạng.

Sức kháng của nền đá có nhiều vết nứt không chỉ xác định theo thí nghiệm nén nở hông, vì đối với nền đá có chứa nhiều vết nứt ngẫu nhiên theo hướng mang đặc trưng của các phân mảng đá đẳng hướng, ứng xử của nền đá phụ thuộc nhiều vào hướng tác dụng của tải trọng.

Trường hợp thiết kế móng nông trên nền đá, xác định sức kháng của nền đá nứt hỗn tạp phải dựa trên cơ sở phân loại đá theo chỉ số sức kháng địa chất (GSI) như miêu tả trên các Hình 2 và 3, sau đó đánh giá sức kháng theo các tiêu chuẩn phá hủy của Hock- Brown.

Cường độ của nền đá có khe nứt phân mảng được đánh giá theo các tiêu chuẩn Hoek và Brown (Hoek- Brown et al., 2002). Tiêu chuẩn cường độ phi tuyến này được viết dưới dạng tổng quát như sau:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_u \left(m_b \frac{\sigma_3}{q_u} + s \right)^a \quad (4)$$

Trong đó:

$$s = e^{\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)} \quad (5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (6)$$

ở đây:

$e = 2,718$ cơ số lô ga rit Nê pe.

D = Hệ số xét đến ảnh hưởng của phương pháp phá đá

σ_1' và σ_3' = ứng suất chính có hiệu (MPa)

q_u = cường độ nén nở hông trung bình của mẫu đá (MPa)

m_b , s và a = Các thông số xác định bằng thực nghiệm (MPa)

Giá trị m_i lấy theo Bảng 4 dựa trên đặc trưng của đá. Quan hệ giữa GSI với các thông số m_b, s, a theo Hoek (2002) như sau:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)} \quad (7)$$

Sự xáo trộn nền móng đào do phương pháp phá đá cần được xét đến thông qua hệ số D trong các Phương trình từ 5 đến 7. 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.

Khi cần đánh giá cường độ của mặt đá có khe nứt đơn (vết phân mảnh, vĩa) hoặc mặt đá có tập hợp khe nứt thì cường độ theo khe nứt được xác định như sau:

- Đối với các khe nứt có bề mặt nhẵn thì sức kháng cắt lấy đại diện bằng góc ma sát của vật liệu đá gốc. Để đánh giá góc ma sát của loại bề mặt khe nứt này cho thiết kế, tiến hành thí nghiệm cắt trực tiếp trên mẫu. Các mẫu được gia công trong phòng thí nghiệm bằng cách cắt từ lõi khoan đá nguyên dạng hoặc nếu có thể dùng hộp thí nghiệm cắt định hướng thực hiện thí nghiệm trên mặt khe nứt thực tế.
- Đối với các khe nứt có bề mặt gồ ghề thì dùng các tiêu chuẩn phi tuyến của Barton (1976). Nếu có thể dùng hộp cắt trực tiếp có định hướng tiến hành thí nghiệm trực tiếp trên khe nứt thực tế.

Bảng 4 - Các giá trị hằng số m_i của nhóm đá (Theo Marinov 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 TRẮM TÍCH	Vụn rời		Cuội kết (21 ± 3) Đăm 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	Cacbonat	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 nước12±2	
		Hữu cơ				
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 gonai 28±5	
	Phân phiến			Điệp thạch (10±3)	Filit (7±3)	Đá phiến, đá acđoa 7±4
ĐÁ PHỤ TRẠO	Đá dưới sâu	Sáng màu	Đá Granite 32±3	Đá Diorite 25±5		
			Đá Granodiorite (29±3)			
		Màu tối	Đá Gabrô 27±3	Đeo 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 xít 25± 5	Đá Daxit (25±3) Đá Bazan (25±5)	
		Nham tảng	Đá dăm dính kết (19±3)	đá cuội kết dính(19±5)	Đá tro núi lửa (13±5)	

CHỈ SỐ CƯỜNG ĐỘ ĐỊA CHẤT CỦA ĐÁ CÓ PHÂN VĨA (Hoek and Marinos, 2000)		CÁC TÌNH TRẠNG BỀ MẶT				
Dựa theo miêu tả thạch học, các điều kiện kết cấu và bề mặt (đặc biệt mặt phân vĩa), chọn một ô trong hình vẽ. Lựa chọn vị trí trong ô phù hợp với điều kiện phân vĩa và xác định giá trị trung bình của GSI theo đường kẻ chéo. Không cần tìm quá chính xác. Đưa ra một khoảng từ 33 đến 37 là thực tế hơn là chỉ đưa ra một trị số GSI=35. Chú ý rằng tiêu chuẩn Hoek-Brown không áp dụng cho sự phá hoại không chế bởi kết cấu. Khi có vết phân vĩa đá liên tục trên mặt phẳng yếu theo hướng bất lợi liên quan với mặt phẳng đào thì nó sẽ chỉ phối đặc tính của khối đá. Cường độ kháng cắt của các bề mặt đá sẽ có xu hướng bị hủy hoại khi thay đổi độ ẩm do đó nó bị giảm đi khi có nước. Khi tra các chỉ số của các loại đá từ thường tới rất kém, thì dịch chuyển về phía phải. Áp lực nước được xét đến bằng phân tích ứng suất có hiệu		RẤT TỐT Các bề mặt rất nhám, sạch, không bị phong hóa TỐT Các bề mặt nhám, phong hóa nhẹ bị nhóm màu sắt THƯỜNG Bề mặt nhẵn, phong hóa trung bình, bề mặt thay đổi KÉM Các mặt bị trượt, phong hóa nặng, bề mặt bị phủ một lớp rắn chắc hoặc khe bị chèn đầy bởi các mảnh vụn có RẤT KÉM Các bề mặt bị trượt, phong hóa nặng, bề mặt bị phủ hoặc chèn bằng đất sét				
CẤU TRÚC		CHẤT LƯỢNG GIẢM ĐI				
 ĐÁ NGUYÊN KHỐI HOẶC KHỐI LỚN - Các mẫu đá nguyên dạng hoặc đá khối lớn tại chỗ có ít các vết phân mảnh cách nhau trên cự ly lớn  CÓ KHỐI LỚN - Các khối đá lớn hình lập phương tạo bởi 3 đường phân mảnh cắt chặt vào nhau không bị xáo trộn  KHỐI RẤT LỚN Khối đá cắt chặt vào nhau bởi các khối có nhiều mặt hình góc nhọn tạo bởi các cặp 4 hoặc nhiều hơn đường phân mảnh. bị xáo trộn một phần  KHỐI LỚN/BỊ NHẢO TRỘN/CÓ VẾT NÚT - các nếp gấp với các khối có hình góc nhọn hình thành bởi các đường phân mảnh giao nhau. Còn giữ lại các mặt phân lớp hoặc thờ phỉn  ĐÁ BỊ PHÂN RÃ - Các khối đá bị vỡ vụn với các mảnh có góc nhọn và hình tròn cắt vào nhau lỏng lẻo.  ĐÁ BỊ MÔNG CÁT LÁT MÔNG - Không có các khối lớn do khoảng cách các thờ phỉn yếu hoặc các mặt trượt gần nhau		GIẢM SỰ LỒNG VÀO NHAU CỦA CÁC MẢNH ĐÁ 90 80 70 60 50 40 30 20 10 N/A N/A				

Hình 2 – Xác định GSI cho các khối đá bị phân mảnh, (Hook and Marinos, 2000)

GSI ĐỐI VỚI CÁC KHỐI ĐÁ HỖN TẠP NHƯ TRÂM TÍCH PHÂN TẦNG (Marinos, P và Hoek, E, 2000) Dựa theo miêu tả thạch học, các điều kiện kết cấu và bề mặt (đặc biệt mặt phân vỉa), chọn một ô trong hình vẽ. Lựa chọn vị trí trong ô phù hợp với điều kiện phân vỉa và xác định giá trị trung bình của GSI theo đường kẻ chéo. Không cần tìm quá chính xác. Đưa ra một khoảng từ 33 đến 37 là thực tế hơn là chỉ đưa ra một trị số GSI = 35. Chú ý rằng tiêu chuẩn Hoek-Brown không áp dụng cho sự phá hoại không chế bởi kết cấu. Khi có vết phân vỉa đá liên tục trên mặt phẳng yếu theo hướng bất lợi thì nó sẽ chi phối đặc tính của khối đá. Cường độ của một số khối đá sẽ giảm đi khi có nước ngầm và điều này cho phép dịch vị trí cần tra một chút về phía phải của cột trong hình vẽ về phía các điều kiện xấu và rất xấu. Áp lực nước không làm thay đổi giá trị của GSI và nó được xét đến bằng phân tích ứng suất có hiệu THÀNH PHẦN VÀ CẤU TRÚC		TÌNH TRẠNG BỀ MẶT CỦA VẾT ĐỨT ĐOẠN (chủ yếu là các bề mặt phân vỉa)	RẤT TỐT - Bề mặt rất nhám, sạch, không bị phong hóa	TỐT - Các bề mặt nhám, phong hóa nhẹ	VỪA PHẢI - Các bề mặt nhẵn, phong hóa vừa phải và biến đổi	KÉM - Các bề mặt rất nhẵn, đôi khi là mặt trượt với lớp phủ mặt rắn chắc hoặc chân dầy các mảnh vụn có góc cạnh	RẤT KÉM - Các bề mặt trượt rất nhẵn hoặc phong hóa nặng, có bề mặt phủ sét hoặc khe chân dầy sét
 A. Sa thạch phân vỉa dày có khối rất lớn. Ảnh hưởng của lớp phủ peilit trên mặt phân vỉa được giảm tối thiểu do hạn chế của khối đá. Trong các hầm ngầm hoặc ở mái dốc các mặt phân vỉa này có thể gây ra mất ổn định kiểm soát kết cấu			70	60	A		
 B. Sa thạch xen kẽ các lớp cát kết bột mỏng	 C. Sa thạch và cát kết bột với lượng tương đương	 D. Cát kết bột hoặc đá phiến sét có bọc bùn với các lớp sa thạch	 E. Cát kết bột yếu hoặc đá phiến sét như sét với các lớp sa thạch		B C D E	40	
C, D, E và G - Có thể có nhiều hoặc ít hơn gấp nếp như minh họa, nhưng điều đó không làm thay đổi cường độ. Sự biến dạng kiến tạo, đứt gãy và sự mài mòn cục bộ khối đá làm chuyển các phần loại đá này tới các loại F và H	 F. Biến dạng kiến tạo, gấp nếp/đứt gãy mạnh, các lớp phiến sét hoặc cát kết bột nghiêng tạo thành một cấu trúc hỗn độn				30	20	F
 G. Đất bùn nguyên thổ hoặc đá phiến sét như sét không có hoặc có một ít lớp sa thạch rất mỏng	 H. Đất bùn do biến dạng kiến tạo hoặc đá phiến sét như sét hình thành một cấu trúc hỗn độn với các túi sét. Các lớp mỏng sa thạch bị chuyển hóa thành các mẫu đá nhỏ						G H

→ : Nghĩa là biến dạng sau khi xáo trộn kiến tạo

Hình 3- Xác định GSI cho các khối đá kiến tạo biến dạng không đồng nhất (Marinos and Hock 2000)

4.6.5 Biến dạng của nền đá

Mô đun đàn hồi của nền đá (E_m) lấy theo giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị mô đun xác định theo thí nghiệm mẫu đá và giá trị mô đun ghi trong Bảng 5.

Đối với những công trình lớn hoặc quan trọng nên xem xét việc xác định mô đun đàn hồi của nền đá bằng thí nghiệm tại chỗ.

Để xác định sơ bộ cho việc thiết kế cơ sở, mô đun đàn hồi của nền đá nguyên khối có thể tham khảo các giá trị trong Bảng 6.

Bảng 5- Xác định E_m theo GSI

Biểu thức	Chú giải	Tham khảo
$E_m (GPa) = \sqrt{\frac{q_u}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \text{ Khi } q_u \leq 100 \text{ MPa}^{(*)}$ $E_m (GPa) = 10^{\frac{GSI-10}{40}} \text{ Khi } q_u \geq 100 \text{ MPa}$	tính cho đá với $q_u < 100$ MPa, q_u tính theo đơn vị MPa	Hoek và Brown (1997), Hoek et al (2002)
$E_m = \frac{E_g}{100} e^{\frac{GSI}{21.7}}$	Hệ số triết giảm mô đun dựa theo GSI	Yang (2002)
(*): E_R = Mô đun đàn hồi đá nguyên dạng, E_m = mô đun đàn hồi khối đá tương đương, GSI = chỉ số cường độ địa chất q_u = cường độ kháng nén một trục.		

Bảng 6 - Tổng hợp mô đun đàn hồi cho đá nguyên khối (chỉnh lý theo Kuhawy, 1978)

Loại đá	Số các giá trị	Số hiệu loại đá	Mô đun đàn hồi ($\text{MPa} \cdot 10^3$)			Độ lệch chuẩn ($\text{MPa} \cdot 10^3$)
granit	26	26	100.0	6.410	52.70	24.48
Điorite	3	3	112.0	17.100	51.40	42.68
Đá gabbro	3	3	84.1	67.600	75.80	6.69
Điabas	7	7	104.0	69.000	88.30	12.27
Basal	12	12	84.1	29.000	56.10	17.93
Quartzite	7	7	88.3	36.500	66.10	16.00
Cẩm thạch	14	13	73.8	4.000	42.60	17.17
Gơnai	13	13	82.1	28.500	61.10	15.93
Đá phiến	11	2	26.1	2.410	9.58	6.62
Đá sét	13	12	69.0	5.930	34.30	21.93
Đá philit	3	3	17.3	8.620	11.80	3.93
Cát kết	27	19	39.2	0.620	14.70	8.20
Bột kết	5	5	32.8	2.620	16.50	11.38
Đá phiến sét	30	14	38.6	0.007	9.79	10.00
Đá vôi	30	30	89.6	4.480	39.30	25.72
Đá dolômit	17	16	78.6	5.720	29.10	23.72

Hệ số Poisson của đá nên được xác định từ các thí nghiệm trên mẫu đá nguyên dạng. Khi thí nghiệm trên mẫu đá là khó thực hiện, hệ số Poisson có thể được lấy theo Bảng 7

Bảng 7- Tổng hợp hệ số Poisson của đá nguyên dạng (theo Kulhawy, 1978)

Loại đá	Số giá trị	Số hiệu loại đá	Hệ số Poisson			Độ lệch chuẩn
			Lớn nhất	Nhỏ nhất	Trung bình	
Granit	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
Gabro	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
Điabas	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
Basal	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
Quaczit	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
Cẩm thạch	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
Gonai	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
Đá sit	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
Cát kết	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
Siltstone	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
Phiến sét	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
Đá vôi	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
Đá đolômit	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

4.6.6. Tính chịu bào mòn của đá

Cần phải chú ý đến các tính chất cơ lý của đá và điều kiện của khối đá khi đánh giá tính nhạy cảm của đá đối với bào mòn của khối đá xung quanh móng cầu. Tính chất vật lý của đá được xem xét khi đánh giá độ bền chịu bào mòn của đá bao gồm cả tác nhân thấm các bon, các khoáng chất, khoảng cách các khe nứt và sự phong hóa.

5 CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VÀ HỆ SỐ SỨC KHÁNG

5.1 KHÁI QUÁT

Theo các trạng thái giới hạn được qui định tại Điều 1.3.2 Phần 1 bộ tiêu chuẩn này, tiêu chuẩn này qui định các điều khoản cụ thể cho thiết kế nền móng.

Các móng phải được định kích thước sao cho sức kháng đã chiết giảm hệ số không nhỏ hơn ngoại lực tính toán (ứng lực với các hệ số như qui định ở Phần 3 bộ tiêu chuẩn này).

5.2 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

5.2.1 Tổng quát

Khi thiết kế móng ở trạng thái giới hạn sử dụng, phải xem xét các vấn đề sau:

- Lún
- Chuyển vị ngang
- Ổn định tổng thể, và
- Xói ứng với mực nước thiết kế

Xem xét giới hạn chuyển vị của móng trên cơ sở dung sai kết cấu phần trên với toàn bộ chuyển vị và sự chênh lệch chuyển vị, sự êm thuận cho xe cộ di chuyển và lợi ích kinh tế. Chuyển vị của móng bao gồm tất cả các chuyển vị độ lún, chuyển vị ngang và góc xoay.

5.2.2 Chuyển vị cho phép và tiêu chuẩn chuyển vị

Lựa chọn giá trị chuyển vị cho phép để thiết kế một công trình cụ thể phải phù hợp với sự làm việc của kết cấu, loại hình kết cấu với tuổi thọ của công trình, ảnh hưởng của độ lún quá cho phép tới công năng của kết cấu. Chuyển vị của móng bao gồm chuyển vị đứng, nằm ngang, góc xoay. Tiêu chuẩn dung sai của chuyển vị được xác định bằng kinh nghiệm, bằng giải tích hoặc bằng xem xét theo cả hai phương pháp.

Xác định độ lún của móng theo tổ hợp tải trọng sử dụng I qui định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Khi tính toán lún của móng trên nền đất dính có lún cổ kết theo thời gian, không xét đến các tải trọng tức thời.

Tất cả các tổ hợp tải trọng sử dụng qui định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này sẽ dùng để đánh giá chuyển vị ngang và góc xoay của móng.

Tiêu chuẩn chuyển vị ngang của móng được qui định ở vị trí đỉnh bộ móng, trên cơ sở tính dung sai dịch chuyển theo phương nằm ngang của kết cấu phần trên, cùng với việc xét đến chiều dài của thân trụ và độ cứng của nó.

5.2.3 Ổn định tổng thể

Ổn định tổng thể của mái dốc của đất có hoặc không có kết cấu móng được xem xét với trạng thái giới hạn sử dụng theo qui định ở Điều 6.2.3 Phần 11 bộ tiêu chuẩn này

5.2.4 Chuyển vị của móng

Phải xem xét chuyển vị thẳng đứng và nằm ngang của móng cầu do tác động của tải trọng nền đường phía sau móng gây ra.

5.3 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

5.3.1 Tổng quát

Thiết kế móng ở trạng thái giới hạn cường độ bao gồm việc xem xét sức chịu lực của đất nền và sức kháng kết cấu danh định của các bộ phận móng. Thiết kế móng ở trạng thái giới hạn cường độ không bao gồm việc xem xét các biến dạng cần có để tạo ra sức kháng danh định, trừ khi có định nghĩa sự phá hủy do biến dạng được được quy định.

Thiết kế móng ở trạng thái cường độ phải xem xét:

- Sức chịu lực của kết cấu
- Mất các chống đỡ thẳng đứng và ngang do xói mòn khi có lũ thiết kế

5.3.2 Móng nông

Thiết kế móng nông với các trạng thái giới hạn phải xem xét:

- Sức kháng ép danh định của đất nền
- Lật hoặc bị mất diện tích tựa quá mức
- Trượt ở đáy móng và
- Khả năng thi công

5.3.3 Cọc đóng

Thiết kế móng cọc đóng theo trạng thái giới hạn cần phải xem xét:

- Sức kháng nén dọc trục của cọc đơn
- Sức kháng nén của nhóm cọc
- Sức kháng nhỏ của cọc đơn
- Sức kháng nhỏ của nhóm cọc
- Sự phá hoại do cọc chọc thủng vào lớp đất yếu ở bên dưới tầng đất chịu lực mũi cọc.
- Khả năng thi công kể cả khả năng đóng cọc

5.3.4 Cọc khoan

Thiết kế móng cọc khoan theo trạng thái giới hạn cần xem xét các vấn đề sau:

- Sức kháng nén dọc trục của cọc đơn
- Sức kháng nén của nhóm cọc
- Sức kháng nhỏ của cọc đơn
- Sức kháng nhỏ của nhóm cọc
- Sự phá hoại do cọc chọc thủng vào lớp đất yếu ở bên dưới tầng chịu lực mũi cọc
- Khả năng thi công kể cả các phương pháp khoan cọc

5.3.5 Cọc siêu nhỏ

Thiết kế móng cọc siêu nhỏ theo trạng thái giới hạn cần xem xét các vấn đề sau:

- Sức kháng nén dọc trục của cọc siêu nhỏ đơn,
- Sức kháng nén của nhóm cọc siêu nhỏ,
- Sức kháng nhổ của cọc siêu nhỏ đơn,
- Sức kháng nhổ của nhóm cọc siêu nhỏ
- Sức kháng chống chọc thủng của nhóm cọc siêu nhỏ vào lớp đất yếu hơn ở phía dưới tầng đất làm nền tựa của nhóm cọc và sự chống chọc thủng của cọc siêu nhỏ đơn nếu cọc siêu nhỏ thuộc loại cọc chống.
- Sức kháng lực ngang của cọc siêu nhỏ đơn và nhóm cọc siêu nhỏ,
- Khả năng thi công bao gồm cả phương pháp thi công cọc siêu nhỏ.

5.4 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Móng phải được thiết kế theo trạng thái giới hạn đặc biệt khi cần áp dụng.

5.5 CÁC HỆ SỐ SỨC KHÁNG

5.5.1 Trạng thái giới hạn sử dụng

Hệ số sức kháng khi thiết kế theo trạng thái giới hạn sử dụng phải lấy bằng 1,0 trừ trường hợp tính ổn định tổng thể như qui định trong Điều 6.2.3 Phần 11 bộ tiêu chuẩn này.

Dùng hệ số sức kháng bằng 1,0 để đánh giá khả năng của móng đáp ứng được các tiêu chuẩn về biến dạng sau khi có xói do lũ ứng với mực nước thiết kế.

5.5.2 Trạng thái giới hạn cường độ

5.5.2.1 Tổng quát

Các hệ số sức kháng cho các loại nền móng khác nhau theo trạng thái giới hạn cường độ sẽ được lấy theo qui định ở các Điều 5.5.2.2, 5.5.2.3 và 5.5.2.4 trừ khi có các giá trị qui định khác..

Khả năng chịu lực của móng sau xói do lũ thiết kế phải có khả năng chịu lực thích hợp với các hệ số sức kháng như qui định tại Điều này.

5.5.2.2 Móng nông

Hệ số sức kháng qui định trong Bảng 8 dùng để thiết kế trạng thái giới hạn cường độ cho móng nông với các ngoại lệ xét đến sai khác cho phép của thi công và các điều kiện cụ thể của hiện trường trong Điều 10.5.5.2

Bảng 8 - Hệ số sức kháng nền của móng nông ở trạng thái giới hạn cường độ

Phương pháp/ loại đất/ tình trạng			Hệ số kháng
Sức kháng ép	φ_b	Phương pháp lý thuyết (Munfakh et al., 2001), trong đất sét	0,50
		Phương pháp lý thuyết (Munfakh et al., 2001), trong cát, sử dụng CPT	0,50
		Phương pháp lý thuyết (Munfakh et al., 2001), trong cát, sử dụng SPT	0,45
		Phương pháp nửa thực nghiệm (Meyerhof, 1957), tất cả các loại đất	0,45
		Móng trong đá	0,45
		Thí nghiệm bàn ép	0,55
Trượt	φ_r	Bê tông đúc sẵn đặt trên cát	0,90
		Bê tông đổ tại chỗ đặt trên cát	0,80
		Bê tông đổ tại chỗ hoặc đúc sẵn trên đất sét	0,85
		Đất trên đất	0,90
	φ_{cp}	Thành phần áp lực đất bị động của sức kháng trượt	0,50

5.5.2.3 Cọc đóng

Các hệ số sức kháng được lấy theo Bảng 9 tùy theo phương pháp dùng để xác định tiêu chí đóng cọc cần thiết để đạt được sức chịu lực dọc trục danh định theo yêu cầu của cọc.

Liên quan đến vấn đề thử tải cọc, thí nghiệm động với tương hợp tín hiệu, số lượng thí nghiệm được thực hiện để điều chỉnh hệ số sức kháng tùy thuộc vào sự thay đổi đặc trưng và phân tầng địa chất ở vị trí thí nghiệm ảnh hưởng tới kết quả thí nghiệm. Vị trí thí nghiệm được quy định là vị trí dự án hoặc là một nơi thuộc dự án khi điều kiện nền có thể đại diện sự giống nhau về địa tầng nghĩa là thứ tự các lớp đất, chiều dày, lịch sử hình thành địa tầng, đặc trưng cơ lý của đất và điều kiện nước ngầm.

Chú ý rằng vị trí địa chất được quy định ở đây có thể chỉ là một phần diện tích trên đó các kết cấu hoặc một kết cấu tọa lạc. Đối với các vị trí mà điều kiện địa tầng thay đổi nhiều hơn thì khái niệm vị trí có thể quy định chỉ cho một cọc đơn.

Bảng 9 - Hệ số sức kháng cho cọc đóng

Điều kiện / phương pháp để xác định hệ số sức kháng		Hệ số sức kháng
Xác định sức kháng danh định của cọc đơn, cọc chịu nén bằng phương pháp phân tích động và thử tải tĩnh φ_{dyn}	Xác định tiêu chí đóng cọc bằng thử tải tĩnh ít nhất một cọc cho một vị trí địa chất đại diện và bằng thử tải động ^(*) ít nhất 2 cọc cho một vị trí địa chất đại diện nhưng không ít hơn 2% số cọc được đóng	0,8
	Tiêu chí đóng cọc ^(*) được thiết lập bằng thí nghiệm tải trọng tĩnh ít nhất một cọc cho một vị trí địa chất đại diện, không thí nghiệm động	0,75
	Tiêu chí đóng cọc được thiết lập bằng thử động ^(*) được thực hiện trên 100% số cọc được đóng	0,75
	Tiêu chí đóng cọc được thiết lập bằng thí nghiệm động ^(**) , kiểm soát chất lượng bằng thí nghiệm động ^(*) ít nhất 2 cọc cho một vị trí địa chất đại diện nhưng không ít hơn 2% số cọc được đóng.	0,65
	Phân tích phương trình sóng, không đo động cọc hay thử tải cọc nhưng Có theo dõi xác nhận hiệu suất của búa đóng cọc tại hiện trường	0,5
	Công thức cọc động Gat điều chỉnh bởi FHWA (ở điều kiện cuối hành trình đóng cọc)	0,4
	Công thức đóng cọc mới (New Engineering Record) như định nghĩa ở Điều 7.3.8.5 , công thức động lực cọc (ở điều kiện cuối hành trình đóng cọc)	0,1
* Tiêu chí đóng cọc là cao độ mũi cọc phải đạt được, độ chối ứng với loại búa ** Thí nghiệm động yêu cầu tương hợp tín hiệu, và cách xác định tốt nhất sức kháng danh định của cọc là xác định khi đóng vỡ lại cọc. Khi có thể, thí nghiệm động được hiệu chỉnh theo kết quả thử tải tĩnh.		

Bảng 9 (tiếp theo) - Hệ số sức kháng cho cọc đóng

Điều kiện / phương pháp để xác định hệ số sức kháng		Hệ số sức kháng
Tính sức kháng danh định của cọc đơn chịu nén bằng phương pháp phân tích tĩnh φ_{stat}	Ma sát thành bên và lực chống mũi cọc: Sét và đất hỗn hợp	
	Phương pháp α (Tomlinson 1987, Skempton 1951)	0,35
	Phương pháp β (Esrig & Kirby 1979, Skempton 1951)	0,25
	Phương pháp λ (Vijayvejia & Foch 1972, Skempton 1951)	0,4
	Ma sát thành bên và sức chống chân cọc: Cát	0,45
	Phương pháp Nordlund/Thur (Hannigan 2005)	0,3
	Phương pháp dùng SPT (Mayerhof)	0,5
	Phương pháp CPT (Schmermann)	0,45
	Mũi cọc tựa trên đá (sổ tay nền móng Canada, 1985)	
Kiểm toán móng khối qui ước, φ_{bl}	sét	0,6
Sức kháng nhỏ cọc đơn φ_{up}	Phương pháp Norlund	0,35
	Phương pháp α	0,25
	Phương pháp β	0,20
	Phương pháp λ	0,30
	Phương pháp SPT	0,25
	Phương pháp CPT	0,40
	Thử tải tĩnh	0,60
	Thí nghiệm động với tín hiệu tương hợp	0,50
Sức kháng nhỏ nhóm cọc φ_{ug}	Tất cả các loại đất	0,5
Sức kháng lực ngang của cọc đơn hoặc nhóm cọc theo đất nền	Tất cả các loại đất và đá	1,0
Các trạng thái giới hạn kết cấu	Cọc thép - Xem qui định ở Điều 5.4.2 Phần 6 bộ tiêu chuẩn này Cọc bê tông cốt thép - Xem qui định ở điều 5.4.2.1 Phần 5 bộ tiêu chuẩn này	
Phân tích khả năng đóng cọc φ_{da}	Cọc thép Xem qui định ở Điều 5.4.2 Phần 6 Cọc bê tông cốt thép Xem qui định ở điều 5.4.2.1 Phần 5 Trong các điều qui định trên giá trị φ được gán với sức kháng trong quá trình đóng cọc.	

5.5.2.4 Cọc khoan nhồi

Hệ số sức kháng phải được lựa chọn tùy theo phương pháp xác định sức kháng danh định của cọc. Khi lựa chọn hệ số sức kháng cho cọc khoan trong đất sét và các loại đất được hình thành để bị xáo trộn cần phải chú ý xem xét đến các kinh nghiệm địa phương về kiến tạo địa chất cũng như thực tế đã thi công.

Khi dùng các hệ số sức kháng trong Bảng 10 cho các móng chỉ có một cọc đỡ trụ cầu thì hệ số trong Bảng giảm đi 20%. Khi hệ số sức kháng giảm đi như vậy nhưng không tăng hệ số η_R qui định tại Điều 3.4 Phần 1 bộ tiêu chuẩn này để phản ánh móng không dư liên kết.

Số lượng thí nghiệm tĩnh phải thực hiện để điều chỉnh hệ số sức kháng ghi trong Bảng 10 tùy thuộc vào sự thay đổi đặc trưng và phân tầng địa chất tại hiện trường sẽ áp dụng kết quả thí nghiệm. Một vị trí được chọn để đánh giá sự thay đổi phải được xác định là vị trí dự án hoặc một phần của vị trí dự án khi điều kiện địa tầng có các đặc trưng phân tầng địa chất tương tự, nghĩa là tương tự về thứ tự, chiều dày, lịch sử hình thành, đặc trưng cơ học của các lớp đất và điều kiện nước ngầm.

Bảng 10- Hệ số sức kháng theo đất nền của cọc khoan nhồi

Phương pháp/ Đất/ Điều kiện			Hệ số
Sức kháng danh định chịu nén dọc trục của cọc đơn φ_{static}	Sức kháng thành bên trong đất sét	Phương pháp α (Brown và cộng sự, 2010)	0,45
	Sức kháng chân cọc trên đất sét	Phương pháp ứng suất toàn phần (Brown và cộng sự, 2010)	0,4
	Sức kháng thành bên trong đất cát	Phương pháp β (Brown và cộng sự, 2010)	0,55
	Sức kháng chân cọc trong cát	Brown và cộng sự, (2010)	0,5
	Sức kháng thành bên trong đá biến tính dính kết IGMs	Brown và cộng sự, (2010)	0,60
	Sức kháng chân cọc trong đá biến tính dính kết IGMs	Brown và cộng sự, (2010)	0,55
	Ma sát thành bên trong đá	Kulhawy và cộng sự (2005) Brown và cộng sự, (2010)	0,55
	Ma sát thành bên trong đá	Carter và Kulhawy(1988)	0,50
	Sức kháng chân cọc trong đá	Hội Địa kỹ thuật Canada (1985) Phương pháp đo áp lực Hội Địa kỹ thuật Canada (1985) Brown và cộng sự, (2010)	0,50
Phá hoại móng khối quy ước φ_{bl}	Sét		0,55
Sức kháng nhỏ của cọc đơn, φ_{up}	Sét	Phương pháp α (Brown và cộng sự, 2010)	0,35
	Cát	Phương pháp β (Brown và cộng sự, 2010)	0,45
	Đá	Kuhawy và cộng sự (2005) Brown và cộng sự, (2010)	0,40
Sức kháng nhỏ nhóm cọc φ_{eq}	Cát và sét		0,45
Sức kháng đất nền theo phương ngang của cọc đơn và nhóm cọc	Tất cả các loại đất		1,0
Thử tải tĩnh (Chịu nén) φ_{load}	Tất cả các loại đất		0,70
Thử tải tĩnh (Chịu nhỏ) φ_{unload}	Tất cả các loại đất		0,60

5.5.2.5 Cọc siêu nhỏ

Hệ số sức kháng được lựa chọn các giá trị qui định trong Bảng 11 tùy theo phương pháp xác định sức kháng dọc trục danh định của cọc. Đối với các cọc trong vùng đất có tiềm ẩn từ biến, đất có độ dẻo lớn, đá mềm hoặc các loại đất có đặc tính hiếm khác, thì hệ số sức kháng trong Bảng 11 giảm đi 20% để phản ánh độ tin cậy thiết kế cao hơn.

Bảng 11- Hệ số sức kháng theo đất nền của cọc siêu nhỏ chịu lực dọc trục

Trạng thái giới hạn	Phương pháp /Điều kiện đất	Hệ số sức kháng
Sức kháng chịu nén của cọc siêu nhỏ đơn ϕ_{stat}	Sức kháng thành bên (sức kháng dính kết): Các trị số giả định	0,55 ^(*)
	Sức kháng mũi cọc trên đá O' Neill và Reese (1999)	0,50
	Thí nghiệm tải trọng sức kháng thành bên và sức kháng mũi cọc	Lấy các giá trị trong Bảng 9 nhưng không lớn hơn 0,70
Kiểm toán móng khối, ϕ_{bl}	Sét	0,60
Sức kháng chịu nhỏ của cọc siêu nhỏ đơn, ϕ_{up}	Các giá trị giả định	0,55 ^(*)
	Thí nghiệm tải trọng nhỏ	Lấy các giá trị trong Bảng 9 nhưng không lớn hơn 0,70
Sức kháng nhỏ nhóm cọc, ϕ_{ug}	Cát và sét	0,50
(*) Sức kháng danh định của cọc siêu nhỏ sẽ được xác định bằng thí nghiệm tĩnh tại hiện trường với cọc thí công theo phương pháp được duyệt. Cho nên các giá trị hệ số sức kháng này dùng cùng với các giá trị dính kết vừa với đất giả định để thiết kế kỹ thuật trước khi thí nghiệm thí công đại trà tại công trình.		

Bảng 12 - Các hệ số sức kháng kết cấu chịu lực dọc trục của cọc siêu nhỏ

Đoạn/ Điều kiện chịu tải		Hệ số sức kháng
Chiều dài cọc có ống vách	Chịu kéo, φ_{TC}	0,80
	Chịu nén, φ_{CC}	0,75
Chiều dài cọc không có ống vách	Chịu kéo, φ_{TU}	0,80
	Chịu nén, φ_{CU}	0,75

5.5.3 Trạng thái giới hạn đặc biệt

5.5.3.1 Tổng quát

Thiết kế nền móng ở trạng thái giới hạn đặc biệt phải đảm bảo cho kết cấu không đổ sập và đảm bảo an toàn tính mạng của người sử dụng.

5.5.3.2 Xói

Thiết kế nền móng phải có được sức kháng danh định sau xói do lũ tính toán kiểm tra theo các Điều 6.4.4.2 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này và 7.5 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này và đảm bảo có sức kháng sau xói chịu được tải trọng tổ hợp cường độ không có hệ số và các hệ số sức kháng bằng. Với sức kháng chịu nhỏ của cọc và cọc khoan, hệ số sức kháng lấy bằng 0,8 hoặc nhỏ hơn.

Kết cấu móng không chỉ tính với các loại tải trọng đặt trên kết cấu mà bất cứ loại tải trọng và do vật trôi nào xảy ra trong lũ.

5.5.3.3 Các trạng thái giới hạn đặc biệt khác.

Hệ số sức kháng cho trạng thái giới hạn đặc biệt khác bao gồm thiết kế móng chịu động đất, lực va trôi do tàu thủy, xe cộ, sẽ lấy bằng 1,0. Trong trường hợp xét sức kháng chịu nhỏ của cọc, cọc khoan, hệ số sức kháng lấy bằng 0,8 hoặc nhỏ hơn.

6 MÓNG NÔNG

6.1 YÊU CẦU THIẾT KẾ

6.1.1 Tổng quát

Các điều khoản của Điều này quy định cho việc thiết kế các móng nông đơn, móng dải băng liên tục và các loại móng tổ hợp dùng đỡ cột, tường cũng như các loại kết cấu phần dưới và kết cấu phần trên khác. Cần phải chú ý đặc biệt với các móng đặt trên nền đất đắp để đảm bảo chắc chắn rằng chất lượng nền đắp dưới móng được kiểm soát tốt và có đặc tính về kháng cắt, kháng nén phù hợp để chịu lực do móng truyền xuống.

Móng nông phải được định kích thước và thiết kế sao cho áp lực lên đất hoặc đá tương ứng với sức kháng danh định trên cả hai khả năng chịu nén và biến dạng lún tương ứng dưới điều kiện tác dụng lực của các trạng thái giới hạn qui định trong các điều khoản của Điều này.

Kích thước và vị trí đặt móng nông phải được định sao cho giữ được ổn định dưới tất cả các trạng thái giới hạn được xét cho tất cả các khả năng, trừ các giới hạn không cần thiết, chịu lật (lệch tâm), trượt, nâng, ổn định chung và dịch chuyển ngang.

6.1.2 Chiều sâu đặt móng.

Ở nơi có tiềm ẩn xói, lở hoặc phía dưới có hầm mỏ thì móng nông cần đặt ở độ sâu phía dưới chiều sâu xói lở lớn nhất, đáy hầm mỏ như qui định trong Điều 6.4.4 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này.

6.1.3 Các kích thước có hiệu của móng.

Đối với móng chịu lực lệch tâm, sẽ dùng một diện tích có hiệu thu nhỏ $B' \times L'$ nằm trong đường bao của móng thực tế để tính toán khả năng chịu lực cũng như độ lún của đất nền. Với móng hình chữ nhật chịu lực lệch tâm, các kích thước thu nhỏ được tính như sau:

$$B' = B - 2e_B \quad (8)$$

$$L' = L - 2e_L$$

Trong đó:

e_B : Độ lệch tâm song song với kích thước B (mm)

e_L : Độ lệch tâm song song với kích thước L (mm)

Móng chịu lực lệch tâm được thiết kế sao cho sức kháng chịu ép có hệ số không nhỏ hơn hiệu ứng do lực có hệ số tác dụng ở tất cả các trạng thái giới hạn được xét.

Đối với các móng có kích thước không phải hình chữ nhật, các phương pháp tính toán cũng thực hiện tương tự như trên.

6.1.4 Sự phân bố ứng suất chịu nén.

Khi kích thước móng được thiết kế để thỏa mãn cả điều kiện chịu lực và điều kiện chống lún ở tất cả các trạng thái giới hạn thì sự phân bố ứng suất trên diện tích có hiệu được coi là:

- Phân bố đều khi móng đặt trên nền đất
- Thay đổi tuyến tính nghĩa là có dạng hình tam giác hay hình thang nếu móng đặt trên nền đá.

Sự phân bố của ứng suất nén sẽ được xác định như qui định ở Điều 6.3.2 Phần 11 bộ tiêu chuẩn này. Sự phân bố ứng suất nén để thiết kế kết cấu móng theo qui định ở Điều 6.5

6.1.5 Neo của các móng trên nền nghiêng

Móng đặt trên nền đá nghiêng phẳng trơn, không được giữ bởi lớp đất phủ tốt, phải dùng các neo chắc chắn bằng các kết cấu neo đá, bu lông neo, hoặc các chốt cứng như các biện pháp khác. Nên tránh dùng các kết cấu ngỗng nông đòi hỏi phải dùng mìn nổ đào đá.

6.1.6 Nước ngầm

Cao độ đặt móng nông cần phải xét đến cao độ mực nước ngầm cao nhất. Khi tính toán sức kháng và lún của nền cần xét đến ảnh hưởng của nước ngầm. Ở nơi có áp lực nước thấm, phải xét đến trong tính toán.

6.1.7 Lực nâng nhỏ

Khi móng nông chịu lực nâng, cần tính toán cả sức kháng chịu nhỏ của nền và kết cấu.

6.1.8 Kết cấu liên kết

Khi đặt móng nông liên kết với các kết cấu hiện có cần phải xét đến các yếu tố ảnh hưởng của kết cấu liên kết lên móng mới cũng như tác dụng của móng mới lên kết cấu hiện có.

6.2 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

6.2.1 Tổng quát

Thiết kế trạng thái giới hạn sử dụng cho móng nông bao gồm đánh giá tổng độ lún, chênh lệch độ lún và ổn định tổng thể. Phải đánh giá ổn định tổng thể của móng khi tồn tại một hoặc nhiều hơn trong số các điều kiện sau:

- Có tải trọng nghiêng hay tải trọng nằm ngang
- Móng đặt trên nền đắp
- Móng đặt ở trên hoặc ở gần mái dốc
- Có khả năng bị mất một phần nền đỡ móng do nguy cơ lở hoặc xói
- Có tầng đất chịu lực quá nghiêng

6.2.2 Các tiêu chuẩn chuyển vị

Lựa chọn các tiêu chuẩn chuyển vị theo qui định của Điều 5.2.1

6.2.3 Tải trọng

Khi tính lún tức thời dùng tải trọng theo tổ hợp trạng thái giới hạn sử dụng I như qui định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Khi tính lún theo thời gian trên nền đất dính thì tính với tải trọng lâu dài nghĩa là không xét đến tải trọng tức thời.

6.2.4 Tính lún

6.2.4.1 Tổng quát

Tính lún theo các phương pháp tính dựa trên số liệu thí nghiệm trong phòng hoặc thí nghiệm tại hiện trường hoặc cả hai. Các thông số của đất dùng cho tính toán nên được chọn sao cho phản ánh được quá trình chịu tải của đất, trình tự thi công và hiệu ứng của sự phân tầng các lớp đất.

Phải tính toán cả độ lún tổng cộng và chênh lệch độ lún bao gồm cả lún theo thời gian.

Độ lún tổng cộng bao gồm lún đàn hồi, lún cố kết và các thành phần lún thứ cấp được tính như sau:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (9)$$

Trong đó:

S_t : Độ lún tổng cộng (mm)

S_e : Độ lún đàn hồi (mm)

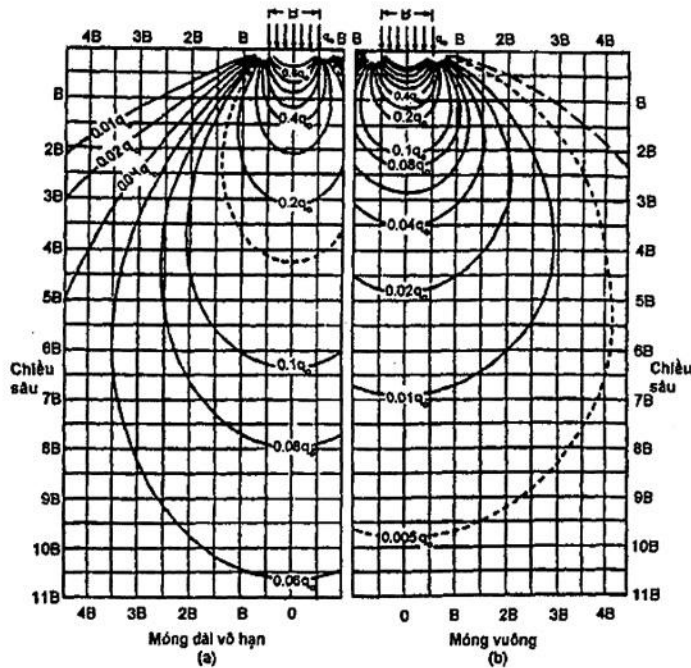
S_c : Độ lún cổ kết (mm)

S_g : Độ lún thứ cấp (mm)

Hiệu ứng của vùng ảnh hưởng ứng suất hay sự phân bố ứng suất theo chiều đứng phía dưới móng phải được xem xét khi tính lún.

Móng nông đặt trên nền có nhiều lớp đất khác nhau như đất dính, đất rời, đá thì phải dùng các thuật toán thích hợp để tính lún cho từng lớp riêng biệt trong vùng ảnh hưởng do ứng suất gây ra bên dưới móng.

Sự phân bố ứng suất thẳng đứng tăng lên trong phạm vi móng hình tròn, hình vuông hay hình chữ nhật dài nghĩa là $L > 5B$ có thể xác định theo Hình 4.



Hình 4 - Đường đẳng mức ứng suất theo chiều thẳng đứng Boussinesq cho móng dài vô hạn và móng vuông chỉnh lý theo Sowers (1979)

6.2.4.2 Lún của móng trên đất rời

Lún của móng nông trên đất rời sẽ được xác định như là một hàm số của bề rộng có hiệu của móng và phải xét đến hiệu ứng của hình dạng móng và sự phân tầng của đất đá theo chiều sâu.

Tính lún của móng nông trên nền đất rời phải dùng phương pháp lý thuyết đàn hồi hay phương pháp thực nghiệm.

Phương pháp bán không gian dựa trên giả thiết móng chịu uốn đặt trên nền đất đồng nhất có chiều dày vô hạn. Độ lún đàn hồi của móng nông (mm) tính theo phương pháp bán không gian đàn hồi được xác định như sau :

$$S_e = \frac{q_0(1-\nu^2)\sqrt{A'}}{E_s\beta_z} \quad (10)$$

Trong đó :

q_0 : Áp lực thẳng đứng đặt trên móng, (MPa)

A' : Diện tích có hiệu của đáy móng, (mm²)

E_s : Mô đun đàn hồi của đất lấy như qui định ở Điều 4.6.3 nếu như không thể đo trực tiếp từ thí nghiệm hiện trường hoặc thí nghiệm trong phòng, (MPa)

β_z : Hệ số hình dạng lấy giá trị ở Bảng 13

ν : Hệ số Poisson lấy theo qui định ở Điều 4.6.3 nếu không thể đo trực tiếp từ kết quả thí nghiệm ở hiện trường hay thí nghiệm trong phòng.

Trừ khi E_s thay đổi quá lớn theo chiều sâu, E_s nên xác định ở độ sâu bằng khoảng 1/2 đến 2/3B phía dưới đáy móng, B là chiều rộng của móng. Nếu mô đun đàn hồi thay đổi nhiều theo chiều sâu thì tính theo trị số bình quân gia quyền.

Bảng 13- Hệ số hình dạng đàn hồi và độ cứng, EPRI (1983)

L/B	β_z mềm (trung bình)	β_z cứng
Hình tròn	1,04	1,13
1	1,06	1,08
2	1,09	1,10
3	1,13	1,15
5	1,22	1,24
10	1,41	1,41

Xác định độ lún của móng trên đất rời theo phương pháp thực nghiệm của Hough theo Phương trình 11 và 12. Trị số SPT được hiệu chỉnh theo Điều 4.6.2.4 theo chiều sâu, ứng suất tăng phủ trước khi điều chỉnh trị số SPT để tính chỉ số khả năng chịu ép của móng, C' .

$$S_e = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \quad (11)$$

Trong đó:

$$\Delta H_i = H_c \frac{1}{C'} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma_v}{\sigma'_0} \right)$$

(12)

ở đây : n = Số lớp đất trong vùng ảnh hưởng ở dưới đáy móng

ΔH_i = Độ lún của lớp đất thứ i (mm)

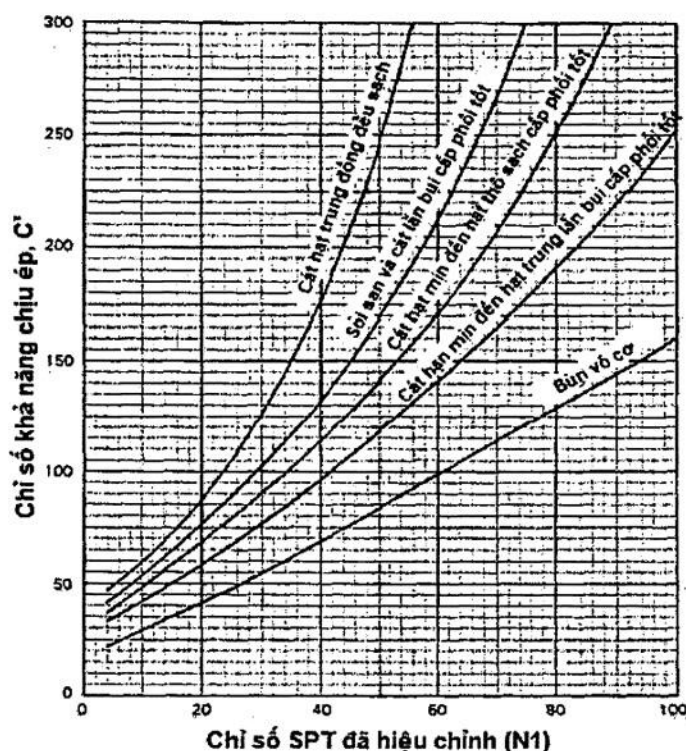
H_c = Chiều cao ban đầu của lớp đất thứ i (mm)

C' = Chỉ số khả năng chịu ép xác định theo Hình 5

Trong Hình 5, $N1$ phải được lấy bằng $N1_{60}$ là sức kháng xuyên tiêu chuẩn (số nhát búa/300mm) đã hiệu chỉnh có xét đến áp lực đất của tầng đất phủ theo Điều 4.6.2.4

σ'_0 = Ứng suất có hiệu thẳng đứng ban đầu ở giữa lớp đất thứ i (MPa)

$\Delta\sigma_v$ = Số gia tăng ứng suất thẳng đứng ở giữa lớp đất thứ i .



Hình 5 - Chỉ số khả năng chịu ép theo tương quan với chỉ số SPT đã hiệu chỉnh

6.2.4.3 Lún của móng trên đất dính

Móng đặt trên nền mà đất dính nằm trong vùng ảnh hưởng ứng suất thì phải xét đến độ lún cố kết. Lún đàn hồi và lún thứ cấp cũng sẽ được xem xét tùy theo thời điểm và trình tự đặt tải thi công và sự chênh lệch độ lún cho phép.

Nếu kết quả thí nghiệm biểu thị dưới dạng tỷ lệ độ rỗng của đất (e) thì độ lún cố kết của móng có thể xác định như sau:

- Đối với đất quá cố kết $\sigma'_p > \sigma'_0$ xem trên Hình 6.

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_0} \right] \left[C_r \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (13)$$

- Đối với đất cố kết thông thường $\sigma'_p = \sigma'_0$

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_0} \right] \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (14)$$

- Đối với đất dưới cố kết $\sigma'_p < \sigma'_0$

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_0} \right] \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \right] \quad (15)$$

Khi kết quả thí nghiệm biểu thị dưới dạng ứng biến thẳng đứng của đất ϵ_v thì lún cố kết xác định theo công thức sau:

- Đối với đất quá cố kết $\sigma'_p > \sigma'_0$ xem trên Hình 6

$$S_c = H_c \left[C_{rs} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (16)$$

- Đối với đất cố kết bình thường $\sigma'_p = \sigma'_0$

$$S_c = H_c C_{cs} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \quad (17)$$

- Đối với đất chưa cố kết $\sigma'_p < \sigma'_0$

$$S_c = H_c C_{cs} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \quad (18)$$

Trong đó:

H_c : Chiều cao ban đầu của lớp đất chịu nén (mm)

e_0 : Độ rỗng ở trạng thái ứng suất có hiệu thẳng đứng ban đầu.

C_r : Chỉ số ép lại

C_c : Chỉ số ép

C_{rs} : Tỷ lệ nén ép lại

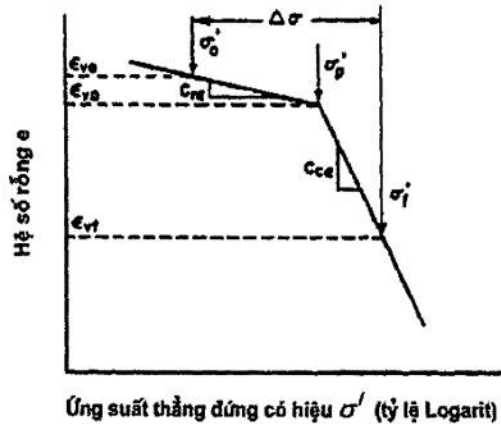
C_{cs} : Tỷ lệ nén lại.

σ'_p : Ứng suất thẳng đứng có hiệu lớn nhất trong quá khứ ở điểm giữa của lớp đất xem xét (MPa)

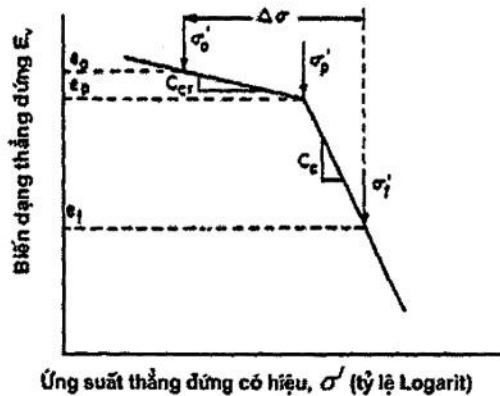
σ'_0 : Ứng suất thẳng đứng có hiệu ban đầu ở điểm giữa của lớp đất xem xét (MPa)

σ'_i : Ứng suất thẳng đứng có hiệu cuối cùng ở điểm giữa của lớp đất xem xét (MPa)

σ'_{pc} : Ứng suất thẳng đứng tức thời không bao gồm ứng suất phụ thêm do tải trọng tác dụng trên móng tại điểm giữa của lớp đất xem xét (MPa)



Hình 6 - Đường cong nén cố kết điển hình của đất quá cố kết - Quan hệ giữa tỷ lệ độ rỗng và ứng suất thẳng đứng có hiệu theo EPRI (1983).



Hình 7- Đường cong nén cố kết điển hình của đất quá cố kết - Quan hệ giữa biến dạng thẳng đứng và ứng suất thẳng đứng có hiệu, theo EPRI (1983)

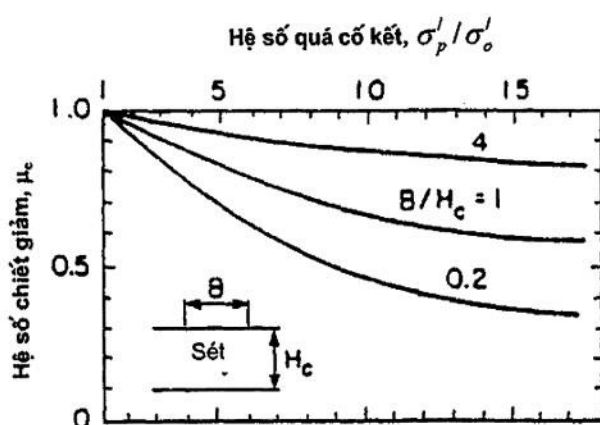
Nếu chiều rộng móng B nhỏ so với chiều dày lớp đất H_c thì cần xét tới hiệu ứng đặt tải ba chiều theo công thức sau:

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)} \quad (19)$$

Trong đó:

μ_c = Hệ số chiết giảm lấy như qui định ở Hình 8

$S_{c(1-D)}$ = Trị số lún cố kết tính theo một chiều (mm)



Hình 8 - Hệ số chiết giảm để xét đến hiệu ứng lún cố kết ba chiều (theo EPRI, 1983)

Thời gian (t) để đạt được lượng phần trăm toàn bộ trị số lún cố kết một chiều xác định theo công thức sau:

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \quad (20)$$

Trong đó:

T = Hệ số thời gian lấy theo Hình 9 cho sự phân bố áp lực lỗ rỗng dư.

H_d = Chiều dài của đường thoát nước dài nhất trong lớp đất chịu nén được xét (mm)

c_v = Hệ số cố kết ($\text{mm}^2/\text{năm}$)

Khi kết quả thí nghiệm là tỷ lệ độ lỗ rỗng e thì độ lún thứ cấp của móng đặt trên đất dính được xác định như sau:

$$S_s = \frac{c_\alpha}{1 + e_0} H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (21)$$

Nếu kết quả thí nghiệm cho dưới dạng ứng biến thẳng đứng thì trị số lún thứ cấp trên đất dính được xác định như sau:

$$S_s = C_{\alpha\epsilon} H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (22)$$

Trong đó:

H_c = Chiều cao ban đầu của lớp đất chịu nén (mm)

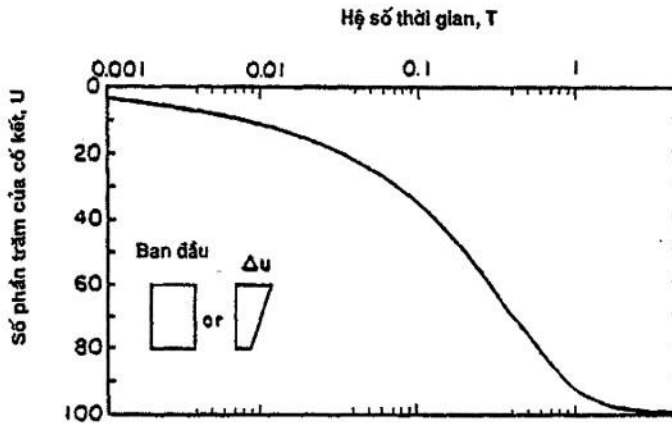
e_0 = Tỷ lệ độ rỗng ở trạng thái ứng suất thẳng đứng có hiệu ban đầu của lớp đất

t_1 = Thời gian ban đầu bắt đầu xuất hiện lún thứ cấp nghĩa là ở thời điểm độ lún đạt đến 90% giá trị trung bình của lún cố kết sơ cấp (năm)

t_2 = Thời gian tùy chọn đại diện cho tuổi thọ của kết cấu (năm)

c_α = Chỉ số nén thứ cấp lấy từ kết quả thí nghiệm lún cố kết của mẫu nguyên dạng.

c_{az} = Chỉ số nén thứ cấp điều chỉnh lấy từ kết quả thí nghiệm lún cố kết của mẫu nguyên dạng.



Hình 9 - Số phần trăm của lún cố kết là hàm số của hệ số thời gian, T, (theo EPRI, 1983)

6.2.4.4 Lún của móng trên nền đá

Đối với móng đặt trên nền đá loại từ trung bình tới rất tốt theo hệ thống phân loại nền đá (RMR) và thiết kế theo các qui định của điều khoản này thì có thể giả thiết độ lún đàn hồi có trị số nhỏ hơn 15mm. Nếu với trị số lún này không chấp nhận được hoặc đá không đủ chịu thì cần tính độ lún đàn hồi của nền dựa trên các đặc trưng của khối đá.

Khi khối đá bị vỡ nê hoặc có các khe nứt (tỷ lệ RQD bằng 10% hoặc thấp hơn) hoặc điều kiện các vết nứt là xấu (tỷ lệ tương đối 10% hoặc thấp hơn) hay là không đáp ứng các tiêu chuẩn để phân loại đá trung bình đến rất tốt thì phải tiến hành tính độ lún, các tính toán này phải xét đến ảnh hưởng của loại đá, điều kiện không liên tục của khối đá, mức độ phong hóa.

Độ lún đàn hồi của móng trên đá bị vỡ hay có khe nứt, tính bằng mm, có thể xác định như sau.

- Đối với móng tròn (hay vuông):

$$\rho = q_o(1 - \nu^2) \frac{\lambda I_p}{E_m} \quad (23)$$

Trong đó:

$$I_p = \frac{(\sqrt{\pi})}{\beta_z} \quad (24)$$

- Đối với móng hình chữ nhật:

$$\rho = q_o(1 - \nu^2) \frac{BI_p}{E_m} \quad (25)$$

Trong đó:

$$I_p = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)^{1/2}}{\beta_z} \quad (26)$$

q_0 = Áp lực thẳng đứng ở đáy của diện tích chịu tải (MPa)

ν = Hệ số poisson

r = Bán kính của móng hình tròn hoặc bằng $B/2$ của móng vuông.

I_p = Hệ số ảnh hưởng xét đến độ cứng và kích thước của móng

E_m = Mô đun đàn hồi của khối đá (MPa)

β_z = Hệ số xét đến hình dạng móng và độ cứng

Giá trị I_p nên được tính với việc sử dụng giá trị β_z cho trong Bảng 13 đối với móng cứng. Khi mà không có kết quả thí nghiệm giá trị hệ số Poisson, đối với các loại đá điển hình, trị số này lấy theo Bảng 7. Xác định giá trị mô đun đá gốc E_m sẽ theo phương pháp hiện hành.

Độ lún cố kết và lún thứ cấp của các nền đá có kẹp vật liệu mềm hoặc vật liệu có đặc tính lún theo thời gian sẽ xác định theo các phương pháp qui định ở Điều 6.2.4.3.

6.2.5 Ổn định tổng thể

Phải kiểm soát ổn định tổng thể của móng nông với tổ hợp tải trọng sử dụng I và theo các qui định của các Điều 4.1 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này, Điều 5.2.3 tiêu chuẩn này và Điều 6.3.4 Phần 11 bộ tiêu chuẩn này.

6.2.6 Ứng suất chịu tải ở trạng thái giới hạn sử dụng

6.2.6.1 Các giá trị giới hạn sức kháng của nền ở trạng thái giới hạn sử dụng

Khi thiết kế cầu nhỏ, không có những số liệu khảo sát địa chất đủ chi tiết, có thể sử dụng các số liệu cho trong Bảng 14 để không chế ứng suất đáy móng chịu lực ở trạng thái giới hạn sử dụng.

CHÚ THÍCH:

Các giá trị ứng này là để giới hạn độ lún dưới 25mm và chỉ áp dụng với trạng thái giới hạn sử dụng

Bảng 14 - Giá trị giới hạn sức kháng cho móng nông ở trạng thái giới hạn sử dụng

Loại vật liệu chịu lực	Độ bền chắc tại vị trí	Sức kháng (MPa)	
		Biên độ thông thường	Giá trị khuyến nghị dùng
Các loại đá khối có tính thể do phun trào và biến chất : Granit, Diorit, Gnai, khối kết xi măng hóa (điều kiện chắc, có vết nứt rất nhỏ)	Rất cứng, đá chắc	5,7- 9,6	7,7
Đá biến chất dạng tấm: Đá phiến đen, đá phiến diệp thạch (điều kiện chắc, có vết nứt nhỏ)	Đá cứng	2,9-3,8	3,4
Đá trầm tích :Đá phiến sét xi măng hóa cứng, bột kết, cát kết, đá vôi không có hang caster	Đá cứng	1,4- 2,4	1,9
Loại đá phong hóa bất kỳ hoặc vỡ, trừ đá pha sét hàm lượng cao (đá phiến sét)	Độ cứng trung bình	0,77- 1,1	0,96
Đá phiến sét đặc chắc hoặc các loại đá pha sét hàm lượng cao ở điều kiện rắn chắc	Độ cứng trung bình	0,77-1,1	0,96
Các loại đất có cấp phối pha trộn hạt nhỏ và hạt thô tốt: tầng sét cứng, (GC)	Rất chặt	0,57- 1,1	0,96
Sỏi, cát lẫn sỏi, hỗn hợp sỏi cuội (GW, GP, SW, SP)	Rất chặt	0,57-0,96	0,67
	Độ chặt từ trung bình tới chặt	0,38-0,67	0,48
	Rời	0,19-0,57	0,29
Cát hạt thô tới hạt trung và cát với cuội nhỏ (SW, SP)	Rất chặt	0,38-0,57	0,38
	Chặt trung bình tới chặt	0,19-0,38	0,29
	xốp,	0,096-0,19	0,14
Cát hạt nhỏ đến hạt trung, đất phù sa hoặc cát pha sét hạt trung tới hạt thô	Rất chặt	0,29-0,18	0,29
	Trung bình-chặt	0,19-0,38	0,24
	xốp	0,096-0,19	0,14
Cát nhỏ, bụi hoặc cát pha sét hạt nhỏ đến trung (SP, SM, SC)	Rất chặt	0,29-0,18	0,29
	Trung bình-chặt	0,19-0,38	0,24
	xốp	0,096-0,19	0,14
Sét vô cơ đồng nhất, sét cát hay sét bùn (CL, CH)	Rất chặt	0,29- 0,57	0,38
	Trung bình-chặt	0,19-0,29	0,19
	xốp rời	0,048- 0,0960	0,048
Bùn vô cơ, bùn sét hoặc bùn cát, cát hạt nhỏ pha sét trầm tích (ML, MH)	sét quánh tới cứng	0,19-0,38	0,29
	sét trung bình tới sét quánh	0,096- 0,29	0,14
	Mềm	0,048-0,096	0,048

6.2.6.2 Phương pháp bán thực nghiệm xác định sức kháng nền

Sức kháng của nền đá sẽ được xác định bằng cách dùng tương quan thực nghiệm theo hệ thống phân loại nền đá RMR.

Nếu giá trị định lượng sức kháng nền đá được khuyến nghị cao hơn cường độ nền nở hông của đá hay cường độ danh định của bê tông thì sức kháng định lượng lấy theo giá trị nhỏ hơn giữa

cường độ nén nở hông của đá hay sức kháng danh định của bê tông. Sức kháng danh định bê tông lấy bằng $0,3f_c$.

6.3 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

6.3.1 Sức kháng nén của nền đất

6.3.1.1 Tổng quát

Sức kháng nén của nền đất dưới móng nông được xác định dựa trên cao độ dự kiến mực nước ngầm cao nhất ở vị trí đặt móng.

Sức kháng nén có triết giảm hệ số ở trạng thái giới hạn cường độ q_R xác định như sau:

$$q_R = \varphi_b q_n \quad (27)$$

Trong đó:

φ_b : Hệ số sức kháng quy định ở Điều 5.5.2.2

q_n : Sức kháng nén danh định (MPa)

Khi có tải trọng lệch tâm thì dùng các kích thước móng có hiệu L' và B' theo qui định trong Điều 6.1.3 thay cho các kích thước thực của móng L và B trong tất cả các Phương trình, Bảng và Hình vẽ liên quan đến sức kháng.

6.3.1.2 Xác định sức kháng nén của nền theo lý thuyết

6.3.1.2.1 Phương trình cơ sở

Sức kháng nén danh định của nền được xác định dựa trên các lý thuyết cơ học đất được chấp nhận và dựa trên các thông số đo được của đất. Các thông số của đất dùng trong tính toán đại diện cho cường độ kháng cắt của đất dưới tác dụng của tải trọng xem xét và các điều kiện dưới lớp bề mặt.

Sức kháng nén danh định của nền đất rời dưới móng nông được định lượng dựa trên giải tích ứng suất có hiệu và các thông số sức kháng đất có thoát nước.

Sức kháng nén danh định của nền đất dính dưới móng nông được định lượng theo giải tích ứng suất tổng cộng và các thông số sức kháng của đất không thoát nước. Trong trường hợp đất mềm yếu và giảm sức kháng theo thời gian, thì sức kháng của loại đất này phải được định lượng theo điều kiện của hằng tải (tải trọng thường xuyên lâu dài) dùng các giải tích ứng suất có hiệu và các thông số sức kháng của đất thoát nước.

Đối với móng nông đặt trên nền đất đầm chặt, sức kháng nén danh định của nền được định lượng bằng sử dụng một trong hai phân tích ứng suất tổng cộng hay ứng suất có hiệu, lấy theo kết quả an toàn hơn.

Trừ khi có ghi chú dưới đây, sức kháng danh định của lớp đất, tính bằng MPa, được xác định như sau:

$$q_n = cN_{cm} + (gpD_f N_{qm} C_{wq} \times 10^{-9}) + (0,5gpBN_{rm} C_{wq} \times 10^{-9}) \quad (28)$$

Trong đó:

$$N_{cm} = N_c s_c i_c \quad (29)$$

$$N_{qm} = N_q s_q d_q i_q \quad (30)$$

$$N_{rm} = N_r s_r i_r \quad (31)$$

ở đây:

g = gia tốc trọng trường (m/s^2)

c = Lực dính, lấy bằng sức kháng cắt không thoát nước (MPa)

N_c = Hệ số khả năng chịu ép thành phần lực dính, tra trong Bảng 17.

N_q = Hệ số khả năng chịu ép thành phần gia tải (nền đường), theo Bảng 17.

N_r = Hệ số khả năng chịu ép thành phần khối lượng riêng, theo Bảng 17.

ρ = Khối lượng riêng toàn phần (có độ ẩm) đất phía trên hoặc phía dưới chiều dày chịu lực của móng (kg/m^3)

D_f = Chiều sâu đặt móng (mm)

B = chiều rộng móng (mm)

C_{wq}, C_{w0} = Hệ số điều chỉnh xét đến vị trí của mực nước ngầm cho trong Bảng 18.

s_c, s_r, s_q = Hệ số điều chỉnh hình dạng móng cho trong Bảng 19.

d_q = Hệ số điều chỉnh xét đến sức kháng cắt dọc theo bề mặt phá hoại qua vật liệu đất rời ở phía trên mặt chịu lực như quy định trong Bảng 20.

i_c, i_r, i_q = Hệ số tải trọng nghiêng xác định theo các Phương trình 32 hoặc 33 và 34, 35 dưới đây.

Khi góc ma sát $\Phi_f = 0$

$$i_c = 1 - (nH/cBLN_c) \quad (32)$$

Khi góc ma sát $\Phi_f > 0$

$$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_q - 1)] \quad (33)$$

$$\text{Trong đó: } i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL \cot \phi_f)} \right]^n \quad (34)$$

$$i_r = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL \cot \phi_f)} \right]^{(n+1)} \quad (35)$$

$$n = [(2 + L/B) / (1 + L/B)] \cos^2 \theta + [(2 + B/L) / (1 + B/L)] \sin^2 \theta \quad (36)$$

Trong đó:

B : Chiều rộng móng (mm)

L : Chiều dài móng (mm)

H : Tải trọng phương ngang không hệ số (N)

V : Tải trọng thẳng đứng không hệ số (N)

(Góc của thành phần hình chiếu của phương lực trên mặt phẳng móng (độ))

Bảng 17- Các hệ số Khả năng chịu ép N_c (Prandtl 1921), N_q (Reissner, 1924) và N_γ (Vesic, 1975)

Φ_f	N_c	N_q	N_γ	Φ_f	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,0	0,0	23	18,1	8,7	8,2
1	5,4	1,1	0,1	24	19,3	9,6	9,4
2	5,6	1,2	0,2	25	20,7	10,7	10,9
3	5,9	1,3	0,2	26	22,3	11,9	12,5
4	6,2	1,4	0,3	27	23,9	13,2	14,5
5	6,5	1,6	0,5	28	25,8	14,7	16,7
6	6,8	1,7	0,6	29	27,9	16,4	19,3
7	7,2	1,9	0,7	30	30,1	18,4	22,4
8	7,5	2,1	0,9	31	32,7	20,6	26,0
9	7,9	2,3	1,0	32	35,5	23,2	30,2
10	8,4	2,5	1,2	33	38,6	26,1	35,2
11	8,8	2,7	1,4	34	42,2	29,4	41,1
12	9,3	3,0	1,7	35	46,1	33,3	48,0
13	9,8	3,3	2,0	36	50,6	37,8	56,3
14	10,4	3,6	2,3	37	55,6	42,9	66,2
15	11,0	3,9	2,7	38	61,4	48,9	78,0
16	11,6	4,3	3,1	39	67,9	56,0	92,3
17	12,3	4,8	3,5	40	75,3	64,2	109,4
18	13,1	5,3	4,1	41	83,9	73,9	130,2
19	13,9	5,8	4,7	42	93,7	85,4	155,6
20	14,8	6,4	5,4	43	105,1	99,0	186,5
21	15,8	7,1	6,2	44	118,4	115,3	224,6
22	16,9	7,8	7,1	45	133,9	134,9	271,8

Bảng 18 - Các hệ số C_{wq} và C_{wy} với các mực nước ngầm khác nhau

D_w	C_{wq}	C_{wy}
0,0	0,5	0,5
D_f	1,0	0,5
$> 1,5B + D_f$	1,0	1,0

Bảng 19 - Các hệ số điều chỉnh hình dạng s_c, s_y, s_q

Hệ số	Góc ma sát	Thành phần ảnh hưởng lực dính (S_c)	Thành phần ảnh hưởng trọng lượng riêng (S_y)	Thành phần ảnh hưởng đất đắp (S_q)
Hệ số hình dạng	$\Phi_f = 0$	$1 + \left(\frac{B}{5L}\right)$	1,0	1,0
	$\Phi_f > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L} \tan \phi_f\right)$

Bảng 20 - Hệ số điều chỉnh độ sâu d_q

Góc ma sát Φ_f (độ)	D_f / B	d_q
32	1	1,20
	2	1,30
	4	1,35
	8	1,40
37	1	1,20
	2	1,25
	4	1,30
	8	1,35
42	1	1,15
	2	1,20
	4	1,25
	8	1,30

Chỉ sử dụng hệ số điều chỉnh độ sâu khi đất ở phía trên cao độ của lớp đất chịu lực cũng rắn chắc như lớp đất phía dưới, nếu không, lấy hệ số điều chỉnh bằng 1,0

Có thể dùng nội suy tuyến tính cho các giá trị góc nội ma sát ở giữa các giá trị cho trong Bảng 19.

6.3.1.2.2 Sức kháng chịu cắt chọc thủng

Nếu có thể xảy ra phá hoại cắt cục bộ hoặc cắt chọc thủng thì xác định sức kháng nén danh định theo các thông số sức kháng cắt chiết giảm C^* và ϕ^* trong Phương trình 37 và 38. Các thông số chịu cắt chiết giảm được xác định như sau:

$$C^* = 0,67c \quad (37)$$

$$\phi^* = \tan^{-1} (0,67 \tan \Phi_f) \quad (38)$$

Trong đó :

C^* = Cường độ dính của đất với ứng suất có hiệu chiết giảm cho chịu cắt chọc thủng (MPa)

ϕ^* = Góc ma sát với ứng suất chiết giảm có hiệu cho chịu cắt chọc thủng (độ)

6.3.1.2.3 Sức kháng của móng đặt trên mái dốc

Khi móng đặt trên mái dốc hoặc gần mái dốc thì:

$$N_q = 0 \quad (39)$$

Trong Phương trình 27, N_c và N_q được thay thế bằng N_{cq} và $N_{\gamma q}$, tương ứng, trong các Hình 10 và 11. Trong Hình 10 hệ số ổn định mái dốc N_s được lấy như sau:

- Khi $B < H_s$

$$N_s = 0 \quad (40)$$

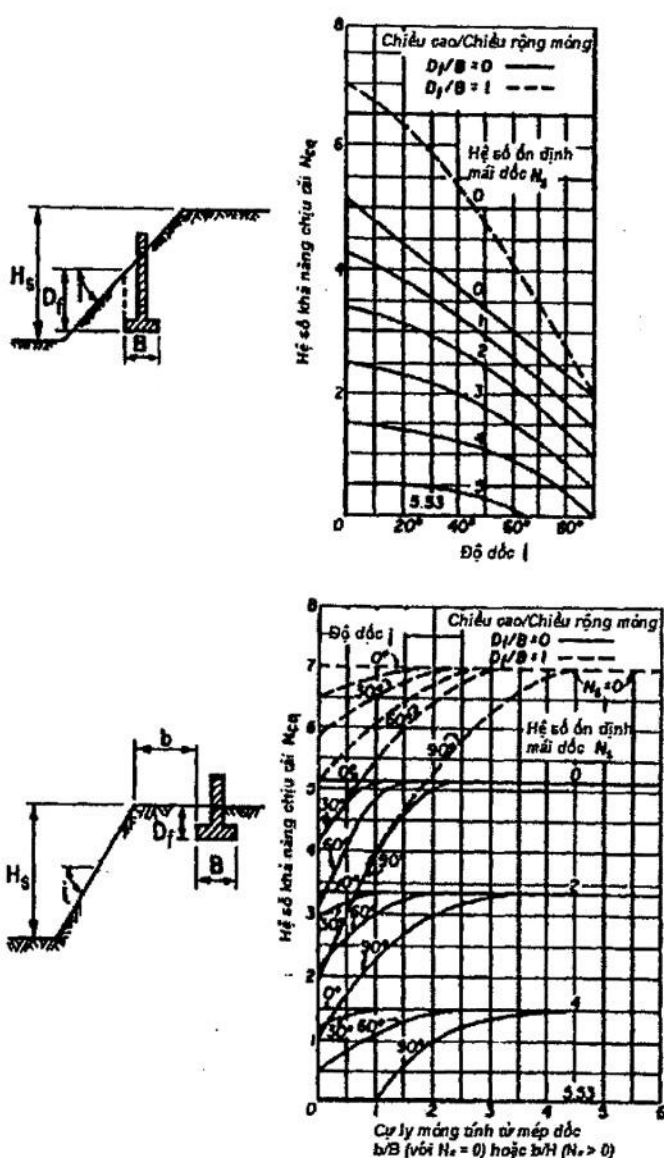
- Khi $B \geq H_s$

$$N_s = [g\gamma H_s/c] \times 10^{-9} \quad (41)$$

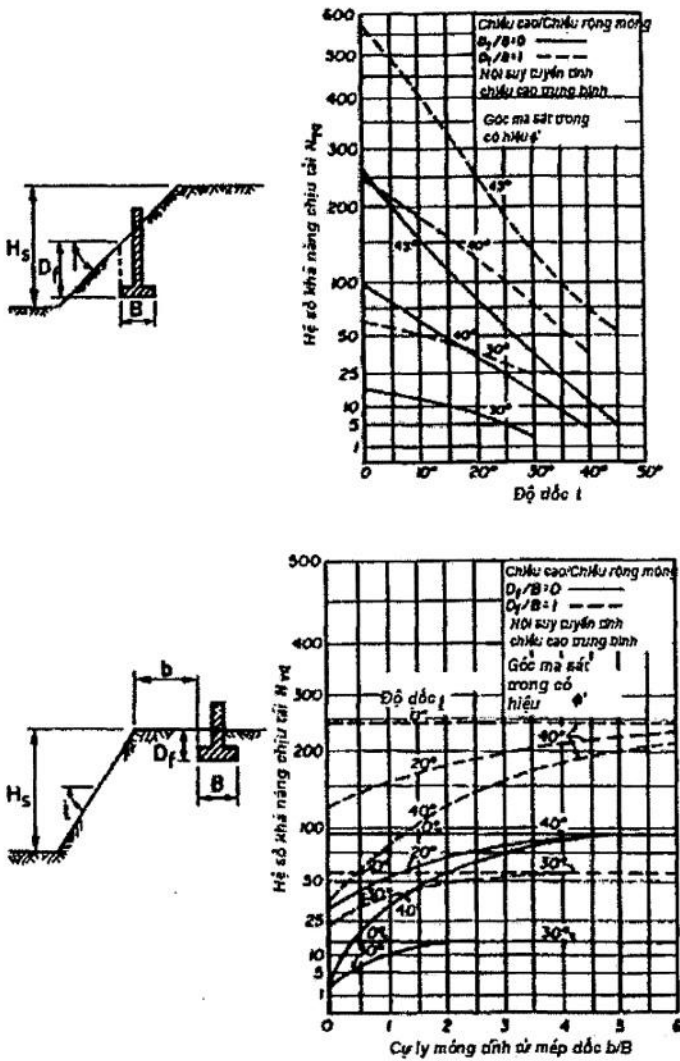
Trong đó:

B = Chiều dày móng (mm)

H_s = Chiều cao của khối đất có mái dốc (mm)



Hình 10 - Các hệ số điều chỉnh khả năng chịu tải của các móng trong đất dính và trên nền đất dốc hoặc kê giáp nền đất dốc theo MEYERHOF (1957).



Hình 11 - Các hệ số điều chỉnh khả năng chịu tải của các móng trong đất rời và trên nền đất dốc hoặc kê giáp nền đất dốc theo MEYERHOF (1957).

6.3.1.2.4 Chiều sâu giới hạn của lớp đất thứ hai để xác định móng đặt trên hai lớp đất

Khi mặt cắt địa chất có lớp đất thứ 2 nằm trong phạm vi khoảng cách H_{crit} dưới đáy móng có các tính chất cơ lý của đất khác với lớp đất phía trên, làm ảnh hưởng tới sức kháng cắt, thì sức kháng ép của nền đất có phân tầng này xác định theo các qui định tại các Điều 6.3.1.2.5 và 6.3.1.2.6 sau đây đề cập cho loại móng đặt trên hai lớp đất khác nhau. Cự ly H_{crit} tính bằng mm xác định như sau:

$$H_{CRIT} = \frac{3B \ln \left(\frac{q_1}{q_2} \right)}{2 \left[1 + \frac{B}{L} \right]} \quad (42)$$

Trong đó:

q_1 = Sức kháng chịu nén danh định của lớp đất phía trên trong mặt cắt địa chất 2 lớp với giả thiết chiều dày của lớp đất này là vô hạn (MPa)

q_2 = Sức kháng nén danh định của móng giả định có kích thước hình dáng đúng như móng thực tế nhưng đặt trên lớp đất thứ 2 (lớp đất phía dưới) của hệ thống có 2 lớp đất (MPa)

B = Bề rộng móng (mm)

L = Chiều dài móng (mm)

6.3.1.2.5 Sức kháng của móng đặt trên hai lớp đất chịu tải không thoát nước

Nơi nào móng đặt trên đất 2 lớp chịu tải không thoát nước, thì có thể xác định sức kháng nén danh định theo Phương trình 27 với các sửa đổi sau:

C_1 = Sức kháng cắt không thoát nước của lớp đất phía trên như miêu tả ở Hình 12.

$N_{cm} = N_m$ = Hệ số sức kháng như qui định dưới đây

$N_{qm} = 1,0$

Khi lớp chịu lực nằm trên lớp đất dính rắn, N_m có thể lấy theo biểu đồ ở Hình 13.

Khi lớp chịu lực nằm trên lớp đất dính mềm yếu thì giá trị N_m có thể xác định như sau:

$$N_m = \left(\frac{1}{\beta_m} + k s_c N_c \right) \leq s_c N_c \quad (43)$$

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \quad (44)$$

$$k = \frac{c_2}{c_1} \quad (45)$$

Trong đó :

β_m = Chỉ số chọc thủng

c_1 = Sức kháng cắt không thoát nước của lớp đất phía trên (MPa)

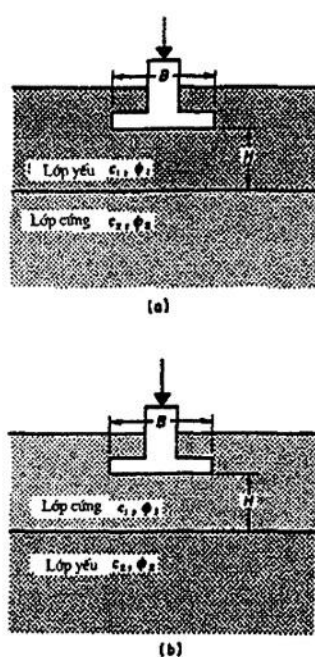
c_2 = Sức kháng cắt không thoát nước của lớp đất phía dưới (MPa)

H_{s2} = Khoảng cách từ đáy móng đến đến đỉnh của lớp đất thứ 2

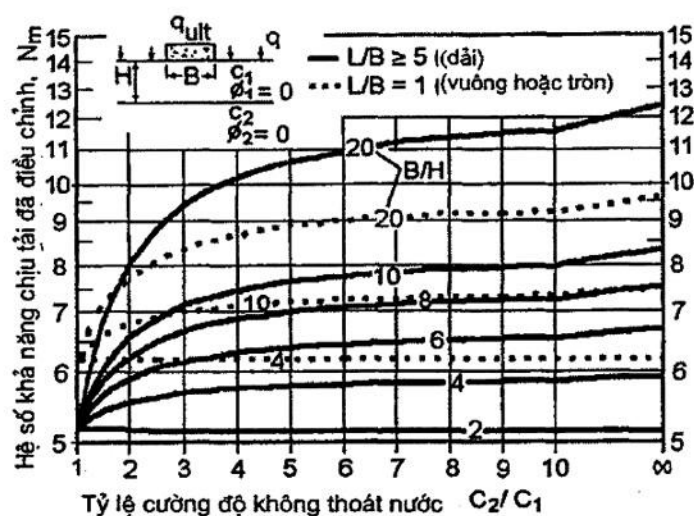
S_c = Hệ số điều chỉnh hình dạng xác định theo Bảng 19

N_c = Hệ số khả năng chịu ép được xác định ở đây.

N_{qm} = Hệ số khả năng chịu ép được xác định ở đây.



Hình 12- Mặt cắt 2 lớp đất

Hình 13- Hệ số điều chỉnh khả năng chịu nén, N_m , của 2 lớp đất dính với lớp đất mềm phủ trên lớp đất cứng, EPRI (1983)

6.3.1.2.6 Sức kháng của móng đặt trên hai lớp đất chịu tải thoát nước

Khi móng đặt trên nền 2 lớp đất chịu tải thoát nước, sức kháng nền danh định tính bằng MPa có thể xác định như sau:

$$q_n = \left[q_2 + \left(\frac{1}{K} \right) c_1' \cot \phi_1' \right] e^{2 \left[1 + \left(\frac{B}{L} \right) \right] K \tan \phi_1' \left(\frac{H}{B} \right)} - \left(\frac{1}{K} \right) c_1' \cot \phi_1' \quad (46)$$

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi_1'}{1 + \sin^2 \phi_1'} \quad (47)$$

Trong đó

c_1' = Sức kháng cắt của lớp đất phía trên như miêu tả ở Hình 12 (MPa)

q_2 = Sức kháng nén danh định của đất dưới móng giả định có kích thước và hình dáng như của móng đang xét nhưng đặt trên lớp đất thứ 2.

ϕ_1' = góc ma sát trong với ứng suất có hiệu của lớp đất phía trên (độ).

6.3.1.3 Các phương pháp bán thực nghiệm

Sức kháng nén danh định của đất dưới móng có thể xác định dựa trên kết quả thí nghiệm tại chỗ hoặc bằng quan sát sức kháng của các lớp đất tương tự. Việc sử dụng thí nghiệm tại chỗ và sự thể hiện của kết quả thí nghiệm cần phải xem xét cả kinh nghiệm tại chỗ. Các thí nghiệm tại chỗ sau có thể được dùng:

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn
- Thí nghiệm xuyên tĩnh

Sức kháng nén danh định của cát, tính bằng MPa, dựa trên kết quả SPT có thể xác định như sau:

$$q_n = (3,2 \times 10^{-5}) \bar{N}_{160} B \left(C_{wq} \frac{D_f}{B} + C_{wy} \right) \quad (48)$$

Trong đó:

$\bar{N}_{160}$ = Số nhát búa SPT trung bình hiệu chỉnh cho cả 2 yếu tố là chiều dày lớp đất và hiệu ứng có hiệu (số nhát búa/300mm) như qui định trong Điều 4.6.2.4. Số trung bình của nhát búa trên chiều dày trong phạm vi từ đáy móng tới chiều sâu bằng 1,5B bên dưới đáy móng.

B = Chiều rộng móng (mm)

C_{wq} , C_{wy} : Các hệ số điều chỉnh xét đến vị trí mực nước ngầm như qui định trong Bảng 18

D_f = Chiều sâu đặt móng tính đến đáy móng. (mm)

Sức kháng nén danh định, tính bằng MPa, của móng đặt trên đất rời dựa trên kết quả thí nghiệm CPT có thể tính như sau:

$$q_n = (8,2 \times 10^{-5}) \bar{q}_c B \left(C_{wg} \frac{D_f}{B} + C_{wy} \right) \quad (49)$$

Trong đó :

$\bar{q}_c$ = Sức kháng mũi côn trung bình trong một khoảng chiều sâu B bên dưới đáy móng (MPa)

B = Chiều rộng móng (mm)

C_{wg}, C_{wy} = Các hệ số điều chỉnh xét đến vị trí mực nước ngầm như qui định trong Bảng 18

D_f = Chiều sâu đặt móng tính đến đáy móng (mm)

6.3.1.4 Thí nghiệm bàn nén

Sức kháng nén danh định có thể được xác định bằng phương pháp thí nghiệm bàn nén, miễn là tiến hành khảo sát thích hợp để có thể xác định mặt cắt phân tầng lớp đất dưới móng. Thí nghiệm bàn nén cần thực hiện theo qui định AASHTO T235 Và ASTM D 1194.

Việc xác định sức kháng danh định chịu nén từ kết quả thí nghiệm bàn nén có được sử dụng cho các móng lân cận có mặt cắt địa chất tương tự.

6.3.2 Sức kháng nén của đá

6.3.2.1 Tổng quát

Các phương pháp dùng để thiết kế móng trên nền đá phải xem xét tình trạng của nền đá, hướng và sự không liên tục cũng như mức độ phong hóa của nền đá và các mặt cắt lớp đá khác tương tự như lớp đá tại vị trí xem xét.

Đối với nền đá rắn chắc, có thể áp dụng việc giải tích dựa trên cường độ nén 1 trục và RQD của đá. Đối với nền đá ít rắn chắc hơn cần phải khảo sát nghiên cứu chi tiết để xem xét ảnh hưởng của phong hóa, tình trạng của nền đá và các điều kiện không liên tục của nền đá.

Người thiết kế đánh giá độ bền chắc của nền đá bằng cả tính chất tự nhiên của đá nguyên dạng và hướng phân mảng, tình trạng không liên tục của toàn bộ nền đá. Khi không đánh giá độ bền chắc của nền đá được bằng kỹ thuật thì độ bền chắc của nền đá sẽ được đánh giá theo phân loại nền đá RMR (xem Phụ lục C).

6.3.2.2 Các phương pháp bán thực nghiệm

Sức kháng chịu nén danh định của nền đá nên xác định bằng đối chiếu thực nghiệm với hệ thống phân loại nền đá RMR. Các kinh nghiệm địa phương cần được xem xét khi sử dụng phương pháp này.

Ứng suất chịu nén chiết giảm theo hệ số của nền đá không được lấy lớn hơn ứng suất chịu nén chiết giảm theo hệ số của bê tông móng.

6.3.2.3 Phương pháp giải tích

Sức kháng chịu nén danh định của nền đá được xác định bằng các nguyên lý cơ học đá đã được xác lập dựa trên các thông số sức kháng của khối đá. Ảnh hưởng của mức độ không liên tục của nền đá tới dạng thức phá hoại của nền đá sẽ được xem xét.

6.3.2.4 Thử tải

Khi có điều kiện thích hợp, có thể dùng phương pháp thử tải để xác định sức kháng chịu nén danh định của móng trên đá.

6.3.3 Các giới hạn tải trọng lệch tâm

Độ lệch tâm của tải trọng theo trạng thái giới hạn cường độ, được tính với tải trọng có hệ số không được vượt quá:

- Một phần ba kích thước móng tương ứng B hoặc L đối với móng trên nền đất
- 0,45 của kích thước móng tương ứng B hoặc L đối với móng trên nền đá.

6.3.4 Sức kháng trượt

Phải kiểm soát ổn định trượt cho móng chịu lực ngang, lực nghiêng hay móng đặt trên sườn dốc.

Đối với móng đặt trên nền đất sét cần xem xét đến việc xuất hiện khe hở do co ngót giữa móng và đất. Khi có xét cả sức kháng cắt chống trượt của đất phía trước móng thì phải kiểm toán sự phá hoại của khối đất này.

Sức kháng chống trượt có chiết giảm hệ số, tính bằng đơn vị N, được xác định như sau:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_r R_r + \varphi_{ep} R_{ep} \quad (50)$$

Trong đó:

R_n = Sức kháng trượt danh định chống trượt (N)

φ_r = Hệ số sức kháng chịu cắt giữa đất và móng qui định trong Bảng 8.

R_v = Sức kháng trượt danh định giữa móng và đất (N)

R_{ep} = Sức kháng danh định bị động của đất có thể có trong thời gian tuổi thọ công trình (N)

φ_{ep} = Hệ số sức kháng của sức kháng bị động qui định trong Bảng 8

Nếu móng đặt trên đất rời thì sức kháng danh định chống trượt giữa móng và đất được tính như sau

$$R_r = V \tan \delta \quad (51)$$

Trong đó:

$\tan \delta = \tan \phi_r$ cho móng bê tông đổ tại chỗ trên đất

= 0,8 $\tan \phi_r$ cho bê tông lắp ghép trên đất

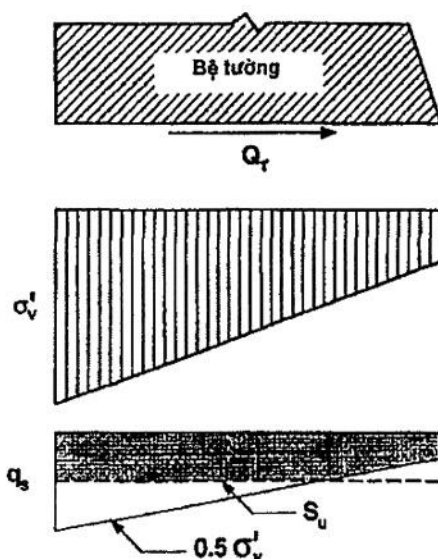
ở đây:

ϕ_r = Góc nội ma sát của đất có thoát nước (độ)

V = Tổng hợp lực đứng (N)

Đối với móng đặt trên đất sét, sức kháng trượt có thể lấy trị số nhỏ hơn trong hai trị số sau:

- Lực dính của đất hoặc
- Khi móng có lớp đệm bằng đất hạt đậm chặt dày ít nhất 150mm thì lấy bằng một nửa trị số ứng suất pháp trên bề mặt tiếp giáp giữa móng và đất như minh họa trên Hình 14 cho tường chắn.



CHÚ DẪN:

q_s = Sức kháng cắt đơn vị, lấy bằng S_u hoặc $0,5\sigma'_v$ trị số nào nhỏ hơn.

R_u = Sức kháng trượt danh định giữa móng và đất (N), biểu thị bằng phần diện tích bôi đen dưới biểu đồ q_s .

S_u = Sức kháng cắt của đất không thoát nước (MPa)

σ'_v = Ứng suất thẳng đứng có hiệu (MPa)

Hình 14 - Phương pháp xác định sức kháng trượt danh định cho tường trên đất sét.

6.4 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

6.4.1 Tổng quát

Thiết kế móng nông với trạng thái giới hạn đặc biệt là bao gồm các kiểm tra nhưng không nhất thiết phải giới hạn với:

- Sức kháng chịu nén

- Tải trọng lệch tâm (chịu lật)
- Trượt và
- Ổn định tổng thể

Các hệ số sức kháng lấy theo qui định ở Điều 5.5.3

6.4.2 Các giới hạn tải trọng lệch tâm

Với móng đặt trên nền đất hoặc đá không chế tải trọng lệch tâm trạng thái giới hạn đặc biệt không được vượt quá giới hạn qui định ở Điều 6.5 Phần 11 bộ tiêu chuẩn này.

Nếu hoạt tải làm giảm tải trọng lệch tâm ở trạng thái giới hạn đặc biệt I thì lấy trị số γ_{EQ} bằng 0,0.

6.5 THIẾT KẾ KẾT CẤU

Thiết kế kết cấu móng phải theo các qui định ở Phần 5 bộ tiêu chuẩn này.

Khi thiết kế kết cấu móng chịu lực lệch tâm phải dùng biểu đồ phân bố ứng suất ở đáy móng do tải trọng tính toán (với hệ số) là hình thang hoặc hình tam giác trong điều kiện trên nền đất và trên nền đá để tính toán

7 CỌC ĐÓNG

7.1 TỔNG QUÁT

7.1.1 Điều kiện lựa chọn móng cọc đóng

Cọc đóng sẽ được xem xét dùng trong những trường hợp sau:

- Khi mà kết cấu móng nông không thể đặt trên nền đất chắc chắn hoặc nền đá với giá thành hợp lý.
- Tại những nơi mà điều kiện chịu lực của đất cho phép dùng kết cấu móng nông như thông thường nhưng tiềm ẩn các nguy cơ xói, đất hóa lỏng và trượt ngang thì cũng dùng kết cấu móng cọc để tựa trên những lớp đất thích hợp sâu hơn như là biện pháp bảo vệ móng khỏi phá hoại bởi các nguy cơ nêu trên.
- Tại những vị trí có chỉ giới giải phóng mặt bằng bị hạn chế không gian, không cho phép đào hố móng cho kết cấu móng để.
- Nơi đất hiện có bị nhiễm bẩn bởi các vật liệu có hại, khi thi công hố móng cho móng nông phải bốc loại đất này bỏ đi hoặc.
- Nơi khi mà áp dụng kết cấu móng nông sẽ có nguy cơ gây ra độ lún quá cho phép.

7.1.2 Khoảng cách cọc tối thiểu, cự ly cọc đến mép bê cọc và chiều dài ngấp đầu cọc trong bê cọc

Cự ly tối thiểu từ tim cọc đến tim cọc không được nhỏ hơn 750 mm hoặc 2,5 lần đường kính cọc.

Cự ly từ mặt ngoài của cọc bất kỳ đến mặt ngoài gần nhất của bê cọc không được nhỏ hơn 225mm.

Đầu cọc sau khi đã loại bỏ các phần bê tông bị vỡ phải ngấp trong bê ít nhất là 300mm. Nếu có liên kết cọc với bê bằng cốt thép hoặc thép dự ứng lực thì đầu cọc ngấp vào trong bê ít nhất 150mm.

Trường hợp kết cấu xà mũ của trụ cọc nặng chống có dạng dầm bê tông cốt thép đổ tại chỗ, thì bê tông phủ của mặt bên cọc không nhỏ hơn 150 mm cộng với trị số sai số vị trí tim cọc cho phép. Khi cốt thép cọc neo vào trong xà mũ thỏa mãn các qui định của Điều 13.4.1 Phần 5 bộ tiêu chuẩn này thì đầu cọc có thể ngấp vào xà mũ nhỏ hơn 150 mm.

7.1.3 Cọc đóng qua nền đắp

Khi móng cọc ở vị trí nền đắp thì mũi cọc phải đóng vào sâu trong lớp đất gốc không nhỏ hơn 3000 mm trừ khi cọc gặp tầng đá hoặc đất chắc ở độ sâu nhỏ hơn trị số này.

Vật liệu đắp nền cần chọn lọc để không cản trở đóng cọc đạt tới độ sâu yêu cầu.

7.1.4 Cọc xiên

Khi đất xung quanh móng không thích hợp chịu lực ngang truyền vào móng hoặc khi cần tăng độ cứng cho toàn kết cấu thì nên xem xét bố trí cọc xiên trong móng. Nếu ở vị trí sẽ xuất hiện ma sát âm thì không bố trí cọc xiên. Nếu kết cấu ở trong vùng động đất mạnh mà bố trí cọc xiên thì phải xét đến hậu quả việc tăng độ cứng của móng lên đáng kể.

7.1.5 Các yêu cầu thiết kế cọc

Việc thiết kế cọc phải chú trọng giải quyết những vấn đề sau cho phù hợp:

- Sức kháng lực dọc trục danh định của cọc phải qui định trong hồ sơ thiết kế, loại cọc, kích thước nhóm cọc yêu cầu cần có để có sức kháng đỡ phù hợp và qui định phương thức xác định khả năng chịu lực dọc trục danh định của cọc tại hiện trường.
- Sự tương tác của nhóm cọc.
- Xác định khối lượng của cọc trên cơ sở xác định chiều sâu đóng cọc cần thiết để đáp ứng với sức chịu tải danh định của cọc và các yêu cầu thiết kế khác.
- Tối thiểu hóa chiều sâu đóng cọc cần thiết để thỏa mãn các yêu cầu chống nhổ cọc, xói, ma sát âm, lún, hóa lỏng, các lực tác dụng ngang và các điều kiện động đất.

- Biến dạng của móng để đáp ứng với chuyển vị được xác định liên quan tới các tiêu chuẩn hình thành kết cấu.
- Sức kháng danh định kết cấu móng cọc.
- Đánh giá khả năng đóng cọc để khẳng định rằng ứng suất do đóng cọc có thể chấp nhận được và số nhát búa có thể đạt được ở mức sức kháng nén danh định và với sức kháng đã định cần đạt tới cao độ mũi cọc tối thiểu, nếu có yêu cầu cao độ mũi cọc tối thiểu cần có một hệ thống búa đóng cọc phù hợp.
- Độ bền lâu dài của cọc trong khai thác, ví dụ như gỉ và các hao mòn hư hỏng.

7.1.6 Xác định tải trọng cọc

7.1.6.1 Tổng quát

Các tải trọng và hệ số tải trọng được dùng để thiết kế móng cọc sẽ phải theo qui định ở Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Các giả thiết tính toán để xác định tải trọng riêng biệt của các cọc được qui định ở Phần 4 bộ tiêu chuẩn này.

7.1.6.2 Lực kéo xuống

Xác định tải trọng kéo xuống do sức kháng ma sát âm theo các qui định của Điều 10.8 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

Khi cọc được đóng đến tầng chịu lực đất rắn hoặc đá việc thiết kế cọc bị khống chế bởi kết cấu, lực kéo xuống sẽ được xét ở trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt.

Đối với cọc ma sát mà mũi cọc có thể bị lún xuống, tải trọng kéo xuống sẽ được xem xét ở trạng thái giới hạn sử dụng, trạng thái giới hạn cường độ và giới hạn đặc biệt. Xác định độ lún của cọc và nhóm cọc theo Điều 7.2.

Sức kháng danh định của cọc để đủ khả năng chịu lực tác dụng của kết cấu và tải trọng kéo xuống phải được xác định chỉ bằng sức kháng ma sát dương và sức kháng mũi cọc kể từ phía dưới lớp đất thấp nhất chịu ảnh hưởng sức kháng ma sát âm và được tính như qui định của Điều 10.8 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

7.1.6.3 Lực nhổ do đất trương nở

Cọc được đóng vào đất trương nở sẽ phải đạt tới độ sâu vào lớp đất có độ ẩm ổn định để có thể có đủ lực neo chống lại sự nhổ lên. Phải hoạch định một khoảng không bên dưới bề cọc hoặc dầm nối các cọc đến mặt đất đủ cho lực kéo nhổ do đất trương nở tạo ra.

7.1.6.4 Kết cấu liên kết

Khi kết cấu móng cọc được đặt ở gần các kết cấu hiện có, cần phải xem xét ảnh hưởng của các kết cấu hiện có tới tính chất của kết cấu móng mới xây dựng và ảnh hưởng của móng mới tới móng hiện có bao gồm tác động của chấn động do đóng cọc.

7.2 THIẾT KẾ TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

7.2.1 Tổng quát

Thiết kế trạng thái giới hạn sử dụng của móng cọc bao gồm việc đánh giá độ lún do tĩnh tải, và lực kéo xuống nếu có, ổn định tổng thể, ép ngang và biến dạng ngang. Ổn định tổng thể của móng cọc cần phải được đánh giá trong các trường hợp:

- Móng cọc đóng qua nền đường
- Móng cọc đặt gần hoặc trong phạm vi mái dốc
- Có khả năng bị mất nền tựa cọc do xâm thực hoặc xói lở.
- Lớp đất chịu lực có trạng thái nghiêng đáng kể.

Các lực mất cân bằng ngang gây ra mất ổn định tổng thể hoặc ép ngang nên được giảm nhẹ bằng các biện pháp giữ ổn định, nếu có thể.

7.2.2 Các chuyển vị cho phép

Áp dụng các qui định của Điều 5.2.1

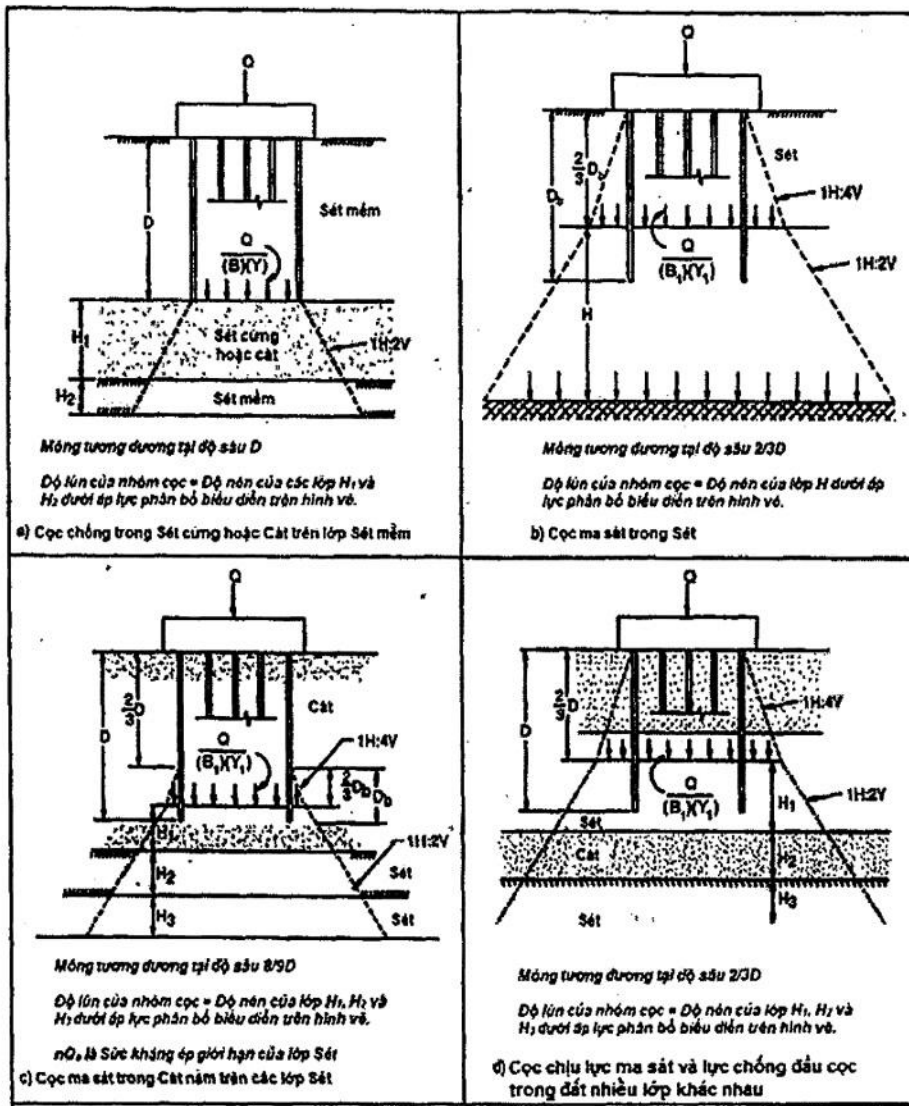
7.2.3 Tính lún

7.2.3.1 Móng tương đương

Để tính lún của một nhóm cọc sẽ giả thiết rằng tải trọng tác dụng trên một móng tương đương theo độ sâu cọc đóng vào trong đất chịu lực như qui định trong Hình 15 và 16.

Lún của nhóm cọc trong móng cọc sẽ được đánh giá cho cọc trong đất dính, đất bao gồm các lớp đất dính và cọc trong đất hạt rời tơi xốp. Tải trọng dùng để tính lún là tính tải thường xuyên tác dụng trên móng.

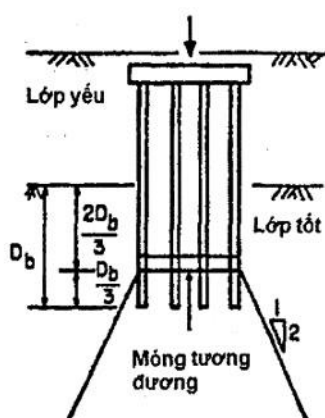
Khi dùng móng tương đương cho móng cọc không áp dụng chiết giảm kích thước của móng tương đương B' và L' như dùng thiết kế móng nông



Hình 15- Phân bố ứng suất bên dưới móng tương đương đối với nhóm cọc theo Hannigan và cộng sự (2006)

CHÚ DẪN:

- Diện tích mặt bằng hình bao của nhóm cọc = (B)(Y)
- Diện tích mặt bằng $(B_1)(Y_1)$ = Hình chiếu của diện tích (B)(Y) ở độ sâu phân bố áp lực
- Với bệ cọc tương đối cứng, phân bố áp lực giả định thay đổi với chiều sâu như trên
- Với bệ cọc mềm hoặc nhóm các bệ cọc nhỏ riêng lẻ, tính áp lực theo lý thuyết đàn hồi



Hình 16 - Vị trí móng tương đương theo Duncan và Buchignani (1976)

7.2.3.2 Tính độ lún của nhóm cọc trong đất dính

Dùng phương pháp xác định độ lún của móng nông để tính độ lún của nhóm cọc trong đất dính theo mô hình qui đổi ra móng tương đương như miêu tả trong Hình 15 và 16.

Độ lún của nhóm cọc trong đất rời có thể tính như sau:

$$\text{Khi có số liệu SPT} \quad \rho = \frac{30 q I \sqrt{B}}{N_{160}} \quad (52)$$

$$\text{Khi có số liệu CPT} \quad \rho = \frac{q B I}{24 q_c} \quad (53)$$

Trong đó:

$$I = 1 - 0,125 \frac{D'}{B} \geq 0,5 \quad (54)$$

Trong đó:

ρ = Độ lún của nhóm cọc (mm)

q = Áp lực tịnh của móng ở tại độ sâu $2D_b/3$ như chỉ trên Hình 15, áp lực này bằng tải trọng đặt ở đỉnh nhóm cọc không bao gồm trọng lượng cọc và đất ở giữa các cọc chia cho diện tích của móng tương đương (MPa).

B = Bề rộng của kích thước nhỏ nhất của nhóm cọc (mm)

I = Hệ số ảnh hưởng của sự chôn sâu có hiệu của nhóm cọc.

D' = Chiều sâu có hiệu lấy bằng $2D_b/3$ (mm)

D_b = Chiều sâu cọc ngập trong lớp đất tạo ra sức kháng cọc, như minh họa trên Hình 15 (mm)

N_{160} = Số nhát búa điều chỉnh theo cả hai yếu tố áp lực chiều sâu và hiệu ứng có hiệu của búa (số nhát búa/300mm) như qui định ở Điều 4.6.2.4

q_c = Sức kháng mũi côn tĩnh (MPa)

Ngoài ra các phương pháp khác dùng để tính lún trong đất rời như phương pháp Hough đã nêu trong Điều 6.2.4.2 cũng có thể dùng với phương pháp móng tương đương.

Trị số nhát búa SPT điều chỉnh hay sức kháng mũi côn phải lấy trị số trung bình trên chiều sâu bằng chiều rộng B của nhóm cọc phía dưới móng tương đương. Các phương pháp SPT hay CPT (Phương trình 52 hay Phương trình 53) chỉ dùng sự phân bố áp lực như biểu thị trên Hình 15 b và Hình 16.

7.2.4 Chuyển vị ngang của móng cọc

Cần phải đánh giá chuyển vị ngang của móng cọc do tác dụng của lực ngang. Tiêu chuẩn chuyển vị ngang theo qui định của Điều 5.2.1.

Việc xác định chuyển vị ngang của móng cọc phải dùng các phương pháp có xét đến sự tương tác giữa kết cấu với đất nền.

Chuyển vị ngang cho phép của cọc được xác định trên cơ sở chuyển vị tương thích giữa các bộ phận của kết cấu nghĩa là cọc với các liên kết cọc dưới tác dụng của tải trọng xem xét. Hiệu ứng sức kháng theo phương ngang do bệ ngập vào đất nền được xét khi đánh giá chuyển vị ngang.

Phải xem xét hướng của các mặt cắt ngang cọc không đối xứng khi tính độ cứng cọc theo phương ngang.

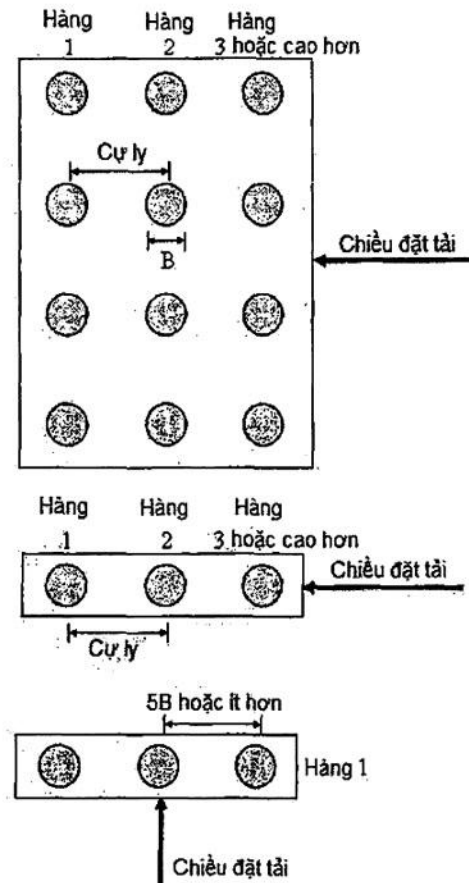
Có thể xác định sức kháng theo phương ngang của cọc bằng thí nghiệm nén tĩnh. Nếu tiến hành thí nghiệm nén tĩnh thì thực hiện theo qui định ASTM D 3966.

Hiệu ứng tương tác của nhóm cọc cần được xem xét khi đánh giá chuyển vị ngang của nhóm cọc. Khi dùng phương pháp giải tích P-y, giá trị của P phải nhân với giá trị hệ số P_m để xét đến hiệu ứng nhóm cọc. Giá trị của P_m cho trong Bảng 21.

Bảng 21 - Hệ số P_m xét đến sự ảnh hưởng cản ngang của hàng nhiều cọc

Khoảng cách giữa các tim cọc (theo hướng chịu lực)	Hệ số P_m		
	Hàng 1	Hàng 2	Hàng 3 hoặc hàng cao hơn
3B	0,8	0,4	0,3
5B	1,0	0,85	0,7

Hướng tải trọng và khoảng cách như miêu tả trên Hình 17. Nếu hướng tải trọng cho một hàng của các cọc vuông góc với hàng (chi tiết phía dưới của hình vẽ) thì chỉ sử dụng hệ số chiết giảm nhóm cọc nhỏ hơn 1 nếu khoảng cách giữa các cọc là 5B hoặc nhỏ hơn. Nghĩa là P_m có giá trị 0,8 khi khoảng cách giữa các cọc là 3B như trên Hình 17.

**Hình 17- Định nghĩa chiều đặt tải và cự ly cọc để xét hiệu ứng nhóm cọc**

7.2.5 Lún do tải trọng kéo xuống

Sức kháng danh định của cọc có thể chịu được tác dụng của các lực kết cấu cộng với lực kéo xuống phải xác định bằng cách chỉ xem xét ma sát dương phía dưới lớp đất thấp nhất tham gia gây ra lực kéo xuống và sức chống mũi cọc. Nói chung sức kháng có hệ số chiết giảm (sức kháng tính toán) theo đất nền sẽ lớn hơn lực tính toán tác dụng lên cọc kể cả lực kéo xuống ở trạng thái giới hạn sử dụng. Trong trường hợp sức kháng của cọc theo đất nền tính từ bên dưới lớp đất dưới cùng chịu lực kéo xuống không đủ, nghĩa là cọc ma sát chịu toàn bộ lực kéo xuống, kết cấu nên được thiết kế để chịu toàn bộ lượng lún do lực kéo xuống và các lực khác tác dụng.

Nếu sức kháng của cọc theo đất nền đủ chịu lực kéo xuống cộng với các lực kết cấu khác ở trạng thái giới hạn sử dụng, lượng biến dạng cần thiết để huy động sức kháng theo đất nền cần được xác định và kết cấu được thiết kế để cho phép chuyển vị đã lường trước.

7.2.6 Cọc chịu ép trôi ngang trong đất yếu

Mô cầu trên nền cọc đóng có lớp đất yếu, chịu tải trọng không cân bằng của đất đắp nền đường đầu cầu trên lớp đất yếu, cần phải được kiểm toán cọc chịu uốn do ép ngang.

7.3 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

7.3.1 Tổng quát

Khi thiết kế theo trạng thái giới hạn cường độ, những vấn đề sau cần phải được xác định

- Các tải trọng và các yêu cầu về sự làm việc
- Loại cọc, các kích thước và sức kháng chịu nén dọc trục của cọc
- Kích thước và bố trí nhóm cọc để đủ khả năng chịu lực của móng
- Xác định chiều dài cọc cung cấp cho tài liệu hợp đồng xây dựng để có cơ sở mời thầu.
- Độ chôn sâu tối thiểu nếu có yêu cầu điều kiện hiện trường và tải trọng xác định dựa trên chiều sâu lớn nhất cần có để đáp ứng các yêu cầu đặt ra qui định trong Điều 7.6.
- Sức kháng đóng cọc lớn nhất sẽ xuất hiện để đạt được độ chôn sâu tối thiểu yêu cầu, bao gồm ma sát của cả những lớp đất không đóng góp cho sức kháng dọc trục danh định lâu dài của cọc nghĩa là các lớp đất tạo ra lực kéo xuống hay lớp đất sẽ bị xói mất.
- Khả năng đóng được cọc đã chọn để đạt được sức kháng dọc trục danh định cần thiết hoặc độ chôn sâu tối thiểu với ứng suất đóng cọc có thể chấp nhận ở số búa thỏa mãn cho một đơn vị chiều dài hạ cọc, và
- Sức kháng danh định theo kết cấu của cọc và / hay nhóm cọc.

7.3.2 Cọc tựa trên đá

7.3.2.1 Tổng quát

Như áp dụng đối với sức kháng nén cọc, điều khoản này phải được xem xét áp dụng cho đá mềm, đá cứng và đất rất cứng như sét lẫn cuội mà chúng tạo cho cọc có sức kháng ép rất lớn với chiều sâu cọc xuyên rất nhỏ.

7.3.2.2 Cọc đóng vào đá mềm

Khi đá mềm có thể đóng xuyên cọc, thì việc thiết kế cọc xử lý như đối với đất theo qui định ở Điều 7.3.8.

7.3.2.3 Cọc đóng vào đá cứng

Sức kháng danh định của cọc đóng trên đá cứng, mũi cọc ngậm vào trong đá nhỏ sẽ bị khống chế bởi trạng thái giới hạn kết cấu. Sức kháng danh định của cọc thép không được vượt quá giá trị lấy theo Điều 9.4.1 Phần 6 bộ tiêu chuẩn này với hệ số sức kháng qui định trong Điều 5.4.2 và Điều 15 Phần 6 bộ tiêu chuẩn này với các điều kiện sử dụng của cọc đóng. Phải qui định tiêu chuẩn chấp thuận cho cọc đóng để ngăn ngừa sự hư hỏng cọc. Nên có đo động để quan trắc sự hư hỏng cọc.

7.3.3 Xác định chiều dài cọc cho tải liệu hợp đồng thi công

Các thông tin về điều kiện địa chất cùng với phương pháp giải tích (Điều 7.3.8.6), chương trình đóng cọc thử trước khi thi công (Điều 7.9) và/hoặc thí nghiệm thử tải cọc (7.3.8.2) sẽ được dùng để xác định chiều sâu ngàm cọc cho đạt được sức kháng danh định mong muốn nhằm xác định khối lượng thi công cọc cung cấp cho tài liệu hợp đồng. Nếu sử dụng các phương pháp giải tích, cần phải chú ý đến các sai lệch có thể xảy ra của bản thân phương pháp đã chọn khi xác định chiều sâu ngàm cọc để đạt được sức kháng danh định mong muốn. Phải xem xét đến kinh nghiệm đóng cọc tại địa phương khi lựa chọn phương pháp xác định khối lượng cọc. Nếu chiều sâu ngàm cọc yêu cầu để đạt được sức kháng danh định mong muốn nhỏ hơn chiều sâu ngàm cọc theo yêu cầu qui định của Điều 7.6 thì lấy chiều sâu ngàm tối thiểu theo yêu cầu qui định ở Điều 7.6 làm cơ sở xác định khối lượng cọc cung cấp cho tài liệu hợp đồng.

7.3.4 Sự thay đổi sức kháng dọc trục danh định sau khi đóng cọc.

7.3.4.1 Tổng quát

Cần phải xem xét khả năng thay đổi sức kháng dọc trục danh định của cọc sau khi kết thúc công việc thi công cọc. Cần xem xét đến hiệu ứng hóa mềm hoặc ép chặt của đất khi xác định sức

kháng dọc trục danh định của cọc khi hạ vào các lớp đất có hiện tượng nêu trên.

7.3.4.2 Thay đổi sức kháng cọc do đất bị hóa mềm

Sự hóa mềm của đất khi đóng cọc làm giảm sức kháng dọc trục danh định của cọc theo đất nền. Nếu đất ở vị trí cọc có khả năng hóa mềm thì đợi sau một thời gian đủ cho việc hóa mềm hồi phục phải tiến hành thử cọc bằng đóng vố lại cọc.

7.3.4.3 Thay đổi sức kháng cọc do đất bị nén chặt

Sự nén chặt của đất khi đóng cọc làm tăng sức kháng dọc trục danh định của cọc. Khi xét đến tình trạng nén chặt của đất làm tăng sức kháng của cọc thì phải đánh giá sức kháng cọc do ảnh hưởng sự nén chặt đất bằng cách thử cọc đóng vố lại cọc sau thời gian nghỉ phù hợp với từng loại đất.

7.3.5 Hiệu ứng của nước ngầm và lực đẩy nổi.

Sức kháng dọc trục danh định phải được xác định có xét đến tồn tại của mực nước ngầm bằng cách tính ứng suất có hiệu dọc theo mặt bên và ở đầu mũi cọc. Hiệu ứng của áp lực thủy tĩnh phải được xem xét trong thiết kế.

7.3.6 Xói

Phải xét đến tác dụng của xói khi lựa chọn độ sâu chôn cọc và sức kháng cọc danh định khi đóng. Móng cọc phải được thiết kế sao cho sự chôn sâu của cọc sau khi xói với giá trị xói thiết kế đảm bảo sức kháng nén và sức kháng chịu lực ngang danh định theo yêu cầu.

Móng cọc phải được thiết kế chịu lực và trôi trong mùa lũ cùng với các lực khác tác dụng vào móng.

7.3.7 Lực kéo xuống

Móng cọc cần được thiết kế sao cho sức kháng tính toán theo đất nền của cọc lớn hơn tải trọng tính toán tác dụng lên cọc kể cả lực kéo xuống do ma sát âm ở trạng thái giới hạn cường độ. Sức kháng danh định của cọc để chịu lực tác dụng vào kết cấu cộng với lực kéo xuống phải được xác định bằng cách chỉ xét đến ma sát dương từ phía dưới lớp đất thấp nhất tham gia vào việc tạo ra ma sát âm và lực chống mũi cọc. Móng cọc được thiết kế để kết cấu chịu được lực tác dụng vào kết cấu cộng với lực kéo xuống.

Trong trường hợp không có được sức kháng theo đất nền ở phía dưới lớp đất tham gia tạo lực kéo xuống đủ lớn nghĩa là ma sát thành bên cọc chịu toàn bộ lực kéo xuống hoặc là có thể tiên đoán được có biến dạng lớn được huy động sức kháng theo đất nền cần thiết tham gia chịu lực

tính toán tác dụng kể cả lực kéo xuống, thì kết cấu cần được thiết kế để cho phép lún do ma sát âm và các lực tác dụng khác như qui định ở Điều 7.2.5.

7.3.8 Xác định sức kháng chịu nén danh định theo đất nền của cọc

7.3.8.1 Tổng quát

Sức kháng chịu nén danh định của cọc nên được xác minh lại tại hiện trường trong quá trình hạ cọc, thử tĩnh, thử động, phương pháp phương trình sóng hoặc công thức động. Lựa chọn hệ số sức kháng cho thiết kế dựa vào phương pháp tiến hành xác minh sức kháng chịu nén của cọc tại hiện trường như qui định ở Điều 5.5.2.3. Cọc đóng thử phải được đóng tới độ chối với số nhát búa tối thiểu xác định từ kết quả thử tải trọng tĩnh, thử động, hoặc các công thức giải tích trừ khi có độ ngầm sâu hơn theo yêu cầu cọc chịu nhỏ để phòng xói, chịu lực ngang hoặc các yêu cầu khác như qui định ở Điều 7.6. Nếu xác định được việc thử tải trọng tĩnh không khả thi, và các phương pháp thử động không thích hợp cho việc xác minh sức kháng danh định của cọc tại hiện trường thì cọc phải được đóng đến cao độ mũi cọc xác định theo giải tích và đáp ứng các trạng thái giới hạn khác như yêu cầu của Điều 7.6

7.3.8.2 Xác định sức kháng của cọc bằng thí nghiệm tải trọng tĩnh

Khi xác định sức kháng dọc trục danh định của cọc bằng phương pháp thí nghiệm tải trọng tĩnh thì việc thí nghiệm cọc không được tiến hành sớm hơn 5 ngày sau khi cọc thử được đóng xong. Các bước thí nghiệm cọc phải theo qui định của TCVN 9393: 2012 đối chiếu với Tiêu chuẩn ASTM D1143, và đặt tải theo phương pháp thử tải trọng nhanh trừ khi các số liệu Tải trọng- Biến dạng lâu dài cần thiết, trong trường hợp này sẽ dùng phương pháp đặt tải chuẩn.

Trừ khi có chỉ dẫn, sức kháng dọc trục danh định của cọc phải xác định từ các số liệu thí nghiệm như sau:

- Đối với cọc có đường kính (cạnh của cọc vuông) bằng 600 mm hoặc nhỏ hơn theo phương pháp Davisson.
- Đối với cọc có đường kính (cạnh của cọc vuông) lớn hơn 900mm, có chuyển vị ở đầu cọc S_f (mm) được xác định theo Phương trình 55.
- Đối với cọc có đường kính lớn hơn 600mm và nhỏ hơn 900mm thì xác định sức kháng danh định của cọc theo giá trị nội suy tuyến tính giữa các giá trị xác định theo tiêu chuẩn cọc 600mm và cọc 900mm.

$$s_f = \frac{QL}{AE} + \frac{B}{2,5} \quad (55)$$

Trong đó:

Q : Tải trọng thử (N)

L : Chiều dài cọc (mm)

A : Diện tích mặt cắt ngang của cọc (mm^2)

E : Mô đun đàn hồi của cọc (MPa)

B : Đường kính của cọc (cạnh đối với cọc vuông) (mm)

Tiêu chuẩn đóng cọc sẽ được thiết lập trên cơ sở xem xét kết quả thử tải trọng tĩnh

7.3.8.3 Xác định sức kháng của cọc bằng thí nghiệm động

Thí nghiệm động phải được tiến hành theo các bước qui định trong ASTM D 4945. Khi cần thiết, thí nghiệm động sẽ thực hiện bằng cách vỗ lại cọc do đánh giá điều kiện đất nền cho thấy có thay đổi sức kháng một cách đáng kể theo thời gian vì đất hóa mềm hay nén chặt. Sức kháng dọc trục danh định của cọc được xác định bằng giải tích tín hiệu ghi được của số liệu thí nghiệm cọc động, nếu thí nghiệm động được thiết lập cho tiêu chuẩn đóng cọc.

7.3.8.4 Xác định sức kháng của cọc bằng phân tích phương trình sóng

Nếu dùng phân tích phương trình sóng để thiết lập tiêu chuẩn đóng cọc, thì việc phân tích phương trình sóng phải dựa trên hệ cọc và búa đóng dùng để hạ cọc.

Nếu phân tích phương trình sóng dùng để xác định sức kháng danh định của cọc thì tiêu chuẩn đóng cọc (số nhát búa) có thể lấy ở thời điểm cuối quá trình đóng cọc (EOD) hoặc là khởi đầu của quá trình vỗ lại (BOR). Phương pháp vỗ lại cọc được dùng ở những nơi mà đất có khả năng thay đổi sức kháng đáng kể khi đóng cọc. Khi thực hiện BOR, thì trước khi vỗ cọc cần sấy búa trước khi vỗ lại và phải đếm số nhát búa ở 25mm xuyên cọc đầu tiên với độ chính xác cao nhất có thể.

Nếu phương pháp phân tích phương trình sóng dùng để đánh giá khả năng hư hại cọc, ứng suất đóng cọc không được vượt quá giá trị qui định ở Điều 7.8, với hệ số sức kháng theo qui định ở Bảng 9. Số nhát búa cần thiết để có được sức kháng lớn nhất dự đoán của cọc đóng phải nhỏ hơn giá trị lớn nhất tính theo qui định của Điều 7.8.

7.3.8.5 Xác định sức kháng của cọc bằng công thức động

Nếu dùng công thức động để thiết lập tiêu chuẩn đóng cọc thì dùng công thức sau để xác định sức kháng danh định của cọc đo được trong quá trình đóng cọc:

$$R_{ndr} = 211\sqrt{E_d} \log_{10}(10N_b) - (4,45 \times 10^5) \quad (56)$$

Trong đó :

R_{ndr} = Sức kháng danh định của cọc đo được khi đóng cọc (N)

E_d = Năng lượng búa phát sinh. Đó là động năng của quả búa khi va chạm một nhát búa.

Nếu không đo được tốc độ của quả búa thì có thể lấy bằng thế năng của quả búa ở chiều cao nâng lấy bằng tích của chiều cao nâng với trọng lượng quả búa (mm.N)

N_b = Số nhát búa để cọc xuyên vào đất vĩnh viễn 25mm (số nhát búa/25mm)

Có thể sử dụng công thức Thông tin kỹ thuật công trình đã được cập nhật để tính sức kháng danh định của cọc. Sức kháng danh định của cọc xác định theo công thức này có thể tính như sau:

$$R_{ndr} = \frac{E_d}{s + 2,5} \quad (57)$$

Trong đó:

R_{ndr} = Sức kháng danh định của cọc đo được khi đóng cọc (N)

E_d = Năng lượng búa phát sinh. Đó là động năng của quả búa khi va chạm một nhát búa. Nếu không đo được tốc độ của quả búa thì có thể lấy bằng thế năng của quả búa ở chiều cao nâng lấy bằng tích của chiều cao nâng với trọng lượng quả búa (mm.N)

S = Độ chối của cọc (mm)

Nếu công thức động khác với các công thức nêu trên được dùng thì phải hiệu chỉnh dựa trên kết quả thử tải đo được để có được hệ số sức kháng thích hợp.

Nếu không thực hiện việc phân tích đóng cọc cho cọc thép thì ứng suất thiết kế phải được không chế như qui định trong Điều 6.15.2 Phần 6 bộ tiêu chuẩn này.

Không dùng công thức động khi sức kháng danh định vượt quá $2,5 \times 10^6$ N.

7.3.8.6 Xác định sức kháng của cọc bằng phân tích tĩnh học theo đất nền

7.3.8.6.1 Tổng quát

Khi sử dụng phương pháp phân tích tĩnh học để xác định tiêu chuẩn hạ cọc, nghĩa là khả năng chịu lực nén của cọc, thì lấy sức kháng danh định của cọc nhân với hệ số ở trạng thái giới hạn cường độ, trong đó hệ số sức kháng lấy theo Bảng 9 tùy theo phương pháp được dùng để tính sức kháng danh định của cọc. Sức kháng tính toán cọc R_R được xác định như sau:

$$R_R = \varphi R_n \quad (58)$$

Hoặc

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{sta} R_p + \varphi_{sta} R_s \quad (59)$$

Trong đó :

$$R_p = q_p A_p \quad (60)$$

$$R_s = q_s A_s \quad (61)$$

Với φ_{sta} : Hệ số sức kháng nén của cọc đơn được quy định tại Điều 5.5.2.3

- R_p = Sức kháng chống mũi cọc (N)
 R_s = Sức kháng ma sát thành bên cọc (N)
 q_p = Sức kháng chống đơn vị mũi của cọc (MPa)
 q_s = Sức kháng ma sát đơn vị thành bên cọc (MPa)
 A_s = Diện tích bề mặt thành bên cọc (mm^2)
 A_p = Diện tích mũi cọc (mm^2)

Cả 2 phương pháp ứng suất tổng cộng và ứng suất có hiệu đều có thể sử dụng được miễn là cho ra các thông số cường độ đất phù hợp. Hệ số sức kháng cho thành phần ma sát thành bên và thành phần sức chống mũi cọc khi tính theo các phương pháp này được qui định ở Bảng 9.

7.3.8.6.2 Sức kháng ma sát thành bên cọc theo Phương pháp α

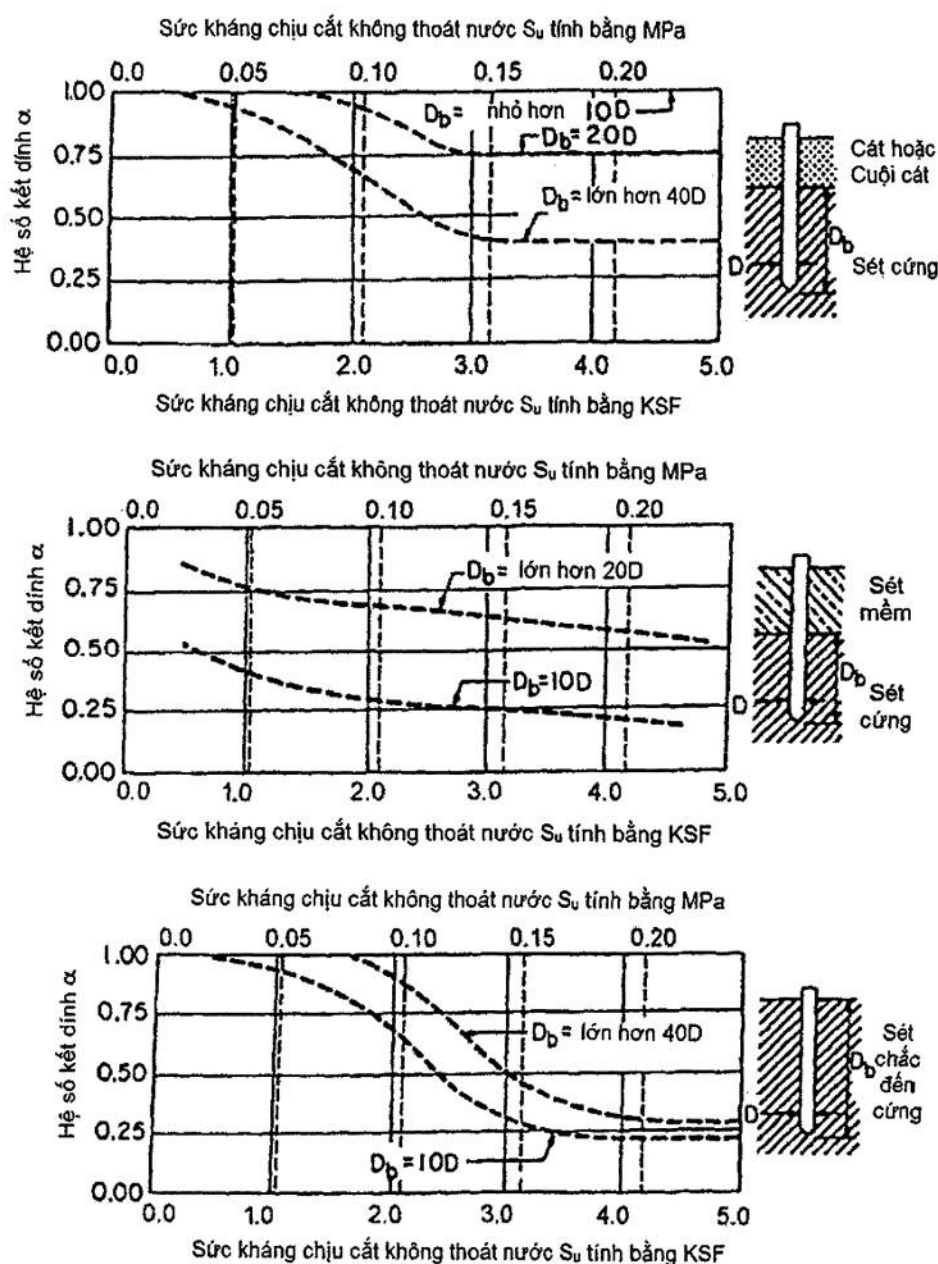
Phương pháp α , dựa vào ứng suất tổng cộng, có thể sử dụng tương quan độ kết dính của cọc và đất sét với sức kháng không thoát nước của đất sét. Đối với phương pháp này, sức kháng ma sát đơn vị danh định, tính bằng MPa, sẽ được tính theo Phương trình:

$$q_s = \alpha S_u \quad (62)$$

Trong đó:

- S_u = Sức kháng chịu cắt không thoát nước (MPa)
 α = Hệ số kết dính áp dụng cho S_u

Hệ số kết dính trong phương pháp này, α , được tính theo sự biến đổi tương ứng của giá trị sức kháng không thoát nước, S_u , như được thể hiện trên biểu đồ ở Hình 18.



Hình 18 - Đường cong thiết kế biểu thị Hệ số kết dính của cọc đóng vào tầng đất sét theo Tomlinson (1980)

7.3.8.6.3 Sức kháng ma sát thành bên cọc theo Phương pháp β

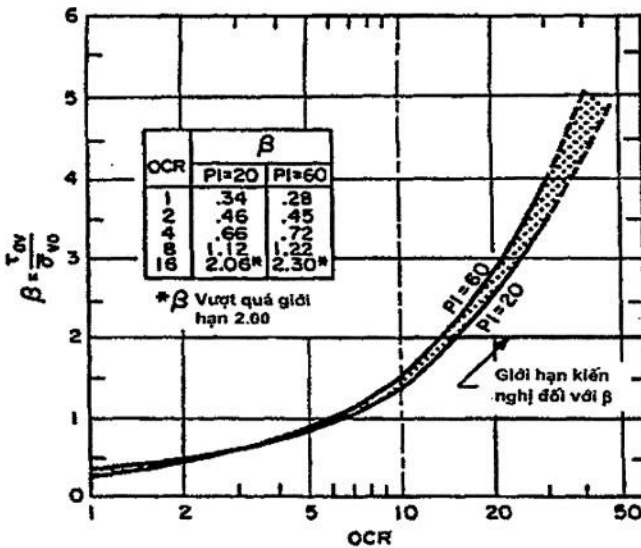
Phương pháp β , dựa trên ứng suất có hiệu, có thể được sử dụng để tính ma sát thành bên của cọc hình lăng trụ. Ma sát thành bên đơn vị danh định trong phương pháp này, được tính bằng MPa, có liên quan đến ứng suất có hiệu trong đất như sau:

$$q_s = \beta \sigma'_v \quad (63)$$

Trong đó:

σ'_v = ứng suất có hiệu thẳng đứng (MPa)

β = hệ số lấy theo biểu đồ trên Hình 19



Hình 19 - Hệ số β theo OCR của cọc chiếm chỗ (đẩy đất ra hai bên), theo Esrig và Kirby (1979)

7.3.8.6.4 Sức kháng ma sát thành bên cọc theo Phương pháp λ

Phương pháp λ , dựa trên cơ sở mối quan hệ ứng suất có hiệu (mặc dù nó bao hàm các thông số ứng suất tổng cộng), tới áp lực đất bị động và từ đó tới hệ ma sát thành bên đơn vị. Theo đó, ma sát thành bên đơn vị tính bằng MPa sẽ được tính theo Phương trình:

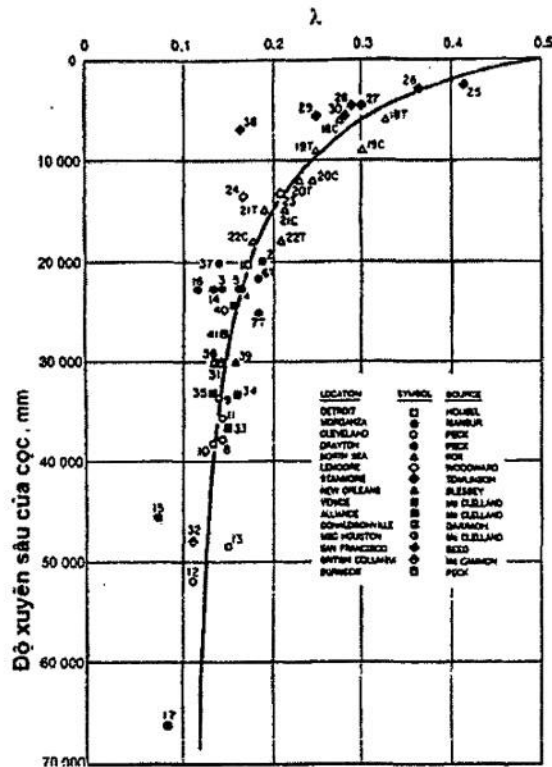
$$q_s = \lambda (\sigma'_v + 2S_u) \quad (64)$$

Trong đó:

$\sigma'_v + 2S_u$ = Áp lực đất bị động phương ngang (MPa)

σ'_v = Ứng suất có hiệu theo phương thẳng đứng tại điểm giữa lớp đất xem xét (MPa)

λ = Hệ số thực nghiệm lấy theo Hình 20



Hình 20 - Hệ số λ của cọc ống đóng, theo Vijayvergiya và Focht (1972)

7.3.8.6.5 Sức kháng mũi cọc trên nền đất kết dính

Sức kháng mũi cọc đơn vị danh định trong môi trường đất sét bị bão hòa, tính bằng MPa, được xác định theo Phương trình:

$$q_p = 9S_u \quad (65)$$

Trong đó:

S_u = Sức kháng chịu cắt không thoát nước của đất sét xung quanh mũi cọc (MPa)

7.3.8.6.6 Sức kháng chịu nén của cọc theo Phương pháp Nordlund/Thurman trong môi trường đất rời

Phương pháp ứng suất có hiệu này chỉ được áp dụng với cát, cát bột không pha sét và sỏi cuội.

- Sức kháng ma sát thành bên

Sức kháng ma sát thành bên đơn vị danh định, q_s , tính bằng MPa, được xác định theo Phương trình sau:

$$q_s = K_s C_F \sigma'_v \frac{\sin(\delta + \omega)}{\cos \omega} \quad (66)$$

Trong đó:

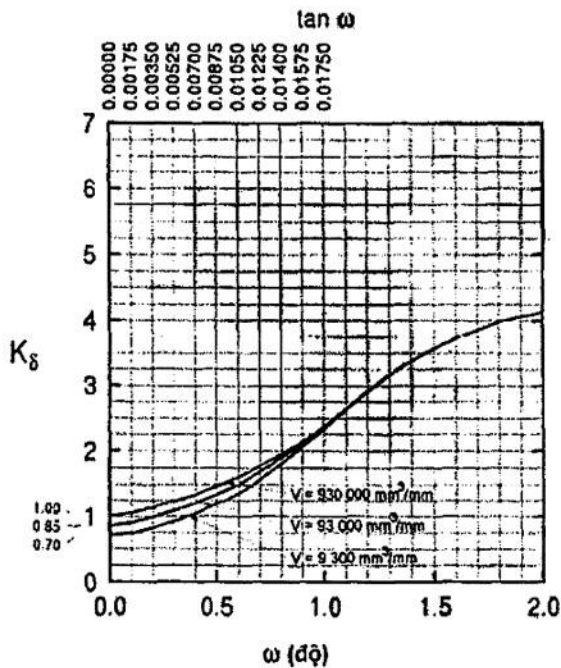
K_0 = Hệ số áp lực đất nằm ngang tại điểm giữa lớp đất đang xét theo các Hình 21 đến Hình 24

C_F = Hệ số điều chỉnh cho K_0 khi $\delta \neq \phi_n$, theo Hình 25

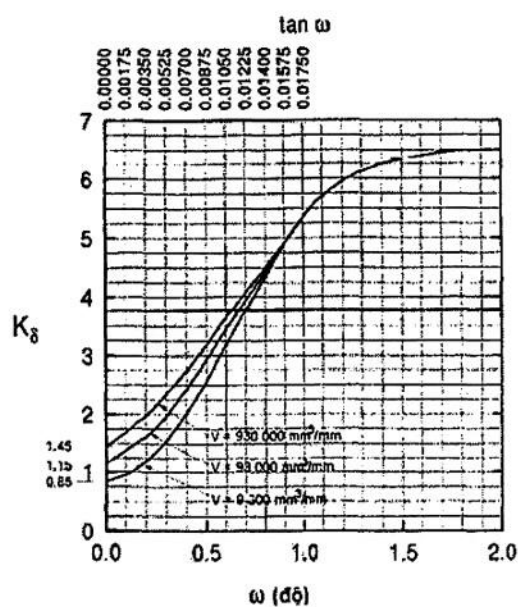
σ'_v = Ứng suất có hiệu do lớp đất phủ phía trên tại điểm giữa lớp đất đang xét (MPa)

δ = Góc ma sát giữa cọc và đất lấy theo Hình 26 (độ)

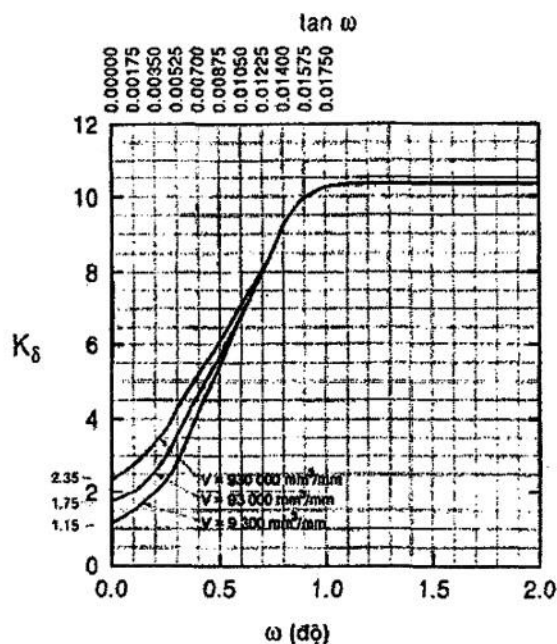
ω = Góc nghiêng của cọc so với phương thẳng đứng (độ)



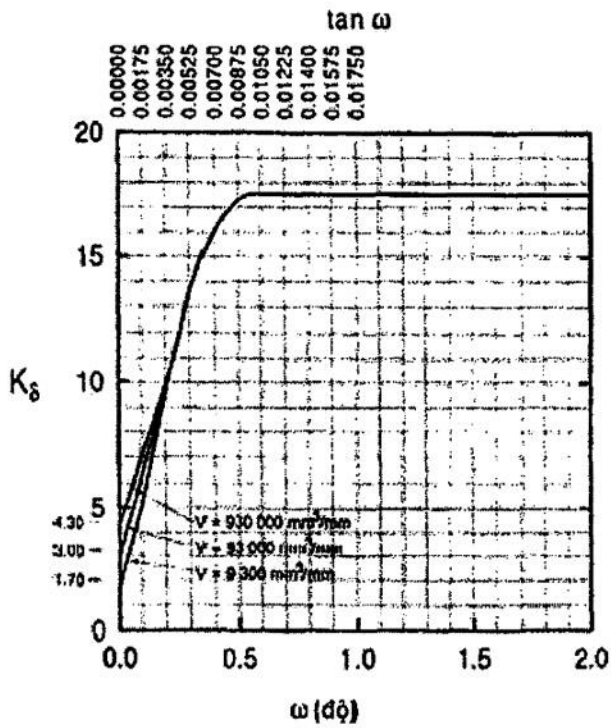
Hình 21 - Đường cong thiết kế tính K_δ cho cọc khi $\Phi_r = 25^\circ$ (Hannigan và cộng sự, 2005, theo Nordlund, 1979)



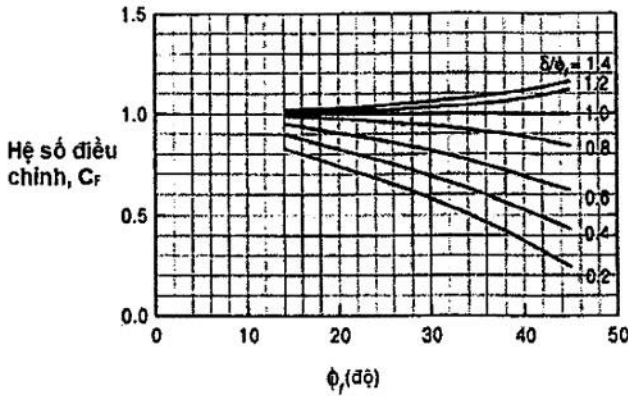
Hình 22 - Đường cong thiết kế tính K_δ cho cọc khí $\Phi_r=30^\circ$ (Hannigan và cộng sự, 2005, theo Nordlund, 1979)



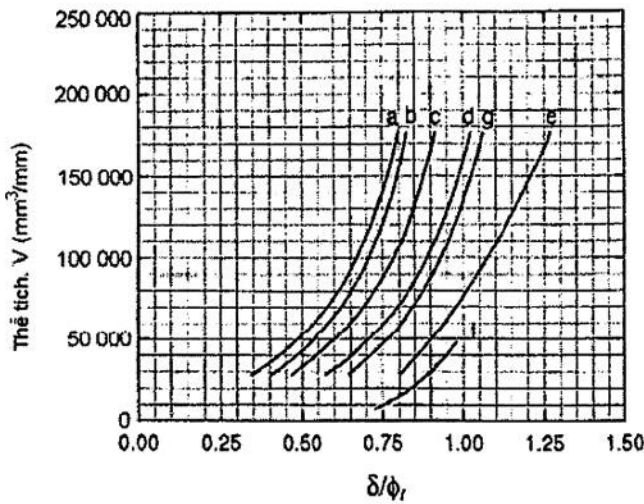
Hình 23 - Đường cong thiết kế tính K_δ cho cọc khí $\Phi_r=35^\circ$ (Hannigan và cộng sự, 2005, theo Nordlund, 1979)



Hình 24 - Đường cong thiết kế tính K_δ cho cọc khí $\Phi_r=40^\circ$ (Hannigan và cộng sự, 2005, theo Nordlund, 1979)



Hình 25 - Hệ số điều chỉnh tính K_δ cho cọc khi $\delta \neq \Phi_r$ (Hannigan và cộng sự, 2005, theo Nordlund, 1979)



CHÚ DẪN:

- a = cọc ống bê tông bịt đáy d – cọc Raymond vát từng đoạn e – cọc Raymond vát đều
 b = cọc gỗ f – cọc H
 c = cọc bê tông đúc sẵn g – cọc ống vát đều

Hình 26 - Mối quan hệ giữa δ/Φ_r và thể tích chiếm đất V của các dạng cọc khác nhau (Hannigan và cộng sự, 2005, theo Nordlund, 1979)

- Sức kháng mũi cọc

Sức kháng mũi cọc đơn vị danh định q_p , tính bằng đơn vị MPa, theo phương pháp của Nordlund/Thurman được xác định theo Phương trình sau:

$$q_p = \alpha_t N'_q \sigma'_v \leq q_L \quad (67)$$

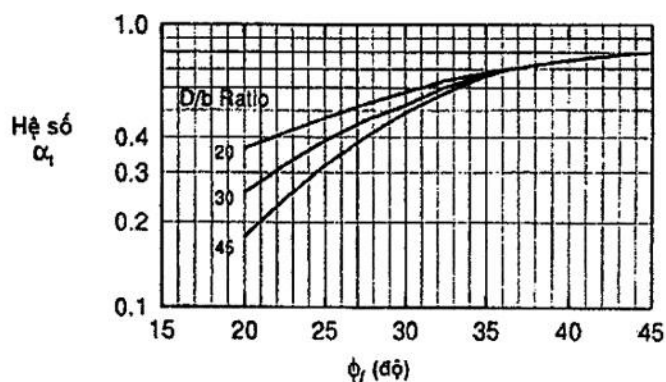
Trong đó:

α_f = Hệ số lấy theo biểu đồ trên Hình 27

N'_q = Hệ số khả năng chịu lực lấy theo biểu đồ trên Hình 28

σ'_v = Ứng suất có hiệu do lớp đất phủ phía trên tại chân cọc (MPa) ≤ 0.15 MPa

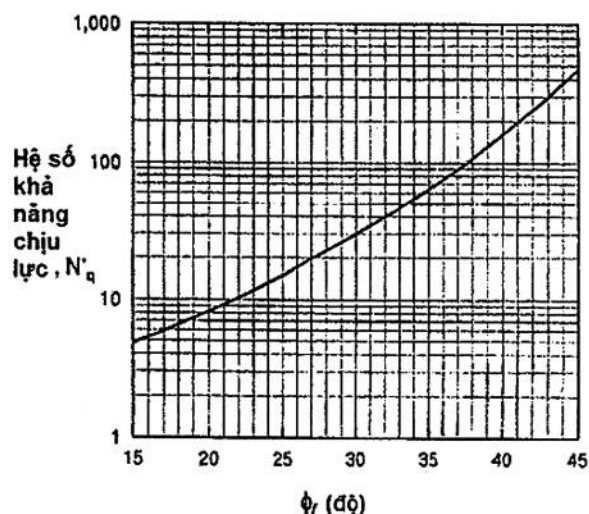
q_L = Sức kháng đơn vị chân cọc giới hạn lấy theo biểu đồ trên Hình 29



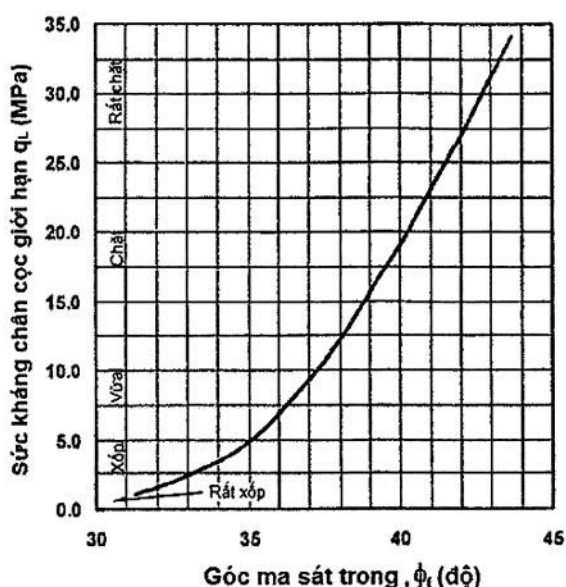
CHÚ DẪN:

D = Chiều dài cọc ngầm trong đất; b = Đường kính hay bề rộng mặt cắt cọc

Hình 27 - Hệ số α_f (Hannigan và cộng sự, 2005, hiệu chỉnh theo Bowles 1977)



Hình 28 - Hệ số khả năng chịu lực N'_q (Hannigan và cộng sự, 2005, hiệu chỉnh theo Bowles 1977)



Hình 29 – Sức kháng chống mũi cọc giới hạn (Hanningan và cộng sự, 2005 theo Meyerhof, 1976)

7.3.8.6.7 Xác định sức kháng cọc theo đất nền bằng thí nghiệm SPT hoặc CPT trong môi trường đất rời

Phương pháp này chỉ được áp dụng cho nền đất cát và cát bột không pha sét.

- Sức kháng chống mũi cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

Sức kháng chân cọc đơn vị danh định theo phương pháp của Meyerhof, tính bằng đơn vị MPa, áp dụng cho cọc đóng vào tầng đất rời, đến độ sâu D_b được xác định bằng công thức:

$$q_p = \frac{0,038(N_{160})D_b}{D} \leq q_\lambda \quad (68)$$

Trong đó:

N_{160} = Số búa trong thí nghiệm SPT tiêu biểu gần vị trí mũi cọc được hiệu chỉnh theo áp lực tầng phủ như quy định tại Điều 4.6.2.4 (búa/300mm)

D = Bề rộng hoặc đường kính cọc (mm)

D_b = chiều dài cọc ngập trong tầng đất chịu lực (mm)

q_λ = Sức kháng chân cọc giới hạn được lấy gấp 8 lần giá trị $0,4N_{160}$ đối với cát và 6 lần giá trị $0,3N_{160}$ đối với cát bột không pha sét (MPa)

- Sức kháng ma sát thành bên theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

Sức kháng đơn vị ma sát thành bên danh định của cọc trong môi trường đất rời theo phương pháp Meyerhof, tính bằng đơn vị MPa, được xác định như sau:

- Đối với cọc đóng chiếm chỗ (có mặt cắt thân cọc đặc hoặc hình hộp mũi cọc kín):

$$q_s = 0,0019 \bar{N} 1_{60} \quad (69)$$

- Đối với cọc đóng không chiếm chỗ (có mặt cắt thân cọc có thành mỏng mũi hở, không tạo được lõi nê-m đất đầu cọc ví dụ như cọc chữ H):

$$q_s = 0,00096 \bar{N} 1_{60} \quad (70)$$

Trong đó:

q_s = Ma sát thành bên đơn vị của cọc đóng (MPa)

$\bar{N} 1_{60}$ = Số nhát búa SPT hiệu chỉnh bình quân dọc theo thành bên cọc (số búa/300mm)

- Sức kháng chống mũi cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT

Sức kháng ở mũi cọc, q_p theo phương pháp Nottingham và Schmertmann, tính theo đơn vị MPa, được xác định theo Hình 30

Trong đó:

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (71)$$

Với:

q_{c1} = Giá trị trung bình của q_c trên toàn bộ chiều sâu yD dưới mũi cọc (đường a-b-c trên Hình 30). Tổng giá trị q_c theo cả hướng xuống (đường a-b) và hướng lên (đường b-c); dùng các giá trị q_c thực dọc theo đường a-b và quy tắc đường tối thiểu dọc theo đường b-c; Tính toán q_{c1} cho các giá trị y từ 0,7 đến 4,0 và sử dụng giá trị tối thiểu q_{c1} thu được (MPa).

q_{c2} = Giá trị trung bình của q_c trên toàn bộ khoảng cách $8D$ bên trên mũi cọc (đường c-e); sử dụng quy tắc đường tối thiểu như đối với đường b-c trong tính toán q_{c1} . Bỏ qua các đỉnh lõm "x" nhỏ, nếu trong cát, nhưng đưa vào đường nhỏ nhất nếu trong sét (MPa)

Sức kháng xuyên tĩnh (xuyên mũi côn) trung bình tối thiểu giữa 0,7 và 4 lần đường kính cọc bên dưới cao độ mũi cọc có được thông qua quá trình thử dần, với việc sử dụng quy tắc đường tối thiểu. Quy tắc đường tối thiểu cũng sẽ được dùng để tìm ra giá trị sức kháng xuyên tĩnh cho đất trong khoảng 8 lần đường kính cọc bên trên mũi cọc. Tính trung bình hai kết quả để xác định sức kháng mũi cọc.

- Sức kháng ma sát thành bên theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT

Sức kháng ma sát thành bên danh định đối với cọc theo phương pháp này, tính bằng đơn vị N, sẽ được xác định theo Phương trình sau:

$$R_s = K_{s,c} \left[\sum_{i=1}^{N_1} \left(\frac{L_i}{8D_i} \right) f_{si} a_{si} h_i + \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} a_{si} h_i \right] \quad (72)$$

Trong đó:

$K_{s,c}$ = Hệ số chỉnh sửa; K_c đối với đất sét và K_s đối với cát lấy từ Hình 31

L_i = Chiều sâu đến điểm giữa khoảng chiều dài tại điểm xem xét (mm)

D_i = Chiều rộng hoặc đường kính cọc xem xét (mm)

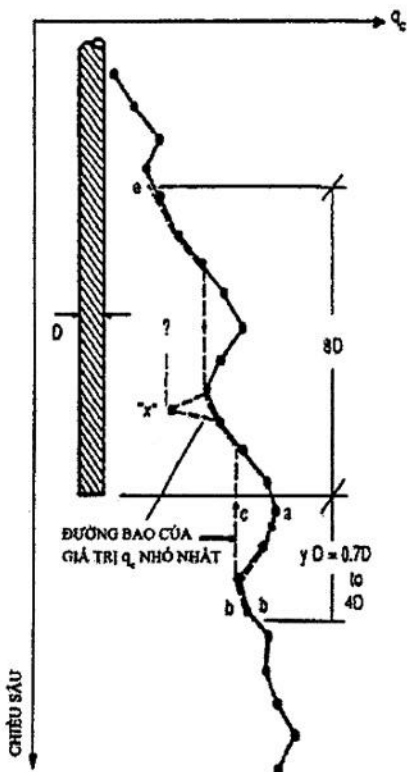
f_{si} = Sức kháng ma sát thành bên đơn vị cục bộ theo kết quả CPT tại điểm xem xét (MPa)

a_{si} = Chu vi cọc xem xét (mm)

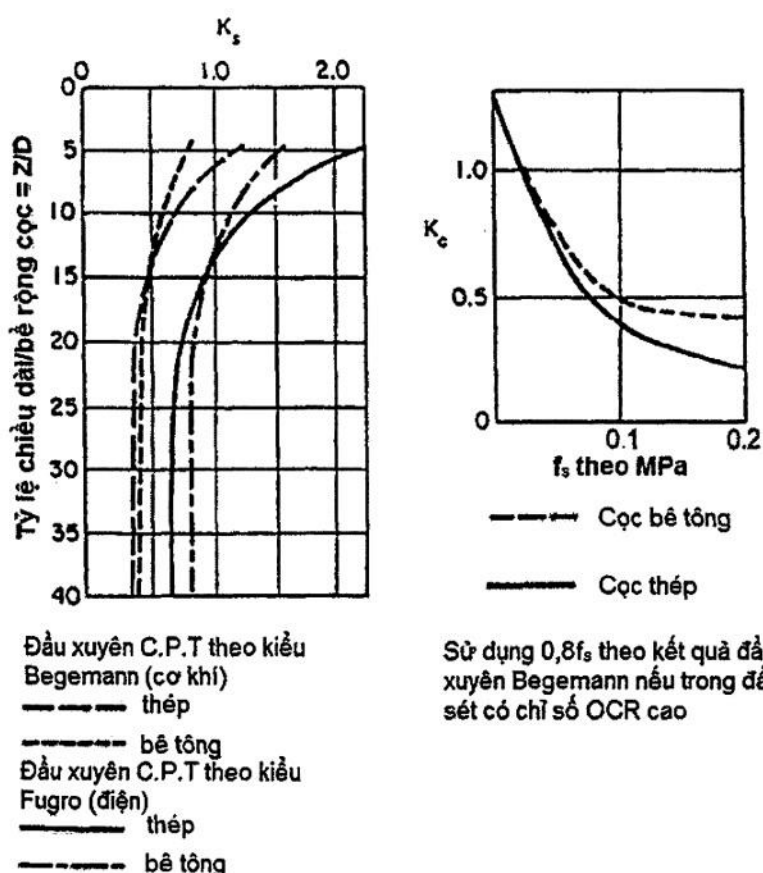
h_i = Khoảng chiều dài xem xét (mm)

N_1 = Số lượng khoảng chiều dài từ mặt đất đến độ sâu $8D$ dưới bề mặt đất

N_2 = Số lượng khoảng chiều dài từ độ sâu $8D$ dưới bề mặt đất đến mũi cọc



Hình 30 - Phương pháp tính sức chống mũi cọc (theo Nottingham và Schemertmann, 1975)



Hình 31 - Hệ số hiệu chỉnh ma sát biên K_s và K_c Theo Nottingham và Schmertmann (1975)

7.3.9 Sức kháng của nhóm cọc chịu nén

Trường hợp nhóm cọc đặt trong nền đất sét, sức kháng dọc trục danh định của nhóm cọc sẽ được lấy theo giá trị nhỏ hơn trong các giá trị sau:

- Tổng sức kháng danh định của từng cọc đơn trong nhóm, hoặc
- Sức kháng danh định của khối móng tương đương bao gồm các cọc và khối đất cọc bao quanh

Nếu bề mặt cọc không tiếp xúc chắc chắn với đất và nếu đất ở bề mặt yếu, sức kháng của từng cọc đơn trong nhóm sẽ được nhân với hệ số có hiệu η , như sau:

- $\eta = 0,65$ khi khoảng cách từ trục của cọc bằng 2,5 lần đường kính cọc
- $\eta = 1,0$ khi khoảng cách từ trục của cọc bằng 6,0 lần đường kính cọc

Đối với những giá trị khoảng cách tim cọc trung gian, giá trị η có thể được xác định theo phương pháp nội suy tuyến tính.

Nếu bộ cọc tiếp đất chắc chắn, thì không cần phải chiết giảm có hiệu. Còn nếu bộ cọc tiếp đất không chắc chắn nhưng đất cứng, cũng không cần phải chiết giảm có hiệu.

Khả năng chịu lực của nhóm cọc trong điều kiện đất rời sẽ là tổng sức kháng của tất cả các cọc trong nhóm. Hệ số có hiệu, η , sẽ là 1,0 cho dù bộ cọc tiếp xúc hoặc không tiếp xúc với mặt đất và khoảng cách tim - tới- tim cọc bằng 2,5 lần đường kính hoặc lớn hơn. Hệ số sức kháng lấy như đối với các cọc đơn, được quy định tại Bảng 9.

Đối với nhóm cọc trong đất sét hoặc trong cát, nếu nhóm cọc có mũi cọc tựa vào lớp đất cứng nằm trên lớp đất yếu, phải đánh giá sức kháng chịu nén của khối nhóm cọc với việc kiểm toán chọc thủng nhóm cọc vào lớp đất yếu hơn bên dưới. Phương pháp xác định sức kháng chịu lực của móng nông đặt tại lớp đất cứng nằm trên lớp đất yếu hơn như qui định tại Điều 6.3.1.2.1 được áp dụng, với điều kiện móng qui ước có vị trí đặt như qui định tại Điều 7.2.3.

7.3.10 Sức kháng nhỏ của các cọc đơn

Phải đánh giá sức kháng nhỏ của các cọc đơn khi có sự xuất hiện của lực kéo. Sức kháng nhỏ danh định tính toán của cọc theo đất nền phải lớn hơn tải trọng cọc tính toán (nội lực cọc có hệ số).

Sức kháng chịu nhỏ của cọc đơn được tính tương tự với cách tính sức kháng ma sát thành bên của cọc chịu nén được qui định tại Điều 7.3.8.6.

Sức kháng chịu nhỏ, tính bằng đơn vị N, có thể được xác định như sau:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{up} R_s \quad (73)$$

Trong đó:

R_s = Sức kháng chịu nhỏ danh định do sức kháng ma sát thành bên (N)

φ_{up} = Hệ số sức kháng nhỏ được cho tại Bảng 9

Sức kháng chịu nhỏ của cọc đơn có thể được xác định thông qua thí nghiệm tải trọng tĩnh. Nếu thí nghiệm chịu nhỏ tĩnh được thực hiện, phải tuân theo quy trình qui định của tiêu chuẩn ASTM D 3689 hoặc tương đương. Nếu thực hiện thử động với tín hiệu tương hợp thì tiến hành theo qui định của Điều 7.3.8.3. Khi sử dụng kết quả thử động với tín hiệu tương hợp để xác định khả năng chịu nhỏ của cọc thì chỉ được lấy nhiều nhất 80% giá trị kết quả thử động.

Các kết quả thí nghiệm tải trọng tĩnh nhỏ cọc được sử dụng để hiệu chuẩn phương pháp phân tích tĩnh, nghĩa là tính ngược lại các đặc tính đất, để hiệu chỉnh sức kháng chịu nhỏ tính toán cho các địa tầng khác nhau. Tiêu chí chiều sâu ngàm cọc tối thiểu để đạt được sức kháng chịu nhỏ mong muốn được xác định dựa trên sức kháng chịu nhỏ tính toán theo các kết quả thí nghiệm tải trọng cọc.

7.3.11 Sức kháng nhỏ của nhóm cọc

Khi móng cọc chịu tải trọng nhỏ, phải xét đến sức kháng chịu nhỏ danh định của nhóm cọc.

Sức kháng chịu nhỏ tính toán của nhóm cọc, tính bằng N, được xác định theo Phương trình sau:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{ug} R_{ug} \quad (74)$$

Trong đó:

φ_{ug} = Hệ số sức kháng được qui định tại Bảng 9

R_{ug} = Sức kháng chịu nhỏ danh định của nhóm cọc (N)

Sức kháng chịu nhỏ, R_{ug} , của nhóm cọc được lấy theo giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị:

- Tổng sức kháng nhỏ của các cọc đơn trong nhóm cọc ,
- Hoặc sức kháng chịu nhỏ của nhóm cọc theo móng khối qui ước.

Đối với nhóm cọc trong đất hạt rời, trọng lượng của khối móng chịu nhỏ có hình dạng được xác định theo nguyên tắc phân bố tải trọng trong hình khối nêm có tỷ lệ vát góc 4:1 (Thẳng đứng: Ngang) tính từ đáy của nhóm cọc như thể hiện tại Hình 32. Phải tính lực đẩy nổi cho phần đất ở dưới mực nước ngầm.

Đối với nhóm cọc trong đất dính, khối móng tham gia chịu nhỏ theo điều kiện chịu cắt không thoát nước, được thể hiện tại Hình 33. Sức kháng chịu nhỏ danh định nhóm cọc được xác định theo Phương trình:

$$R_n = R_{ug} = (2XZ + 2YZ)\bar{s}_u + W_g \quad (75)$$

Trong đó:

X = Bề rộng của nhóm cọc, thể hiện trên Hình 33 (mm)

Y = Chiều dài của nhóm, thể hiện trên Hình 33 (mm)

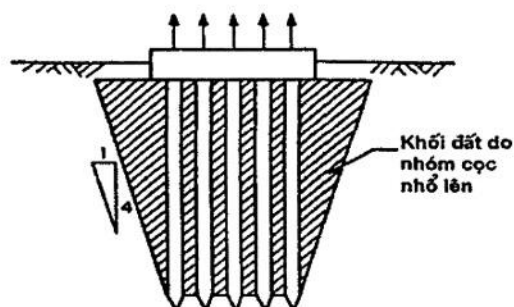
Z = Độ sâu của khối đất bên dưới bề cọc, lấy theo Hình 33 (mm)

$\bar{s}_u$ = Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình dọc theo phía ngoài nhóm cọc (MPa)

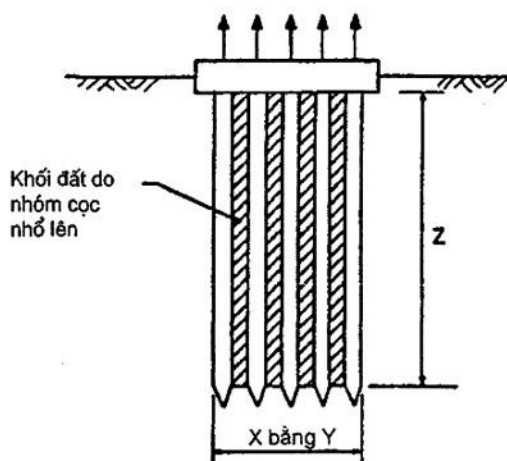
W_g = Trọng lượng của khối đất, cọc và bề cọc (N)

Hệ số sức kháng nhỏ danh định của nhóm cọc, R_{ug} , mà sức kháng nhỏ được tính bằng tổng sức kháng nhỏ của các cọc riêng lẻ, lấy bằng chính hệ số sức kháng chịu nhỏ của cọc đơn như được qui định tại Bảng 9.

Hệ số sức kháng nhỏ của nhóm cọc tính theo móng khối qui ước sẽ được xác định theo qui định tại Bảng 9 cho nhóm cọc đặt trong tất cả các loại đất nền.



Hình 32 - Sức kháng chịu nhỏ của nhóm cọc trong đất rời theo Tomlinson (1987)



Hình 33 - Sức kháng chịu nhỏ của nhóm cọc trong đất dính theo Tomlinson (1987)

7.3.12 Sức kháng danh định chịu lực ngang của móng cọc

Phải đánh giá sức kháng danh định của móng cọc chịu lực ngang theo điều kiện địa chất cùng với các đặc tính kết cấu. Sức kháng chịu lực ngang của đất theo chiều sâu các cọc được mô hình hóa bằng đường cong P-y, xây dựng theo điều kiện các loại đất có tại vị trí móng.

Các tải trọng tác dụng là các tải trọng tính toán (tải trọng có hệ số), bao gồm tải trọng ngang và tải trọng thẳng đứng. Việc phân tích có thể được thực hiện đối với cọc đơn đại diện với điều kiện biên ở đầu cọc thích hợp hoặc được thực hiện với toàn bộ nhóm cọc. Các đường cong P-y phải được hiệu chỉnh để xét đến hiệu ứng nhóm cọc. Hệ số P tại Bảng 21 được sử dụng để hiệu chỉnh các đường cong. Nếu bệ cọc luôn ngập trong đất, sức kháng ngang P-y của đất trên bề mặt bệ cọc được tính thêm vào sức kháng phương ngang.

Phải quy định rõ trong hồ sơ thiết kế chiều sâu ngấp trong đất tối thiểu của cọc cần đạt tới để có độ ngàm cố định. Để tính chiều sâu này, tải trọng tác dụng được tính theo quy định tại Phần 3 bộ tiêu chuẩn này; hệ số sức kháng đất lấy bằng 1,0 như theo quy định tại Bảng 9.

Nếu không đạt được độ ngàm cứng, phải bổ xung thêm cọc và thậm chí cả cọc có đường kính lớn hơn nếu có thể đóng cọc xuống được độ sâu yêu cầu, hoặc cự ly giữa các cọc trong nhóm sẽ được tăng khoảng cách rộng hơn để có đủ sức kháng lực ngang. Có thể bố trí cọc xiên để tạo ra sức kháng lực ngang cần thiết, trừ khi có sự xuất hiện lực kéo xuống. Nếu dự kiến có lực kéo xuống xuất hiện, thì không bố trí cọc xiên. Trong khi thiết kế, nếu độ ngàm cố định không đạt được, cần phải xem xét đến cọc không có điểm ngàm.

Sức kháng lực ngang của cọc đơn có thể được xác định bằng thí nghiệm tĩnh. Nếu thí nghiệm tĩnh phương ngang được tiến hành, phải theo qui định của Tiêu chuẩn ASTM D 3966 hoặc tương đương.

7.3.13 Sức kháng cọc theo điều kiện kết cấu

7.3.13.1 Cọc thép

Sức kháng nén danh định theo trạng thái giới hạn kết cấu của cọc chịu tải nén được quy định tại Điều 9.4.1 Phần 6 bộ tiêu chuẩn này, cho cọc không liên hợp và tại Điều 9.5.1 1 Phần 6 bộ tiêu chuẩn này, cho cọc liên hợp (cọc ống thép nhồi bê tông). Nếu cọc ngấp sâu hoàn toàn trong đất, giá trị λ trong Phương trình 59 Phần 6 bộ tiêu chuẩn này được lấy bằng 0.

Sức kháng nén dọc trục danh định của cọc không liên hợp không được giảm ngang ở phần cọc nhô lên trên mặt đất trên cạn hoặc dưới nước được xác định theo Phương trình 23 hoặc 24 của Phần 6 bộ tiêu chuẩn này. Sức kháng nén dọc trục danh định của cọc liên hợp không được giảm ngang ở phần cọc nhô lên trên mặt đất trên cạn hoặc dưới nước được xác định theo Phương trình 59 hoặc 60 của Phần 6 bộ tiêu chuẩn này.

Xác định chiều dài có hiệu của cọc không được giảm ngang theo các quy định trong Điều 7.3.13.4.

Các hệ số sức kháng trong trạng thái giới hạn chịu nén được quy định tại Điều 5.4.2 Phần 6 bộ tiêu chuẩn này.

7.3.13.2 Cọc bê tông

Sức kháng chịu nén dọc trục danh định của cọc bê tông và cọc bê tông dự ứng lực được qui định tại Điều 7.4.4 Phần 5 bộ tiêu chuẩn này.

Sức kháng chịu nén dọc trục danh định của cọc bê tông không được giảm theo phương ngang ở phần cọc nhô lên trên cạn và dưới nước được xác định theo phương pháp qui định tại Điều 7.4.3 Phần 5 bộ tiêu chuẩn này và Điều 5.3.2. Phần 4 bộ tiêu chuẩn này. Chiều dài có hiệu của cọc không được giảm phương ngang được xác định theo các quy định tại Điều 7.3.13.4.

Hệ số sức kháng theo trạng thái giới hạn chịu nén của cọc bê tông được quy định tại Điều 5.4.2.1 Phần 5 bộ tiêu chuẩn này cho bê tông chịu nén dọc trục.

7.3.13.3 Ổn định biến dạng oằn và ổn định ngang

Khi đánh giá ổn định, chiều dài có hiệu của cọc phải tính bằng chiều dài không được giằng đỡ ngang cộng với chiều dài ngập trong đất tới điểm ngàm cố định của cọc.

Khả năng bị biến dạng oằn của phần chiều dài cọc không được giằng ngang và việc xác định độ ổn định dưới tác dụng của tải trọng ngang nên được đánh giá theo phương pháp xét đến sự làm việc tương tác giữa đất và kết cấu như những quy định trong Điều 7.3.12.

7.4 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Phải áp dụng các quy định tại Điều 5.5.3

Móng cọc phải được thiết kế sao cho có đủ sức kháng lực ngang và sức kháng dọc trục tính toán dưới tác dụng của tải trọng tính toán, bao gồm các tải trọng được quy định tại Điều 7.1.6, cho từng trạng thái giới hạn đặc biệt. Khi thiết kế chịu động đất, đất trong phạm vi và bên trên vùng hóa lỏng, nếu đất hóa lỏng, không được tính vào sức kháng chịu nén dọc trục của cọc. Lực kéo xuống sinh ra do lún bởi hiện tượng hóa lỏng được xác định theo Điều 10.8 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này và được tính vào các tải trọng tác dụng lên móng. Tải trọng kéo xuống tính không được tính gộp vào tải trọng kéo xuống do hóa lỏng sinh ra.

Móng cọc cũng phải được thiết kế để chống lại lực ngang phát sinh xô ngang, nếu có, hoặc đất có khả năng hóa lỏng phải được cải tạo để chống lại hiện tượng hóa lỏng và xô ngang. Đối với sức kháng ngang của đất đỡ móng cọc, các hệ số đất thể hiện qua đường cong P-y có thể được chiết giảm khi xét đến hiện tượng hóa lỏng. Để xác định được mức độ giảm trừ, thời gian rung lắc mạnh và khả năng đất đạt được mức độ hóa lỏng hoàn toàn trong thời gian rung lắc mạnh cần được xem xét.

Khi thiết kế chống xói cho móng cọc, cần phải theo các quy định tại Điều 7.3.6, ngoại trừ lũ kiểm tra cùng với hệ số sức kháng theo Điều 5.5.3.2.

7.5 ĂN MÒN VÀ XUỐNG CẤP

Ảnh hưởng của ăn mòn và sự xuống cấp của vật liệu theo thời gian do điều kiện môi trường phải được cân nhắc khi lựa chọn dạng cọc và khi quyết định mặt cắt ngang cần thiết cho cọc.

Ít nhất các dạng hư hại sau phải được xem xét:

- Ăn mòn móng cọc thép, nhất là khi cọc đóng trong nền đất đắp, đất có độ pH thấp và trong môi trường biển.
- Ăn mòn do các chất sulfat, clo, và a-xít xâm nhập móng cọc bê tông

Các loại đất và điều kiện hiện trường sau nên được xem xét vì đó là dấu hiệu tiềm ẩn của tình trạng cọc bị hư hại xuống cấp hay bị ăn mòn:

- Điện trở suất nhỏ hơn 2000 ohm-cm
- Độ pH thấp hơn 5,5
- Độ pH từ 5,5-8,5 trong môi trường đất có hàm lượng hữu cơ cao
- Nồng độ sulfat lớn hơn 1000 ppm
- Đắp bằng đất hoặc bằng xỉ than
- Đất ngấm chất thải lỏng từ mỏ hoặc chất thải lỏng công nghiệp
- Khu vực hỗn hợp có đất điện trở suất cao và đất điện trở suất thấp tính kiềm cao.

Các điều kiện nước sau cũng cần được xem xét như nguyên nhân tiềm ẩn cho hư hại xuống cấp cọc hay bị ăn mòn:

- Hàm lượng clo lớn hơn 500 ppm
- Nồng độ sulfat tập trung lớn hơn 500 ppm
- Chất thải lỏng từ mỏ và công nghiệp
- Hàm lượng hữu cơ cao
- pH nhỏ hơn 5,5
- Có các loại sinh vật như con Hà nước biển, và
- Cọc phải chịu các chu trình ướt/khô

Khi nghi ngờ có chất thải hóa chất, cần tiến hành phân tích hóa chất đầy đủ các mẫu đất và mẫu nước.

7.6 XÁC ĐỊNH ĐỘ CHÔN SÂU TỐI THIỂU CỦA CỌC

Độ sâu chôn cọc tối thiểu, bất kỳ lúc nào cũng phải được thỏa mãn với những điều kiện hiện trường và tải trọng cụ thể, phải được xác định dựa trên chiều sâu tối đa (tức là cao độ mũi cọc) cần thiết để cọc đáp ứng được các yêu cầu thích hợp như sau:

- Lún cọc đơn và nhóm cọc (trạng thái giới hạn sử dụng)
- Biến dạng ngang (trạng thái giới hạn sử dụng)
- Lực nhổ (trạng thái giới hạn cường độ)
- Độ sâu cọc ngập vào tầng chịu lực cần thiết ở phía dưới lớp đất gây ra tải trọng kéo xuống tác dụng lên móng cọc, phát sinh do ứng suất cổ kết tĩnh trên nền đất yếu hoặc do các tải

trọng kéo xuống phát sinh khi đất hóa lỏng (tương ứng với các trạng thái giới hạn cường độ và giới hạn đặc biệt)

- Độ sâu chôn cọc vào tầng chịu lực cần thiết ở bên dưới đường sỏi lở.
- Độ sâu cọc ngập vào tầng lớp đất chịu lực cần thiết để tạo được điểm ngàm chịu tải trọng ngang tác dụng vào nền móng (trạng thái giới hạn cường độ)
- Sức chịu nhổ dọc trục, và sức kháng ngang danh định để chống lại các tải trọng trong tổ hợp trạng thái giới hạn đặc biệt

Trong hồ sơ thiết kế cần qui định rõ mức sâu chôn cọc tối thiểu, như đã được xác định ở trên. Hồ sơ thiết kế cũng nên qui định rõ về sức kháng chịu nén dọc trục danh định, R_{ndr} như quy định tại Điều 7.7 và phương pháp đánh giá sức kháng, nếu có thể áp dụng, chẳng hạn như các hệ số sức kháng sử dụng trong thiết kế phải nhất quán với phương pháp xác định sức kháng chịu nén dọc trục danh định tại hiện trường.

7.7 XÁC ĐỊNH GIÁ TRỊ R_{NDR} ĐƯỢC SỬ DỤNG ĐỂ THIẾT LẬP TIÊU CHUẨN ĐÓNG CỌC

Giá trị R_{ndr} được sử dụng khi xây dựng móng cọc để xác lập tiêu chuẩn đóng cọc, để có được sức kháng chịu lực thiết kế mà nó phải là giá trị đáp ứng được yêu cầu hoặc vượt các trạng thái giới hạn sau:

- Sức kháng chịu nén trạng thái giới hạn cường độ theo quy định tại Điều 7.3.8
- Sức kháng chịu nén danh định trạng thái giới hạn cường độ, bao gồm cả lực kéo xuống theo quy định tại Điều 7.3.7
- Sức kháng chịu nén danh định trạng thái giới hạn cường độ, có xét đến tình trạng xói theo quy định tại Điều 7.3.6
- Sức kháng nén danh định trạng thái giới hạn đặc biệt do động đất theo quy định tại Điều 7.4
- Sức kháng nén danh định trạng thái giới hạn đặc biệt do xói theo quy định tại Điều 7.4

7.8 PHÂN TÍCH KHẢ NĂNG ĐÓNG CỌC

Xây dựng tiêu chuẩn thi công cho cọc đóng cần bao gồm phân tích khả năng đóng cọc. Khi sử dụng phương pháp giải tích phương trình sóng để phân tích khả năng đóng cọc, thì ứng suất đóng cọc (σ_{dr}) tại bất kỳ nơi nào trong cọc được xác định từ kết quả phân tích phải có giá trị thấp hơn các giới hạn sau:

Cọc thép, nén và kéo:

$$\sigma_{dr} = 0,9\varphi_{da} f_y \quad (76)$$

Trong đó:

f_y = Cường độ chảy của thép (MPa)

φ_{da} = Hệ số kháng quy định tại Bảng 9

Cọc bê tông:

- Khi chịu nén:

$$\sigma_{dr} = \varphi_{da} 0,85 f_c \quad (77)$$

- Khi chịu kéo, chỉ cần xem xét cốt thép :

$$\sigma_{dr} = 0,7 \varphi_{da} f_y \quad (78)$$

Trong đó:

f_c = Cường độ chịu nén không kiểm chế của bê tông (MPa)

f_y = Cường độ chảy của cốt thép (MPa)

Cọc bê tông dự ứng lực, môi trường bình thường:

- Chịu nén:

$$\sigma_{dr} = \varphi_{da} (0,85 f_c - f_{pe}) \quad (79)$$

- Chịu kéo:

$$\sigma_{dr} = \varphi_{da} (0,25 \sqrt{f'_c} + f_{pe}) \quad (80)$$

Trong đó:

f_{pe} = Ứng suất dự ứng lực có hiệu trong bê tông (MPa)

Cọc bê tông dự ứng lực, trong điều kiện môi trường chịu ăn mòn lớn

- Chịu kéo:

$$\sigma_{dr} = \varphi_{da} f_{pe} \quad (81)$$

Phân tích khả năng đóng cọc phải dựa trên sức kháng đóng cọc tối đa cần thiết:

- Để đạt được yêu cầu cọc ngập sâu tối thiểu theo quy định tại Điều 7.6,
- Để vượt qua sức kháng của đất, phần không được tính để tạo ra sức kháng dọc trục hoặc sức kháng ngang trong suốt tuổi thọ thiết kế của kết cấu, chẳng hạn, phần ảnh hưởng của xói, chịu ảnh hưởng của lực kéo xuống, và
- Để đạt được sức kháng chịu lực danh định theo yêu cầu.

7.9. CÁC CỌC ĐÓNG THỬ

Các cọc thử được đóng tại một số vị trí ở hiện trường nhằm xác định chiều dài cọc yêu cầu. Nếu không thực hiện các đo đạc động học, những cọc thử nghiệm này nên được đóng sau khi đã lập tiêu chuẩn đóng cọc.

Nếu đo đạc động được thực hiện trong quá trình đóng cọc, cả chiều dài yêu cầu và tiêu chuẩn đóng cọc đều cần được xác định sau khi đã đóng cọc thử nghiệm.

8 CỌC KHOAN

8.1 TỔNG QUÁT

8.1.1 Yêu cầu chung

Các quy định nêu trong Điều này này được áp dụng cho thiết kế cọc khoan. Xuyên suốt các quy định này, thuật ngữ "cọc khoan" được hiểu là loại cọc khoan đường kính lớn được thi công bằng cách sử dụng công nghệ khoan (hố trần hoặc hố có dung dịch khoan) hoặc sử dụng ống vách đi kèm với công nghệ và thiết bị đào.

Các quy định này cũng áp dụng cho cọc khoan được thi công lắp dựng bằng thiết bị ép ống vách, vận xoắn hoặc xoay ống vách vào trong lòng đất đồng thời với công tác đào chứ không phải khoan.

Các quy định trong mục này không được áp dụng cho cọc đường kính như loại cọc đóng thi công bằng cách khoan xoắn ốc xong rút mũi khoan liên tục, và đổ bê tông khi mũi khoan đang được rút lên.

8.1.2 Khoảng cách các cọc khoan, cự ly cọc đến mép bệ và chiều dài ngàm đầu cọc vào bệ cọc

Khi khoan cọc không có ống vách bảo vệ thành lỗ khoan, khoảng cách từ tim đến tim cọc khoan nhỏ hơn 4 lần đường kính, phải đánh giá ảnh hưởng tương tác giữa các cọc khoan liền kề. Nếu khoảng cách từ tim đến tim cọc khoan nhỏ hơn 6 lần đường kính, trình tự khoan cọc phải được nêu rõ trong hồ sơ thiết kế.

Cọc khoan sử dụng cho nhóm cọc phải được đặt tại vị trí sao cho khoảng cách từ mặt bên của bất kỳ cọc khoan đến mặt gần nhất của bệ cọc cũng không được nhỏ hơn 300 mm. Cọc khoan phải được chôn sâu đủ vào trong bệ cọc để tạo ra sức kháng kết cấu đúng yêu cầu.

8.1.3 Đường kính cọc khoan và đáy mở rộng

Nếu hố cọc khoan được kiểm tra bằng thủ công, thì đường kính không được nhỏ hơn 750mm. Đường kính thân trụ được đỡ bởi cọc khoan phải nhỏ hơn hoặc bằng đường kính cọc khoan.

Trong môi trường đất kết dính cứng, cọc khoan có thể được mở rộng đáy (dạng quả chuông, hoặc được khoét rộng dưới đáy) để tăng diện tích chịu lực tại chân cọc, nhằm giảm ứng suất chịu lực đơn vị ở chân cọc hoặc để tăng sức kháng chịu tải trọng nhỏ.

Khi đáy của hố khoan đã khô, phải làm sạch và kiểm tra lại mặt bằng đáy hố khoan trước khi đổ bê tông, toàn bộ diện tích đáy sẽ được coi là diện tích có hiệu để truyền tải trọng.

8.1.4 Cọc xiên

Cần nên tránh thi công cọc khoan xiên. Khi cần phải tăng sức kháng ngang, thì phải xem xét để tăng đường kính cọc hoặc tăng số lượng cọc.

8.1.5 Sức kháng cọc khoan

Cọc khoan phải được thiết kế để có đủ sức kháng kết cấu và sức kháng dọc trục theo đất nền thích hợp với độ lún và chuyển vị ngang cho phép.

Sức kháng dọc trục của cọc khoan phải được xác định thông qua sự kết hợp hợp lý giữa các nghiên cứu địa chất, các thí nghiệm tại phòng thí nghiệm/tại hiện trường, các phương pháp giải tích và các thí nghiệm tải trọng, cùng với sự tham khảo các kinh nghiệm đã thi công. Phải xem xét các vấn đề sau:

- Sự khác biệt giữa sức kháng của cọc khoan đơn và nhóm cọc khoan;
- Sức kháng của lớp địa tầng bên dưới chịu lực tác dụng của nhóm cọc khoan;
- Ảnh hưởng khi thi công cọc khoan đối với các kết cấu liền kề;
- Khả năng bị xói mòn và ảnh hưởng của nó;
- Truyền lực từ đất đang trong quá trình cố kết, như lực kéo xuống;
- Mức độ chôn sâu tối thiểu cần thiết của cọc khoan để thỏa mãn các yêu cầu phát sinh bởi lực nhổ, xói mòn, lực kéo xuống, lún, hóa lỏng đất, các tải trọng ngang và các điều kiện địa chấn;
- Ứng xử thỏa đáng với các tải trọng sử dụng;
- Sức kháng kết cấu danh định của cọc khoan và
- Độ bền lâu dài của cọc khoan trong quá trình sử dụng, chẳng hạn mức độ gỉ và xuống cấp vật liệu.

Các hệ số sức kháng dọc trục của cọc khoan theo trạng thái giới hạn cường độ phải lấy theo quy định ở Bảng 12

Phương pháp thi công có thể ảnh hưởng đến sức kháng chịu lực ngang và sức kháng nén dọc trục của cọc khoan. Các thông số để thiết kế cọc khoan phải xét đến phương pháp thi công sẽ thực hiện.

8.1.6 Xác định tải trọng cọc khoan

8.1.6.1 Tổng quát

Các tải trọng tính toán được sử dụng khi thiết kế móng cọc khoan được quy định tại Phần 3, bộ tiêu chuẩn này. Các giả thiết tính toán được sử dụng để xác định tải trọng cọc khoan đơn cũng được quy định tại Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

8.1.6.2 Tải trọng kéo xuống

Phải áp dụng các quy định tại Điều 7.1.6.2 Tiêu chuẩn này và Điều 3.11.8 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này để xác định tải trọng kéo xuống do ma sát âm.

Đối với cọc khoan tủa trên nền đất chặt hoặc nền đá, điều kiện kết cấu là điều kiện khống chế thiết kế cọc khoan, thì tải trọng kéo xuống được tính ở các trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt.

Đối với cọc khoan tủa trên nền đất, nếu chuyển vị lún của cọc nhỏ hơn tiêu chuẩn phá hoại cọc do lún thì không xét đến tải trọng kéo xuống ở trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt.

8.1.6.3 Lực nhỏ

Theo các quy định tại Điều 7.1.6.3

8.2 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

8.2.1 Chuyển vị cho phép

Theo các quy định tại Điều 5.2.1

8.2.2 Lún

8.2.2.1 Tổng quát

Độ lún của móng cọc khoan bao gồm cả cọc khoan đơn và nhóm cọc khoan không được vượt quá tiêu chuẩn chuyển vị được lựa chọn theo quy định của Điều 5.2.1.

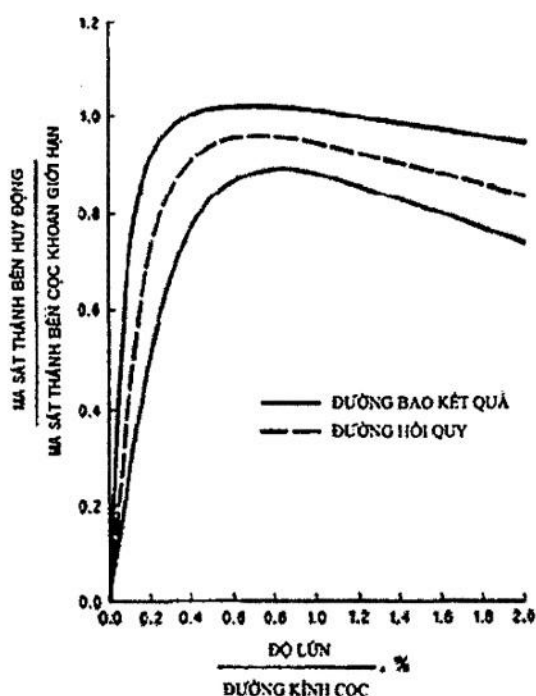
8.2.2.2 Độ lún của cọc khoan đơn

Độ lún của cọc khoan đơn được xác định với những yếu tố sau:

- Độ lún ngắn hạn do tải trọng truyền tới
- Độ lún cố kết nếu cọc trên nền đất kết dính và
- Chịu nén dọc trục của cọc khoan

Các đường cong quan hệ lún - tải trọng được chuẩn hóa thể hiện trên các Hình 34 đến Hình 37 sẽ được sử dụng để chọn giới hạn sức kháng dọc trục danh định cọc khoan (được tính toán như quy định cho trạng thái giới hạn cường độ quy định tại Điều 8.3 theo điều kiện chuyển vị cho phép của trạng thái giới hạn sử dụng. Giá trị nhất quán của lún chuẩn hóa được sử dụng để giới hạn sức kháng chân cọc và sức kháng thành bên khi sử dụng các Hình nêu trên. Độ lún dài hạn được tính

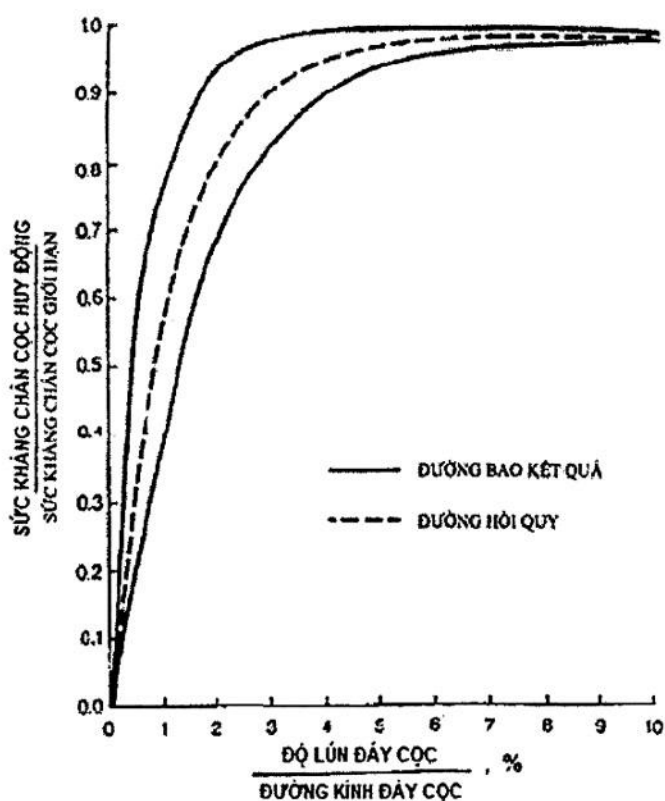
toán theo Điều 7.2 bằng phương pháp móng tương đương và cộng thêm độ lún ngắn hạn đã được tính theo các Hình từ 34 đến 37.



CHÚ DẪN

- Đường nét liền của biểu đồ biểu thị phạm vi các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất của kết quả thí nghiệm
- Đường nét đứt biểu thị các giá trị sử dụng

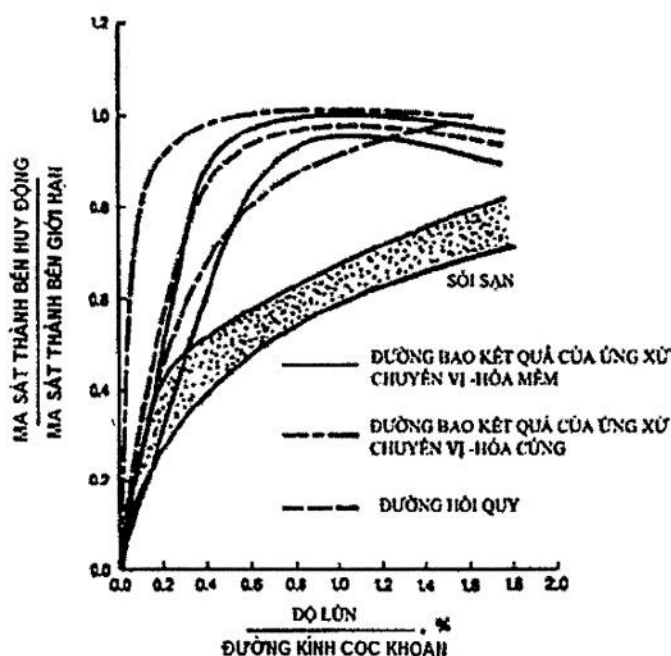
Hình 34 - Quan hệ giữa mức độ truyền tải trọng sang sức kháng ma sát thành bên với độ lún cọc trong nền đất kết dính (O'Neill và Reese năm 1999)



CHÚ DẪN:

- Đường biểu đồ nét liền biểu thị giới hạn phạm vi các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất của kết quả thí nghiệm
- Đường biểu đồ nét đứt biểu thị các giá trị sử dụng

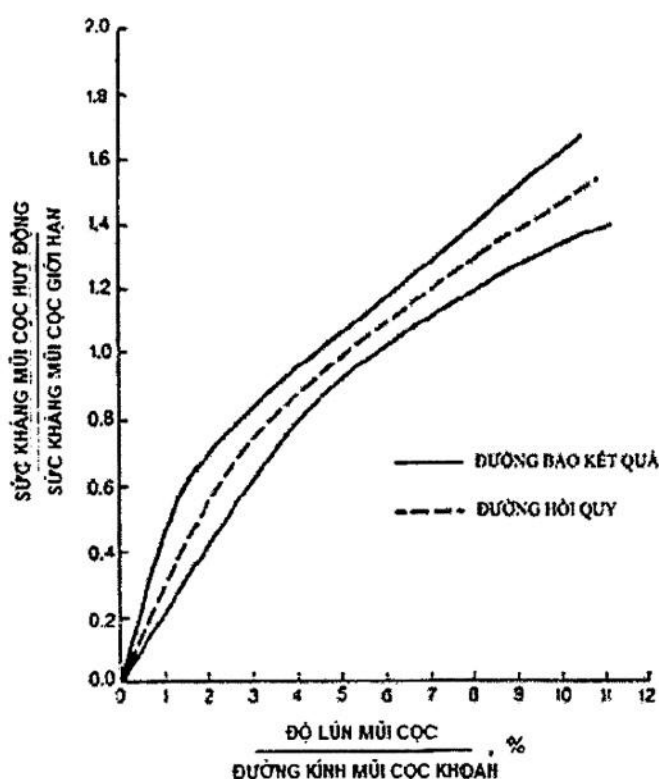
Hình 35 - Quan hệ giữa mức độ truyền tải trọng vào lớp nền chân cọc khoan với lún cọc khoan trên nền đất kết dính (O'Neill và Reese năm 1999)



CHÚ DẪN

- Đường biểu đồ nét liền biểu thị giới hạn phạm vi các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất của kết quả thí nghiệm của các ứng xử độ lún hóa mềm, xảy ra trong điều kiện đất rời rỗng chắc xi măng hóa
- Đường nét đứt chấm - gạch ngang của biểu đồ biểu thị phạm vi các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất của kết quả thí nghiệm của các ứng xử độ lún hóa cứng
- Đường nét đứt gạch ngang- gạch ngang biểu thị các giá trị sử dụng

Hình 36 - Quan hệ truyền tải trọng sang sức kháng ma sát thành bên chống lại lún cọc khoan trong nền đất rời (O'Neill và Reese năm 1999)



CHÚ DẪN

- Đường biểu đồ nét liền biểu thị giới hạn phạm vi các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất của kết quả thí nghiệm
- Đường biểu đồ nét đứt biểu thị các giá trị sử dụng

Hình 37 - Quan hệ truyền tải trọng lên đất nền chân cọc chống lại lún cọc khoan trên nền đất rời (O'Neill và Reese năm 1999)

8.2.2.3 Loại nền có đặc tính trung gian giữa đá và đất (đá mềm IGMs)

Xác định lún của cọc khoan trong nền đá mềm IGMs nên theo phương pháp đề xuất của Brown và cộng sự (2010), chỉ dẫn trong Phụ lục B. Đá mềm IGMs là các loại đá phiến sét và đá trầm tích hạt mịn có giá trị cường độ kháng cắt không thoát nước, S_u , từ 0,25 MPa đến 2,5 MPa.

8.2.2.4 Lún nhóm cọc khoan

Theo các qui định của Điều 7.2.3. Phải xem xét hiệu ứng nhóm cọc khoan khi trong nhóm có từ 2 cọc trở lên.

8.2.3 Chuyển vị ngang của cọc khoan và nhóm cọc

Phải theo qui định của các Điều 5.2.1 và 7.2.4

Đối với cọc khoan ngầm trong nền đá, khi xét ứng xử của nền đá chịu tải trọng ngang phải sử dụng cả hai đặc trưng cơ học của đá là cường độ chịu cắt nguyên dạng và các đặc trưng của khối đá. Người thiết kế phải xem xét hướng và tình trạng của các khe nứt (vết đá phân mảng) của toàn bộ nền đá. Khi hướng vết phân mảng không thể hiện rõ ràng bất lợi, nhưng nền đá bị chia tách theo cách mà cường độ nguyên dạng có thể bị suy giảm thì các thông số cường độ chịu cắt khối đá được đánh giá theo các phương pháp phân loại GSI qui định ở Điều 4.6.4. Khi độ lệch hướng ngang của nền đá với cọc khoan nhồi lớn hơn 0,0004b (b là đường kính của hố đá ngầm cọc khoan nhồi) phải xem xét nguy cơ đá bị nứt do giòn.

8.2.4 Lún do lực kéo xuống

Phải áp dụng các qui định của Điều 7.2.5

8.2.5 Cọc chịu ép trời ngang trong đất yếu

Phải áp dụng các qui định của Điều 7.2.6

8.3 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

Sức kháng danh định của cọc khoan được xác định theo trạng thái giới hạn cường độ bao gồm:

- Sức kháng chịu nén dọc trục,
- Sức kháng kéo nâng dọc trục,
- Cọc xuyên thủng từ lớp đất rắn vào lớp đất yếu hơn ở phía dưới,
- Sức kháng theo phương ngang của đất nền qua các lớp đất và đá,
- Sức kháng khi xói xảy ra,
- Sức kháng dọc trục khi có lực kéo xuống và
- Sức kháng theo kết cấu cọc khoan.

8.3.2 Mực nước ngầm và lực nổi

Phải áp dụng các qui định của Điều 7.3.5

8.3.3 Xói

Phải áp dụng các qui định của Điều 7.3.6

8.3.4 Lực kéo xuống

Thiết kế móng cọc khoan nhồi nên đạt tới cao độ sao cho sức kháng tính toán theo đất nền lớn hơn tải trọng tính toán tác dụng lên cọc kể cả lực kéo xuống. Sức kháng danh định của cọc khoan nhồi để chịu lực do kết cấu truyền xuống cộng với lực kéo xuống phải được xác định bằng sức kháng ma sát thành bên được từ phía dưới lớp đất thấp nhất có ma sát âm tạo ra lực kéo xuống cộng với sức kháng chống ở chân cọc.

8.3.5 Sức kháng nén danh định của cọc khoan đơn

Sức kháng tính toán của cọc khoan đơn R_R được tính như sau

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{qp} R_p + \varphi_{qs} R_s \quad (82)$$

Trong đó :

$$R_p = q_p A_p \quad (83)$$

$$R_s = q_s A_s \quad (84)$$

ở đây : R_p : Sức kháng chống danh định tại chân cọc khoan (N)

R_s : Sức kháng danh định theo ma sát thành bên thân cọc (N)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng chống chân cọc qui định trong Bảng 12

φ_{qs} : Hệ số sức kháng ma sát thành bên qui định trong Bảng 12.

q_p : Sức kháng chống chân cọc đơn vị (MPa)

q_s : Sức kháng ma sát thành bên cọc đơn vị (MPa)

A_p : Diện tích đáy chân cọc (mm²)

A_s : Diện tích thành bên cọc (mm²)

8.3.5.1 Xác định sức kháng của cọc khoan trong đất dính

8.3.5.1.1 Tổng quát

Cọc khoan trong đất dính nên được thiết kế bằng phương pháp ứng suất tổng cộng và ứng suất có hiệu tương ứng với điều kiện chịu lực không thoát nước và có thoát nước.

8.3.5.1.2 Sức kháng ma sát thành bên

Sức kháng ma sát thành bên đơn vị của cọc khoan trong đất dính chịu tải trong điều kiện không thoát nước xác định theo phương pháp α được tính như sau

$$q_s = \alpha S_u \quad (85)$$

Trong đó:

$$\alpha = 0,55 \quad \text{Khi } S_u / P_a \leq 1,5 \quad (86)$$

$$\alpha = 0,55 - 0,1 \left(\frac{S_u}{P_a} - 1,5 \right) \quad \text{Khi } 1,5 < S_u / P_a \leq 2,5 \quad (87)$$

S_u = Sức kháng cắt không thoát nước, MPa

α = Hệ số dính kết

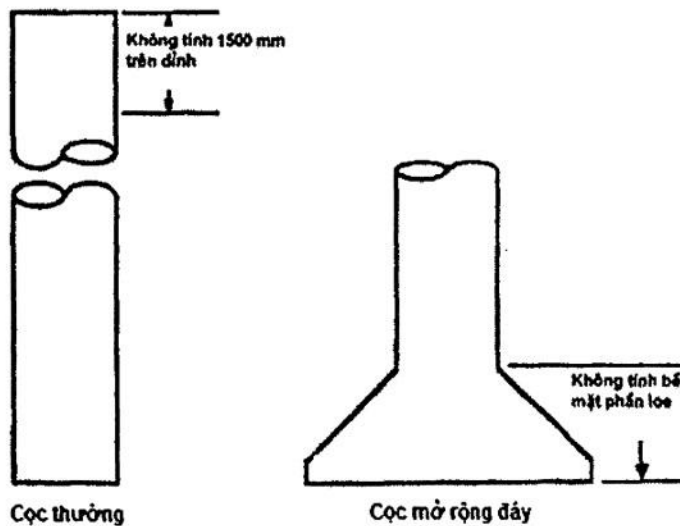
P_a = Áp suất không khí (= 0,101 MPa)

Các phần qui định dưới đây của cọc khoan nhồi, minh họa trên Hình 38 không được tính vào sức kháng ma sát thành bên:

- Chiều cao ít nhất 1500 mm ở phía trên đỉnh của cọc,
- Nếu là cọc mở đáy không tính phần chu vi mở rộng đáy ở chân cọc khoan,

Khi để lại ống vách thép lâu dài trong cọc khoan nhồi, phải điều chỉnh giá trị sức kháng thành bên theo chiều dài ống vách và phương pháp hạ ống vách.

Các giá trị α cho các phần cọc khoan nhồi tạo hồ trần khô hay có ống vách như qui định trong các Phương trình 86 và 87.



Hình 38 - Các phần của cọc khoan không được tính sức kháng ma sát thành bên của cọc (Brown 2010)

8.3.5.1.3 Sức kháng chống chân cọc khoan

Đối với cọc khoan chịu tải trọng dọc trục trong đất dính, sức kháng đơn vị danh định chân cọc q_p xác định theo phương pháp ứng suất tổng cộng của Brown và cộng sự đề xuất theo Phương trình sau:

$$q_p = N_c S_u \leq 4,0 \text{ MPa} \quad (88)$$

Trong đó:

$$N_c = 6 \left[1 + 0,2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9 \quad (89)$$

Ký hiệu:

D : Đường kính của cọc (mm)

Z : Độ chôn sâu của cọc (mm)

S_u : Sức kháng cắt không thoát nước (MPa)

S_u được xác định từ kết quả thí nghiệm hiện trường hoặc thí nghiệm trong phòng trên các mẫu nguyên dạng lấy trong phạm vi chiều sâu hai lần đường kính cọc phía dưới đáy chân cọc. Nếu đất trong phạm vi hai lần đường kính cọc dưới đáy chân cọc có sức kháng cắt

$S_u < 0,024$ MPa thì giá trị N_c phải nhân với hệ số 0,67.

8.3.5.2 Xác định sức kháng của cọc khoan trong đất rời

8.3.5.2.1 Tổng quát

Thiết kế cọc khoan trong nền đất rời thực hiện theo phương pháp ứng suất có hiệu cho điều kiện chịu tải thoát nước hoặc bằng phương pháp thực nghiệm theo các số liệu kết quả thí nghiệm tại hiện trường.

8.3.5.2.2 Sức kháng ma sát thành bên

Sức kháng danh định ma sát thành bên của cọc khoan xác định theo phương pháp β sẽ tính như sau:

$$q_s = \beta \sigma'_v \quad (90)$$

Trong đó:

$$\beta = (1 - \sin \varphi'_f) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\sin \varphi'_f} \tan \varphi'_f \quad (91)$$

ở đây:

β = Hệ số truyền tải

φ'_f = góc ma sát của lớp đất rời (Độ)

σ'_p = ứng suất có hiệu tiền cổ kết

σ'_v = ứng suất thẳng đứng có hiệu ở giữa lớp đất

Góc ma sát có hiệu của đất hiệu chỉnh dùng trong các Phương trình trên được xác định như sau:

$$\varphi'_f = 27,5 + 9,2 \log[(N_1)_{60}] \quad (92)$$

ở đây:

$(N_1)_{60}$ = Giá trị SPT hiệu chỉnh theo ứng suất có hiệu của tầng đất phủ phía trên.

Ứng suất tiền cố kết trong Phương trình 91 có thể được xác định gần đúng theo tương quan với giá trị N của SPT như sau.

- Với đất cát:

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = 0,47(N_{60})^m \quad (93)$$

Trong đó:

$m = 0,6$ với cát có thành phần thạch anh sạch

$m = 0,8$ với cát bột và đất bột

p_a = áp suất không khí, (0,101 MPa)

- Với sỏi:

$$\frac{\sigma'_v}{p_a} = 0,15(N_{60}) \quad (94)$$

Nếu ống vách để lại vĩnh viễn thì sức kháng ma sát thành bên phải điều chỉnh tùy theo phương pháp hạ ống vách. Trong trường hợp ống vách hạ bằng búa đóng cọc, lấy đất ra, ống vách để lại vĩnh viễn, thì sức kháng ma sát thành bên tính theo các qui định của Điều 7.3.8.6.

8.3.5.2.3 Sức kháng chống chân cọc

Sức kháng chống danh định chân cọc khoan nhồi trong đất rời theo phương pháp do Brown và cộng sự đề xuất được xác định như sau:

$$\text{Khi } N_{60} < 50, \text{ thì } q_p = 0,057 N_{60} \quad (95)$$

Trong đó:

N_{60} = số búa SPT đã hiệu chỉnh theo năng lượng có hiệu của búa (số nhát búa/300mm).

Giá trị q_p tính theo Phương trình 95 chỉ giới hạn nhỏ hơn 3,0 MPa, trừ khi có kết quả thử tải có thể được lấy cao hơn.

8.3.5.3 Cọc khoan tụt trên nền đất rắn phủ trên lớp đất yếu

Khi cọc khoan tụt trên nền đất cứng phủ trên một lớp đất yếu hơn, sức kháng chân cọc phải chiết giảm nếu đáy chân cọc nằm trong phạm vi khoảng cách 1,5 lần đường kính cọc (1,5B) tính từ đỉnh

lớp đất yếu hơn. Dùng phương pháp bình quân gia quyền để xây dựng sự thay đổi tuyến tính sức kháng chân cọc từ giá trị sức kháng chân cọc của lớp đất cứng hơn tại vị trí cách đỉnh lớp đất yếu hơn 1,5B đến giá trị sức kháng chân cọc của lớp đất yếu hơn tại đỉnh lớp đất yếu hơn.

8.3.5.4 Sức kháng của cọc khoan trong nền đá

8.3.5.4.1 Tổng quát

Cọc khoan chịu tải trọng nén phải được thiết kế để chịu được tải trọng tính toán nhờ các yếu tố sau:

- Trượt của thành bên huy động ma sát mặt bên vào thành của hố đá, hay
- Chống vào đá ở mặt đáy chân cọc
- Tổng hợp cả hai thành phần trên

Thiết kế cọc khoan nhồi trong nền đá chỉ dựa vào ma sát thành bên chỉ khi không có điều kiện làm sạch đáy lỗ khoan và kiểm tra đáy hố khoan.

Thiết kế cọc khoan nhồi trong nền đá như cọc chống (chỉ tính sức kháng chống chân cọc) khi cọc xuyên qua các lớp đất phủ có cường độ thấp kể cả đá phong hóa đi vào lớp đá nằm bên dưới. Khi cọc khoan vào lớp đá nhưng trong quá trình thi công không kiểm soát được chất lượng bề mặt nhám của thành lỗ khoan, thì khi xác định sức kháng của cọc trong nền đá cũng bỏ qua thành phần sức kháng ma sát thành bên, chỉ tính thành phần lực chống chân cọc.

Trong các trường hợp cọc khoan sâu vào nền đá rắn chắc, kiểm soát tốt chất lượng thi công thì sức kháng của cọc khoan trong nền đá được tính với cả hai thành phần ma sát thành bên và sức kháng chống chân cọc.

8.3.5.4.2 Sức kháng thành bên

Đối với cọc khoan chôn chân vào đá, thi công bằng các thiết bị thông thường, sức kháng ma sát thành bên đơn vị, tính bằng MPa, xác định theo Phương trình sau:

$$\frac{q_s}{p_a} = C \sqrt{\frac{q_u}{p_a}} \quad (96)$$

Trong đó:

p_a = Áp suất không khí (0,101MPa)

C = Hệ số suy giảm, khi thi công bằng thiết bị khoan thông thường lấy bằng 1,0

q_u = Cường độ chịu nén dọc trục của đá (MPa).

Nếu cường độ chịu nén dọc trục của đá ở thành lỗ khoan cọc lớn hơn cường độ bê tông cọc thì lấy giá trị cường độ nén của bê tông f'_c thay cho q_u trong Phương trình 96.

Đối với cọc khoan chôn chân vào đá nứt vỡ quá nhiều, khi khoan tạo lỗ phải dùng các biện pháp chống đỡ phụ trợ như dùng ống vách hay phải bơm vữa trước khi khoan thì sức kháng ma sát thành bên đơn vị, tính bằng MPa, xác định như sau:

$$\frac{q_s}{p_a} = 0,65 \alpha_E \sqrt{\frac{q_u}{p_a}} \quad (97)$$

Hệ số điều chỉnh do nứt α_E lấy theo Bảng 22 theo RQD và tình trạng bề mặt nứt của đá.

Bảng 22 - Giá trị hệ số α_E (O'Neill and Reese, 1999)

RQD (%)	Hệ số điều chỉnh do nứt, α_E	
	Khe nứt đá khép kín	Khe nứt hở hoặc có trét mìn
100	1,00	0,85
70	0,85	0,55
50	0,60	0,55
30	0,50	0,50
20	0,45	0,45

8.3.5.4.3 Sức kháng chân cọc khoan

Sức kháng chống chân cọc khoan nhồi được xác định như sau:

- Nếu đá dưới đáy chân cọc trong phạm vi chiều sâu $2,0B$ là đá liền khối hoặc có khe nứt nhỏ, không có vật liệu chèn lấp trong khe nứt và chiều sâu ngậm chân cọc trong đá lớn hơn $1,5B$:
 $q_p = 2,5q_u$ (98)
- Nếu đá dưới chân cọc trong phạm vi chiều sâu $2,0B$, đá không liền khối, có các khe nứt theo các hướng ngẫu nhiên, sức kháng tối thiểu có thể lấy bằng:

$$q_p = A + q_u \left[m_b \left(\frac{A}{q_u} \right) + s \right]^a \quad (99)$$

Trong đó:

$$A = \sigma'_{vb} + q_u \left[m_b \left(\frac{\sigma'_{vb}}{q_u} \right) \right]^a \quad (100)$$

ở đây:

σ'_{vb} = ứng suất thẳng đứng có hiệu ở cao độ chân cọc

s , a và m_b = Các thông số cường độ Hock- Brown của đá có khe nứt xác định theo GSI qui định ở Điều 4.6.4

q_u : Cường độ nén nở hông của đá (MPa)

Phương trình 98 được dùng như giá trị giới hạn cận trên của sức kháng chân cọc đơn vị tính theo Phương trình 99, trừ khi theo kinh nghiệm hoặc theo kết quả thử tải cọc có thể dùng giá trị lớn hơn.

8.3.5.4.4 Sức kháng tổng hợp ma sát thành bên và sức chống chân cọc

Phải kiểm soát chất lượng thi công khoan, đảm bảo đáy hố khoan cọc được vệ sinh sạch và phẳng trước khi đổ bê tông để bắt buộc huy động sức kháng chống chân cọc.

Có thể không tính đến ma sát thành bên khi xác định sức kháng của cọc trong các trường hợp:

- (a) do tính chất suy-ứng biến của đá làm cho bề mặt đá bị vụn kém liên kết ở thành hố khoan;
- (b) thành hố khoan trong lớp đá biến chất phong hóa của các loại đá chứa sét;
- (c) không kiểm soát được độ nhám ở bề mặt thành lỗ khoan do tính tròn của đá.

8.3.5.5 Sức kháng của cọc khoan trong nền đá mềm IGMs

Xác định sức kháng của cọc khoan trong nền có đặc điểm địa chất trung gian giữa đất và đá (đá mềm IGM) theo phương pháp của Brown và cộng sự đề xuất (năm 2010) chỉ dẫn trong Phụ lục B.

8.3.5.6 Thử tải cọc khoan

Nếu thực hiện thử tải cọc khoan tiến hành trong điều kiện đất đại diện cho vùng đất sẽ thi công cọc khoan, các vật liệu dùng cho cọc cùng loại vật liệu sẽ sử dụng để thi công. Phương pháp thử thực hiện theo các qui định của ASTM D 1143. Thử tải cọc theo phương pháp thử nhanh, trừ khi cần lấy số liệu chi tiết quan hệ Biến dạng - Tải trọng theo thời gian dài thì tiến hành thử theo phương pháp tiêu chuẩn.

Sức kháng danh định được xác định theo sự phá hoại xác lập theo một trong các định nghĩa sau:

- Cọc bị tụt xuống (khi chỉ với giá tải nhỏ 1×10^4 N, cọc lún không dừng), hoặc
- Tổng độ lún hoặc nâng có giá trị bằng năm phần trăm đường kính cọc nếu không xảy ra hiện tượng tụt cọc.

Hệ số sức kháng cho cọc khoan chịu nén dọc trục hoặc chịu kéo lấy theo qui định ở Bảng 12.

Khi sử dụng kết quả thử tải để thi công các cọc khác không được thử tải, bằng cách hiệu chỉnh kết quả tính phân tích sức kháng cọc theo kết quả thử tải. Phương pháp hiệu chỉnh này lại được dùng cho các cọc lân cận khác trong phạm vi cao độ chân cọc yêu cầu có xét đến sự thay đổi địa tầng ở vị trí các cọc được xây dựng. Số lượng cọc thử yêu cầu và vị trí cọc thử tải theo qui định ở Điều 5.5.2.3.

8.3.6 Sức kháng của nhóm cọc khoan

8.3.6.1 Tổng quát

Phải đánh giá sự chiết giảm sức kháng do hiệu ứng nhóm cọc khoan.

8.3.6.2 Nhóm cọc trong đất dính

Phải áp dụng các qui định của Điều 7.3.9.

Hệ số sức kháng cho sức kháng nhóm của một trụ tương đương hay một móng khối tương đương lấy theo qui định trong Bảng 12 cho các trường hợp bệ cọc có tiếp xúc với đất hoặc không.

Hệ số sức kháng cho nhóm cọc khoan có sức kháng được tính bằng tổng sức kháng của các cọc đơn lấy chính bằng hệ số của các cọc khoan riêng rẽ.

8.3.6.3 Nhóm cọc trong đất rời

Sức kháng danh định của từng cọc khoan đơn trong một nhóm cọc khoan phải được chiết giảm với hệ số điều chỉnh η qui định trong Bảng 23.

Với các cự ly giữa tim các cọc ở trị số trung gian giá trị, η tính theo nội suy tuyến tính.

Bảng 23 - Hệ số chiết giảm nhóm của cọc khoan trong đất cát

Hình dạng nhóm cọc	Cự ly giữa tim các cọc khoan nhỏ	Các điều kiện đặc biệt	Hệ số chiết giảm do hiệu ứng nhóm cọc
Một hàng cọc	2D		0,9
	3D hoặc lớn hơn		1,0
Nhiều hàng cọc	2,5D		0,67
	3D		0,8
	4D hoặc lớn hơn		1,0
Một hàng cọc và nhiều hàng cọc	2D hoặc lớn hơn	Bệ cọc tiếp xúc với đất chặt hoặc chặt trung bình và không có sỏi dưới đáy bệ	1,0
Một hàng cọc và nhiều hàng cọc	2D hoặc lớn hơn	Có bơm vữa dọc theo thành bên để khôi phục sự mất mát áp lực thành bên do khoan cọc và bơm vữa vào chân cọc.	1,0

8.3.6.4 Nhóm cọc tựa trên nền đất rắn phủ trên lớp đất yếu bề dưới

Khi nhóm cọc khoan tựa trên nền đất cứng phủ trên lớp đất yếu là loại đất dính thì phải kiểm toán sức kháng của móng khối tương đương theo qui định của Điều 7.3.9.

8.3.7 Sức kháng nhỏ

8.3.7.1 Tổng quát

Khi cọc khoan chịu lực nhỏ thì phải kiểm toán khả năng chịu nhỏ của cọc khoan, khả năng chịu kéo của kết cấu cọc khoan và các liên kết của các bộ phận nối với cọc khoan.

8.3.7.2 Sức kháng nhỏ của cọc khoan đơn

Xác định sức kháng chịu nhỏ của cọc khoan có thành bên thẳng bằng phương pháp tương tự như xác định sức kháng thành bên của cọc khoan chịu nén qui định tại Điều 8.3.3.

Khi xác định sức kháng nhỏ của cọc khoan có mở rộng đáy, bỏ qua không xét đến phần ma sát thân cọc phía trên phần mở rộng hình chuông. Khi xét sức kháng của phần cọc mở đáy hình chuông thì xét hình chuông như một neo.

Sức kháng nhỏ danh định của cọc khoan mở rộng đáy hình chuông được xác định theo Phương trình sau:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{up} R_{sbel} \quad (101)$$

Trong đó :

$$R_{sbel} = q_{sbel} A_u \quad (102)$$

Ở đây :

$$q_{sbel} = N_u S_u \quad (\text{MPa})$$

$$A_u = \pi (D_p^2 - D_b) / 4 \quad (\text{mm}^2)$$

N_u : Hệ số dính chịu nhỏ

D_p : Đường kính phần mở rộng hình chuông (mm)

D_b : Chiều sâu ngậm cọc trong lớp đất móng (mm)

D : Đường kính cọc (mm)

S_u : Sức kháng cắt không thoát nước trung bình trong phạm vi hai lần đường kính hình chuông phía trên chân cọc ($2D_p$) (MPa)

φ_{up} : Hệ số sức kháng qui định trong Bảng 12

Nếu đất phía trên lớp đất móng là loại đất trương nở thì sức kháng cắt lấy trung bình trong phạm vi của trị số nhỏ hơn trong hai trị số $2,0D_p$ và $2,0D_b$

Giá trị N_u có thể lấy theo giả thiết thay đổi tuyến tính từ giá trị bằng 0,0 khi $D_b/D_p = 0,75$ tới giá trị bằng 8,0 khi $D_b/D_p = 2,5$. Ở đây D_b là chiều sâu phía dưới lớp đất móng. Đỉnh của lớp đất móng được coi là tại đáy của vùng đất có độ ẩm thay đổi theo mùa.

8.3.7.3 Sức kháng nhỏ của nhóm cọc khoan

Theo các qui định của Điều 7.3.11

8.3.7.4 Thử tải cọc khoan chịu nhỏ

Áp dụng các qui định của Điều 7.3.10

8.3.8 Sức kháng danh định cọc khoan chịu lực ngang

Áp dụng các qui định của Điều 7.3.1.2.

Khi thiết kế cọc khoan chịu lực ngang cần xét đến sự làm việc tương tác giữa cọc và đất cũng như cả số lượng cọc khoan trong nhóm.

Khi có nhóm cọc khoan làm việc thì các cọc phải ngàm cứng trong bệ.

8.3.9 Sức kháng kết cấu của cọc khoan**8.3.9.1 Tổng quát**

Thiết kế kết cấu cọc khoan phải theo các qui định thiết kế kết cấu bê tông cốt thép qui định ở Phần 5 bộ tiêu chuẩn này.

8.3.9.2 Oằn và ổn định ngang

Phải áp dụng các qui định của Điều 7.3.13.4

8.3.9.3 Cốt thép

Nếu cọc khoan chịu lực ngang nhỏ thì chỉ thiết kế cốt thép cho chịu lực dọc trục. Những phần cọc không có chống đỡ ngang được thiết kế như cọc bê tông cốt thép theo qui định của Điều 7.4 Phần 5 bộ tiêu chuẩn này. Cốt thép phải được bố trí kéo dài thêm tối thiểu 3000 mm xuống phía dưới của mặt ngang điểm ngàm trong đất của cọc khoan.

Khi cọc khoan chịu lực ngang lớn thì thiết kế cốt thép phải theo qui định của Điều 10.11 và Điều 13.4.6 Phần 5 bộ tiêu chuẩn này.

Khoảng cách tối thiểu giữa các cốt thép dọc và cốt đai phải được bố trí sao cho bê tông có thể dễ dàng dịch chuyển vào phần vành khuyên giữa lồng cốt thép và thành lỗ khoan.

Yêu cầu tối thiểu đối với vỏ thép ống vách tham gia chịu lực phải theo qui định của Điều 13.4.5.2 Phần 5 bộ tiêu chuẩn này

8.3.9.4 Cốt thép đai

Có thể thiết kế cốt thép đai dạng uốn vòng hoặc cốt thép xoắn.

Thiết kế chống động đất theo các qui định của Điều 13.4.6 Phần 5 bộ tiêu chuẩn này

8.3.9.5 Bê tông

Khi qui định bê tông cho cọc khoan phải xem xét đầy đủ các yếu tố cường độ bê tông yêu cầu, kích cỡ cốt liệu, độ sụt, điều kiện đổ bê tông khô hay ướt, đổ bê tông đảm bảo độ chặt theo các điều kiện thi công dự kiến. Kích cỡ lớn nhất của cốt liệu phải thỏa mãn các yêu cầu qui định của Điều 8.3.9.3

8.3.9.6 Cốt thép liên kết cọc khoan với kết cấu

Phải bố trí cốt thép liên kết giữa cọc khoan với bệ hoặc với thân trụ thỏa mãn điều kiện chịu lực của mối nối. Thiết kế cốt thép của cọc khoan kéo dài vào thân bệ phải theo các qui định của Phần 5 bộ tiêu chuẩn này về cọc bê tông đổ tại chỗ.

8.3.9.7 Đáy cọc mở rộng

Phần mở rộng của đáy cọc khoan phải được thiết kế sao cho bê tông đáy cọc chịu lực không vượt quá sức kháng của bê tông. Đáy phần mở rộng có độ dốc mặt bên với góc không quá 30° so với phương thẳng đứng, đáy phần mở rộng không được lớn hơn ba lần đường kính cọc khoan, bề dày của phần đáy không nhỏ hơn 150mm.

8.4 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Phải theo các qui định của các Điều 5.3 và Điều 7.4

9 CỌC SIÊU NHỎ

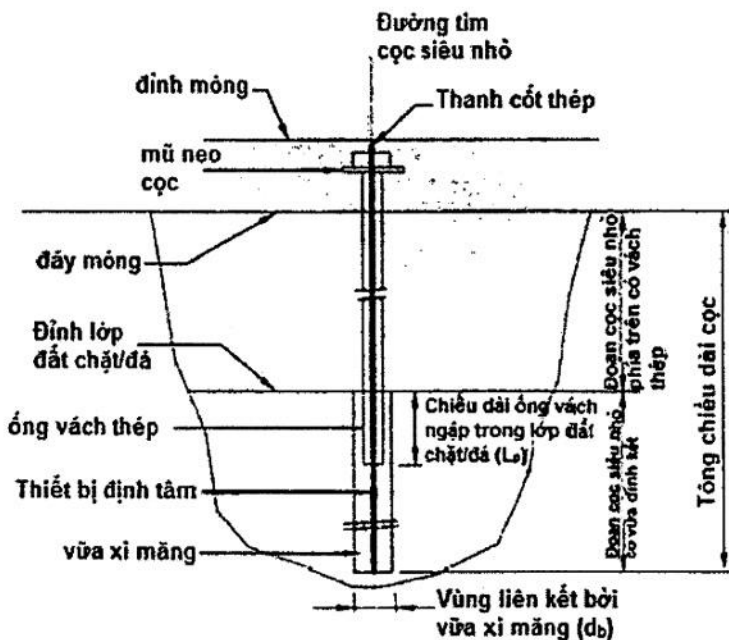
9.1 TỔNG QUÁT

Cọc siêu nhỏ là cọc khoan đường kính nhỏ (thông thường nhỏ hơn 300 mm) và được bơm vữa để tạo dính bám với nền đất, thông thường có đặt cốt thép. Cọc siêu nhỏ được phân loại dựa trên phương pháp thi công như sau:

- Cọc siêu nhỏ loại A được thi công bằng cách đổ vữa cát xi-măng hoặc vữa xi măng vào trong cọc dưới tác dụng của trọng lực
- Cọc siêu nhỏ loại B được thi công bằng cách bơm vữa xi măng dưới áp lực (thường trong khoảng 0,29-1,00MPa) vào lỗ khoan trong khi ống vách khoan hoặc mũi khoan được rút lên;

- Cọc siêu nhỏ loại C được đổ vữa như đối với loại A, sau 15-25 phút khi đổ lớp vữa đầu tiên, tiến hành bơm vữa bổ sung dưới áp lực (thường lớn hơn 1,0 MPa) thông qua một ống bơm vữa được đặt trước.
- Cọc siêu nhỏ loại D được bơm vữa tương tự loại C, nhưng vữa đổ lần 1 được cho phép đông cứng trước khi bơm vữa lần 2 dưới áp lực (thường là 2-8MPa) bằng ống ép vữa chuyên dụng để xử lý các khoảng cọc riêng biệt hoặc các tầng vật liệu.
- Cọc siêu nhỏ loại E được thi công bằng cách khoan với phun dòng vữa liên tục qua một thanh thép rỗng. Việc bơm vữa làm phẳng rãnh khoan để vữa có thể xâm nhập vào đất và giữ ổn định thành lỗ khoan. Thông thường vữa bơm ban đầu có tỉ lệ nước - xi măng cao và sau đó được thay thế bằng vữa có cấu trúc vữa sệt hơn khi gần hoàn thành khoan.

Vữa bơm ban đầu cung cấp sự chuyển tải trực tiếp dọc theo cọc tới đất xung quanh, được bơm bằng vữa xi măng Portland vào lỗ khoan trước hoặc sau khi lắp đặt cốt thép. Vữa bơm sau còn được gọi là vữa thứ cấp, được thực hiện như việc bơm vữa xi măng Portland thêm vào chiều dài dính kết của các cọc siêu nhỏ sau khi thiết lập lớp vữa sơ cấp để tăng cường dính kết vữa với đất.



Hình 39- Cấu tạo điển hình cọc siêu nhỏ liên hợp cốt thép (Theo Sabatini, et al., 2005)

9.1.1 Yêu cầu chung

Các quy định của Điều này được áp dụng cho việc thiết kế các cọc siêu nhỏ.

Các quy định của Điều này không được áp dụng đối với cọc khoan đường kính tương đương cọc đóng thông thường, tức là cọc khoan nhồi đường kính nhỏ, được thi công bằng cách khoan tạo lỗ bằng guồng xoắn liên tục sau đó đổ bê tông vào lỗ trong lúc guồng xoắn được rút lên.

9.1.2 Khoảng cách tối thiểu cọc siêu nhỏ, cự ly cọc đến mép bề cọc và chiều dài đầu cọc ngập vào bề cọc

Khoảng cách giữa tim các cọc không nên nhỏ hơn 750 mm hoặc 3,0 lần đường kính cọc, tùy theo trị số nào lớn hơn. Nói cách khác, theo các quy định của Điều 7.1.2

9.1.3 Cọc siêu nhỏ trong nền đắp

Cọc siêu nhỏ xuyên qua nền đắp phải ngậm vào đất gốc tối thiểu là 3000 mm, trừ khi đất gốc bên dưới nền đắp là đá cứng hoặc là loại đất cứng khác tạo ra sức kháng chịu nén dọc trục và sức kháng lực ngang danh định theo yêu cầu tương ứng chiều sâu ngậm ít hơn.

9.1.4 Cọc siêu nhỏ xiên

Theo các quy định của Điều 7.1.4.

9.1.5 Các yêu cầu thiết kế cọc siêu nhỏ

Thiết kế cọc siêu nhỏ phải tập trung giải quyết các vấn đề sau cho phù hợp:

- Sức kháng dọc trục danh định được quy định trong hồ sơ thiết kế và kích cỡ của nhóm cọc nhỏ cần thiết để cung cấp đầy đủ khả năng chịu lực, có xét đến phương pháp xác định sức kháng dọc trục danh định của cọc siêu nhỏ tại hiện trường;
- Sự tương tác của nhóm cọc
- Xác định số lượng cọc từ việc xác định độ chôn sâu yêu cầu của cọc để đáp ứng sức kháng dọc trục danh định và các yêu cầu thiết kế khác;
- Độ ngập sâu tối thiểu cần thiết của cọc để đáp ứng các yêu cầu về an toàn chịu lực nhỏ, xói, ma sát âm, hóa lỏng, lực ngang, và địa chấn;
- Biến dạng của nền móng để đáp ứng tiêu chuẩn chuyển vị đã được thiết lập và đặc tính kết cấu liên quan;
- Sức kháng danh định của kết cấu móng cọc và
- Độ bền dài hạn của cọc siêu nhỏ trong khai thác, tức là chống ăn mòn và xuống cấp vật liệu.

9.1.6 Xác định các loại tải trọng cọc siêu nhỏ

Áp dụng các quy định của Điều 7.1.6.

9.1.6.1 Lực kéo xuống

Áp dụng các quy định của Điều 7.1.6.2 Tiêu chuẩn này và Điều 11.8 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

9.1.6.2 Sự nâng lên do đất trương nở

Áp dụng các quy định của Điều 7.1.6.3.

9.1.6.3 Các kết cấu liên kết

Áp dụng các quy định của Điều 7.1.6.4.

9.2 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG**9.2.1 Phần chung**

Áp dụng các quy định của Điều 7.2.1.

9.2.2 Chuyển vị cho phép

Áp dụng các quy định của Điều 5.2.1 và 5.2.2.

9.2.3 Độ lún

Áp dụng các quy định của Điều 7.2.3.

9.2.3.1 Nhóm cọc siêu nhỏ trong đất dính kết

Áp dụng các quy định của Điều 7.2.3.1.

9.2.3.2 Nhóm cọc siêu nhỏ trong đất rời

Áp dụng các quy định của Điều 7.2.3.2.

9.2.4 Dịch chuyển ngang của móng cọc siêu nhỏ

Áp dụng các quy định của Điều 5.2.1 và 7.2.4.

10.9.2.5 Lún do lực kéo xuống

Áp dụng các quy định của Điều 7.2.5.

9.2.6 Cọc chịu ép trôi ngang trong đất yếu

Áp dụng các quy định của Điều 7.2.6.

9.3 THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ**9.3.1 Phần chung**

Thiết kế theo trạng thái giới hạn cường độ, các hạng mục sau phải được xác định:

- Các yêu cầu về tải trọng và công năng ;

- Kích thước cọc siêu nhỏ và sức kháng dọc trục danh định của cọc siêu nhỏ;
- Kích thước và hình dạng của nhóm cọc siêu nhỏ để cung cấp khả năng chịu lực đầy đủ cho nền móng;
- Chiều dài cọc siêu nhỏ được xác định để cung cấp cho hồ sơ mời thầu;
- Độ xuyên sâu tối thiểu của cọc siêu nhỏ, khi có yêu cầu, với điều kiện hiện trường thực tế và tải trọng, được xác định dựa trên giá trị chôn sâu lớn nhất để đáp ứng tất cả các yêu cầu được qui định tại Điều 7.6;
- Sức kháng danh định của cọc siêu nhỏ và/hoặc nhóm cọc siêu nhỏ

9.3.2 Mục nước ngầm và lực đẩy nổi

Áp dụng các quy định của Điều 7.3.4.

9.3.3 Xói

Áp dụng các quy định của Điều 7.3.5.

9.3.4 Lực kéo xuống

Áp dụng các quy định của Điều 7.3.6.

9.3.5 Sức kháng chịu nén danh định của cọc siêu nhỏ đơn

9.3.5.1 Tổng quát

Cọc siêu nhỏ phải được thiết kế để chống lại sự phá hoại dính kết dọc theo chiều dài cọc trong đất và đá, hoặc đối với cọc siêu nhỏ tựa trên đá là sự phá hoại của đá tại mũi cọc

Sức kháng tính toán của một cọc siêu nhỏ, R_R được tính như sau:

$$R_R = \phi R_n = \phi_{qp} R_p + \phi_{qs} R_s \quad (103)$$

Trong đó:

$$R_p = q A_p p \quad (104)$$

$$R_s = q A_s s \quad (105)$$

Trong đó:

R_p = Sức kháng danh định mũi cọc (N)

R_s = Sức kháng danh định dính kết vữa- đất (N)

ϕ_{qp} = Hệ số sức kháng cho sức kháng mũi cọc quy định tại Bảng 13

ϕ_{qs} = Hệ số sức kháng dính kết vữa-đất quy định tại Bảng 13

q_p = Sức kháng mũi cọc đơn vị (MPa)

q_s = Sức kháng đơn vị liên kết vữa-đất (MPa)

A_p = Diện tích mũi cọc siêu nhỏ (mm^2)

A_s = Diện tích bề mặt liên kết vữa đất (mm^2)

CHÚ THÍCH:

Phương trình 103 chỉ dùng cho giai đoạn thiết kế lấy số liệu làm hồ sơ mời thầu. Để có trị số sức kháng chính thức cho thiết kế, sức kháng của cọc siêu nhỏ phải được xác định thông qua các thí nghiệm thử tải cọc siêu nhỏ theo qui định trong Điều 9.3.5.4. Hệ số sức kháng cho cọc siêu nhỏ được lấy theo quy định trong Bảng 13

9.3.5.2 Đánh giá sức kháng dính kết vữa với đất

Sức kháng danh định dính kết vữa - đất trên chiều dài dính kết của cọc siêu nhỏ, R_s , tính bằng đơn vị N phải được lấy như sau:

$$R_s = \pi d_b \alpha_b L_b \quad (106)$$

Trong đó:

d_b = Đường kính của lỗ khoan cọc siêu nhỏ trong phạm vi chiều dài dính kết (mm)

α_b = Cường độ dính kết danh định giữa vữa với đất nền (MPa)

L_b = Chiều dài dính kết của cọc siêu nhỏ (mm)

Để có kết luận cuối cùng của thiết kế, khả năng chịu lực của cọc siêu nhỏ được xác định thông qua việc thực hiện thử tải cọc như được qui định trong Điều 9.3.5.4.

Giá trị cường độ dính kết danh định đơn vị giữa vữa với đất có thể được ước tính theo kinh nghiệm hoặc được xác định thông qua thử tải và thường được lấy giá trị trung bình trên toàn bộ chiều dài cọc

Cường độ lực dính vữa-đất của cọc siêu nhỏ bị ảnh hưởng bởi điều kiện đất và đá, phương pháp khoan cọc, lắp đặt và áp lực bơm vữa. Thiết kế địa kỹ thuật cho thi công cọc siêu nhỏ phải được thực hiện bởi một nhà thầu chuyên nghiệp đủ điều kiện để thực hiện xây dựng cọc siêu nhỏ. Bảng 24 có thể được sử dụng để ước tính cường độ dính kết đơn vị danh định vữa-đất đối với các loại cọc siêu nhỏ A, B, C, D, và E dính kết vào đất và / hoặc đá cho thiết kế lấy số liệu cho hồ sơ mời thầu.

Bảng 10.9.3.5.2-1-Tóm tắt các giá trị tiêu biểu của α_b (sức kháng dính kết vữa – đất) cho thiết kế cọc siêu nhỏ của hồ sơ mời thầu (điều chỉnh theo Sabatini, et al., 2005)

Mô tả đất/đá	Phạm vi sức kháng dính kết vữa - đất danh định của các loại cọc siêu nhỏ ⁽¹⁾ (MPa)				
	Loại A	Loại B	Loại C	Loại D	Loại E
Bùn & Sét (phacát) (đeo mềm)	0,034–0,067	0,034–0,096	0,034–0,12	0,034–0,144	0,034–0,096
Bùn & Sét (phacát) (cứng, chặt đến rất chặt)	0,034–0,12	0,067–0,192	0,096–0,192	0,096–0,192	0,067–0,192
Cát (pha sét) (mịn, xốp-chặt vừa)	0,067–0,144	0,067–0,192	0,096–0,192	0,096–0,239	0,067–0,239
Cát(phasét, lẫn cuội sỏi) (mịn -thô,chặt vừa)	0,096–0,215	0,12–0,359	0,144–0,359	0,144–0,383	0,12–0,359
Cuội sỏi (lẫn cát) (chặt vừa đến rất chặt)	0,096–0,263	0,12–0,359	0,144–0,359	0,144–0,383	0,12–0,359
Sét cục (lẫn sét, cát, cuội sỏi) (chặt vừa đến rất chặt, cuội kết)	0,096–0,192	0,096–0,311	0,12–0,311	0,12–0,335	0,096–0,311
Đá phiến sét mềm (đứt gãy nhẹ, phong hóa nhẹ)	0,206–0,551	-	-	-	-
Đá phiến và phiến sét cứng (đứt gãy nhẹ, phong hóa nhẹ)	0,517–1,379	-	-	-	-
Đá vôi (đứt gãy nhẹ, phong hóa nhẹ)	1,034–2,068	-	-	-	-
Đá cát kết (đứt gãy nhẹ, phong hóa nhẹ đến không phong hóa)	0,517–1,752	-	-	-	-
Đá Granite và Bazan (đứt gãy nhẹ, phong hóa nhẹ)	1,379–4,199	-	-	-	-
⁽¹⁾ Xem Điều 9.1 mô tả của các loại cọc siêu nhỏ.					

9.3.5.3 Tính toán sức kháng mũi cọc siêu nhỏ trong đá

Các phương pháp được sử dụng để thiết kế cọc siêu nhỏ trên nền đá sẽ xem xét sự hiện diện,

hướng, và tình trạng các vết phân vĩa của khối đá, tình trạng phong hóa và các điều kiện tương tự khác tại vị trí hiện trường.

Cần đánh giá độ chắc của khối đá theo các quy định của Điều 4.6.4.

Đối với cọc siêu nhỏ đặt trên đá, sức kháng mũi cọc có thể được tính theo Điều 8.3.5.4.3.

9.3.5.4 Thử tải cọc siêu nhỏ

Thử tải phải thực hiện theo các phương pháp quy định trong ASTM D1143 cho nén và ASTM D3689 cho kéo. Nên thực hiện thử tải theo phương pháp thử tải nhanh, trừ khi cần các số liệu chi tiết về quan hệ tải trọng - độ lún dài hạn, thì thực hiện theo phương pháp thử tải tiêu chuẩn. Sức kháng dọc trục của cọc được xác định từ kết quả thí nghiệm theo phương pháp Davisson như qui định ở Điều 7.3.8.2.

Số lượng các thí nghiệm thử tải cần thiết để xét đến sự thay đổi địa tầng, được thực hiện theo quy định tại Điều 5.5.2.2. Số các thử tải cọc siêu nhỏ cần thiết phải được tăng lên trong điều kiện lớp dưới mặt đất không đồng đều.

Ngoài ra, thử tải để kiểm chứng với tải trọng tính toán (tải trọng làm việc) phải thực hiện trên một cọc trong một bộ phận kết cấu phần dưới hoặc 5% số cọc, theo số nào lớn hơn.

Hệ số sức kháng cho sức kháng nén dọc trục hoặc sức kháng nhổ dọc trục phải lấy theo quy định tại Bảng 13

9.3.6 Sức kháng của nhóm cọc siêu nhỏ chịu nén

Chiết giảm sức kháng do hiệu ứng nhóm cọc được đánh giá phù hợp với các quy định của Điều 10.7.3.9.

9.3.7 Sức kháng nhổ danh định của cọc đơn

Sức kháng nhổ cần được đánh giá khi các tải trọng hướng lên xuất hiện trên các cọc siêu nhỏ. Khi cọc siêu nhỏ chịu lực kéo phải kiểm tra sức kháng nhổ của cọc, độ bền chịu kéo của kết cấu cọc và cường độ liên kết của cọc siêu nhỏ với các bộ phận liên quan.

9.3.8 Sức kháng nhổ danh định của nhóm cọc

Áp dụng các quy định của Điều 10.7.3.11.

9.3.9 Sức kháng lực ngang danh định của cọc đơn và nhóm cọc siêu nhỏ

Áp dụng các quy định của Điều 10.7.3.12.

Thiết kế cọc siêu nhỏ chịu lực ngang phải xét đến sự làm việc tương tác giữa cọc và đất nền, bao gồm số lượng và khoảng cách các cọc siêu nhỏ trong nhóm.

Đối với cọc siêu nhỏ làm việc trong nhóm cọc, trong thiết kế phải chú ý cấu tạo cho đầu cọc siêu nhỏ ngậm sâu và ngậm chặt vào bộ cọc.

9.3.10 Sức kháng kết cấu

9.3.10.1 Tổng quát

Thiết kế kết cấu cọc siêu nhỏ được thực hiện theo các quy định tại Phần 5 bộ tiêu chuẩn này cho việc thiết kế bê tông cốt thép và Phần 6 bộ tiêu chuẩn này cho việc thiết kế thép.

Chiều dài có ống vách và không có ống vách của mỗi cọc siêu nhỏ được thiết kế để chịu các lực phân bố trên cọc siêu nhỏ dựa theo độ nghiêng và khoảng cách cọc.

Các hệ số sức kháng cho thiết kế kết cấu quy định trong Bảng 14.

9.3.10.2 Sức kháng nén dọc trục

Mặt cắt phía trên có ống vách của cọc siêu nhỏ chịu nén phải được thiết kế kết cấu để chịu toàn bộ tải trọng tính toán (tải trọng nhân với hệ số) tác dụng lên cọc. Mặt cắt phía dưới không có ống vách của cọc siêu nhỏ chịu nén phải được thiết kế kết cấu để chịu toàn bộ tải trọng tính toán tác dụng lên cọc siêu nhỏ trừ đi phần tải trọng được truyền cho đất xung quanh cọc trong phạm vi chiều dài ống vách ngáp trong đất cứng hoặc đá (nếu có sử dụng), như qui định tại Điều 9.3.10.4

Đối với cọc xuyên qua một lớp đất yếu phía trên, nhô lên cao trên mặt đất, mặt đất ở phần trên cọc bị sủi, kéo dài qua các hang động, hoặc qua đất có thể hóa lỏng, ảnh hưởng của bất kỳ chiều dài không được chống đỡ hai bên phải được xem xét trong việc xác định sức kháng nén dọc trục.

Sức kháng kết cấu đã nhân hệ số của cọc siêu nhỏ chịu nén dọc trục, R_c , đơn vị N có thể tính như sau :

$$R_c = \varphi_c R_n \quad (107)$$

Trong đó:

φ_c = Hệ số sức kháng quy định trong Bảng 14 cho sức kháng kết cấu của cọc siêu nhỏ chịu nén dọc trục

R_n = Sức kháng chịu nén dọc trục danh định qui định trong các Điều 9.3.10.2.1 và 9.3.10.2.2

9.3.10.2.1 Đoạn cọc có ống vách bọc

Sức kháng tính toán chịu nén của đoạn cọc siêu nhỏ phía trên có ống vách thép theo điều kiện kết cấu, không có giằng ngang, đơn vị tính N, được xác định như sau:

$$R_{cc} = \varphi_{cc} R_n \quad (108)$$

Trong đó:

$$R_n = 0,85 [0,85 f'_c A_g + f_y (A_b + A_c)] \quad (109)$$

Tại đây:

φ_{cc} = Hệ số sức kháng quy định trong Bảng 14 cho sức kháng kết cấu của mặt cắt ống vách bọc

của cọc chịu nén

f_c = Cường độ nén quy định của vữa cọc 28 ngày tuổi, trừ khi tuổi khác được quy định cụ thể (MPa)

A_g = Diện tích mặt cắt vữa trong cọc (mm^2)

f_y = Cường độ chảy tối thiểu quy định của cốt thép hoặc ống vách thép bọc ngoài, hoặc ứng suất trong thanh cốt thép hoặc ống thép tương ứng với ứng biến bằng 0,003, lấy theo giá trị nhỏ hơn (MPa)

A_b = Diện tích mặt cắt của thanh cốt thép (mm^2)

A_c = Diện tích mặt cắt vỏ vách thép (mm^2)

9.3.10.2.2 Đoạn cọc không có ống vách bọc

Sức kháng kết cấu tính toán của đoạn cọc bên dưới không ống vách thép của cọc siêu nhỏ không giằng chống đỡ và chịu nén, R_{cu} , tính đơn vị N, được tính như sau:

$$R_{cu} = \varphi_{cu} R_n \quad (110)$$

Trong đó:

$$R_n = 0,85[0,85 f_c A_g + f_y A_b] \quad (111)$$

φ_{cu} = Hệ số sức kháng quy định trong Bảng 14 cho sức kháng kết cấu của mặt cắt không ống vách bọc của cọc siêu nhỏ chịu tải trọng nén.

f_c = Cường độ nén quy định của vữa cọc 28 ngày tuổi, trừ khi tuổi khác được quy định cụ thể (MPa)

A_g = Diện tích mặt cắt vữa trong cọc siêu nhỏ (mm^2)

f_y = Cường độ chảy tối thiểu quy định của thanh cốt thép hoặc ứng suất trong thanh cốt thép tương ứng với ứng biến bằng 0,003, lấy theo giá trị nhỏ hơn (MPa)

A_b = Diện tích mặt cắt của thanh cốt thép (mm^2)

9.3.10.3 Sức kháng kéo dọc trục

Mặt cắt phía trên có ống vách của cọc siêu nhỏ chịu kéo phải được thiết kế kết cấu để chịu toàn bộ tải trọng tính toán (tải trọng nhân với hệ số) tác dụng lên cọc. Mặt cắt phía dưới không có ống vách của cọc siêu nhỏ chịu kéo phải được thiết kế kết cấu để chịu toàn bộ tải trọng tính toán tác dụng lên cọc siêu nhỏ trừ đi phần tải trọng được truyền cho đất xung quanh cọc trong phạm vi chiều dài ống vách ngập trong đất cứng hoặc đá (nếu có sử dụng), qui định tại Điều 9.3.10.4

Sức kháng kéo kết cấu dọc trục đã nhân hệ số của cọc chịu kéo, R_T , được tính như sau :

$$R_T = \varphi_T R_n \quad (112)$$

Trong đó:

φ_T = Hệ số sức kháng quy định trong Bảng 14 cho sức kháng kết cấu của cọc siêu nhỏ chịu kéo

R_n = Sức kháng kéo dọc trục danh định của cọc siêu nhỏ quy định tại Điều 9.3.10.3.1 và 9.3.10.3.2

9.3.10.3.1 Đoạn cọc có ống vách bọc

Sức kháng kết cấu tính toán (nhân hệ số) của đoạn cọc siêu nhỏ phía trên có ống vách bọc chịu tải trọng kéo, R_{TC} , đơn vị tính N, được tính như sau:

$$R_{TC} = \varphi_{TC} R_n \quad (113)$$

Trong đó:

$$R_n = f_y (A_b + A_{ct})$$

ở đây:

φ_{TC} = Hệ số sức kháng quy định trong Bảng 14 cho sức kháng kết cấu của mặt cắt có ống vách bọc của cọc siêu nhỏ chịu kéo

f_y = Cường độ chảy tối thiểu quy định của thanh cốt thép hoặc vỏ ống vách thép, lấy giá trị nhỏ hơn (MPa)

A_b = Diện tích mặt cắt của thanh cốt thép (mm^2)

A_{ct} = Diện tích mặt cắt của vỏ vách thép, có xét đến chiết giảm do rãnh ren (mm^2)

9.3.10.3.2 Đoạn cọc không ống vách bọc

Sức kháng kết cấu đã nhân hệ số của đoạn cọc không bọc bên dưới của cọc siêu nhỏ chịu tải trọng kéo, R_{TU} , đơn vị N có thể được lấy như sau:

$$R_{TU} = \varphi_{TU} R_n \quad (114)$$

Trong đó:

$$R_n = f_y A_b \quad (115)$$

Trong đó:

φ_{TU} = Hệ số sức kháng quy định trong Bảng 14 cho sức kháng kết cấu của mặt cắt không ống vách bọc của cọc siêu nhỏ chịu kéo

f_y = Cường độ chảy tối thiểu quy định của thanh cốt thép (MPa)

A_b = Diện tích mặt cắt của thanh cốt thép (mm^2)

9.3.10.4 Tải trọng truyền vào đất qua đoạn ống vách ngáp trong đất cứng

Tải trọng dọc trục tính toán truyền vào đất xung quanh cọc siêu nhỏ qua chiều dài phần ngáp vào đất cứng của ống vách cọc siêu nhỏ, P_t tính bằng N, được tính như sau:

$$P_t = \varphi [\pi d_b \alpha_b L_p] \quad (116)$$

Trong đó:

φ = Hệ số sức kháng quy định tại Bảng 13 cho sức kháng theo đất nền chịu nén hoặc nhổ, của cọc đơn

d_b = Đường kính của lỗ khoan trên toàn chiều dài dính kết (mm)

α_b = Cường độ dính kết vữa-đất danh định (MPa)

L_p = Chiều dài phần ngập vào đất cứng của ống vách cọc siêu nhỏ (mm)

Nếu tải trọng truyền vào đất xung quanh cọc siêu nhỏ qua chiều dài phần ngập vào đất cứng của ống vách được xem xét để giảm tải trọng lên phần bên dưới cọc không có ống vách bọc, thì tải trọng dọc trục tính toán trên phần cọc không có ống vách bọc của cọc siêu nhỏ chịu nén hoặc kéo, P_u , tính bằng N, được lấy như sau:

$$P_u = Q - P_t \quad (117)$$

Trong đó:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Q = Tổng lực dọc trục tính toán (N)

P_t = Tải trọng truyền vào đất xung quanh cọc siêu nhỏ xác định theo Phương trình 116 (N)

9.3.10.5 Dính kết vữa- thép

Phải kiểm tra sự dính kết ống vách với vữa và chiều dài khai triển của cốt thép theo các quy định tại Phần 5 bộ tiêu chuẩn này.

9.3.10.6 Ổn và ổn định ngang

Áp dụng các quy định của Điều 7.3.13.4.

9.3.10.7 Bố trí cốt thép nối với bộ cọc hoặc thân cột

Phải bố trí đủ cốt thép của cọc siêu nhỏ ở vị trí nối với bộ móng cọc siêu nhỏ hoặc cột để có một liên kết phù hợp. Chiều dài triển khai của cốt thép vào bê tông bộ móng phải được bố trí theo các qui định cho cọc đổ bê tông tại chỗ tại Phần 5 bộ tiêu chuẩn này

9.4 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Áp dụng các quy định của Điều 5.3 và Điều 7.4.

9.5 ĂN MÒN VÀ XUỐNG CẤP

Phải áp dụng các quy định của Điều 7.5.

PHỤ LỤC A

(Tham khảo)

TÍNH VÀ THIẾT KẾ NỀN MÓNG CHỊU ĐỘNG ĐẤT

A1 KHẢO SÁT

Sự mất ổn định của mái dốc, hoá lỏng, đất lún và sự tăng áp lực đất ngang thường là các nhân tố cơ bản gây thiệt hại đối với công trình cầu trong quá trình động đất. Chính những nguy hiểm động đất này có thể là các nhân tố thiết kế quan trọng khi gia tốc động đất cực đại vượt quá 0,1g và nên tiến hành việc khảo sát hiện trường cụ thể, để làm rõ liệu các điều kiện công trường với các mức độ gia tốc nền liên quan và các giải pháp thiết kế cho thấy các nguy cơ phá hoại động đất như vậy có thể rất quan trọng. Chính các yếu tố hoá lỏng đã góp phần gây nên một số thiệt hại cho cầu. Do vậy các phương án đánh giá khả năng hoá lỏng hiện trường sẽ được trình bày chi tiết dưới đây:

Khả năng hoá lỏng: Hoá lỏng đất nền hạt mịn bão hoà là lý do chính gây ra hư hỏng cầu trong những trận động đất trong lịch sử. Ví dụ trận động đất ở Alaska năm 1964 đã làm sập hoàn toàn 9 cầu, và 26 cầu bị biến dạng nghiêm trọng hay sập một phần. Khảo sát cho thấy hoá lỏng của đất nền là nguyên nhân gây ra thiệt hại chính do việc mất khả năng chống đỡ của móng dẫn đến các trạng thái chuyển dịch của các trụ và móng cầu. Việc nghiên cứu hoá lỏng cảm ứng địa chấn và ảnh hưởng của nó đối với cầu đã được Femitto và Forest (1977) biên soạn báo cáo lên Cục đường bộ Hoa Kỳ. Thăm định tóm tắt các số liệu thiết kế địa chấn cho phần móng cầu liên quan đến khả năng hoá lỏng của đất được báo cáo trong tài liệu của Martin (1979). Hư hỏng móng được chứng minh trong các báo cáo này và trong các tài liệu nói chung, cho thấy rõ ràng là việc thiết kế móng cầu nằm trong các lớp đất dễ hoá lỏng sẽ dẫn đến nhiều khó khăn. Ở những nơi có thể, việc thiết kế tốt nhất là phải tránh các nơi có lớp cát sâu, độ chặt trung bình hoặc xốp có rủi ro hoá lỏng cao. Ở những nơi nông có lớp đất chặt hoặc đất có nhiều thành phần hạt khác nhau, các phương pháp ổn định như đầm chặt có thể không tốn kém. Cũng có thể cân nhắc đến việc sử dụng cọc thép dài dẹt để làm móng đỡ các trụ cầu. Việc tính sức kháng chịu lực ngang có thể dựa vào giả thiết là khả năng chịu lực ngang của vùng phía trên là bằng không do bị hoá lỏng, và cần phải chú ý kiểm toán mất ổn định oằn. Sự ổn định tổng thể của móng cũng cần được đánh giá cẩn thận, và có thể xét đến việc ưu tiên sử dụng nhịp khẩu độ dài hơn để đặt vị trí móng tựa sâu vào trong nền đắp của đường dẫn đầu cầu.

Triết lý thiết kế bổ sung cho các cầu trên khu vực dễ bị hoá lỏng có thể là một cách tính trước những rủi ro, ít nhất là đối với những cầu được xem là không mấy cấp thiết cho mục đích giao thông ngay sau khi có động đất. Triết lý đó không thể chỉnh sửa một cách kinh tế để thiết kế một vài chiếc cầu có thể trụ được sau một trận động đất lớn mà không có một sự phá huỷ đáng kể nào trên môi trường hóa lỏng đó. Tuy nhiên, triết lý đó có thể tối ưu hoá một bản thiết kế để cái giá của việc sửa chữa những thiệt hại sau trận động đất cho những chiếc cầu đó không đạt tới cái giá của việc sửa chữa và cần tránh thiệt hại khi xây dựng thêm. Phương pháp xác định khả năng hóa lỏng tại hiện trường được trình bày cụ thể trong những phần dưới đây.

Một bản báo cáo gần đây về các giải pháp xác định 2 phương pháp cơ bản nhằm đánh giá khả năng hoá lỏng tuần hoàn của trầm tích trong cát bão hoà được xem là cách xác định độ rung của động đất như sau (Seed 1979):

1. Phương pháp thực nghiệm dựa trên sự quan sát đặc điểm của địa tầng cát trước trận động đất và sự tương quan giữa các thực địa có và không có hoá lỏng với tỷ trọng tương đối của cát theo số búa thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT).

2. Phương pháp phân tích dựa trên việc xác định bằng thí nghiệm các đặc tính cường độ hoá lỏng của các mẫu nguyên dạng và sử dụng các phân tích đáp ứng động lực tại hiện trường để xác định độ lớn ứng suất cắt gây ra do động đất.

Cả 2 phương pháp thực nghiệm và phân tích đều yêu cầu xác định độ lớn gia tốc nền đất tại thực địa, nó là điều kiện tiên quyết cho việc xác định khả năng hoá lỏng. Độ lớn này thường được tạo thành từ các mối liên quan giữa cấp địa chấn, khoảng cách đến chấn tâm và gia tốc cực đại.

Để thuận tiện đánh giá sử dụng cách tiếp cận "ứng suất tổng cộng", cả hai giải pháp trên gần giống nhau và chỉ khác ở cách xác định cường độ hoá lỏng tại hiện trường. Với phương pháp "ứng suất tổng cộng", các cường độ hóa lỏng được biểu thị bằng tỷ số giữa ứng suất cắt dài đều tương đương hay ứng suất cắt trung bình theo chu kỳ, $(T_h)_{av}$, tác dụng trên bề mặt nằm ngang của lớp cát với ứng suất thẳng đứng có hiệu ban đầu. Theo ước tính ban đầu, hệ số ứng suất tuần hoàn, được phát triển trong vùng do độ lún của động đất, có thể được tính từ phương trình (Seed và Idriss 1971):

$$\frac{(T_h)_{av}}{\delta'_o} = 0,65 r_d \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \right) \quad (A1)$$

trong đó

a_{max} = Gia tốc đất cực đại / hiệu ứng đỉnh tại mặt đất (m/s^2)

σ_o = ứng suất tổng cộng lớp phủ trên lớp cát được xét đến (MPa)

σ'_o = ứng suất có hiệu ban đầu trên lớp cát được xét đến (MPa)

r_d = hệ số giảm ứng suất thay đổi từ giá trị 1.0 tại mặt đất xuống còn 0,9 ở độ sâu 9m.

Phương pháp thực nghiệm - Các giá trị của hệ số ứng suất tuần hoàn được xác định bằng phương trình A10.1-1 tương quan với 2 vị trí có và không có hoá lỏng với các thông số như tỷ trọng tương đối dựa trên dữ liệu SPT (Seed, 1975; Castro 1975). Công thức mới nhất của hình thức tương quan này được thể hiện trong biểu đồ Trên Hình A1 và A2. N_1 là sức kháng xuyên động tiêu chuẩn của cát được chỉnh sửa theo ứng suất lớp phủ có hiệu 0,069 MPa khi áp dụng mối quan hệ.

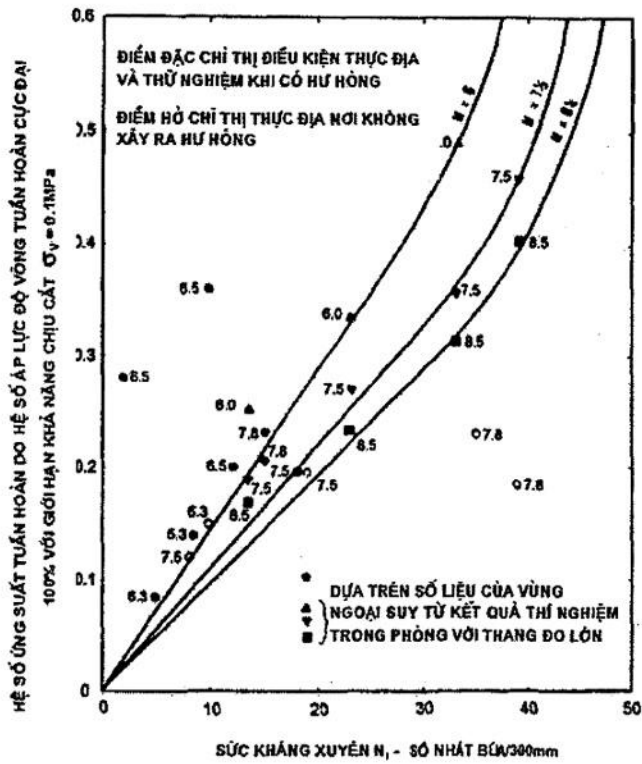
$N_1 = NC_N$

trong đó:

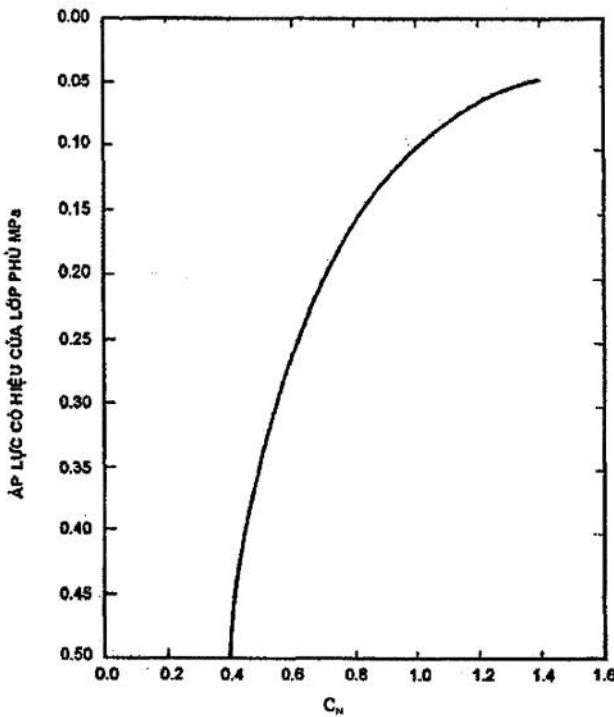
N = Sức kháng xuyên tiêu chuẩn đo được (số nhát búa /300mm)

C_N = Hệ số hiệu chỉnh lấy theo biểu đồ trên Hình A2

Thực vậy, tại một vị trí và một gia tốc mặt đất tối đa cho trước, hệ số ứng suất trung bình phát triển trong quá trình động đất $(T_h)_{av}/s'_o$ mà tại đó hoá lỏng có thể xuất hiện, được biểu hiện bởi mối tương quan thực nghiệm được thể hiện trên biểu đồ trên Hình A1. Mối tương quan cường độ khác nhau phản ánh ảnh hưởng của động đất trong khả năng hoá lỏng. Hệ số an toàn chống lại hoá lỏng có thể được xác định bằng cách so sánh tỷ số ứng suất yêu cầu dẫn đến nguyên nhân gây hoá lỏng với kết quả tính toán động đất gây ra. Có thể lấy hệ số an toàn là 1,5 là để đảm bảo an toàn chống lại hoá lỏng cho trường hợp các vị trí cầu là quan trọng.



Hình A1 - Mối tương quan giữa đặc tính hoá lỏng và sức kháng xuyên tiêu chuẩn



Hình A2 - Mối quan hệ giữa C_N và áp lực có hiệu của lớp phủ

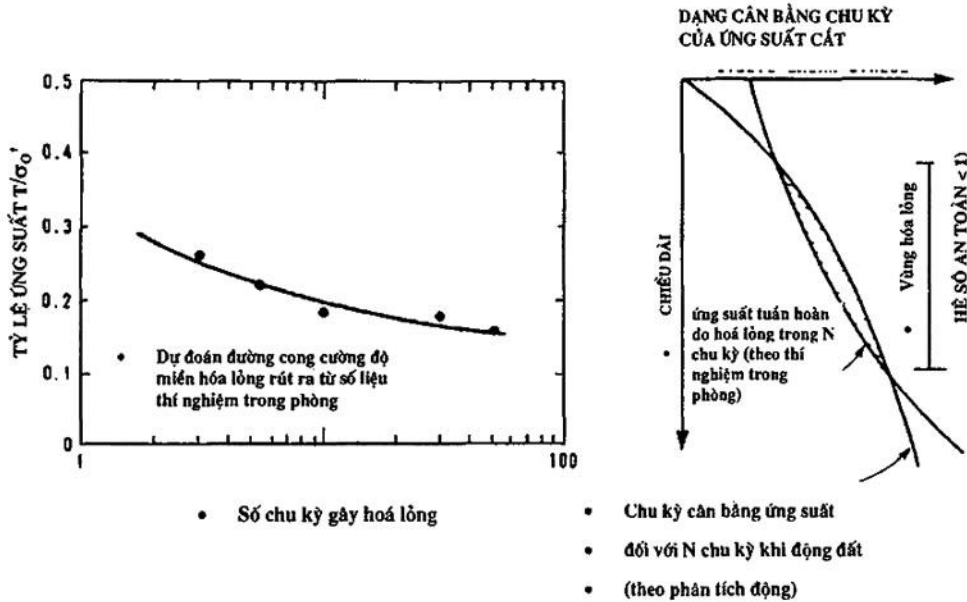
Việc phát triển phương pháp thực nghiệm gần đây đã được mô tả bởi Dezfulian và Prager (1978) trong đó sự tương quan giữa thí nghiệm xuyên tĩnh CPT với thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho phép số đo xuyên tĩnh CPT trong cát (được biểu thị là điểm kháng q_0) được dùng như một thước đo khả năng hoá lỏng. CPT có lợi thế là kinh tế hơn SPT, và vì chúng có thể cung cấp các số liệu liên tục về độ kháng theo chiều sâu, các lớp mỏng có thể có khả năng hoá lỏng của cát có thể được xác định rõ hơn.

Mặc dù các thí nghiệm xuyên có ưu điểm rõ ràng là phương pháp đánh giá hoá lỏng tại hiện trường, nhưng phải lưu ý rằng tương quan thực nghiệm này được thiết lập từ cơ sở dữ liệu rất hạn chế tại các hiện trường bao gồm chủ yếu các trầm tích của loại cát bùn hạt nhỏ. Sự tương quan có thể bị sai lệch đối với bùn cát và bùn sỏi (ở đó dữ liệu rất khó giải thích) và với cát thô, khi mà có thoát nước từng phần do áp suất lỗ rỗng quá lớn có thể xảy ra trong khi động đất. Hơn thế, trong những tình huống có ứng suất phụ xuất hiện do các hoạt động xây dựng, cần cẩn thận khi giải thích sự tương quan này.

Phương pháp phân tích - Cách tiếp cận bằng phân tích nhằm đánh giá khả năng hoá lỏng phải dựa trên sự so sánh giữa cường độ hoá lỏng của đất lấy theo kết quả thí nghiệm theo chu kỳ trên những mẫu nguyên dạng và ứng suất cắt gây ra do động đất. Trong cách tiếp cận này, phải nhận thức được rằng khi xây dựng đường cong cường độ hoá lỏng phải chỉnh lý số liệu thí nghiệm trong phòng để tính các yếu tố như độ chính xác của mô phỏng ứng suất tuần hoàn, mức độ nguyên dạng của mẫu, những ảnh hưởng lão hoá, quá trình ứng suất tuần hoàn, và độ lớn của ứng suất

theo phương ngang tại chỗ. Những chỉnh lý này yêu cầu trình độ kỹ sư phù hợp. Đồng thời trong nhiều trường hợp không thể lấy được các mẫu cát nguyên dạng.

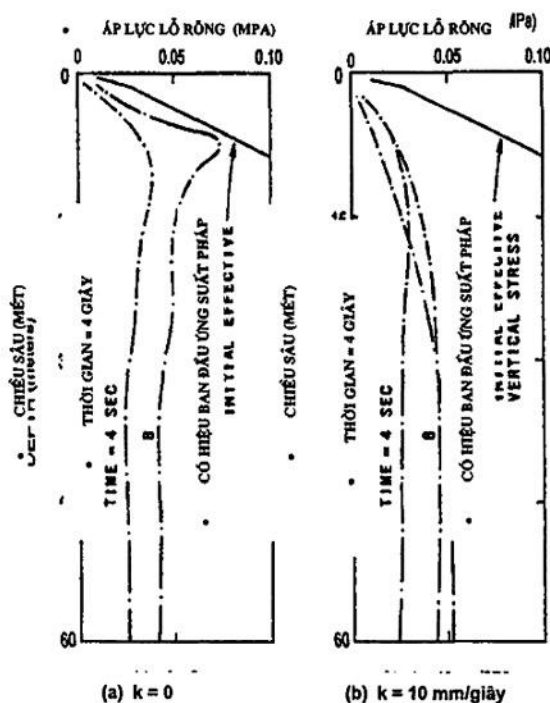
Độ cong cường độ hoá lỏng được tạo thành sẽ là duy nhất, nếu phân tích ứng suất toàn phần được sử dụng, khả năng hoá lỏng được đánh giá từ sự so sánh với ứng suất cắt gây ra động đất theo dự tính được thể hiện trong Hình A3.



Hình A3 - Nguyên tắc của phương pháp phân tích (ứng suất tổng cộng) để đánh giá khả năng hoá lỏng

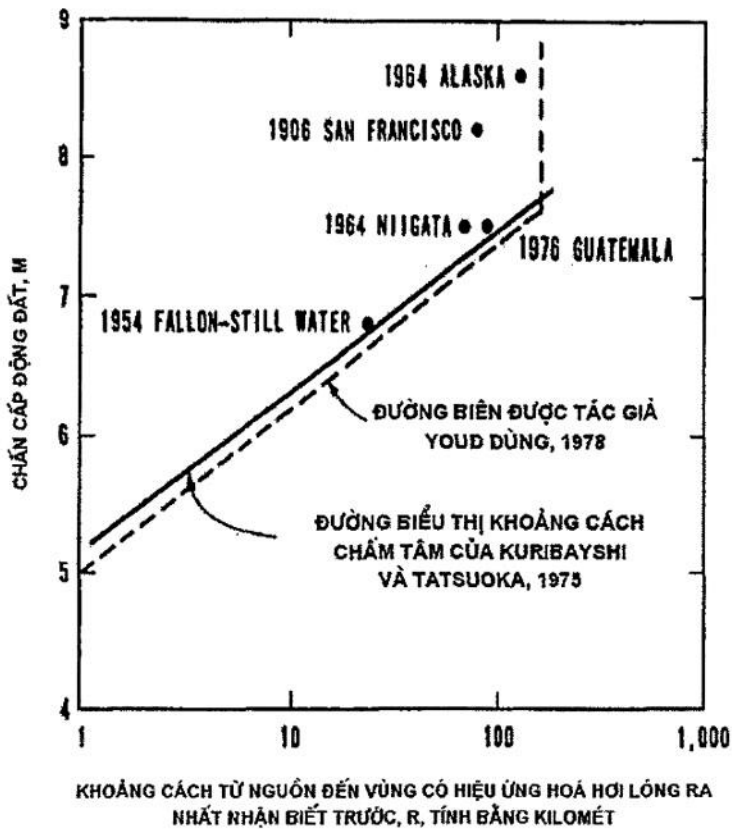
Mức độ ứng suất cát do động đất có thể được thiết lập từ phương pháp đơn giản hoá (Seed and I driss 1971) hoặc từ những đánh giá tỉ mỉ nhờ sử dụng các chương trình ứng xử động "tuyến tính cân bằng" đơn chiều, ví dụ như SHAKE. Mức ứng suất trung bình được thiết lập bằng cách sử dụng khái niệm cân bằng số các chu kỳ (xấp xỉ 10 trong động đất M7 và 30 trong M8.5). Gần đây hơn, các chương trình phi tuyến được định hướng cho việc tính toán ứng xử này.

Một biểu hiện rõ hơn của việc phát triển hoá lỏng tăng lên không ngừng sẽ được nhận biết bằng cách sử dụng cách tiếp cận ứng suất có hiệu tại điểm mà áp lực nước lỗ rỗng tăng lên đồng thời với lời giải ứng xử động học phi tuyến (Finn 1978, Martin và Seed 1979) và ảnh hưởng của khả năng áp lực nước lên lỗ rỗng biến mất trong khi động đất cũng được tính đến. Cách tiếp cận này cho số liệu đúng thời điểm của sự tăng áp lực nước lên lỗ rỗng trong quá trình động đất như đã chỉ ra trong Hình A4.



Hình A4 - Phương pháp ứng suất có hiệu để nhận biết hoá lỏng nhờ hiệu ứng thẩm (theo Finn, 1977)

Cần chú ý rằng những biểu hiện xấu của khả năng hoá lỏng có thể thấy được bằng cách sử dụng mối tương quan thực nghiệm hình thành giữa cấp địa chấn và khoảng cách từ chấn tâm tới vùng hoá lỏng xa nhất. Một mối quan hệ như vậy được Youd và Perkins miêu tả và được sử dụng như một cơ sở cho việc chuẩn bị các bản đồ có thể cảm nhận sự rạn nứt mặt đất gây hoá lỏng.



Hình A5- Khoảng cách cực đại đến vùng hoá lỏng đáng kể như một hàm của cấp động đất

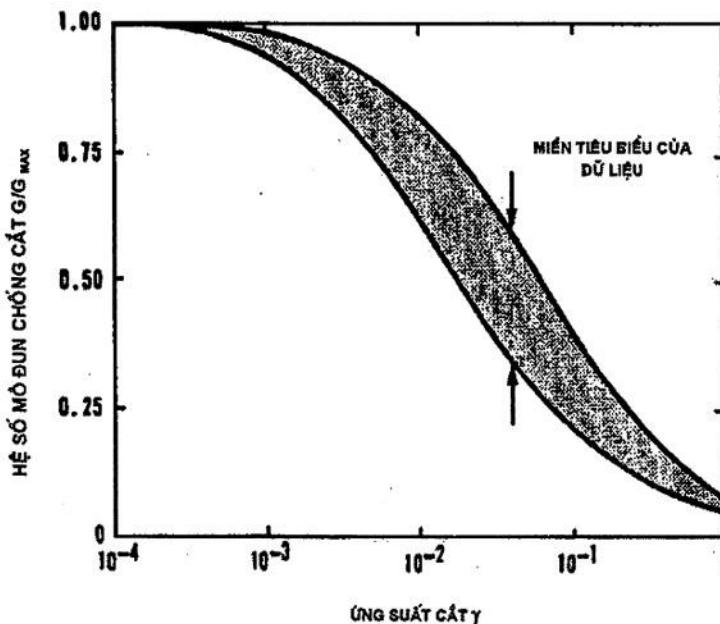
A2 THIẾT KẾ MÓNG

Thông thường trong thực tế người ta chấp nhận việc thiết kế móng chống động đất bằng việc phải sử dụng cách tiếp cận tĩnh học, trong đó tải trọng động đất tác động lên móng được xác định từ các phản lực và các momen cần thiết cho cân bằng kết cấu. Mặc dù cách tiếp cận thiết kế sức chịu tải theo kiểu truyền thống vẫn được áp dụng với các yếu tố giảm sức chịu tải tương thích nếu như muốn có một giới hạn an toàn chống "hư hỏng", vẫn phải lưu ý một số yếu tố liên quan đến tính động học của tải trọng động đất.

Dưới tác dụng của tải trọng chu kỳ do tần số động đất, sức kháng được huy động của nhiều loại đất lớn hơn cường độ kháng tĩnh học. Đối với đất không dính và không bão hoà, có thể tăng lên khoảng 10%, trong khi đó đối với đất dính có thể tăng lên 50%. Tuy nhiên đối với các lớp đất sét bão hoà yếu hơn và cát bão hoà, thì cường độ và độ cứng dưới tải trọng lặp theo chu kỳ lại giảm đi. Đối với các cầu được phân loại ở Khu vực 2, việc sử dụng sức kháng tĩnh học của đất để đánh giá móng đủ tin cậy về an toàn và trong hầu hết các trường hợp, giảm cường độ và độ cứng dưới tác dụng của tải trọng lặp sẽ không phải là vấn đề do độ ảnh hưởng của động đất nhỏ. Tuy nhiên, đối với cầu ở Khu vực 3, cần phải quan tâm đến khả năng về độ cứng, độ bền của đất ngoài hiện trường khi đánh giá khả năng giới hạn của móng cho thiết kế động đất.

Vì tải trọng động đất xảy ra ngắn trong thiên nhiên, cho nên sự mất khả năng chịu lực của đất trong một thời gian ngắn trong một chu kỳ tải trọng có thể là không đáng kể. Có thể cần phải quan tâm hơn đến độ chuyển vị hoặc độ quay của móng theo chu kỳ kết hợp với sự biến dạng của đất, bởi vì nó có thể có ảnh hưởng đáng kể đến chuyển vị kết cấu hoặc phân bố momen uốn và lực cắt trong các trụ (cột) và các kết cấu khác.

Do tính dễ biến dạng của móng làm ảnh hưởng tới phân bố lực và mô men trong một kết cấu và ảnh hưởng đến tính toán chu kỳ dao động riêng nên cần có hệ số độ cứng tương đương cho hệ thống móng. Trong nhiều trường hợp, việc sử dụng các giải pháp phân tích khác nhau được dùng cho các bệ móng và cọc, trong đó giả thiết rằng đất là một môi trường đàn hồi. Trong khi sử dụng những công thức đó cần phải nhận thức rằng đàn hồi tương đương của đất là một hàm số của biên độ ứng biến, và đối với tải trọng động đất các giá trị mô đun ít quan trọng hơn là nó phải thích hợp với tải trọng động đất thấp. Sự tương quan giữa mô đun chống cắt và biên độ ứng suất cắt cho cát được thể hiện trong Hình A6.



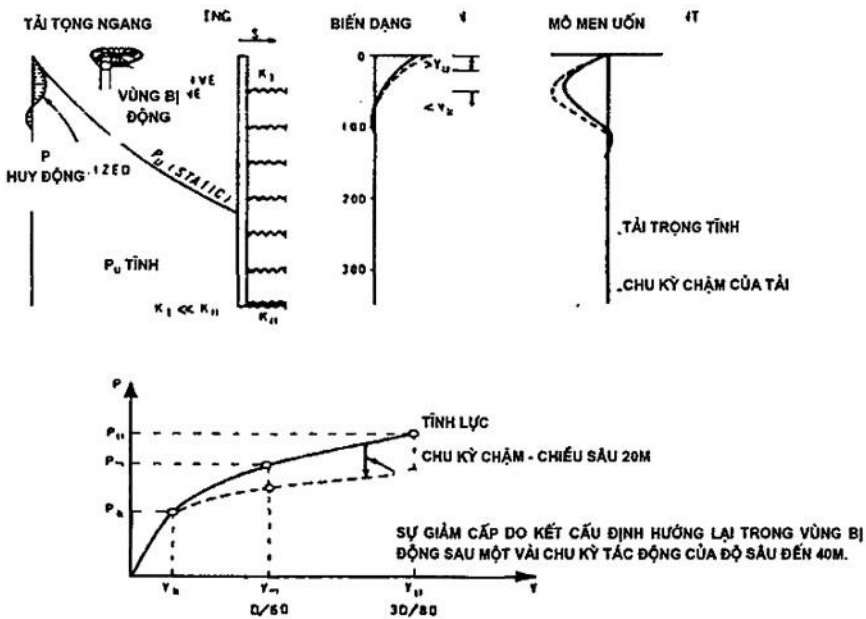
Hình A6- Biến đổi của mô đun chống cắt theo ứng biến cắt đối với cát

Dựa trên cơ sở quan sát thực nghiệm và quan sát hiện trường, người ta ngày càng nhận thấy rằng móng có thể bị nâng lên hoặc quay lật lư làm cho móng tách rời khỏi nền đất khi chịu động đất, có thể chấp nhận miễn là có thiết kế kénhững giải pháp thích hợp để ngăn ngừa (Taylor và Williams 1979). Các nghiên cứu thực nghiệm cho thấy, tạo sự mềm dẻo quay bên dưới móng khi lật lư có thể tạo ra hiệu quả cho sự tiêu hao năng lượng. Tuy nhiên, cần phải cẩn thận để tránh việc gây ra những biến dạng thẳng đứng đáng kể cùng với sự phá hỏng đất trong quá trình lật lư của động đất cũng như sự di chuyển quá giới hạn của trụ. Những điều này có thể dẫn đến những khó khăn trong thiết kế với những chuyển vị tương đối.

Tải trọng ngang của cọc: Phần lớn các giải pháp phổ biến để ước tính độ cứng ngang của cọc thẳng đứng là dựa trên giả thiết về sự làm việc đàn hồi và áp dụng khái niệm dầm hẫng tương đương (Davisson và Gill 1960), dầm trên nền đàn hồi của Winkler (Matlock và Reese 1960), giải

pháp chuỗi liên tục đàn hồi (Poulos 1971). Tuy nhiên, việc sử dụng các phương pháp có xét đến phản lực nền phi tuyến dẫn đến cho phép phá hủy đất có thể là quan trọng đối với các cọc nằm trong đất sét mềm và cát chịu tải trọng ngang lớn. Cách làm như vậy được đề cập trong đề xuất của Viện dầu khí Mỹ (API) để thiết kế dầm khoan ngoài khơi. Phương pháp áp dụng phản lực nền phi tuyến hoặc đường cong P-Y đối với cát và đất sét đã được phát triển bằng thực nghiệm từ các cuộc thí nghiệm chất tải tại hiện trường.

Các yếu tố chung của bản phân tích API trong trường hợp cát đã được minh họa trong Hình A7. Dưới những tải trọng lớn, một vùng phá hủy bị động phát triển gần đầu cọc. Các dữ liệu thí nghiệm chỉ ra rằng giới hạn bền, p_u , đối với tải trọng ngang tương ứng với độ võng của đầu cọc, y_u , khoảng $3d/80$, ở đây d là đường kính cọc. Lưu ý là phần lớn sức kháng theo phương ngang tập trung bên trên với độ sâu khoảng $5d$. Phương pháp API cũng cho thấy sự suy giảm của độ bền chống lực ngang khi chu kỳ tải trọng theo chu kỳ, mặc dù trong trường hợp cát bão hòa, sự suy giảm nêu trên không phản ánh sự gia tăng áp lực nước lên lỗ rỗng. Sự giảm độ bền chống lực ngang do động đất gây ra, sự gia tăng áp lực nước lỗ rỗng trường tự do trong cát bão hòa đã được miêu tả bởi Finn và Martin (1979). Một phương pháp số cho phép sử dụng đường cong P-Y. ARL để tính các đặc trưng độ cứng cọc hình thành bước cơ bản cho chương trình máy tính BMCOL76 được mô tả bởi Bogard và Matlock (1977)



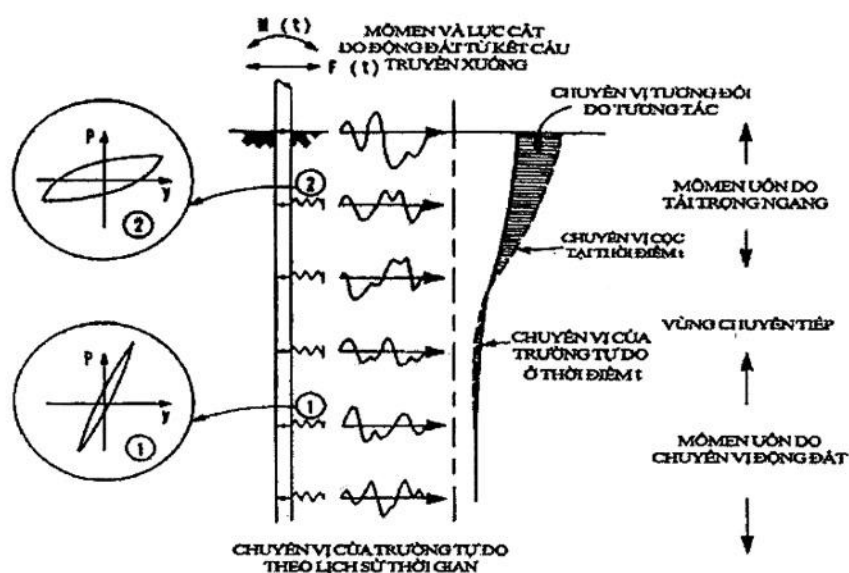
Hình A7 - Tải trọng ngang của cọc trong cát - sử dụng tiêu chuẩn API

Sự ảnh hưởng của làm việc nhóm lên độ cứng cọc đôi khi là chủ đề gây tranh cãi. Các giải pháp dựa trên lý thuyết đàn hồi có thể là gây hiểu nhầm về độ cong xuất hiện gần đầu cọc. Dẫn chứng thực nghiệm cho thấy rằng tác dụng của nhóm là không đáng kể đối với cọc có khoảng cách trống lớn hơn $4d$ tới $6d$.

Đối với hệ thống cọc xiên, sự tính toán độ cứng cọc theo phương ngang là phức tạp vì độ cứng của các cọc theo chịu nén và chịu kéo dọc trục. Một điều quan trọng cần nhận thức là biến dạng uốn trong nhóm cọc xiên sẽ tạo ra phản lực lớn trên bề cọc.

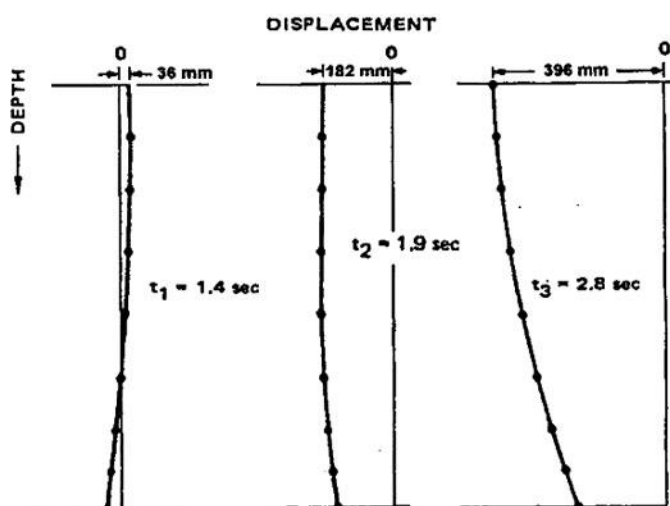
Nên nhớ rằng cho dù cọc xiên có hấp dẫn về mặt kinh tế khi chịu tải trọng ngang, những cọc như vậy sẽ rất cứng theo phương ngang nếu nó được bố trí sao cho chỉ phát sinh ra nội lực dọc trục. Do đó, sự xuất hiện chuyển vị tương đối với giá trị lớn của vùng đất bao quanh dè hơn trong khi đáp ứng động đất kiểu trường tự do tại hiện trường (đặc biệt nếu những thay đổi lớn về độ cứng của đất xuất hiện dọc theo chiều dài của cọc), và những chuyển vị tương đối này có thể gây ra các momen uốn lớn trong cọc. Vì lý do này, các hệ thống cọc thẳng, dè hơn chịu lực ngang bởi phát sinh mô men uốn đầu cọc được khuyến nghị áp dụng. Tuy nhiên, các hệ thống cọc như vậy phải được thiết kế cọc mềm vì những chuyển vị ngang lớn có thể cần thiết để chịu tải trọng ngang. Một bản thiết kế mang tính thỏa hiệp có tính đến sử dụng cọc xiên đặt tách rời ở những khoảng cách nhất định có thể mang lại một hệ thống có lợi về độ mềm giới hạn và tính kinh tế để chịu lực dọc trục do lực ngang gây ra.

Sự tương tác giữa cọc và đất: Việc sử dụng đặc điểm độ cứng của cọc để xác định momen uốn của cọc ở nơi có động đất dựa trên phương pháp giả định cho rằng các momen sinh ra chỉ do các tải trọng ngang từ các tác dụng quán tính của kết cấu cầu. Tuy nhiên phải nhớ rằng tải trọng quán tính được sinh ra từ sự tương tác của di chuyển đất và cọc, nếu động đất trường tự do với các cọc và sự tự dịch chuyển trường tự do có thể ảnh hưởng đến momen uốn. Điều này được minh họa chi tiết ở Hình A8. Lịch sử thời gian dịch chuyển động đất trường tự do cung cấp dữ liệu cho các số liệu đầu vào của độ bền chống lực ngang của các phân tử mặt phân cách truyền xuống cọc. Gần đầu cọc momen uốn bị ảnh hưởng của các tải trọng tương tác ngang sinh ra do tác dụng quán tính lên kết cấu cầu. Tại một độ sâu lớn hơn (ví dụ sâu hơn 10d), tại đây độ cứng của đất tăng dần lên cùng với độ cứng của cọc, cọc sẽ liên kết để biến dạng giống như trường tự do, và momen uốn của cọc trở thành một hàm số của độ cong do sự dịch chuyển của trường tự do.



Hình A8- Cơ chế tương tác giữa cọc và đất trong khi có tải trọng động đất

Hình A9 minh họa đặc tính dịch chuyển của trường tự do, hình này miêu tả mặt cắt đất rời sâu 61m của trận động đất El Centro. Đáp ứng của trường tự do được xác định bằng cách sử dụng phân tích đáp ứng đơn chiều phi tuyến. Từ biểu đồ chuyển vị theo thời gian cụ thể, có thể ước tính được độ cong và momen uốn của cọc nếu giả sử rằng cọc bị liên kết để dịch chuyển cùng pha của trường tự do.



Hình A9 - Mặt cắt tiêu biểu của dịch chuyển do động đất

Độ cong lớn có thể tăng lên tại các mặt phân cách giữa các lớp đất yếu và đất cứng. Trong những trường hợp như vậy, cần phải dùng cọc dẻo để uốn. Margason (1979) cho rằng động đất mạnh có thể sinh ra độ cong lớn đến $2,36 \times 10^{-5}$ mm, nhưng không có vấn đề gì đối với cọc thép thiết kế tốt hay cọc bê tông dự ứng lực.

Những vấn đề nghiên cứu cùng làm việc hệ thống tương tác kết cấu cọc và đất, như giới thiệu ở Hình A8, đã được Penzien trình bày cho hệ thống cọc cầu ở tầng đất sét mềm sâu (1970). Matlock (1978) đã trình bày một nghiên cứu tương tự như vậy nhưng với một hệ thống kết cấu cọc đơn giản hơn (SPASM) so với nghiên cứu của Penzien. Như vậy mẫu được sử dụng là một phiên bản động của chương trình BMCOL đã đề cập ở trên.

A3 NHỮNG YÊU CẦU ĐẶC BIỆT VỀ CỌC

Những điều không thể dự báo được đối với các tính chất đáp ứng của đất nền và cầu đòi hỏi sử dụng các hệ thống nền móng có dung sai. Do biến dạng cong và lực cắt sinh ra nên cọc cần phải có độ dai, và vì vậy các cọc như các cọc thép mặt cắt H và cọc bê tông bọc vỏ thép thích hợp ở các khu vực có khả năng xảy ra địa chấn cao. Những cọc bê tông không cốt thép thường bị gãy giòn, do vậy cần bố trí cốt thép dọc để giảm mức tai biến này. Cốt thép chịu lực nên được kéo dài vào tận bề để liên kết chặt các bộ phận để giúp cho việc chuyển tải từ cọc sang bề cọc.

Kinh nghiệm cho thấy là những cọc bê tông cốt thép thường có xu hướng bị tạo ra chốt chảy hay bị vỡ vụn ngay dưới đáy bề. Do vậy, nên giảm khoảng cách cốt đai tại khu vực này để bề tông được bọc kiểm chế tốt hơn. Cọc đóng chế tạo sẵn cần được chế tạo với số lượng cốt đai xoắn ốc đáng kể để đảm bảo tốt sức bền của mặt cắt và khả năng chịu biến dạng cong bị oằn xuống dưới tác động dao động của đất và sự đáp ứng của kết cấu. Hiển nhiên, điều đó nhằm đảm bảo rằng các cọc không bị phá hoại dưới đất và sự phá hoại do uốn của các cột bắt buộc phát sinh ở phần trên mặt đất. Những yêu cầu thêm về thiết kế cọc tập trung vào các cọc dành cho những cầu được phân loại ở vùng động đất 3, nơi mà tải trọng động đất thường xảy ra, phản ánh triết lý trong thiết kế nhằm mục đích giảm thiểu những thiệt hại dưới lòng đất mà không dễ dàng phát hiện được trận động đất lớn kế tiếp.

PHỤ LỤC B

(Tham khảo)

TÍNH SỨC KHÁNG THEO NỀN VÀ BIẾN DẠNG CỦA CỌC KHOAN TRONG NỀN ĐÁ VÀ ĐÁ MỀM YẾU IGM

B1 TÍNH SỨC KHÁNG MA SÁT THÀNH BÊN VÀ SỨC KHÁNG CHỐNG NỀN DANH ĐỊNH CỦA CỌC KHOAN TRONG NỀN ĐÁ MỀM IGM (đá trầm tích hạt nhỏ)

B1.1 Sức kháng thành bên

Đối với cọc khoan nhồi ngàm trong đá sét (xa thạch, đá sét, bột kết v.v) Hassan et al. (1997) đã xây dựng phương pháp thiết kế trên cơ sở mô hình hóa tính toán, quan trắc thử tải, các thí nghiệm trong phòng và tại hiện trường để xác định sức kháng nền của đá mềm phiến sét, một loại đá khó lấy mẫu và thí nghiệm theo các phương pháp thông thường. O'Neill et al. (1996) đã dùng thuật ngữ "vật liệu địa chất trung gian giữa đá và đất- IGM" để chỉ các loại đá này cho mục đích thiết kế cọc khoan nhồi. Tính toán thiết kế tương tự như dạng công thức phương pháp - α . Sức kháng ma sát đơn vị thành bên được tính bằng:

$$f_{SN} = \alpha \varphi q_u \quad (B1)$$

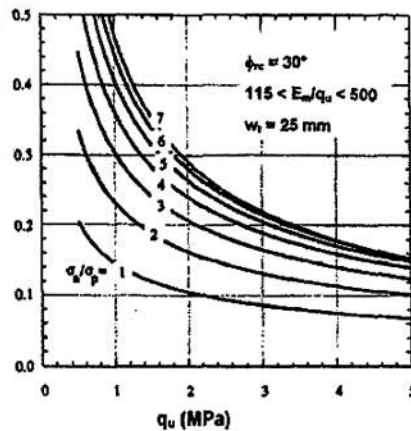
ở đây:

 q_u = cường độ kháng nén của đá nguyên dạng, φ = hệ số điều chỉnh xét đến mức độ có khe nứt, và α = hệ số thực nghiệm lấy theo Hình B1 .

Biểu đồ được áp dụng với các điều kiện ghi trên hình vẽ, trong đó E_m = mô đun đàn hồi của khối đá, σ_n = áp lực gây ra bởi bê tông tại thời điểm đổ bê tông cọc, σ_p = áp suất của khí quyển có đơn vị cùng với đơn vị của σ_n , and w_t = tổng chuyển vị thẳng đứng cần thiết để huy động toàn bộ sức kháng thành bên, có trị số bằng 25 mm.

Trên hình vẽ thể hiện biểu đồ được xây dựng với giá trị góc ma sát của mặt tiếp giáp bằng $\phi_{rc} = 30^\circ$ độ. Nếu giá trị góc ma sát khác đi thì điều chỉnh giá trị thông số α với hệ số:

$$\alpha = \alpha_{biểu đồ} \frac{\tan \phi_{rc}}{\tan 30^\circ}$$



Hình B1 - Hệ số α với loại địa chất trung gian giữa đất và đá IGM (O'Neill et al. 1996)

Để tìm giá trị α trên biểu đồ, người thiết kế phải xác định áp lực gây ra bởi bê tông lỏng tại điểm giữa của lớp địa tầng thứ i , σ_n . Nếu bê tông có γ_c độ sụt 17,5cm hoặc lớn hơn và bê tông được đổ vào hố khoan với tốc độ 1,2m trong một giờ hoặc nhanh hơn. Nếu ở chiều sâu z_i^* phía dưới bề mặt đá 1,2m có thể xác định theo Phương trình B2. σ_n ở chiều sâu lớn hơn sẽ lấy bằng giá trị $z_i^* = 1,2m$.

$$\sigma_n = 0,65 \gamma_c g z_i^* (10^{-9}) \quad (B2)$$

trong Phương trình B1, φ (đường nhằm lẫn với hệ số sức kháng) là hệ số hiệu ứng khe nứt để xét đến việc có các khe nứt rỗng hoặc bị chèn mùn đất của khối đá. Hệ số φ có thể xác định theo Bảng 22 của Tiêu chuẩn này như giá trị α_E . Các giá trị này không dùng cho đá có giá trị RQD nhỏ hơn 20%. Với điều kiện địa chất này cần tiến hành thử tải để xác định sức kháng thành bên.

Hệ số sức kháng theo phương pháp này lấy bằng $\varphi = 0.60$ theo kiến nghị của Allen (2005) trên cơ sở nghiên cứu điều chỉnh độ tin cậy của Paikowsky và cộng sự. (2004).

Trong Phương trình B1, $q_{u,i}$ là giá trị q_u trong lớp thứ i . Giá trị này thường lấy bằng giá trị trung bình nên một trục các mẫu đá nguyên dạng lăng trụ có đường kính 5 cm hoặc lớn hơn.

Sự tồn tại của loại địa chất yếu hơn giữa các vật liệu nguyên dạng có thể lấy mẫu cũng được xem xét qua hệ số φ . Loại đá sét yếu có thể đánh giá theo cách sử dụng tương quan giữa sức kháng nén, q_u , với chỉ số N xuyên tiêu chuẩn. Đồng thời Abu-Hejleh et al. (2003) đã xây dựng tương quan giữa chỉ số N xuyên tiêu chuẩn với sức kháng ma sát thành bên. Các lớp đá mềm có thể được phân loại trên cơ sở thạch học, giá trị SPT, và cường độ kháng nén như sau:

- Loại I: đá sét giống đất; giá trị $N < 100$
- Loại II đá sét pha cát rắn $N > 100$ và $q_u < 4,7$ MPa
- Loại III là nền phiến sét rất rắn chắc; $4,7 < q_u < 23,9$ MPa

Với loại II và III có thể lấy mẫu giá trị RQD tương đối cao và cường độ kháng nén của khối đá được xác định bằng thí nghiệm nén nở hông trên.

Với loại I, đá sét giống đất; giá trị $N < 100$, rất khó lấy mẫu để thí nghiệm UC, xác định cường độ kháng ép theo tương quan với N theo các phương trình sau:

$$q_u \text{ (MPa)} = 1,66 N \quad (\text{B3})$$

Sức kháng ma sát thành bên và kháng chống chân cọc tính theo giá trị xuyên tiêu chuẩn N được xác định theo các tương quan sau:

$$f_{SN} \text{ (MPa)} = 0,52 N \quad (\text{B4})$$

$$q_{BN} \text{ (MPa)} = 6,35 N \quad (\text{B5})$$

Ở đây f_{SN} = sức kháng thành bên danh định, q_{BN} = sức kháng chống chân cọc danh định.

Khi tính theo các Phương trình B4 and B5, Abu-Hejleh et al. (2003) kiến nghị dùng hệ số sức kháng $\varphi = 0.70$

B1.2 Sức kháng chống chân cọc khoan trên nền đá mềm nhưng lấy được mẫu

Phương pháp xác định sức kháng chống chân cọc trên đá có thể áp dụng cho cả sức kháng chống chân cọc trên nền đá mềm IGM như đá phiến sét, bột kết. O'Neill và cộng sự (1996) đã nhận thấy các công thức B6 đến B8 sau đây có thể áp dụng cho địa chất trung gian giữa đất và đá IGMs Loại II và Loại III, khi các chỉ tiêu của đá trầm tích phân lớp nằm ngang thỏa mãn và có các thông tin về khoảng cách các vết nứt khối đá và độ mở rộng của vết nứt.

Khi khối đá có các vết nứt phân bố với khoảng cách ít nhất 30 cm và độ mở rộng vết nứt không rộng quá 6mm, thì có thể xác định sức kháng chống đơn vị chân cọc như sau:

$$q_{BN} = 3 q_u k_{sp} d \quad (\text{B6})$$

trong đó:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_v}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_v}}} \quad (\text{B7})$$

$$d = 1 + 0,4 \frac{D_s}{B} \leq 3,4 \quad (\text{B8})$$

ở đây:

q_u = cường độ nén một trục của đá

s_v = khoảng cách thẳng đứng giữa các vết nứt (phân vĩa) của khối đá

t_d = độ mở rộng của vết nứt;

B = đường kính hốc ngàm chân cọc vào đá,

D_s = chiều sâu chon ngàm chân cọc vào đá

B2 TÍNH ĐỘ LÚN XUẤT HIỆN THEO LỰC DỌC TRỰC CỦA CỌC KHOAN TRÊN NỀN ĐÁ,

B2.1 Phương pháp tính gần đúng theo chuỗi biểu thức

Một số tác giả nghiên cứu đã xây dựng phương pháp tính gần đúng để giải bài toán quan hệ giữa lực dọc trục và độ lún cọc khoan nhồi ngàm trong nền rắn chắc như đá, hoặc loại địa chất đất rất chặt cho kết quả phù hợp với các phương pháp giải chính xác dựa trên lý thuyết đàn hồi và dẻo, các phương pháp phần tử hữu hạn và các kết quả tính nghiệm toán theo kết quả thử tải tại hiện trường. Phương pháp tính theo chuỗi biểu thức có ưu điểm đơn giản, dễ sử dụng cho kỹ sư thiết kế nền móng. Nội dung của phương pháp và cách vận dụng phương pháp sẽ được trình bày dưới đây.

Cơ sở của phương pháp tính này miêu tả trên Hình B2, liên quan đến quan hệ giữa tải trọng nén cọc đặt trên đỉnh phần cọc khoan ngập trong đá (Q_c) và chuyển vị do tải trọng này gây ra tại đỉnh phần cọc ngập trong đá (w_c). Phần cọc khoan bê tông được mô hình như một khối lăng trụ đàn hồi vùi trong một khối đá đàn hồi. Khối lăng trụ có chiều cao D và đường kính B có mô đun đàn hồi E_c và hệ số Poisson ν_c . Khối đá bao quanh cọc khoan là đồng nhất có giá trị mô đun đàn hồi E_r và hệ số Poisson ν_r còn khối đá bên dưới chân cọc khoan có giá trị mô đun đàn hồi E_b và hệ số Poisson ν_b . Cọc khoan chịu lực nén thẳng đứng Q_c được giả thiết lực phân bố đều trên toàn bộ mặt cắt ngang cọc khoan tạo ra ứng suất trung bình $\sigma_b = 4Q_c / (\pi B^2)$.

Phương pháp tính theo chuỗi biểu thức trình bày trong phụ lục này cho các trường hợp:

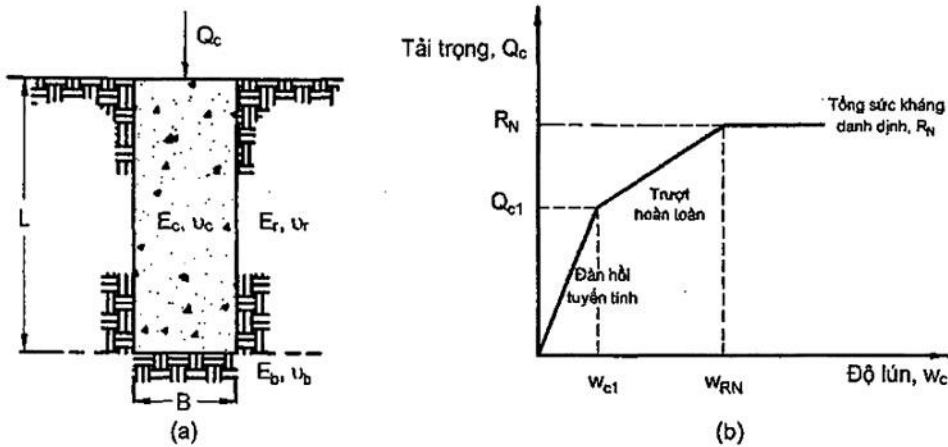
1. Cọc khoan ngập trong đá do Carter và Kulhawy (1988) đề xuất;
2. Cọc khoan ngập trong đá sét mềm yếu (IGM) do O'Neill et al. (1996) đề xuất.

Các yêu cầu về thông số đầu vào cho từng phương pháp sẽ được thảo luận.

B2.2 Cọc khoan ngàm trong nền đá rắn chắc (Kulhawy and Carter 1992)

Các giả thiết của phương pháp này như trên đã trình bày. Lời giải đường quan hệ tải trọng – biến dạng của phần cọc ngàm trong nền đá gồm hai đoạn thẳng: (1) đoạn ứng xử tuyến tính đàn hồi ban đầu (2) đoạn làm việc trong điều kiện trượt hoàn toàn. Tải trọng lớn nhất được giới hạn tới sức kháng dọc trục danh định của cọc khoan.

Kulhawy and Carter (1992) phân ra hai trường hợp cọc khoan ngàm trong đá chịu nén để xem xét: (1) "cọc khoan ngập toàn phần", đối với trường hợp chân cọc khoan tựa tiếp xúc hoàn toàn với nền đá và (2) "cọc khoan ngập chịu cắt" đối với trường hợp giữa chân cọc khoan với nền đá có khoảng trống không tiếp xúc. Với trường hợp (2) chỉ dùng cho các thí nghiệm thử tải không có lực chống chân cọc bằng cách tạo ra khoảng chống chân cọc. Sau đây chỉ đưa ra các tính toán cho trường hợp (1).



CHÚ DẪN:

(a) Mô hình đàn hồi của đoạn cọc ngầm trong nền đá;

(b) Đường cong tuyến tính tải trọng – độ lún

Hình B2 - Đường cong quan hệ Tải trọng – biến dạng của cọc khoan ngầm trong nền đá

1. Đối với đoạn tuyến tính đàn hồi của đường cong

$$w_c = \frac{2Q_c}{G_r B} \frac{1 + \left(\frac{4}{1-\nu_b} \right) \left(\frac{1}{\pi \lambda \xi} \right) \left(\frac{2L}{B} \right) \left(\frac{\tanh[\mu L]}{\mu L} \right)}{\left(\frac{4}{1-\mu_b} \right) \left(\frac{1}{\xi} \right) + \left(\frac{2\pi}{\zeta} \right) \left(\frac{2L}{B} \right) \left(\frac{\tanh[\mu L]}{\mu L} \right)} \quad (B9)$$

Trong đó:

$$(\mu L)^2 = \left(\frac{2}{\zeta L} \right) \left(\frac{2L}{B} \right)^2 \quad (B10)$$

$$\zeta = \ln[5(1-\nu_r)L/B] \quad (B11)$$

$$\lambda = E_c / G_r \quad (B12)$$

$$G_r = E_r / 2(1+\nu_r) \quad (B13)$$

D13

$$\xi = G_r / G_b \quad (B14)$$

$$G_b = E_b / 2(1+\nu_b) \quad (B15)$$

Xác định độ lớn của tải trọng truyền xuống đáy chân cọc khoan (Q_b) theo Phương trình

$$\frac{Q_b}{Q_c} = \frac{\left(\frac{4}{1-\nu_b}\right)\left(\frac{1}{\xi}\right)\left(\frac{1}{\cosh[\mu D]}\right)}{\left(\frac{4}{1-\nu_b}\right)\left(\frac{1}{\xi}\right)\left(\frac{2D}{B}\right)\left(\frac{\tanh[\mu D]}{\mu D}\right)} \quad (\text{B16})$$

2. Đối với đoạn trượt hoàn toàn của đường cong tải trọng- độ lún

$$w_c = F_3 \left(\frac{Q_c}{\pi E_r B} \right) - F_4 B \quad (\text{B17})$$

Trong đó:

$$F_3 = a_1 (\lambda_1 BC_3 - \lambda_2 BC_4) - 4a_3 \quad (\text{B18})$$

$$F_4 = \left[1 - a_1 \left(\frac{\lambda_1 - \lambda_2}{D_4 - D_3} \right) B \right] a_2 \left(\frac{c}{E_r} \right) \quad (\text{B19})$$

$$C_{3,4} = \frac{D_{3,4}}{D_4 - D_3} \quad (\text{B20})$$

$$D_{3,4} = \left[\pi (1 - \nu_b^2) \left(\frac{E_r}{E_b} \right) + 4a_3 + a_1 \lambda_{2,1} B \right] \exp[\lambda_{2,1} D] \quad (\text{B21})$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{-\beta \pm (\beta^2 + 4\alpha)^{1/2}}{2\alpha} \quad (\text{B22})$$

$$\alpha = a_1 \left(\frac{E_c}{E_r} \right) \left(\frac{B^2}{4} \right) \quad (\text{B23})$$

$$\beta = a_3 \left(\frac{E_c}{E_r} \right) B \quad (\text{B24})$$

$$a_1 = (1 + \nu_r) \zeta + a_2 \quad (\text{B25})$$

$$a_2 = \left[(1 - \nu_c) \left(\frac{E_r}{E_c} \right) + (1 + \nu_r) \right] \left(\frac{1}{2 \tan \phi \tan \psi} \right) \quad (\text{B26})$$

$$a_3 = \left(\frac{\nu_c}{2 \tan \psi} \right) \left(\frac{E_r}{E_c} \right) \quad (\text{B27})$$

Độ lớn tải trọng truyền xuống đáy chân cọc khoan (Q_b) được tính bằng:

$$\frac{Q_b}{Q_c} = P_3 + P_4 \left(\frac{\pi B^2 C}{Q_c} \right) \quad (B28)$$

Trong đó:

$$P_3 = a_1 (\lambda_1 - \lambda_2) B \exp[(\lambda_1 + \lambda_2) D] / (D_4 - D_3) \quad (B29)$$

$$P_4 = a_2 (\exp[\lambda_2 D] - \exp[\lambda_1 D]) / (D_4 - D_3) \quad (B30)$$

Chú ý rằng có thể xác định điểm giao giữa đoạn tuyến tính của biểu đồ với đoạn trượt hoàn toàn của biểu đồ, ký hiệu là điểm (Q_{c1}, w_{c1}) trên Hình B1, bằng cách cân bằng hai Phương trình B9 với B17, giải đẳng thức này để tìm ra giá trị tải trọng dọc trục (Q_{c1}) và dùng giá trị này để tính ra chuyển vị w_{c1} tương ứng.

Người dùng phương pháp này cần làm quen với các giả thiết khi xây dựng phương pháp tính. Các đặc trưng mô đun của khối đá được coi là không đổi trên suốt chiều sâu của hốc đá và phía dưới đáy chân cọc.

Khi mô đun của khối đá thay đổi theo chiều sâu cần phải đánh giá cẩn thận để xác định giá trị thỏa mãn với điều kiện giả thiết không đổi theo chiều sâu. Cường độ của khối đá được biểu thị thông qua các thông số của Mohr-Coulomb (c , ϕ , and ψ) trong đó ψ = góc nở phình. Khi không thực hiện các thí nghiệm mặt tiếp giáp bê tông với đá như thí nghiệm cắt trực tiếp, Kulhawy và Carter (1992) đề xuất dùng tương quan giữa các thông số cường độ Mohr-Coulomb với cường độ nén một trục của mẫu đá nguyên dạng (q_u):

$$\frac{c}{P_a} = 0,1 \left(\frac{q_u}{P_a} \right)^{2/3} \quad (B31)$$

$$\tan \phi \tan \psi = 0,001 \left(\frac{q_u}{P_a} \right)^{2/3} \quad (B32)$$

Phương pháp trên được áp dụng tốt nhất khi có thử tải cho cọc ngầm trong đá, nó tạo ra khuôn khổ giải thích làm rõ kết quả thí nghiệm bằng cách thiết lập các giá trị đặc trưng của khối đá (E_r , E_b , c , ϕ và ψ). Khi khoan khảo sát thấy các khối đá có cấu trúc địa chất, cường độ, đặc trưng liên khối tương tự, có thể sử dụng phương pháp tính toán để đánh giá quan hệ tải trọng- biến dạng dùng cho thiết kế.

B3 TÍNH ĐỘ LÚN XUẤT HIỆN THEO LỰC DỌC TRỤC CỦA CỌC KHOAN TRONG NỀN ĐÁ MỀM IGMs

Phương pháp tính lún của cọc trong nền đá mềm (có đặc điểm trung gian giữa đá và đất) IGM được O'Neill et al. (1996) đề xuất. Kết quả tính đường cong quan hệ tải trọng-độ lún theo các phương trình của phương pháp này phù hợp với kết quả tính theo mô hình phân tử hữu hạn phi tuyến và kết quả thử tải cọc ngầm vào nền đá phiến sét tại Texas, Hoa Kỳ.

Phương pháp này chỉ áp dụng để tính cho phần cọc ngầm trong nền IGMs, không xét đến tầng đất phủ phía trên thường không được xét tới cho mục đích thiết kế.

Việc xác định sức kháng ma sát thành bên danh định f_{sN} cho cọc khoan ngáp trong đá mềm IGM theo các chỉ dẫn ở phần B1. Cần phải lựa chọn giá trị thông số n , trên cơ sở mặt thành hố đá được phân loại là loại mặt nhám hay mặt trơn. Nếu mặt thành đá được phân loại là trơn, thì giá trị n xác định theo Hình B3. Nếu mặt thành đá được phân loại là nhám thì $n = \sigma_n/q_u$, ở đây σ_n là ứng suất thẳng đứng có hiệu tại chiều sâu mà f_{sN} được tính và q_u cường độ chịu nén nở hông của mẫu lõi trên toàn bộ chiều sâu của hố đá. Một giả thiết quan trọng để tính theo phương pháp này là coi mặt tiếp giáp giữa đá và cọc khoan là dẻo (không biểu hiện tính chất biến dạng hóa mềm khi phá hoại do lực). Hố khoan đá được giả thiết là vật liệu đồng nhất dọc theo thành hố đá và nền bên dưới đáy hố. Các bước thực hiện của phương pháp là như sau:

- Các kích thước của hố khoan đá được chọn như sau D = Chiều sâu ngàm của cọc khoan ngáp vào nền đá khác với toàn bộ chiều dài cọc khoan, và B = đường kính cọc khoan ngàm trong đá. E_m là mô đun đàn hồi của khối đá xác định như Trong Điều 4.6.5 và xác định độ cứng tính đổi của cọc khoan về bê tông theo E_c .

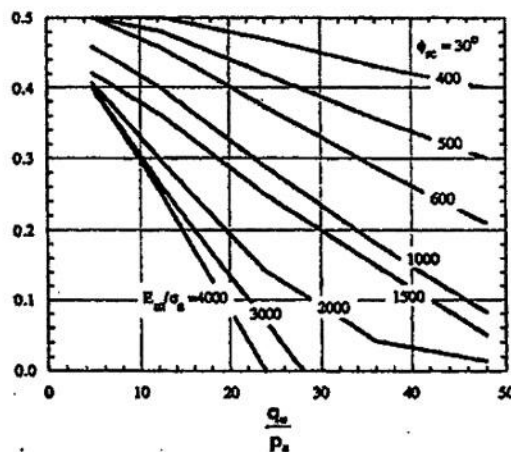
$$(AE)_{\text{cọc khoan}} = E_c (A_c + nA_s) \quad (B33)$$

Ở đây: E_c = Mô đun đàn hồi của bê tông, A_c = diện tích mặt cắt ngang phần bê tông, A_s = diện tích mặt cắt ngang của cốt thép dọc trong cọc khoan, n = tỷ lệ mô đun đàn hồi = E_s/E_c , và E_s = mô đun đàn hồi của cốt thép.

- Tính các thành phần đặc trưng kích thước hình học:

$$\Omega = 1.14 \sqrt{\frac{D}{B}} - 0.05 \left[\sqrt{\frac{D}{B}} - 1 \right] \log_{10} \left(\frac{E_c}{E_m} \right) - 0.44 \quad (B34)$$

$$\Gamma = 0.37 \sqrt{\frac{D}{B}} - 0.15 \left[\sqrt{\frac{D}{B}} - 1 \right] \log_{10} \left(\frac{E_c}{E_m} \right) + 0.13 \quad (B35)$$



Hình B3- Thông số n của thành hố nhẵn trong hố khoan nền đá mềm IGM (O'Neill et al. 1996)

- Chọn một chuỗi các giá trị chuyển vị ở đỉnh phần cọc ngậm trong nền đá mềm, w_c . Với mỗi giá trị w_c đã cho tính một giá trị sức kháng, (tải trọng đặt lên đỉnh phần cọc khoan ngậm trong đá mềm) tương ứng với giá trị chuyển vị này theo các bước sau đây.
- Tính thành phần độ lún trong phạm vi đàn hồi:

$$H_f = \frac{E_m \Omega}{\pi D \Gamma f_{oa}} w_c \quad (B36)$$

- Tính thành phần độ lún trong phạm vi không đàn hồi:

$$k_f = n + \frac{(H_f - n)(1 - n)}{H_f - 2n + 1} \leq 1 \quad (B37)$$

- Tính áp lực đơn vị đặt tới đáy chân cọc khoan, q_b

$$q_b = 0,0134 E_m \times \frac{(D/B)}{(D/B + 1)} \left\{ \frac{200 w_c [\sqrt{D/B} - \Omega] (1 + D/B)}{\pi D \Gamma} \right\}^{0.67} \quad (B38)$$

- Tính Q_c , tải trọng nén đặt ở đỉnh của phần cọc khoan ngậm trong đá tương ứng với giá trị w_c :

Nếu $H_f < n$ (trong phạm vi tuyến tính của biến dạng):

$$Q_c = \pi B L H_f f_{oa} + q_b \frac{\pi B^2}{4} \quad (B39)$$

Nếu $H_f > n$ (trong phạm vi phi tuyến của biến dạng):

$$Q_c = \pi B L K_f f_{oa} + q_b \frac{\pi B^2}{4} \quad (B40)$$

Phương pháp tính trình bày ở trên được nghiên cứu cho thấy có thể dự đoán chính xác cho độ lún tới phạm vi 5cm của các cọc khoan đường kính tới 1,8m. Như một phần của quá trình thiết kế, giá trị q_b đưa vào tính ở đây không được vượt quá các giá trị q_{BN} được xác định theo các phương pháp trình bày ở phần B1

PHỤ LỤC C**(Quy định)****PHÂN LOẠI NỀN ĐÁ RMR**

Phân loại nền đá RMR dựa trên cơ sở các thông số sau:

- (1) Cường độ chịu nén của mẫu đá nguyên dạng;
- (2) Trị số RQD;
- (3) Khoảng cách giữa các khe nứt;
- (4) Tình trạng của khe nứt; and
- (5) Tình trạng nước ngầm

Ứng với mỗi thông số này, nền đá sẽ được phân loại theo một trị số độc lập dựa vào tầm quan trọng của thông số đó ảnh hưởng tới ứng xử của nền đá (Xem Bảng C1). Trị số phân loại này được điều chỉnh giảm tùy theo hướng của các khe nứt ảnh hưởng đến sự chịu lực của từng loại công trình (Bảng C2). Tổng số các giá trị phân loại theo các thông số độc lập nêu trên trừ đi trị số xét đến ảnh hưởng của hướng khe nứt của khối đá là trị số tổng hợp phân loại nền đá RMR. Dựa trên trị số phân loại tổng hợp RMR, nền đá được phân cấp thành các cấp:

(1) Cấp I-Đá rất tốt; (2) Cấp II- Đá tốt; (3) Cấp III- Đá trung bình; (4) Cấp IV- Đá yếu; và (5) Cấp V-Đá rất yếu (Bảng C3). Từ trị số RMR có thể xác định mô đun biến dạng của nền đá và cường độ kháng cắt của nền đá để thiết kế móng nông.

C1. CÁC THÔNG SỐ ĐỂ PHÂN LOẠI VÀ TRỊ SỐ PHÂN LOẠI ĐÁ

CÁC THÔNG SỐ		TRỊ SỐ PHÂN LOẠI NỀN ĐÁ							
1	Cường độ của Đá nguyên dạng	Theo thí nghiệm tải trọng điểm tập trung	>8 MPa	4 đến 8 MPa	2 đến 4 MPa	1 đến 2 MPa			
		Theo nén mẫu	>200 MPa	100 đến 200 MPa	50 đến 100 MPa	25 đến 50 MPa	10 đến 25MPa	3 đến 10MPa	1 đến 3MPa
	Trị số phân loại		15	12	7	4	2	1	0
2	Trị số số RQD của mẫu khoan		90% đến 100%	75% đến 90%	50% đến 75%	25% đến 50%	<25%		
	Trị số phân loại		20	17	13	8	3		
3	Khoảng cách giữa các vết nứt		>3 m	1 đến 3m	0,3m đến 1m	50 đến 300mm	<50mm		
	Trị số phân loại		30	25	20	10	5		
4	Tình trạng khe nứt		Bề mặt nhám, không liên tục, không tách rời Thành khe nứt rắn chắc	Bề mặt hơi nhám , bề rộng khe nứt <1mm, Thành khe nứt rắn	Bề mặt hơi nhám , bề rộng khe nứt <1mm, Thành khe nứt mềm	Khe nứt có tích mùn, bề rộng <5mm hoặc khe nứt rộng 1đến 5mm kéo dài liên tục	Khe nứt có tích mùn, bề rộng >5mm hoặc khe nứt rộng > 5mm kéo dài liên tục		
	Trị số phân loại		25	20	12	6	0		
5	Nước ngầm	Lưu lượng nước chảy trên chiều dài hầm 10m	Không	< 25 lít/phút	25 đến 125 lít/phút	>125 lít/phút			
		Tỷ lệ áp lực nước với ứng suất chính	0	0,0 đến 0,2	0,2 đến 0,5	>0,5			
		Tình trạng chung	Hoàn toàn Khô	Chỉ ẩm	Có nước áp lực vừa phải	Tình trạng nước nhiều			
	Trị số phân loại		10	7	4	0			

C2. HIỆU CHỈNH PHÂN LOẠI ĐÁ THEO ĐIỀU KIỆN HƯỚNG CỦA KHE NỨT (KHE NÓI)

Hướng đứt gãy và hướng độ dốc của khe nứt		Rất có lợi	Có lợi	Trung bình	Có hại	Rất hại
Phân loại	Công trình hầm	0	-2	-5	-10	-12
	Nền móng	0	-2	-7	-15	-25
	Làm mái dốc	0	-5	-25	-50	-60

C3. CẤP CỦA NỀN ĐÁ THEO PHÂN LOẠI

Trị số phân loại RMR	100 đến 81	80 đến 61	60 đến 41	40 đến 21	<20
Cấp đá	I	II	III	IV	V
Mô tả tình trạng đá	Đá rất tốt	Đá tốt	Đá trung bình	Đá mềm	Đá rất mềm yếu
Lực dính của khối đá (MPa)	>0,4	0,3 - 0,4	0,2 - 0,3	0,1 - 0,2	<0,1
Góc ma sát của khối đá	>45°	35°-45°	25°- 35°	15° - 25°	<15°