

Phần 10 - Nền móng

10.1. PHẠM VI

Các quy định của phần này cần áp dụng để thiết kế móng mở rộng, móng cọc đóng và móng cọc khoan nhồi.

Cơ sở mang tính xác suất của Tiêu chuẩn thiết kế này, các tổ hợp tải trọng, hệ số tải trọng, sức kháng, hệ số sức kháng và độ tin cậy thống kê phải được xem xét khi lựa chọn phương pháp tính sức kháng khác với phương pháp được đề cập ở đây. Các phương pháp khác, đặc biệt khi được công nhận mang tính địa phương và được xem là thích hợp cho các điều kiện địa phương, có thể được sử dụng nếu như bản chất thống kê của các hệ số được cho ở trên được xem xét thông qua việc sử dụng nhất quán lý thuyết độ tin cậy, và được Chủ đầu tư chấp thuận

10.2. CÁC ĐỊNH NGHĨA

Cọc xiên - Cọc đóng có góc nghiêng so với phương thẳng đứng để tạo ra sức kháng cao hơn đối với tải trọng ngang

Cọc chống - Cọc chịu tải trọng dọc trực nhè ma sát hay sức chịu lực ở mũi cọc.

Tổ hợp cọc chống và cọc ma sát- Cọc có được khả năng chịu lực từ tổ hợp của cả sức chịu ở mũi cọc và sức kháng bao quanh dọc thân cọc.

Đế móng tổ hợp - Móng đỗ hơn một cột

Đá chịu lực tốt - Khối đá có các kẽ nứt không rộng quá 3,2 mm.

Móng sâu - Móng mà sức chống của nó có được bằng truyền tải trọng tới đất hay đá tại độ sâu nào đó bên dưới kết cấu bằng khả năng chịu lực tại đáy, sự dính bám hay ma sát, hoặc cả hai.

Cọc khoan - Một kiểu móng sâu, được chôn toàn bộ hay một phần trong đất và được thi công bằng cách đổ bê tông tươi trong hố khoan trước có hoặc không có cốt thép. Cọc khoan có được khả năng chịu tải từ đất xung quanh và hay từ địa tầng đất hay đá phía dưới mũi cọc. Cọc khoan cũng thường được coi như là các giếng chìm, giếng chìm khoan, cọc khoan hay trụ khoan.

Ứng suất hữu hiệu - ứng suất ròng trên toàn bộ các điểm tiếp xúc của các phân tử đất, nói chung được xem như tương đương với tổng ứng suất trừ đi áp lực nước lô rỗng.

Cọc ma sát - Cọc mà toàn bộ khả năng chịu lực chủ yếu có được từ sức kháng của đất bao quanh dọc thân cọc được chôn trong đất.

Móng độc lập - Đỗ đơn lẻ các phần khác nhau của một cấu kiện kết cấu phần dưới; móng này được gọi là móng có đế.

Chiều dài của móng - Kích thước theo hình chiếu bằng lớn nhất của cấu kiện móng.

Tỷ lệ quá cố kết - được định nghĩa là tỷ lệ giữa áp lực tiền cố kết và ứng suất hưu hiệu thẳng đứng hiện tại.

Cọc - Một kiểu móng sâu tương đối mảnh được chôn toàn bộ hay một phần trong đất, được thi công bằng đóng, khoan, khoan xoắn, xói thuỷ lực hay các phương pháp khác và nó có được khả năng chịu tải từ đất xung quanh và/ hay từ địa tầng đất hay đá bên dưới mũi cọc.

Mố cọc - Mố sử dụng các cọc như là các cấu kiện cột.

Mũi cọc - Miếng kim loại gắn vào đầu xuyên của cọc để bảo vệ cọc chống hư hỏng trong quá trình đóng cọc và thuận tiện cho việc xuyên qua lớp vật liệu rất chặt.

Thẩm lậu - Sự xói mòn dần đất do thẩm nước mà kết quả là tạo ra các mạch mỏ trong đất, qua đó nước chảy một cách nguy hiểm và không kiểm soát được.

Sự lún chìm - Một tính năng làm việc quan sát được trong một số thí nghiệm chất tải cọc, khi mà độ lún của cọc tiếp tục tăng khi không tăng tải trọng.

Cọc chống - Cọc mà toàn bộ khả năng chịu lực chủ yếu có được từ lực kháng của vật liệu móng mà trên đó mũi cọc tựa vào.

RQD (Rock Quality Designation) – Chỉ tiêu xác định chất lượng đá.

Móng nồng - Móng có được sức chịu tải bằng cách truyền tải trọng trực tiếp tới lớp đất hay đá tại chiều sâu nồng.

Mặt trượt - Bề mặt bị mài và thành khe trong sét hoặc đá do chuyển vị cắt theo mặt phẳng.

Tổng ứng suất - Tổng áp lực do đất và nước lên bất kỳ hướng nào.

Chiều rộng của móng - Kích thước theo hình chiếu bằng nhỏ nhất của cấu kiện móng.

10.3. CÁC KÝ HIỆU

Các đơn vị đo lường kèm theo các diễn giải của mỗi thuật ngữ là các đơn vị gợi ý. Có thể dùng các đơn vị khác phù hợp với diễn giải được xem xét:

A = diện tích đế móng hưu hiệu dùng để xác định độ lún đàn hồi của móng chịu tải trọng lệch tâm (mm^2) (10.6.2.2.3b)

A_p = diện tích của mũi cọc hay chân đế của cọc khoan (mm^2) (10.7.3.2)

A_s = diện tích bề mặt của cọc khoan (mm^2) (10.7.3.2)

a_{si} = chu vi cọc ở điểm đang xét (mm) (10.7.3.4.3c)

A_u = diện tích bị nhổ của cọc khoan có đế loc (mm) (10.8.3.7.2)

B = chiều rộng của đế móng (mm); chiều rộng của nhóm cọc (mm) (10.6.3.1.2c)

B' = chiều rộng hưu hiệu của đế móng (mm) (10.6.3.1.5)

C_{ae} = hệ số độ lún thứ cấp dự tính theo kết quả thí nghiệm cố kết trong phòng của các mẫu đất nguyên dạng (DiM) (10.6.2.2.3c)

C_c = chỉ số né (DIM) (10.6.2.2.3c)

C_{ce}	=	tỷ số nén (DIM) (10.6.2.2.3c)
C_{cr}	=	chỉ số nén lại (DIM) (10.6.2.2.3c)
C_o	=	cường độ chịu nén một trục của đá (MPa) (10.6.2.3.2)
CPT	=	thí nghiệm xuyên côn tĩnh (10.5.6)
C_{re}	=	tỷ số nén lại (DIM) (10.6.2.2.3c)
C_v	=	hệ số cố kết (mm ² / NAM) (10.6.2.2.3c)
$C_{w1}C_{w2}$	=	các hệ số hiệu chỉnh xét đến hiệu ứng nước ngầm (DIM) (10.6.3.1.2c)
c	=	độ dính của đất (MPa); cường độ chịu cắt không thoát nước (MPa) (10.6.3.1.2b)
c_q, c_γ	=	hệ số nén lún của đất (DIM) (10.6.3.1.2c)
c_1	=	cường độ chịu cắt không thoát nước của lớp đất trên cùng được miêu tả trong Hình 3 (MPa) (10.6.3.1.2b)
c_2	=	cường độ chịu cắt của lớp đất dưới (MPa) (10.6.3.1.2b)
c^*	=	ứng suất hooke đã được chiết giảm, độ dính của đất khi chịu cắt thủng (MPa) (10.6.3.1.2b)
D	=	chiều rộng hoặc đường kính cọc (mm); đường kính cọc khoan (mm) (10.7.3.4.2a) (10.8.3.3.2)
D'	=	chiều sâu hooke của nhóm cọc (mm) (10.7.2.3.3)
D_b	=	chiều sâu chôn cọc trong tầng chịu lực (mm) (10.7.2.1)
D_f	=	chiều sâu chôn móng tính từ mặt đất đến đáy móng (mm) (10.6.3.1.2b)
D_i	=	chiều rộng hay đường kính cọc ở điểm đang xem xét (mm) (10.7.3.4.3c)
D_p	=	đường kính mũi cọc khoan (mm); đường kính phần loc (mm) (10.8.3.3.2) (10.8.3.7.2)
d_q	=	hệ số chiều sâu (DiM) (10.6.3.1.2c)
D_s	=	đường kính của hố khi cọc hoặc cọc khoan được chôn trong đá (mm) (10.7.3.5)
D_w	=	chiều sâu đến mặt nước tính từ mặt đất (mm) (10.6.3.1.2c)
d	=	hệ số chiều sâu để ước tính khả năng của cọc trong đá (10.7.3.5)
E_m	=	mô đun ước tính của khối đá (MPa) (C10.6.2.2.3d)
E_o	=	mô đun đàn hồi của đá nguyên khối (MPa) (10.6.2.2.3d)
E_p	=	mô đun đàn hồi của cọc(MPa) (10.7.4.2)
E_s	=	mô đun đàn hồi của đất (MPa) (10.7.4.2)
E_r	=	mô đun đàn hồi của đá tại hiện trường (MPa) (10.8.3.5)
e_B	=	độ lệch tâm của tải trọng song song với chiều rộng của đế móng (mm) (10.6.3.1.5)
e_L	=	độ lệch tâm của tải trọng song song với chiều dài của đế móng (mm) (10.6.3.1.5)
e_o	=	hệ số rỗng ứng với ứng suất hooke thẳng đứng ban đầu (DIM) (10.6.2.2.3c)
F_r	=	hệ số giảm sức kháng mũi cọc của cọc khoan đường kính lớn (DIM) (10.8.3.3.2)
f'_c	=	cường độ chịu nén 28 ngày của bê tông (MPa) (10.6.2.3.2)
f_s	=	ma sát ống đo từ thí nghiệm xuyên hình nón (MPa) (10.7.3.4.3a)
f_{si}	=	sức kháng ma sát ống đơn vị cục bộ từ CPT tại điểm đang xem xét (MPa) (10.7.3.4.3c)
g	=	gia tốc trọng trường (m/s ²)
H	=	thành phần ngang của tải trọng xiên (N); khoảng cách từ các mũi cọc đến đỉnh của địa tầng thấp nhất (mm) (10.6.3.1.3b)
H_c	=	chiều cao của lớp đất chịu nén (mm) (10.6.2.2.3c)
H_D	=	chiều cao của đường thoát nước dài nhất trong lớp đất chịu nén (mm) (10.6.2.2.3c)
H_s	=	chiều cao của khối đất dốc (mm); chiều sâu chôn của cọc hoặc cọc khoan ngầm trong đá (mm) (10.6.3.1.2b) (10.7.3.5)

H_{S2}	=	khoảng cách từ đáy móng đến đỉnh của lớp đất thứ hai (mm) (10.6.3.1.2b)
h_i	=	khoảng chiều dài ở điểm đang xét (mm) (10.7.3.4.3c)
I	=	hệ số ảnh hưởng đến độ chôn hữu hiệu của nhóm cọc (DIM) (10.7.2.3.3)
I_p	=	hệ số ảnh hưởng tính đến độ cứng và kích thước của đế móng (DIM); mô men quán tính của cọc (mm^4) (10.6.2.2.3d) (10.7.4.2)
i_q, i_γ	=	hệ số xét độ nghiêng tải trọng (DiM) (10.6.3.1.2c)
K	=	hệ số truyền tải trọng (DIM) (10.8.3.4.2)
K_c	=	hệ số hiệu chỉnh ma sát thành ống lót trong đất sét (DIM) (10.7.3.4.3c)
K_s	=	hệ số hiệu chỉnh ma sát thành ống lót trong cát (DIM) (10.7.3.4.3c)
K_{sp}	=	hệ số khả năng chịu tải không thử nguyên (DIM) (10.7.3.6)
K	=	hệ số khả năng chịu tải kinh nghiệm theo Hình 10.6.3.1.3d-1 (DIM) (10.6.3.1.3d)
L	=	chiều dài móng (mm) (10.6.3.1.5)
L'	=	chiều dài đế móng hữu hiệu (mm) (10.6.3.1.5)
L_f	=	chiều sâu đến điểm đo ma sát thành ống lót (mm) (10.7.3.4.3c)
L_i	=	chiều sâu tính đến giữa của khoảng cách điểm đang xét (mm) (10.7.3.4.3c)
N	=	thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) số đếm búa đập (búa/300 mm) (10.7.2.3.3)
\bar{N}	=	số đếm búa đập SPT trung bình (chưa hiệu chỉnh) đọc theo chân cọc (búa/ 300 mm) (10.7.3.4.2b)
N_c	=	hệ số khả năng chịu tải (DIM) (10.6.3.1.2b)
N_q, N_γ	=	các hệ số khả năng chịu tải (DIM) (10.6.3.1.2c)
N_{cm}, N_{qm}	=	các hệ số khả năng chịu tải đã sửa đổi (DIM) (10.6.3.1.2b)
$N_{cm}, N_{qm}, N_{\gamma m}$	=	các hệ số khả năng chịu tải đã sửa đổi (DIM) (10.6.3.1.2b)
N_{corr}	=	số đếm búa SPT đã được hiệu chỉnh (búa/ 300mm (10.7.2.3.3)
\bar{N}_{corr}	=	giá trị trung bình số đếm búa SPT đã hiệu chỉnh (búa/ 300mm) (10.6.3.1.3b)
N_m	=	hệ số khả năng chịu tải (DIM) (10.6.3.1.2b)
N_{ms}	=	thông số của đá (DIM) (10.6.2.3.2)
N_u	=	hệ số dính bám khi bị nhổ tính cho đế lọc (DIM) (10.8.3.7.2)
$N_{\gamma m}$	=	hệ số khả năng chịu tải đã sửa đổi (DIM) (10.6.3.1.2c)
N_l	=	sức kháng SPT đã hiệu chỉnh theo độ sâu (búa/ 300 mm); số các khoảng chia giữa mặt đất và một điểm dưới mặt đất 8D (10.6.2.2.3b-1) (10.7.3.4.3c)
N_2	=	số các khoảng chia giữa điểm dưới mặt đất 8D và mũi cọc (10.7.3.4.3c)
n_h	=	tốc độ tăng mô đun của đất theo độ sâu (MPa/ mm) (10.7.4.2)
$*P_L$	=	áp lực giới hạn thu được từ kết quả thí nghiệm nén hông (MPa) (10.6.3.1.3d)
P_o	=	tổng áp lực nằm ngang ở độ sâu đặt dụng cụ thí nghiệm nén hông (MPa) (10.6.3.1.3d)
Q_{cp}	=	sức kháng bị động của đất có sẵn trong suốt tuổi thọ thiết kế của kết cấu (N) (10.6.3.3)
Q_g	=	sức kháng danh định của nhóm cọc (N) (10.7.3.10.1)
Q_L	=	sức kháng ngang (bên) danh định của cọc đơn (N) (10.7.3.11)
Q_{Lg}	=	sức kháng bên danh định của nhóm cọc (N) (10.7.3.11)
Q_n	=	sức kháng danh định(N) (10.6.3.3)
Q_p	=	tải trọng danh định do mũi cọc chịu (N) (10.7.3.2)
Q_R	=	sức kháng tính toán (N) (10.6.3.3)

Q_s	=	tải trọng danh định do thân cọc chịu (N) (10.7.3.2)
$Q_{s\text{bell}}$	=	sức kháng nhổ danh định của cọc khoan có mở chân loe (N) (10.8.3.7.2)
Q_{ug}	=	sức kháng nhổ danh định của một nhóm cọc (N) (10.7.3.7.3)
Q_{uet}	=	tổng sức kháng chịu tải danh định (N) (10.7.3.2)
Q_r	=	sức kháng cắt tối đa giữa móng và đất (N) (10.5.5)
q	=	áp lực móng tĩnh tác dụng tại $2D_b/3$ (MPa) (10.7.2.3.3)
q_c	=	sức kháng chuỳ hình nón tĩnh (MPa); Sức kháng chuỳ hình nón tĩnh trung bình trên chiều sâu B dưới đế móng tương đương (MPa) (10.6.3.1.3c) (10.7.2.3.3)
q_{c1}	=	sức kháng xuyên của chuỳ hình nón tĩnh trung bình tối thiểu trên chiều sâu yD dưới mũi cọc (MPa) (10.7.3.4.3b)
q_{c2}	=	sức kháng xuyên của chuỳ hình nón tĩnh trung bình tối thiểu trên khoảng cách 8D bên trên mũi cọc (MPa) (10.7.3.4.3b)
q_ℓ	=	sức kháng đầu cọc giới hạn (MPa) (10.7.3.4.2a)
q_n	=	sức kháng đỡ danh định (MPa) (10.6.3.1.1)
q_o	=	ứng suất thẳng đứng ở đế của diện tích chịu tải (MPa) (10.6.2.2.5b)
q_p	=	sức kháng đơn vị đầu cọc danh định (MPa) (10.7.3.2)
q_R	=	sức kháng đỡ tính toán (MPa) (10.6.3.1.1)
q_s	=	sức kháng cắt đơn vị (MPa); sức kháng ma sát đơn vị danh định (10.6.3.3) (10.7.3.2)
$q_{s\text{bell}}$	=	sức kháng nhổ đơn vị danh định của cọc khoan chân loe (MPa)(10.8.3.7.2)
q_u	=	cường độ nén một trục trung bình của lõi đá (MPa) (10.7.3.5)
q_{ult}	=	sức kháng đỡ danh định (MPa) (10.6.3.1.1)
q_1	=	khả năng chịu tải cực hạn của đế móng do lớp đất trên chịu trong hệ thống nền có hai lớp, giả thiết lớp trên dày vô hạn (MPa) (10.6.3.1.2a)
q_2	=	khả năng chịu tải cực hạn của đế móng ảo có cùng kích thước và hình dạng như móng thực, nhưng tựa lên mặt của lớp thứ hai (dưới) trong hệ thống nền hai lớp đất (MPa) (10.6.3.1.2a)
R_i	=	hệ số chiết giảm tính toán đối với tác động nghiêng của tải trọng (DIM) (10.6.3.1.3b)
r	=	bán kính móng tròn hay $B/2$ móng vuông (mm) (10.6.2.2.3d)
r_o	=	tổng áp lực thẳng đứng ban đầu tại cao độ móng (MPa) (10.6.3.1.3d)
S_c	=	độ lún cố kết (mm) (10.6.2.2.3a)
S_e	=	độ lún đàn hồi (mm) (10.6.2.2.3a)
SPT	=	thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (10.5.4.)
S_s	=	độ lún thứ cấp (mm) (10.6.2.2.3a)
S_u	=	cường độ kháng cắt không thoát nước (10.6.3.1.2b)
\bar{S}_u	=	cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình đọc theo thân cọc (MPa) (10.7.3.7.3)
s_c, s_q, s_γ	=	các hệ số hình dạng (DIM) (10.6.3.1.2b) (10.6.3.1.2c)
s_d	=	khoảng cách của các điểm gián đoạn (mm) (10.7.3.5)
T	=	hệ số thời gian (DIM) (10.6.2.2.3c)
t	=	thời gian ứng với số phần trăm cho trước của độ lún cố kết một chiều (năm) (10.6.2.2.3c)
t_d	=	chiều rộng của các điểm gián đoạn (mm) (10.7.3.5)
t_1, t_2	=	khoảng thời gian tuỳ chọn để xác định để xác định S_s (NĂM) (10.6.2.2.3c)
V	=	thành phần thẳng đứng của các tải trọng nghiêng (N) (10.6.3.1.3b)
W_g	=	trọng lượng của khối đất, các cọc và bê tông (N) , (10.7.3.7.3)
X	=	chiều rộng của nhóm cọc (mm) (10.7.2.3.3)
Y	=	chiều dài của nhóm cọc (mm) (10.7.3.7.3)
Z	=	tổng chiều dài của cọc chôn trong đất (mm) (10.7.3.4.3c)

z	=	độ sâu phía dưới mặt đất (mm) (10.8.3.4.2)
α	=	hệ số bám dính áp dụng cho S_u (10.7.3.3.2a)
α_E	=	hệ số chiết giảm (DIM) (10.6.2.2.3d)
β	=	hệ số quan hệ ứng suất hữu hiệu thẳng đứng và ma sát đơn vị bề mặt của một cọc đóng hay cọc khoan nhồi (10.7.3.3.2b)
β_m	=	chỉ số cắt thủng (DIM) (10.6.3.1.2b)
β_2	=	hệ số tính toán hình dạng và độ cứng của móng
γ	=	dung trọng của đất (kg/cm^3) (10.6.3.10.2b)
δ	=	góc kháng cắt giữa đất và cọc (Độ) (10.6.3.3)
η	=	hệ số hữu hiệu của cọc và nhóm cọc khoan (DIM) (10.7.3.10.2)
λ	=	hệ số kinh nghiệm quan hệ áp lực đất bị động ngang và ma sát bề mặt đơn vị của một cọc (10.7.3.3.2c)
μ_c	=	hệ số chiết giảm đối với lún cố kết xét đến hiệu ứng ba chiều (DIM) (10.6.2.2.3c)
ρ	=	độ lún của nhóm cọc (mm) (10.7.2.3.3)
σ'_f	=	ứng suất thẳng đứng hữu hiệu cuối cùng trong đất ở khoảng độ sâu dưới đế móng (MPa) (10.6.2.2.3c)
σ'_o	=	ứng suất thẳng đứng hữu hiệu ban đầu trong đất ở khoảng độ sâu dưới đế móng (MPa) (10.6.2.2.3c)
σ'_p	=	ứng suất thẳng đứng hữu hiệu có sẵn lớn nhất trong đất ở khoảng độ sâu dưới đế móng (MPa) (10.6.2.2.3c)
σ'_{pc}	=	ứng suất thẳng đứng hữu hiệu hiện tại trong đất không bao gồm ứng suất bổ sung thêm do tải trọng đế móng (MPa) (10.6.2.2.3c)
φ	=	hệ số sức kháng (10.5.5)
φ_{ep}	=	hệ số sức kháng đối với áp lực bị động (10.6.3.3)
φ_f	=	góc nội ma sát của đất (Độ) (10.6.3.3)
φ_g	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu lực của nhóm cọc xem như là một khối bao gồm các cọc và đất giữa các cọc (10.7.3.11)
φ_L	=	hệ số sức kháng của nhóm cọc đối với tải trọng ngang (DIM) (10.7.3.11)
φ_q	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu tải của một cọc dùng cho các phương pháp không có sự phân biệt giữa tổng sức kháng và sức kháng thành phần ở mũi cọc và trên thân cọc (10.7.3.2)
φ_{qs}	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu của thân cọc dùng cho các phương pháp phân chia sức kháng của cọc thành sức kháng mũi cọc và thân cọc (10.7.3.2)
φ_{qp}	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu của mũi cọc dùng cho các phương pháp phân chia sức kháng của cọc thành sức kháng mũi cọc và thân cọc (10.7.3.2)
φ_T	=	hệ số sức kháng cắt giữa đất và móng (10.5.5)
φ_u	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu nhổ của một cọc đơn (10.7.3.7.2)
φ_{ug}	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu nhổ của nhóm cọc (10.7.3.7.3)
φ_1	=	Góc nội ma sát hữu hiệu của lớp đất trên cùng (Độ) (10.6.3.1.2c)
φ^*	=	Góc ma sát của đất ứng với ứng suất hữu hiệu đã được chiết giảm đối với cắt xuyên (Độ)(10.6.3.1.2a)

10.4. XÁC ĐỊNH TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT

10.4.1 NGHIÊN CỨU THĂM DÒ DƯỚI ĐẤT

Nghiên cứu thăm dò dưới đất phải được tiến hành cho mỗi bộ phận của kết cấu phần dưới để cung cấp các thông tin cần thiết cho thiết kế và thi công các móng. Quy mô thăm dò phải dựa vào các điều kiện dưới mặt đất, loại kết cấu, và các yêu cầu của công trình. Chương trình thăm dò phải đủ rộng để phát hiện bản chất và các dạng trâm tích đất và/hoặc các thành tạo đá gấp phải, các tính chất công trình của đất và/ hoặc đá, khả năng hoá lỏng và điều kiện nước ngầm.

Các lỗ khoan phải được tiến hành tại các vị trí trụ và mố, phải đủ số lượng và chiều sâu để thiết lập được trắc dọc các địa tầng theo chiều dọc và ngang một cách đáng tin cậy. Các mẫu vật liệu gặp trong quá trình khoan phải được lấy và bảo quản để tham khảo và/hoặc thí nghiệm sau này. Nhật ký khoan phải đủ chi tiết để xác định rõ các địa tầng, kết quả SPT, nước ngầm, hoạt động của nước giếng phun, nếu có, và các vị trí lấy mẫu.

Phải chú ý đặc biệt đến việc phát hiện vỉa đất mềm yếu, hép có thể nằm ở biên giới các địa tầng.

Nếu Chủ đầu tư yêu cầu, các lỗ khoan và các hố thí nghiệm SPT phải được nút lại để ngăn ngừa nhiễm bẩn nguồn nước ngầm.

Nghiên cứu thăm dò phải được tiến hành đến lớp vật liệu tốt có khả năng chịu tải thích hợp hoặc chiều sâu tại đó các ứng suất phụ thêm do tải trọng đế móng ước tính nhỏ hơn 10% của ứng suất đất tầng phủ hữu hiệu hiện tại, chọn giá trị nào lớn hơn. Nếu gặp đá gốc ở độ nông, lỗ khoan cần xuyên vào đá gốc tối thiểu 3000 mm hoặc tối đa đặt móng, lấy giá trị nào lớn hơn.

Thí nghiệm trong phòng hoặc ngoài hiện trường phải được tiến hành để xác định cường độ, biến dạng và các đặc tính chảy của đất và/hoặc đá và tính thích hợp của chúng cho dạng móng đã được lựa chọn.

10.4.2. CÁC THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG THÍ NGHIỆM

10.4.2.1. Tổng quát

Các thí nghiệm trong phòng thí nghiệm phải được tiến hành tương ứng với các Tiêu chuẩn AASHTO hoặc ASTM hoặc các Tiêu chuẩn do Chủ đầu tư cung cấp và có thể bao gồm các thí nghiệm sau đây cho đất và đá. Các thí nghiệm đất trong phòng thí nghiệm có thể bao gồm:

10.4.2.2. Các thí nghiệm đất

- Hàm lượng nước- ASTM D4643
- Trọng lượng riêng, -AASHTO T100(ASTM D422)
- Phân bố thành phần hạt - AASHTO T88 (ASTM D4318)
- Giới hạn dẻo và chảy - AASHTO T90 (ASTM D4318)
- Cắt trực tiếp - AASHTO T238(ASTM D3080)
- Nén nở hông - AASHTO T208 (ASTM D2166)
- Nén ba trục không cố kết, không thoát nước - ASTM D2850
- Nén ba trục cố kết, không thoát nước - AASHTO T297 (ASTM D4767)
- Nén cố kết - AASHTO T216 (ASTM 2435 hoặc D4186)

- Thẩm AASHTO T215 (ASTM D2434)

10.4.2.3. Các thí nghiệm đá

Các thí nghiệm đá trong phòng thí nghiệm có thể bao gồm:

- Xác định các mô đun đàn hồi - ASTM D3148
- Nén ba trực -AASHTO T286 (ASTM D2664)
- Nén nở hông -ASTM D2938
- Thí nghiệm cường độ kéo chẽ- ASTM D3967

10.4.3. CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG

10.4.3.1. Tổng quát

Các thí nghiệm hiện trường phải được tiến hành để có được các thông số về cường độ và biến dạng của đất nền hoặc đá nhằm mục đích thiết kế và/hoặc phân tích. Các thí nghiệm này phải được tiến hành theo đúng các tiêu chuẩn thích hợp được đề xuất bởi ASTM hoặc AASHTO và có thể bao gồm các thí nghiệm đất tại hiện trường và đá tại hiện trường.

10.4.3.2. Các thí nghiệm đất hiện trường

Các thí nghiệm hiện trường bao gồm:

- Xuyên tiêu chuẩn - AASHTO T206 (ASTM D1586)
- Xuyên côn tĩnh - ASTM D3441
- Cắt cánh hiện trường - AASHTO T223 (ASTM D2573)
- Nén ngang - ASTM D4719
- Bàn tải trọng - AASHTO T235 (ASTM D1194)
- Thí nghiệm thẩm - ASTM D4750

10.4.3.3. Các thí nghiệm đá hiện trường

Các thí nghiệm hiện trường có thể bao gồm:

- Thí nghiệm nén 1 trực hiện trường xác định biến dạng và cường độ đá phong hoá - ASTM D4555
- Xác định cường độ kháng cắt trực tiếp của đá có các vết nứt ASTM D4554
- Mô đun biến dạng của khối đá dùng phương pháp thử tải bằng tấm ép mềm ASTM D4395
- Mô đun biến dạng của khối đá dùng thí nghiệm kích hướng tâm ASTM D4506
- Mô đun biến dạng của khối đá dùng phương pháp thử tải bằng tấm ép cứng ASTM D4394

- Xác định ứng suất và mô đun biến dạng dùng phương pháp kích phẳng - ASTM D4729
- Ứng suất trong đá dùng phương pháp phá hoại thủy lực - ASTM D4645

10.5. CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VÀ CÁC HỆ SỐ SỨC KHÁNG

10.5.1. TỔNG QUÁT

Các trạng thái giới hạn phải được xác định như trong Điều 1.3.2; phần này làm sáng tỏ các vấn đề liên quan đến móng.

10.5.2. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Thiết kế móng theo trạng thái giới hạn sử dụng phải bao gồm:

- Lún,
- Chuyển vị ngang, và
- Sức chịu tải ước tính dùng áp lực chịu tải giả định

Xem xét lún phải dựa trên độ tin cậy và tính kinh tế.

10.5.3. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

Thiết kế móng theo trạng thái giới hạn cường độ phải xét đến:

- Sức kháng đỡ, loại trừ áp lực chịu tải giả định,
- Mất tiếp xúc quá nhiều,
- Trượt tại đáy móng,
- Mất đỡ ngang,
- Mất ổn định chung, và
- Khả năng chịu lực kết cấu.

Móng phải được thiết kế về mặt kích thước sao cho sức kháng tính toán không nhỏ hơn tác động của tải trọng tính toán xác định trong Phần 3.

10.5.4. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Phải thiết kế nền móng theo trạng thái giới hạn đặc biệt theo quy định.

10.5.5. CÁC HỆ SỐ SỨC KHÁNG

Phải lấy các hệ số sức kháng đối với các loại kết cấu nền móng khác nhau theo trạng thái giới hạn cường độ được quy định trong Bảng 1 đến bảng 3, trừ phi có sẵn các giá trị riêng của khu vực.

Khi đã quy định sử dụng móng cọc, các tài liệu hợp đồng phải quy định yêu cầu kiểm tra mức chịu tải của cọc tại hiện trường. Việc đánh giá tại hiện trường được quy định phải phù hợp với giá trị của λ_v lấy theo Bảng 2.

Phải lấy các hệ số sức kháng theo trạng thái giới hạn sử dụng bằng 1,0.

Cần xét sự chiết giảm P_n đối với các cọc trong trường hợp dự tính sẽ gặp khó khăn khi đóng cọc.

Bảng 10.5.5-1. Các hệ số sức kháng theo trạng thái giới cường độ cho các móng nòng

PHƯƠNG PHÁP / ĐẤT / ĐIỀU KIỆN		HỆ SỐ SỨC KHÁNG
Khả năng chịu tải và áp lực bị động	Cát	
	- Phương pháp bán thực nghiệm dùng số liệu SPT	0,45
	- Phương pháp bán thực nghiệm dùng số liệu CPT	0,55
	- Phương pháp hợp lý dùng φ_f ước tính từ số liệu SPT,	0,35
	dùng φ_f ước tính từ số liệu CPT	0,45
Sét	Sét	
	- Phương pháp bán thực nghiệm dùng số liệu CPT	0,50
	- Phương pháp hợp lý dùng sức kháng cắt đo được trong phòng thí nghiệm	0,60
	dùng sức kháng cắt đo được trong thí nghiệm cắt cánh hiện trường	0,60
Đá	dùng sức kháng cắt ước tính từ số liệu CPT	0,50
	- Phương pháp bán thực nghiệm, Carter và Kulhawy (1988)	0,60
	Thí nghiệm bàn tải trọng	0,55

Bảng 10.5.5-1 (tiếp theo)

Trượt	φ_T	Bê tông đúc sẵn đặt trên cát dùng φ_f ước tính từ số liệu SPT dùng φ_f ước tính từ số liệu CPT	0,90 0,90
		Bê tông đổ tại chỗ trên cát dùng φ_f ước tính từ số liệu SPT dùng φ_f ước tính từ số liệu CPT	0,80 0,80
		Trượt trên đất sét được khống chế bởi cường độ của đất sét khi lực cắt của đất sét nhỏ hơn 0.5 lần ứng suất pháp, và được khống chế bởi ứng suất pháp khi cường độ kháng cắt của đất sét lớn hơn 0.5 lần ứng suất pháp (xem Hình 1, được phát triển cho trường hợp trong đó có ít nhất 150mm lớp vật liệu hạt đầm chặt dưới đáy móng)	
		Đất sét (Khi sức kháng cắt nhỏ hơn 0.5 lần áp lực pháp tuyến) dùng sức kháng cắt đo được trong phòng thí nghiệm	0,85
		dùng sức kháng cắt đo được trong thí nghiệm hiện trường	0,85
		dùng sức kháng cắt ước tính từ số liệu CPT	
		Đất sét (Khi sức kháng cắt lớn hơn 0.5 lần áp lực pháp tuyến)	0,80 0,85
		Đất trên đất	1,0
		Áp lực đất bị động thành phần của sức kháng trượt.	0,50
Ổn định chung		Đánh giá ổn định tổng thể và sức kháng đối với dạng phá hoại sâu của các móng nòng đặt trên hoặc gần sườn dốc khi các tính chất của đất hoặc đá và mực nước ngầm dựa trên các thí nghiệm trong phòng hoặc hiện trường.	0,90

Bảng 10.5.5-2 – Các hệ số sức kháng theo trạng thái giới hạn cường độ địa kỹ thuật cho các cọc chịu tải trọng dọc trực

PHƯƠNG PHÁP/ĐẤT/ĐIỀU KIỆN		HỆ SỐ SỨC KHÁNG
Khả năng chịu lực cực hạn của các cọc đơn	Ma sát bề mặt: Sét Phương pháp α (Tomlinson, 1987) Phương pháp β (Esrig & Kirby, 1979 và phương pháp Nordlund dùng cho đất dính) Phương pháp λ (Vijayvergiya & Focht, 1972)	0,70 λ_v 0,50 λ_v 0,55 λ_v
	Sức kháng mũi cọc: sét và đá Sét (Skempton, 1951) Đá (Hiệp hội địa kỹ thuật Canada, 1985)	070 λ_v 0,50 λ_v
	Ma sát bề mặt và chịu lực mũi cọc: Cát Phương pháp SPT Phương pháp CPT	0,45 λ_v 0,55 λ_v
	Phân tích phương trình sóng với sức kháng đóng cọc giả định Thí nghiệm tải trọng	0,65 λ_v 0,80 λ_v
Phá hoại khối	Sét	0,65
Khả năng chịu lực nhỏ của các cọc đơn	Phương pháp α	0,60
	Phương pháp β	0,40
	Phương pháp λ	0,45
	Phương pháp SPT	0,35
	Phương pháp CPT	0,45
	Thí nghiệm tải trọng	0,80
Khả năng chịu lực nhỏ của nhóm cọc	Cát	0,55
	Sét	0,55
Phương pháp kiểm tra việc thi công các cọc và đánh giá khả năng chịu tải của chúng trong và sau khi đóng cọc vào đất sẽ được quy định trong các hồ sơ thầu.		Giá trị của λ_v
Các cách thức đóng cọc, thí dụ ENR, phương trình thiếu sự đo sóng ứng suất trong quá trình đóng cọc.		0,80
Đồ thị sức chịu tải xác định từ phân tích phương trình sóng khi không đo sóng ứng suất trong quá trình đóng cọc.		0,85
Đo sóng ứng suất cho 2% đến 5% số cọc, dùng phương pháp đơn giản để kiểm tra khả năng chịu tải, thí dụ phân tích đóng cọc.		0,90
Đo sóng ứng suất cho 2% đến 5% số cọc, dùng phương pháp đơn giản để kiểm tra khả năng chịu tải, thí dụ phân tích và thử tải trọng tĩnh để kiểm tra khả năng chịu tải.		1,00
Đo sóng ứng suất cho 2% đến 5% số cọc, dùng phương pháp đơn giản để kiểm tra khả năng chịu tải, thí dụ phân tích khi đóng cọc và dùng phân tích CAPWAP để kiểm khả năng chịu tải.		1,00
Đo sóng ứng suất cho 10% đến 70% số cọc, dùng các phương pháp đơn giản để kiểm tra khả năng chịu tải, thí dụ phân tích khi đóng cọc.		1,00

Bảng 10.5.5-3 . Các hệ số sức kháng của các trạng thái giới hạn cường độ địa kỹ thuật trong cọc khoan chịu tải trọng dọc trực

PHƯƠNG PHÁP/ĐẤT/ĐIỀU KIỆN			HỆ SỐ SỨC KHÁNG
Khả năng chịu lực tối hạn của cọc khoan đơn	Sức kháng thành bên trong đất sét	Phương pháp α (Reese & O'Neill 1988)	0,65
	Sức kháng tại mũi cọc đất sét	Tổng ứng suất (Reese & O'Neill 1988)	0,55
	Sức kháng thành bên trong cát	Touma & Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros & Reese (1977) Reese & Wright (1977) Reese & O'Neill (1988)	Xem đề cập trong Điều 10.8.3.4
	Sức kháng tại mũi cọc trong cát	Touma & Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros & Reese (1977) Reese & Wright (1977) Reese & O'Neill (1988)	Xem đề cập trong Điều 10.8.3.4
	Sức kháng thành bên trong đá	Carter & Kulhawy (1988) Horvath & Kenney (1979)	0,55 0,65
	Sức kháng tại mũi cọc trong đá	Hiệp hội địa kỹ thuật Canada (1985) Phương pháp đo áp lực (Hiệp hội địa kỹ thuật Canada, 1985)	0,50 0,50
	Sức kháng thành bên và sức kháng mũi cọc	Thí nghiệm tải trọng	0,80
Phá hoại khối	Sét		0,65
Khả năng chịu lực nhỏ của cọc khoan đơn	Sét	Phương pháp α (Reese & O'Neill) Cọc lõi (Reese & O'Neill)	0,55 0,50
	Cát	Touma & Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros & Reese (1977) Reese & Wright (1977) Reese & O'Neill (1988)	Xem đề cập trong Điều 10.8.3.7
	Đá	Carter & Kulhawy Horath & Kenny	0,45 0,55
		Thí nghiệm tải trọng	0,80
Khả năng chịu lực nhỏ của nhóm cọc		Cát Đất sét	0,55 0,55

10.6. MÓNG MỎ RỘNG

10.6.1. XEM XÉT TỔNG QUÁT

10.6.1.1. Tổng quát

Các quy định trong Điều này phải được ứng dụng để thiết kế các móng đơn, nơi thích hợp, với các móng liên hợp. Phải chú ý đặc biệt đến các móng trên nền đắp.

Các móng phải được thiết kế để giữ sao cho áp lực dưới để móng càng đồng nhất càng tốt. Sự phân bố áp lực đất phải phù hợp với các tính chất của đất và kết cấu, và với các nguyên lý cơ học đất và đá đã được thiết lập.

10.6.1.2. Độ sâu

Độ sâu của móng phải được xác định phù hợp với tính chất vật liệu móng và khả năng phá hoại. Các móng ở những nơi vượt dòng chảy phải được đặt ở độ sâu dưới độ sâu xói mòn dự kiến lớn nhất như đã trình bày trong Điều 2.6.4.4.1.

Phải xem xét đến việc sử dụng vải địa kỹ thuật hay tàng lọc dạng cáp phổi hạt để giảm khả năng thấm lậu trong đá xô bồ hoặc đắp trả sau mố.

10.6.1.3. Neo cố

Các móng được đặt trên bề mặt đá cứng, nhẵn và nghiêng mà không được ngầm chặt bằng các vật liệu phủ hoặc vật liệu có sức kháng tốt phải được neo một cách hữu hiệu bằng các biện pháp neo như neo đá, bu lông đá, các chốt, khoá hoặc các biện pháp thích hợp khác. Phải tránh chêm nong các diện tích móng rộng ở những nơi yêu cầu nổ mìn để dọn đá.

10.6.1.4. Nước ngầm

Móng phải được thiết kế có tính đến vị trí của mực nước ngầm dự kiến cao nhất.

Phải xem xét ảnh hưởng của mực nước ngầm đối với khả năng chịu lực của đất hay đá, và độ lún của kết cấu. Trong trường hợp khi có các lực thấm phải đưa chúng vào các phân tích.

10.6.1.5. Lực nâng

Khi móng có khả năng chịu lực nâng, chúng phải được nghiên cứu về cả sức kháng nhổ và cường độ kết cấu của chúng.

10.6.1.6. Các kết cấu lân cận

Trong trường hợp móng được đặt gần kề với các kết cấu hiện có phải nghiên cứu ảnh hưởng của các kết cấu hiện có đến sự làm việc của móng và ảnh hưởng của móng lên các kết cấu hiện có.

10.6.2. CHUYỂN VỊ VÀ ÁP LỰC CHỊU TẢI DƯỚI TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

10.6.2.1. Tổng quát

Phải nghiên cứu chuyển vị của móng về cả độ lún thẳng đứng và chuyển vị ngang tại các trạng thái giới hạn sử dụng.

Độ chuyển vị ngang của kết cấu phải được đánh giá khi:

- Có tải trọng nằm ngang hoặc tải trọng nghiêng,
- Móng được đặt trên mái dốc nền đắp,
- Có khả năng tổn thất lực đỡ của móng do bào mòn hay xói, hoặc
- Tầng chịu lực nghiêng rõ rệt.

10.6.2.2. Các tiêu chuẩn chuyển vị

10.6.2.2.1. Tổng quát

Các tiêu chuẩn chuyển vị thẳng đứng và ngang đối với móng phải được phát triển phù hợp với chức năng và loại kết cấu, tuổi thọ phục vụ dự kiến, và các hậu quả của các chuyển vị không cho phép đổi với khả năng làm việc của kết cấu.

Các tiêu chuẩn chuyển vị chấp nhận được phải được thiết lập bằng các phương pháp thực nghiệm hay phân tích kết cấu, hoặc cả hai.

10.6.2.2.2. Tải trọng

Phải xác định độ lún tức thời bằng cách sử dụng các tổ hợp tải trọng sử dụng được trình bày trong Bảng 3.4.1-1. Phải xác định độ lún theo thời gian trong đất dính bằng cách chỉ sử dụng tĩnh tải.

Độ lún gây ra bởi tải trọng của nền đắp sau móng cầu phải được nghiên cứu.

Trong những vùng có động đất, phải xem xét khả năng lún của móng trên cát do rung gây ra bởi động đất.

10.6.2.2.3. Các phân tích lún

10.6.2.2.3a. Tổng quát

Phải ước tính độ lún của móng bằng cách dùng các phân tích biến dạng dựa trên kết quả thí nghiệm trong phòng thí nghiệm hay thí nghiệm ngoài hiện trường. Các thông số về đất dùng trong các phân tích phải được chọn để phản ánh lịch sử chịu tải của đất, trình tự thi công và ảnh hưởng của phân tầng của đất.

Phải xem xét cả tổng lún và lún khác nhau, bao gồm cả các ảnh hưởng của thời gian.

Tổng độ lún bao gồm lún dàn hồi, cố kết, và các thành phần lún thứ cấp có thể lấy bằng:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (10.6.2.2.3a-1)$$

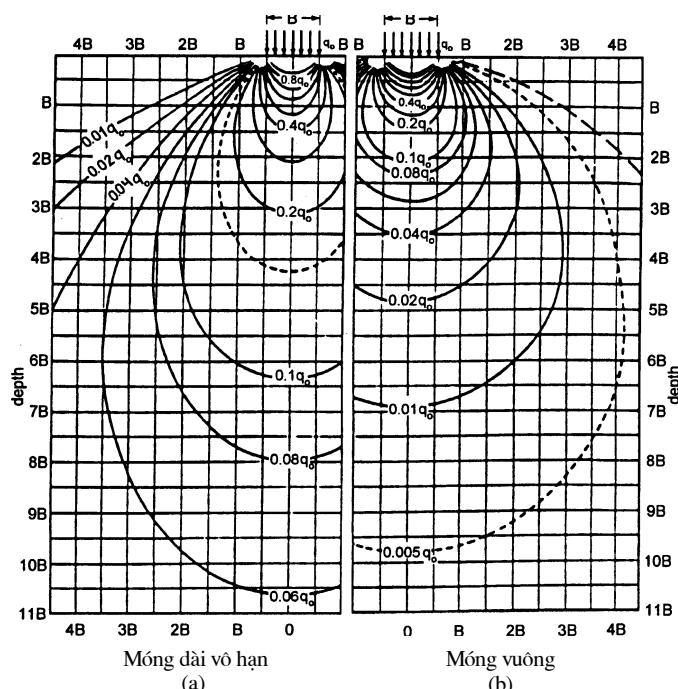
trong đó:

S_e = độ lún dàn hồi (mm)

S_c = độ lún cố kết (mm)

S_s = độ lún thứ cấp (mm)

Các yếu tố khác ảnh hưởng đến độ lún, chẳng hạn tải trọng của nền đắp và tải trọng ngang hay lệch tâm và đối với các móng trên đất dạng hạt, tải trọng rung động do các hoạt tải động hay tải trọng động đất cũng cần được xem xét khi thích hợp. Sự phân bố của ứng suất thẳng đứng bên dưới các móng tròn (hay vuông) và móng chữ nhật dài, nghĩa là khi $L > 5B$ có thể ước tính theo Hình 1.



Hình 10.6.2.2.3a-1- Các đường đẳng ứng suất thẳng đứng theo BOUSSINES đối với các móng liên tục và vuông đã được SOWERS sửa đổi (1979).

10.6.2.2.3b. Độ lún của móng trên nền đất không dính

Có thể ước tính độ lún của các móng trên nền đất không dính bằng các phương pháp kinh nghiệm hay lý thuyết đàn hồi.

Có thể dự tính độ lún đàn hồi của các móng trên nền đất không dính theo công thức sau:

$$S_e = \frac{[q_0(1 - v^2)\sqrt{A}]}{E_s \beta_z} \quad (10.6.2.2.3b-1)$$

trong đó:

- q_0 = cường độ tải trọng (MPa)
- A = diện tích móng (mm^2)
- E_s = mô đun Young của đất lấy theo quy định trong Bảng 1 thay cho kết quả thí nghiệm trong phòng (MPa).
- β_z = hệ số hình dạng lấy theo quy định của Bảng 2 (DIM)
- v = hệ số Poisson lấy theo quy định Bảng 1 thay cho các kết quả thí nghiệm trong phòng (DIM)

Trừ phi E_s thay đổi đáng kể theo chiều sâu, cần xác định E_s ở độ sâu dưới móng khoảng 1/2 đến 2/3 B. Nếu môđun của đất thay đổi đáng kể theo chiều sâu, có thể dùng giá trị trung bình có trọng số E_s .

Ký hiệu sau đây được áp dụng theo Bảng 1:

- N = sức kháng theo xuyên tiêu chuẩn (SPT)
- N_1 = SPT đã được hiệu chỉnh theo độ sâu
- S_u = cường độ chống cắt không thoát nước (MPa)
- q_c = sức kháng xuyên côn tĩnh (MPa).

Bảng 10.6.2.2.3b-1- Các hằng số đàn hồi của các loại đất khác nhau theo Bộ Hải quân Hoa Kỳ (1982) và Bowles (1988).

Loại đất	Phạm vi điển hình của các giá trị Mô đun Young E_s (MPa)	Hệ số Poisson, ν (dim)	Dự tính E_s theo N	
			Loại đất	E_s (MPa)
Đất sét: Mềm yếu, Nửa cứng đến cứng, Rất cứng	2,4 - 15 15 - 50 50 - 100	0,4 - 0,5 (không thoát nước)	Bùn, bùn cát, hỗn hợp ít dính. Cát nhỏ đến trung và cát pha ít bùn. Cát thô và cát pha ít sỏi. Sỏi pha cát và sỏi	0,4N ₁ 0,7N ₁ 1,0N ₁ 1,1N ₁
Hoàng thổ : Bùn	15 - 60 2 - 20	0,1 - 0,3 0,3 - 0,35	Sỏi pha cát và sỏi	1,1 N ₁
Cát nhỏ: Rời xốp Chặt vừa, Chặt	7,5 - 10 10 - 20 20 - 25	0,25	Ước tính E_s theo S_u	
Cát: Rời xốp Chặt vừa Chặt	10 - 25 25 - 50 50 - 75	0,20 - 0,25 0,30 - 0,40	Sét mềm yếu. sét 1/2 cứng đến cứng Sét rất cứng	400 S _u - 1000 S _u 1.500 S _u - 2400 S _u 3.000 S _u - 4000 S _u
Sỏi: rời xốp Chặt vừa Chặt	25 - 75 75 - 100 100 - 200	0,2- 0,35 0,3- 0,40	Dự tính E_s theo q_c	
			Đất pha cát	4 q _c

Bảng 10.6.2.2.3b-2 - Các hệ số độ cứng và hình dạng đàn tính, EPRI (1983)

L/B	Mềm, β_z (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

10.6.2.2.3c. Độ lún của móng trên nền đất dính

Đối với móng trên nền đất dính cứng, có thể xác định độ lún đòn hồi bằng phương trình 10.6.2.2.3b-1.

Đối với móng trên nền đất dính, phải khảo sát cả lún tức thời và lún cố kết. Đối với đất sét hữu cơ độ dẻo cao, độ lún thứ cấp có thể là đáng kể và phải xét trong tính toán.

Nếu các kết quả thí nghiệm trong phòng được biểu thị theo hệ số rỗng (e) thì có thể tính như sau cho độ lún cố kết của móng trên nền đất dính bão hòa hoặc gần bão hòa:

- Đối với đất quá cố kết ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p > \sigma'_o$)

$$S_s = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)} \right] \left[\left(C_{cr} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-1)$$

- Đối với đất cố kết thông thường ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_s = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)} \right] \left[\left(C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-2)$$

- Đối với đất chưa cố kết hoàn toàn ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p < \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)} \right] \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-3)$$

Nếu các kết quả thí nghiệm trong phòng được biểu thị theo ứng suất thẳng đứng, ε_v , có thể lấy độ lún cố kết như sau:

- Đối với đất cố kết cao ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p > \sigma'_o$):

$$S_c = H_c \left[C_{re} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \right) + C_{ce} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-4)$$

- Đối với đất cố kết thông thường ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p = \sigma'_o$):

$$S_c = H_c C_{ce} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \quad (10.6.2.2.3c-5)$$

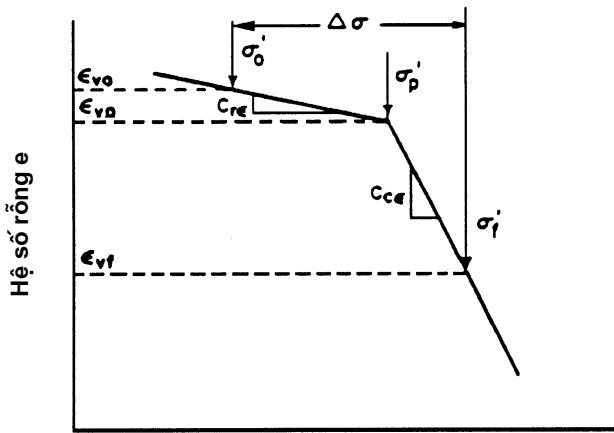
- Đối với đất chưa cố kết hoàn toàn ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p < \sigma'_o$):

$$S_c = H_c H_{ce} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \quad (10.6.2.2.3c-6)$$

trong đó:

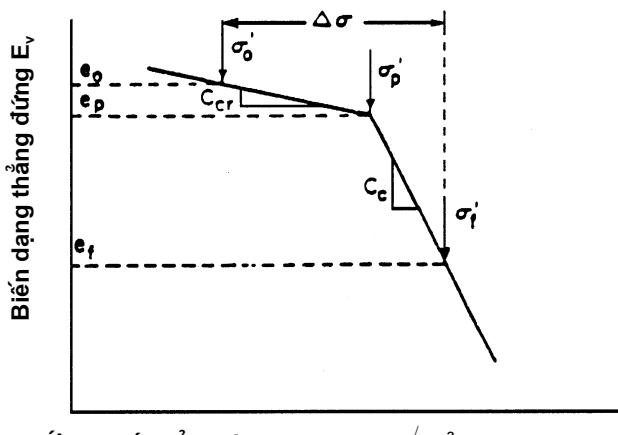
H_c	=	chiều cao của lớp đất chịu nén (mm)
e_o	=	tỷ số rỗng tại ứng suất thẳng đứng hữu hiệu ban đầu (DIM)
C_{cr}	=	chỉ số nén ép lại, được xác định theo quy định của Hình 1 (DIM)
C_c	=	chỉ số nén ép, được xác định theo quy định của Hình 1 (DIM)
c_{ce}	=	tỷ số nén ép được xác định theo quy định của Hình 2 (DIM)
C_{re}	=	tỷ số nén ép lại, được xác định theo quy định của Hình 2 (DIM)
σ'_p	=	ứng suất thẳng đứng lớn nhất hữu hiệu đã tồn tại trong đất trong khoảng chiều sâu dưới móng (MPa)

- σ'_o = Ứng suất nguyên thuỷ thẳng đứng hữu hiệu trong đất trong khoảng chiều sâu dưới móng (MPa).
 σ'_f = Ứng suất thẳng đứng cuối cùng hữu hiệu trong đất trong khoảng chiều sâu dưới móng (MPa)
 σ'_{pc} = Ứng suất hữu hiệu thẳng đứng hiện có trong đất không bao gồm ứng suất tăng thêm do tải trọng móng (MPa)



Ứng suất thẳng đứng có hiệu σ' (tỷ lệ Logarit)

Hình 10.6.2.2.3c - 1. Đường cong nén cỗ kết diễn hình đổi với nền đất quá cỗ kết - quan hệ tỷ số rỗng với ứng suất thẳng đứng hữu hiệu EPRI (1983)



Ứng suất thẳng đứng có hiệu, σ' (tỷ lệ Logarit)

Hình 10.6.2.2.3c - 2. Đường cong nén cỗ kết diễn hình đổi với nền đất quá cỗ kết - quan hệ biến dạng thẳng đứng với ứng suất thẳng đứng hữu hiệu EPRI (1983)

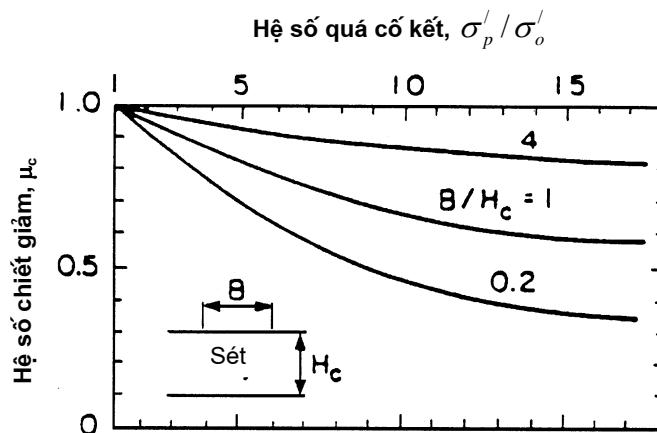
Nếu bê rộng móng liên quan ít với chiều dày của lớp đất bị ép, thì phải xét ảnh hưởng của tải trọng 3 chiều và có thể lấy như sau:

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)} \quad (10.6.2.2.3c - 7)$$

trong đó:

$$\mu_c = \text{hệ số chiết giảm lấy theo quy định của hình 3 (DIM)}$$

$S_{c(1-D)}$ = độ lún cố kết một chiều (mm)



Hình 10.6.2.2.3c - 3. Hệ số chiết giảm có xét đến ảnh hưởng của độ lún cố kết ba chiều, EPRI (1983).

Thời gian (t) để đạt được một tỷ lệ phần trăm đã cho của tổng độ lún cố kết một chiều dự tính có thể được tính như sau:

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \quad (10.6.2.2.3c-8)$$

trong đó:

T = hệ số thời gian lấy theo quy định của Hình 4 (DIM)

H_d = chiều cao của đường thoát nước dài nhất trong lớp đất bị nén (mm)

c_v = hệ số được lấy từ các kết quả thí nghiệm cố kết trong phòng của các mẫu đất nguyên dạng hoặc từ việc đo tại hiện trường bằng các dụng cụ như qua thử áp lực hay mũi hình nón thử áp lực ($\text{mm}^2/\text{năm}$)

Có thể tính độ lún thứ cấp của móng trong đất dính như sau:

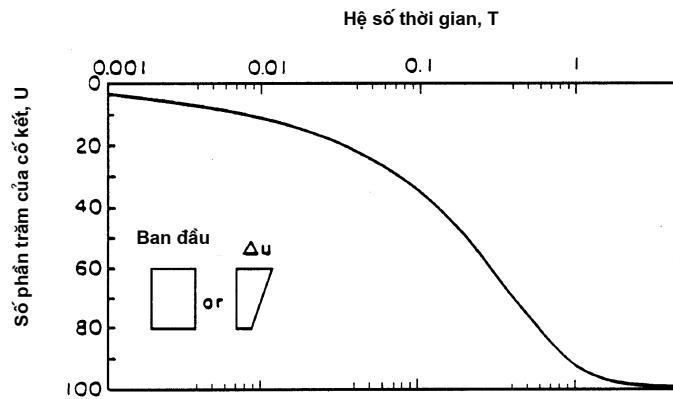
$$S_s = C_{ac} H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (10.8.2.2.3c-9)$$

trong đó:

t_1 = thời điểm lúc bắt đầu có lún thứ cấp, nghĩa là điển hình ở thời điểm tương đương với 90 phần trăm của độ cố kết trung bình (Năm)

t_2 = thời gian tuỳ ý có thể biểu thị thời kỳ sử dụng của kết cấu (Năm)

C_{ac} = hệ số ước tính từ các kết quả thí nghiệm cố kết trong phòng của các mẫu đất nguyên dạng (DIM).



Hình 10.6.2.2.3c-4. Số phần trăm của cốt kết là hàm số của hệ số thời gian, T, EPRI (1983)

10.6.2.2.3d. Lún của móng trên nền đá

Đối với các móng trên nền đá đủ chắc được thiết kế theo Điều 10.6.3.2.2 nói chung, có thể giả thiết độ lún đòn hồi ít hơn 15mm. Khi xét thấy độ lún đòn hồi có đại lượng như vậy là không thể chấp nhận hay đá không đủ chắc thì phải phân tích lún trên cơ sở các đặc tính của khối đá khi đá bị vỡ hay nứt thành mảng và không thoả mãn tiêu chuẩn là đá đủ chắc thì phải xét trong phân tích lún về ảnh hưởng của loại đá, trạng thái không liên tục và mức độ phong hoá.

Độ lún đòn hồi của móng trên đá bị vỡ hay nứt thành mảng có thể được tính như sau:

- Đối với móng tròn (hay vuông):

$$\rho = q_0 (1 - v^2) \frac{r I_p}{E_m} \quad (10.6.2.2.3d-1)$$

trong đó:

$$I_p = \frac{(\sqrt{\pi})}{\beta_z} \quad (10.6.2.2.3d-2)$$

- Đối với móng chữ nhật

$$\rho = q_0 (1 - v^2) \frac{B I_p}{E_m} \quad (10.6.2.2.3d-3)$$

trong đó:

$$I_p = \frac{\left(\frac{L}{B} \right)^{1/2}}{\beta_z} \quad (10.6.2.2.3d-4)$$

trong đó:

q_o = ứng suất thẳng đứng ở đáy của diện tích chịu tải (MPa)

v = hệ số Poisson (DIM)

r = bán kính của móng tròn hay $\frac{B}{2}$ của móng vuông (mm).

I_p = hệ số ảnh hưởng xét đến độ cứng và kích thước của móng (DIM).

E_m = mô đun của nền đá (MPa).

β_z = hệ số xét đến hình dạng và độ cứng của móng (DIM)

Đối với các móng cứng có thể tính các giá trị I_p bằng cách dùng giá trị β_z cho trong bảng 10.6.2.2.3b-2. Nếu không có các kết quả thí nghiệm trong phòng thì hệ số Poisson v đối với các loại đá điển hình có thể lấy theo quy định trong Bảng 1. Khi xác định môđun nền đá E_m , cần dựa trên kết quả của thí nghiệm trong phòng và tại hiện trường. Nếu không có, có thể ước tính các giá trị của E_m bằng cách nhân mô đun E_o của đá nguyên dạng lấy từ kết quả thí nghiệm nén một trực với một hệ số chiết giảm α_E có xét đến tần số xuất hiện tính chất đứt quãng, biểu thị qua chỉ số xác định chất lượng đá (RQD) với quan hệ sau (Gardner 1987):

$$E_m = \alpha_E E_o \quad (10.6.2.2.3d-5)$$

trong đó:

$$\alpha_E = 0,0231(RQD) - 1,32 \geq 0,15 \quad (10.6.2.2.3d-6)$$

Khi thiết kế sơ bộ hay không thể có số liệu thí nghiệm tại hiện trường cụ thể, có thể sử dụng các giá trị ước tính của E_o theo Bảng 2. Khi phân tích sơ bộ hay thiết kế cuối cùng mà không có các kết quả thí nghiệm hiện trường, cần dùng giá trị $\alpha_E = 0,15$ để tính E_m

Đại lượng đo độ lún cốt kết và lún thứ cấp trong nền đá được gắn kết bằng vật liệu dính yếu hay vật liệu khác có các đặc trưng lún phụ thuộc thời gian, có thể được ước tính bằng cách áp dụng các phương pháp quy định theo Điều 10.6.2.2.3c

Bảng 10.6.2.2.3d-1- Tổng hợp hệ số Poisson đối với đá nguyên dạng được điều chỉnh theo KULHAWY (1978)

Loại đá	Số các giá trị	Số các loại đá	Hệ số Poisson v			
			Lớn nhất	Nhỏ nhất	Trung bình	Độ lệch tiêu chuẩn
Granit	22	22	0,39	0,09	0,20	0,08
Gabro	3	3	0,20	0,16	0,18	0,02
Diaba	6	6	0,38	0,20	0,29	0,06
Bazan	11	11	0,32	0,16	0,23	0,05
Thạch anh	6	6	0,22	0,08	0,14	0,05
Đá mác nơ	5	5	0,40	0,17	0,28	0,08
Gơ nai	11	11	0,40	0,09	0,22	0,09
Đá xít	12	11	0,31	0,02	0,12	0,08
Cát kết	12	9	0,46	0,08	0,20	0,11
Bột kết	3	3	0,23	0,09	0,18	0,06
Phiến thạch	3	3	0,18	0,03	0,09	0,06
Đá vôi	19	19	0,33	0,12	0,23	0,06
Dolomit	5	5	0,35	0,14	0,29	0,08

Bảng 10.6.2.2.3d-2- Tổng hợp mô đun dàn hồi của đá nguyên dạng được điều chỉnh theo KULHAWY (1978)

Loại đá	Số các giá trị	Số các loại đá	Hệ số Poisson V			
			Lớn nhất	Nhỏ nhất	Trung bình	Độ lệch tiêu chuẩn
Granit	26	26	100	6,41	52,7	3,55
Diorit	3	3	112	17,1	51,4	6,19
Gabro	3	3	84,1	67,6	75,8	0,97
Diaba	7	7	104	69,0	88,3	1,78
Bazan	12	12	84,1	29,0	56,1	2,60
Thạch anh	7	7	88,3	36,5	66,1	2,32
Đá mác nơ	14	13	73,8	4,00	42,6	2,49
Gơ nai	13	13	82,1	28,5	61,1	2,31
Đá phiến	11	2	26,1	2,41	9,58	0,96
Đá xít	13	12	69,0	5,93	34,3	3,18
Filit	3	3	17,3	8,62	11,8	0,57
Cát kết	27	19	39,2	0,62	14,7	1,19
Bột kết	5	5	32,8	2,62	16,5	1,65
Phiến thạch	30	14	38,6	0,007	9,79	1,45
Đá vôi	30	30	89,6	4,48	39,3	3,73
Dolomit	17	16	78,6	5,72	29,1	3,44

10.6.2.2.4. Mất ổn định tổng thể

Phải nghiên cứu ổn định tổng thể ở trạng thái giới hạn sử dụng bằng cách áp dụng các quy định của Điều 3.4.1

10.6.2.3. Áp lực chịu tải ở trạng thái giới hạn sử dụng

10.6.2.3.1. Các giá trị giả định cho áp lực chịu tải

Việc sử dụng giá trị giả định phải được dựa trên những hiểu biết về điều kiện địa chất tại hoặc gần vị trí cầu.

10.6.2.3.2. Các phương pháp nửa thực nghiệm dùng để xác định áp lực chịu tải

Áp lực chịu tải của đá có thể được xác định bằng cách dùng các quan hệ thực nghiệm với RQD hoặc Hệ thống đánh giá khối đá theo địa cơ học, RMR, hoặc Hệ thống phân loại khối đá của Viện địa kỹ thuật Nauy, NGI. Kinh nghiệm địa phương có thể được xem xét khi dùng các phương pháp nửa thực nghiệm này.

Nếu giá trị nên dùng của áp lực chịu tải cho phép vượt quá cường độ kháng nén nở hông hoặc ứng suất cho phép đối với bê tông, áp lực chịu tải cho phép phải được lấy theo giá trị nhỏ hơn của cường độ kháng nén nở hông của đá, hoặc ứng suất cho phép đối với bê tông. Ứng suất đỡ cho phép đối với bê tông có thể lấy bằng $0.3 f'_c$.

10.6.3. SỨC KHÁNG Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

10.6.3.1. Sức kháng đỡ của đất dưới đáy móng

10.6.3.1.1. Tổng quát

Sức kháng đỡ phải được xác định dựa trên vị trí mực nước ngầm dự kiến cao nhất tại vị trí đáy móng.

Sức kháng tính toán, q_R ở trạng thái giới hạn cường độ phải được lấy như sau:

$$q_R = \varphi q_n = \varphi q_{ult} \quad (10.6.3.1.1-1)$$

ở đây:

φ = hệ số sức kháng được xác định trong Điều 10.5.4

$q_n = q_{ult}$ = sức kháng đỡ danh định (MPa)

Khi tải trọng lệch tâm, kích thước đế móng hữu hiệu L' và B' được xác định theo Điều 10.6.3.1.5 phải được dùng thay thế cho kích thước toàn bộ L và B trong tất cả các phương trình, bảng và các hình vẽ liên quan đến khả năng chịu tải.

10.6.3.1.2. Ước tính lý thuyết

10.6.3.1.2a. Tổng quát

Sức kháng đỡ danh định được xác định bằng cách dùng các lý thuyết cơ học đất đã được chấp nhận dựa trên các thông số đo được của đất. Các thông số của đất được dùng trong phân tích phải đại diện cho cường độ kháng cắn của đất dưới các điều kiện tải trọng và dưới mặt đất đang xem xét.

Sức kháng đỡ danh định của đế móng trên đất không dính phải được đánh giá bằng cách dùng các phân tích ứng suất hữu hiệu và các thông số cường độ kháng cắt của đất thoát nước.

Sức kháng đỡ danh định của đế móng trên đất dính phải được đánh giá với các phân tích ứng suất tổng và các thông số cường độ của đất không thoát nước. Trong các trường hợp khi đất dính có thể bị mềm hoá và mất cường độ theo thời gian, sức kháng đỡ của các đất này cũng phải được đánh giá đối với các điều kiện chất tải thường xuyên, dùng các phân tích ứng suất hữu hiệu và các thông số cường độ của đất có thoát nước.

Đối với đế móng trên đất đầm chặt, sức kháng đỡ danh định phải được ước tính bằng các phân tích tổng ứng suất hoặc ứng suất hữu hiệu, cái nào nguy hiểm hơn.

Khi cần thiết, để xác định sức kháng đỡ danh định của đất dính, như đất sét và đất đầm chặt bằng các phân tích ứng suất hữu hiệu, nên áp dụng phương trình 10.6.3.1.2c.1

Nếu có khả năng bị hư hỏng do cắt cục bộ hay cắt thủng, có thể ước tính khả năng chịu tải danh định bằng cách sử dụng các thông số về cường độ chịu cắt được chiết giảm c^* và φ^* trong phương trình 10.6.3.1.2b - 1 và 10.6.3.1.2c - 1. Các thông số chịu cắt chiết giảm có thể lấy như sau:

$$c^* = 0,67c \quad (10.6.3.1.2a-1)$$

$$\varphi^* = \tan^{-1}(0,67 \tan \varphi) \quad (10.6.3.1.2a-2)$$

trong đó:

c^* = độ dính của đất với ứng suất hữu hiệu được chiết giảm khi chịu cắt thủng (MPa)

φ^* = góc ma sát của đất với ứng suất hữu hiệu được chiết giảm khi chịu cắt thủng (Độ)

Khi địa tầng chứa lớp đất thứ hai có các đặc trưng khác có ảnh hưởng đến cường độ chống cắt trong phạm vi một khoảng cách dưới móng ít hơn H_{CRIT} phải xác định khả năng chịu tải nền đất theo quy định ở đây cho nền đất có 2 lớp đất. Có thể lấy khoảng cách H_{CRIT} như sau:

$$H_{CRIT} = \frac{3B \ln \left[\frac{q_1}{q_2} \right]}{2 \left[1 + \frac{B}{L} \right]} \quad (10.6.3.1.2a-3)$$

trong đó:

q_1 = khả năng chịu tải tối hạn của móng được chống đỡ bởi lớp trên của hệ 2 lớp với giả thiết lớp trên có chiều dày vô hạn. (MPa)

q_2 = khả năng chịu tải tối hạn của móng ảo có cùng kích thước và hình dạng như móng thực nhưng được tựa lên bề mặt của lớp thứ hai (lớp dưới) trong hệ hai lớp (MPa)

B = bề rộng móng (mm)

L = chiều dài móng (mm)

Cần hết sức tránh dùng các móng có đáy móng nghiêng. Nếu không tránh khỏi phải dùng đáy móng nghiêng thì khả năng chịu tải danh định được xác định theo các quy định ở đây phải được chiết giảm tiếp bằng phương pháp hiệu chỉnh được chấp nhận trong điều kiện đáy móng nghiêng của tài liệu tham khảo sẵn có.

10.6.3.1.2b. Đất sét bão hoà

Sức kháng đỡ danh định của đất sét bão hoà (MPa) được xác định từ cường độ kháng cắt không thoát nước có thể lấy như:

$$q_{ult} = c N_{cm} + g \gamma D_f N_{qm} \times 10^{-9} \quad (10.6.3.1.2b-1)$$

ở đây:

- $c = S_u$ = cường độ kháng cắt không thoát nước (MPa)
- N_{cm}, N_{qm} = các hệ số sửa đổi khả năng chịu lực hàm của hình dạng đế móng, chiều sâu chôn móng, độ nén của đất và độ nghiêng của tải trọng (DIM)
- γ = dung trọng của đất sét (kg/m^3)
- D_f = chiều sâu chôn tính đến đáy móng (mm)

Có thể tính các hệ số khả năng chịu tải N_{cm} và N_{qm} như sau:

- Đối với $D_f/B \leq 2,5$; $B/L \leq 1$ và $H/V \leq 0,4$

$$N_{cm} = N_c [1 + 0,2(D_f / B)] [1 + 0,2(B / L)] [1 - 1,3(H / V)] \quad (10.6.3.1.2.b - 2)$$

- Đối với $D_f/B > 2,5$ và $H/V \leq 0,4$

$$N_{cm} = N_c [1 + 0,2(B / L)] [1 - 1,3(H / V)] \quad (10.6.3.1.2.b - 3)$$

- N_c = 5,0 dùng cho phương trình 2 trên nền đất tương đối bằng
- = 7,5 dùng cho phương trình 3 trên nền đất tương đối bằng
- = N_{cq} theo hình 1 đối với móng trên hoặc liền kề mái dốc.
- N_{qm} = 1,0 cho đất sét bão hoà và nền đất tương đối bằng
- = 0,0 cho móng trên hoặc liền kề mái đất dốc

Trong hình 1 phải lấy số ổn định N_s như sau:

- Đối với $B < H_s$

$$N_s = 0 \quad (10.6.3.1.2b - 4)$$

- Đối với $B \geq H_s$

$$N_s = [g \gamma H_s / c] \times 10^{-9} \quad (10.6.3.1.2b - 5)$$

trong đó:

- B = chiều rộng móng (mm)
- L = chiều dài móng (mm)

Khi móng đặt lên nền đất dính 2 lớp theo chế độ chịu tải không thoát nước, có thể xác định khả năng chịu tải danh định theo phương trình 1 với các giải thích như sau:

- c_1 = cường độ cắt không thoát nước của lớp đất trên đỉnh được cho trong hình 2 (MPa)
 N_{cm} = N_m , là hệ số khả năng chịu tải theo quy định dưới đây (DIM)
 N_{qm} = 1,0 (DIM)

Khi địa tầng nằm trên một lớp đất dính rắn hơn, có thể lấy N_m theo quy định của hình 3

Khi địa tầng nằm trên một lớp dính mềm yếu hơn, có thể lấy N_m như sau:

$$N_m = \left(\frac{1}{\beta_m} + ks_c N_c \right) \leq s_c N_c \quad (10.6.3.1.2b-6)$$

trong đó:

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \quad (10.6.3.1.2b-7)$$

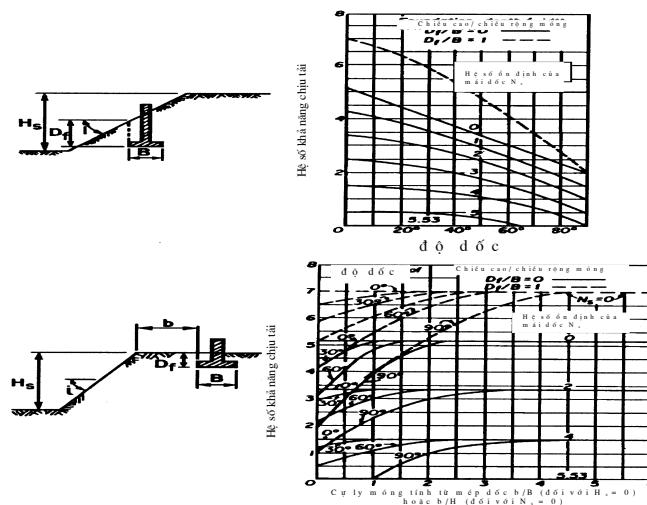
- k = c_1/c_2
 c_1 = cường độ chịu cắt của lớp đất trên (MPa)
 c_2 = cường độ chịu cắt của lớp đất dưới (MPa)
 H_{s2} = khoảng cách từ đáy móng đến đỉnh của lớp thứ hai (mm)
 s_c = 1.0. Đối với các móng liên tục.
 $= 1 + \frac{B}{L} \left[\frac{N_{qm}}{N_c} \right]$ dùng cho móng chữ nhật với $L < 5B$

ở đây:

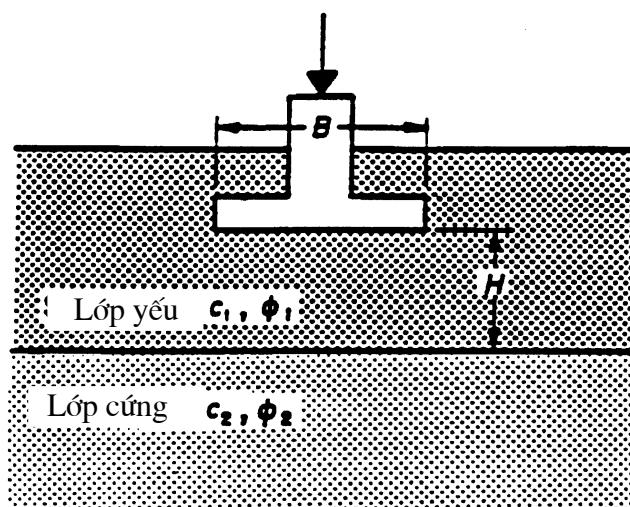
- N_c = hệ số khả năng chịu tải có thể được xác định ở đây(DIM)
 N_{qm} = hệ số sức kháng đỡ được xác định ở đây

Khi nền đất dính hai lớp theo chế độ đặt tải thoát nước thì phải xác định khả năng chịu tải danh định theo phương trình 10.6.3.1.2c-4.

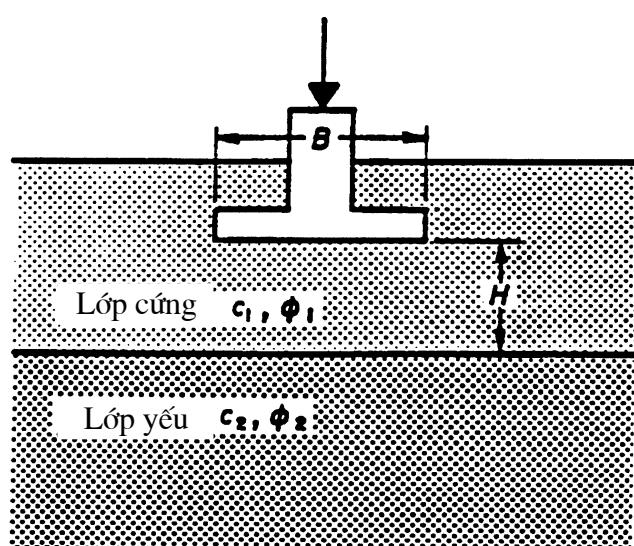
- H = tải trọng ngang không có hệ số (N)
 H_s = chiều cao của khối đất dốc (mm)
 V = tải trọng thẳng đứng chưa nhân hệ số (N)



Hình 10.6.3.1.2b - 1- Các hệ số khả năng chịu tải được cải tiến dùng cho các móng trong đất dính và trên nền đất dốc hoặc kê giáp nền đất dốc theo MEYERHOF (1957).

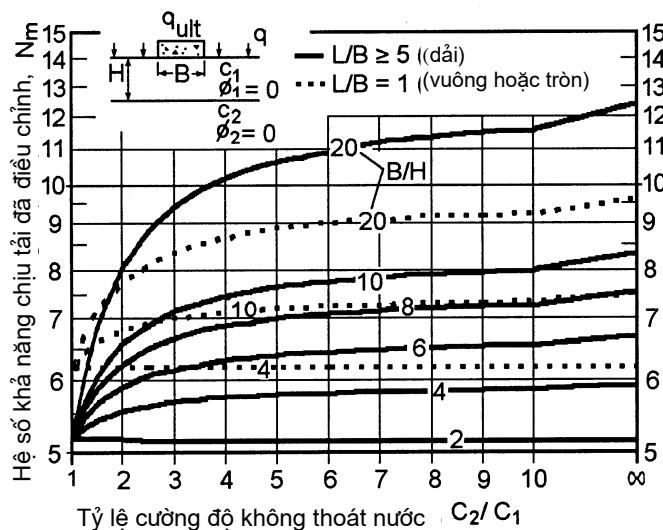


(a)



(b)

Hình 10.6.3.1.2b-2- Địa tầng hai lớp.



Hình 10.6.3.1.2b-3- Hệ số khả năng chịu tải được điều chỉnh cho nền đất dính hai lớp với lớp đất yếu hơn nằm ở trên lớp cứng hơn. EPRI (1983).

10.6.3.1.2c. Đất rời

Sức kháng đỡ danh định của đất rời, như đất cát hoặc sỏi cuội (MPa) có thể lấy như:

$$Q_{ult} = 0,5 g \gamma BC_{w1} N_{qm} \times 10^{-9} + g \gamma C_{w2} D_f N_{qm} \times 10^{-9} \quad (10.6.3.1.2c-1)$$

ở đây:

- D_f = chiều sâu đế móng (mm)
- γ = dung trọng của đất cát hoặc sỏi cuội (kg/m^3)
- B = chiều rộng đế móng (mm)
- C_{w1}, C_{w2} = các hệ số lấy theo Bảng 1 như là hàm của D_w (DIM)
- D_w = chiều sâu đến mực nước tính từ mặt đất (mm)
- N_{qm} = hệ số sức kháng đỡ được điều chỉnh (DIM)

Bảng 10.6.3.1.2c-1- Các hệ số C_{w1}, C_{w2} cho các chiều sâu nước ngầm khác nhau

D_w	C_{w1}	C_{w2}
0,0	0,5	0,5
D_f	0,5	1,0
$> 1,5B + D_f$	1,0	1,0

Đối với các vị trí trung gian của mực nước ngầm, các giá trị C_{w1}, C_{w2} có thể xác định bằng cách nội suy giữa các giá trị được xác định trong Bảng 1.

Có thể lấy các hệ số khả năng chịu tải N_{qm} , và N_{qm} như sau:

$$N_{qm} = N_\gamma s_\gamma c_\gamma i_\gamma \quad (10.6.3.1.2c-2)$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q \quad (10.6.3.1 .2c-3)$$

trong đó:

- N_{qm} = hệ số khả năng chịu tải theo quy định trong Bảng 2 đối với móng trên nền đất tương đối bằng (DIM)
 N_γ = theo quy định trong Hình 1 đối với móng trên nền dốc hay kề giáp nền dốc (DIM)
 N_q = hệ số khả năng chịu tải theo quy định của Bảng 2 đối với nền đất tương đối bằng (DIM)
= 0.0 đối với móng trên nền đất dốc hay kề giáp nền đất dốc (DIM)
 s_q, s_γ = các hệ số hình dạng được quy định trong các Bảng 3 và 4 tương ứng (DIM)
 c_q, c_γ = các hệ số ép lún của đất được quy định trong Bảng 5 và 6 (DIM)
 i_q, i_γ = các hệ số xét độ nghiêng của tải trọng được quy định trong Bảng 7 & 8 (DIM)
 d_q = hệ số độ sâu được quy định trong Bảng 9 (DIM)

Phải áp dụng các điều giải thích sau:

- Trong các Bảng 5 & 6, phải lấy q bằng ứng suất thẳng đứng ban đầu hữu hiệu tại độ sâu chôn móng, nghĩa là ứng suất thẳng đứng ở đáy móng trước khi đào, được hiệu chỉnh đối với áp lực nước.
- Trong các Bảng 7 và 8, phải lấy H và V là tải trọng nằm ngang và thẳng đứng chưa nhân hệ số.
- Trong Bảng 9, phải lấy giá trị của d_q trong trường hợp đất nằm trên đáy móng cũng tốt như đất dưới đáy móng. Nếu đất yếu hơn, dùng $d_q = 1,0$.

Bảng 10.6.3.1.2c-2 - Các hệ số khả năng chịu tải N_γ và N_q đối với móng trên nền đất không dính (BARKER và người khác 1991)

Góc ma sát (ϕ_f) (độ)	N_γ	N_q
28	17	15
30	22	18
32	30	23
34	41	29
36	58	38
38	78	49
40	110	64
42	155	85
44	225	115
46	330	160

Bảng 10.6.3.1.2c-3- Các hệ số hình dạng S_q cho móng trên đất không dính (Barker và người khác 1991)

Góc ma sát (ϕ_f) (Độ)	s_q (dim)			
	L/B = 1	L/B = 2	L/B = 5	L/B = 10
28	1,53	1,27	1,11	1,05
30	1,58	1,29	1,11	1,06
32	1,62	1,31	1,12	1,06
34	1,67	1,34	1,13	1,07
36	1,73	1,36	1,14	1,07
38	1,78	1,39	1,16	1,08
40	1,84	1,42	1,17	1,08
42	1,90	1,45	1,18	1,09
44	1,96	1,48	1,19	1,10
46	2,03	1,52	1,21	1,10

Bảng 10.6.3.1.2c-4- Hệ số hình dạng s_γ cho móng trên đất không dính (Barker và người khác 1991)

B/L	s_γ (dim)
1	0,60
2	0,80
5	0,92
10	0,96

Bảng 10.6.3.1.2c - 5- Các hệ số ép lún của đất C_γ và C_q cho móng vuông trên đất không dính (BARKER và người khác 1991)

Độ chật tương đối D_r (%)	Góc ma sát (ϕ_f) (Độ)	$C_\gamma = C_q$			
		q = 0,024 MPa	q = 0,048 MPa	q = 0,096 MPa	q = 0,192 MPa
20	28	1,00	1,00	0,92	0,89
30	32	1,00	1,00	0,85	0,77
40	35	1,00	0,97	0,82	0,75
50	37	1,00	0,96	0,81	0,73
60	40	1,00	0,86	0,72	0,65
70	42	0,96	0,80	0,66	0,60
80	45	0,79	0,66	0,54	0,48
100	50	0,52	0,42	0,35	0,31

Bảng 10.6.3.1.2c- 6- Các hệ số ép lún của đất c_y và c_q cho các móng băng trên đất không dính (Barker và người khác 1991)

Độ chát tương đối D_r (%)	Góc ma sát (ϕ_f) (Độ)	$c_y = c_q$ (dim)			
		$q = 0,024$ MPa	$q = 0,048$ MPa	$q = 0,096$ MPa	$q = 0,192$ MPa
20	28	0,85	0,75	0,65	0,60
30	32	0,80	0,68	0,58	0,53
40	35	0,76	0,64	0,54	0,49
50	37	0,73	0,61	0,52	0,47
60	40	0,62	0,52	0,43	0,39
70	42	0,56	0,47	0,39	0,35
80	45	0,44	0,36	0,30	0,27
100	50	0,25	0,21	0,17	0,15

Bảng 16.6.3.1.2c -7- Các hệ số xét độ nghiêng của tải trọng i_y và i_q cho các tải trọng nghiêng theo chiều bề rộng móng (Barké và người khác 1991)

H/V	i_y (dim)			i_q (dim)		
	Băng	L/B = 2	Vuông	Băng	L/B = 2	Vuông
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,10	0,73	0,76	0,77	0,81	0,84	0,85
0,15	0,61	0,65	0,67	0,72	0,76	0,78
0,20	0,51	0,55	0,57	0,64	0,69	0,72
0,25	0,42	0,46	0,49	0,56	0,62	0,65
0,30	0,34	0,39	0,41	0,49	0,55	0,59
0,35	0,27	0,32	0,34	0,42	0,49	0,52
0,40	0,22	0,26	0,26	0,36	0,43	0,46
0,45	0,17	0,20	0,22	0,30	0,37	0,41
0,50	0,13	0,16	0,18	0,25	0,31	0,35
0,55	0,09	0,12	0,14	0,20	0,26	0,30
0,60	0,06	0,09	0,10	0,16	0,22	0,25
0,65	0,04	0,06	0,07	0,12	0,17	0,21
0,07	0,03	0,04	0,05	0,09	0,13	0,16

Bảng 10.6.3.1.2c- 8- Các hệ số xét độ nghiêng của tải trọng i_y và i_q cho các tải trọng nghiêng theo chiều bề rộng của móng (BARKER và người khác 1991)

H/V	i_y (dim)			i_q (dim)		
	Băng	L/B = 2	Vuông	Băng	L/B = 2	Vuông
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,10	0,81	0,78	0,77	0,90	0,87	0,85
0,15	0,72	0,68	0,67	0,85	0,81	0,78
0,20	0,64	0,59	0,57	0,80	0,74	0,72
0,25	0,56	0,51	0,49	0,75	0,68	0,65
0,30	0,49	0,44	0,41	0,70	0,62	0,59
0,35	0,42	0,37	0,34	0,65	0,56	0,52
0,40	0,36	0,30	0,28	0,60	0,51	0,46
0,45	0,30	0,25	0,22	0,55	0,45	0,41
0,50	0,25	0,20	0,18	0,50	0,40	0,35
0,55	0,20	0,16	0,14	0,45	0,34	0,30
0,60	0,16	0,12	0,10	0,40	0,29	0,25
0,65	0,12	0,09	0,07	0,35	0,25	0,21
0,07	0,09	0,06	0,05	0,03	0,02	0,16

Bảng 10.6.3.1.2c- 9- Hệ số độ sâu d_q cho loại đất không dính (Barker và người khác 1991)

Góc ma sát ϕ_f	D_f/B (dim)	d_q (dim)
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

Khi móng đặt lên hệ đất dính hai lớp chịu tải trọng không thoát nước, có thể lấy khả năng chịu tải như sau:

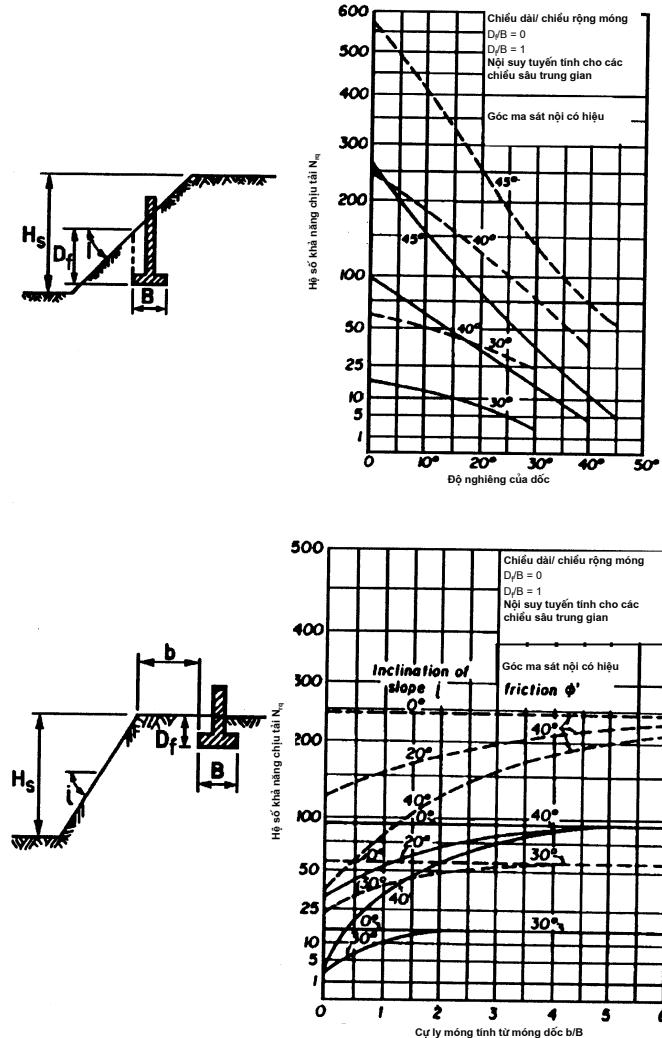
$$q_{ult} = \left[q_2 + \left(\frac{1}{K} \right) c_1 \cot \phi_1 \right] e^{2 \left[1 + \left(\frac{B}{L} \right) K \tan \phi_1 \left(\frac{H}{B} \right) \right]} - \left(\frac{1}{K} \right) c_1 \cot \phi_1 \quad (10.8.3.1.2c-4)$$

trong đó:

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi_f}{1 + \sin^2 \phi_1} \quad (10.6.3.1.2c-5)$$

trong đó:

- c_1 = cường độ chịu cắt không thoát nước của lớp đất trên cùng lấy theo hình 3 (MPa)
 q_2 = khả năng chịu tải cực hạn của móng áo có cùng kích thước và hình dạng của móng ực nhưng tựa lên bề mặt của lớp thứ hai (nằm dưới) của nền có hai lớp (MPa)
 ϕ_1 = góc nội ma sát tai ứng suất hữu hiệu của lớp đất trên cùng (độ)



Hình 10.8.3.1.2c-1- Các hệ số khả năng chịu tải được điều chỉnh cho loại móng trong đất không dính và trên nền đất dốc hay liên kê nền đất dốc theo Mfyerhof(1957)

10.6.3.1.3. Các phương pháp bán thực nghiệm

10.6.3.1.3a . Tổng quát

Sức kháng đỡ danh định của các đât móng có thể được ước tính từ các kết quả thí nghiệm hiện trường hoặc bằng sức kháng quan sát được của các đât tương tự. Việc sử dụng thí nghiệm hiện trường riêng lẻ và nội suy các kết quả thí nghiệm phải xem xét đến các điều kiện địa phương. Các thí nghiệm sau đây có thể được dùng:

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)
- Thí nghiệm xuyên hình nón CPT, và
- Thí nghiệm đo áp lực

10.6.3.1.3b. Dùng SPT

Sức kháng đỡ danh định trong cát (MPa) dựa trên các kết quả SPT có thể lấy như:

$$q_{ult} = 3,2 \times 10^{-5} \bar{N}_{corr} B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \quad (10.6.3.1.3b-1)$$

ở đây:

- \bar{N}_{corr} = giá trị số búa trung bình SPT đã hiệu chỉnh trong giới hạn chiều sâu từ đáy móng đến 1,5B dưới đáy móng (Búa/300mm)
- B = chiều rộng đế móng (mm)
- C_{w1}, C_{w2} = hệ số hiệu chỉnh không thứ nguyên xét đến ảnh hưởng của nước ngầm, như được xác định trong Bảng 10.6.3.1.2c-1
- D_f = chiều sâu chôn móng lấy đến đế móng (mm)
- R_i = hệ số chiết giảm không thứ nguyên tính đến ảnh hưởng của độ nghiêng của tải trọng được cho trong các Bảng 1 và 2 (DIM)
- H = tải trọng ngang chưa nhân hệ số để xác định hệ số H/V trong Bảng 1 và 2 (N) hoặc (N/mm)
- V = tải trọng đứng chưa nhân hệ số để xác định tỷ lệ H/V trong Bảng 1 và 2 (N) hoặc (N/mm)

Bảng 10.6.3.1.3b-1- Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i , cho móng vuông

H/V	Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,75	0,80	0,85
0,15	0,65	0,75	0,80
0,20	0,55	0,65	0,70
0,25	0,50	0,55	0,65
0,30	0,40	0,50	0,55
0,35	0,35	0,45	0,50
0,40	0,30	0,35	0,45
0,45	0,25	0,30	0,40
0,50	0,20	0,25	0,30
0,55	0,15	0,20	0,25
0,60	0,10	0,15	0,20
0,50	0,20	0,25	0,30
0,55	0,15	0,20	0,25
0,60	0,10	0,15	0,20

Bảng 10.6.3.1.3b-2 - Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i cho móng hình chữ nhật

H/V	Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i		
	Tải trọng nghiêng theo chiều rộng		
	$D_t/B = 0$	$D_t/B = 1$	$D_t/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,70	0,75	0,80
0,15	0,60	0,65	0,70
0,20	0,50	0,60	0,65
0,25	0,40	0,50	0,55
0,30	0,35	0,40	0,50
0,35	0,30	0,35	0,40
0,40	0,25	0,30	0,35
0,45	0,20	0,25	0,30
0,50	0,15	0,20	0,25
0,55	0,10	0,15	0,20
0,60	0,05	0,10	0,15
H/V	Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i		
	Tải trọng nghiêng theo chiều dài		
	$D_t/B = 0$	$D_t/B = 1$	$D_t/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,80	0,85	0,90
0,15	0,70	0,80	0,85
0,20	0,65	0,70	0,75
0,25	0,55	0,65	0,70
0,30	0,50	0,60	0,65
0,35	0,40	0,55	0,60
0,40	0,35	0,50	0,55
0,45	0,30	0,45	0,50
0,50	0,25	0,35	0,45
0,55	0,20	0,30	0,40
0,60	0,15	0,25	0,35

10.6.3.1.3c. Dùng CPT

Sức kháng uốn danh định (MPa) đối với các móng đặt trên cát hoặc sỏi, căn cứ vào kết quả CPT có thể tính như sau:

$$q_{ult} = 8,2 \times 10^{-5} q_c B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \quad (10.6.3.13c-1)$$

trong đó:

q_c = sức kháng chày hình nón trung bình trên toàn bộ chiều sâu B dưới đế móng (MPa)

B = chiều rộng đế móng

D_f = chiều sâu chôn móng tính tới đáy của móng (mm)

R_i = hệ số điều chỉnh độ nghiêng tải trọng theo quy định ở Bảng 10.6.3.13b-1

C_{w1}, C_{w2} = hệ số hiệu chỉnh ảnh hưởng của nước ngầm, như quy định trong Bảng 10.6.31.2c-1 (DIM)

10.6.3.1.3d. Dùng kết quả đo áp lực

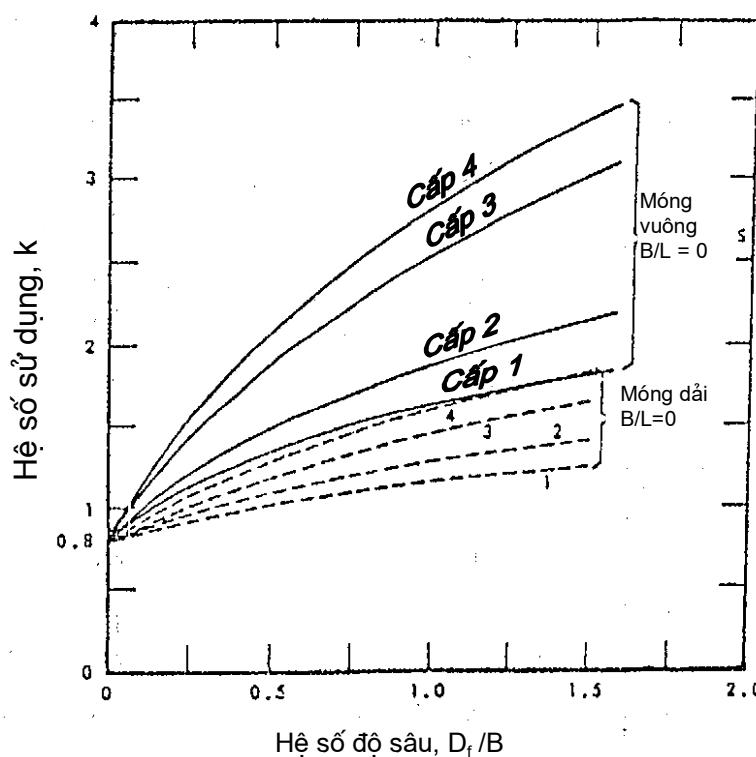
Sức kháng đỡ danh định của đất nền (MPa) được xác định từ kết quả của thí nghiệm đo áp lực có thể tính như sau:

$$q_{ult} = [r_o + k(p_L + p_o)] R_t \quad (10.6.3.1.3d-1)$$

trong đó:

- r_o = tổng áp lực thẳng đứng ban đầu tại đáy móng (MPa)
- k = hệ số khả năng chịu tải thực nghiệm lấy từ Hình 1
- p_L = giá trị trung bình của áp lực giới hạn có được từ kết quả thí nghiệm đo áp lực trong khoảng sâu 1,5 B trên và dưới móng (MPa)
- p_o = tổng áp lực ngang tại chiều sâu thí nghiệm đo áp lực (MPa)
- R_t = hệ số chiết giảm độ nghiêng tải trọng cho trong Bảng 10.6.3.1.3b-1 và 10.6.3.1.3b-2 (DIM)

Nếu như giá trị của p_L thay đổi đáng kể trong khoảng độ sâu 1.5B trên và dưới đế móng cần phải sử dụng kỹ thuật lây trung bình đặc biệt



Loại đất	Độ sét hoặc tỷ trọng	(P _L -P _o) (MPa)	Cấp
Sét	Yếu đến rất chặt	< 1,1	1
	Cứng	0,77 - 3,8	2
Cát và Sỏi cuội	Rời	0,38 - 0,77	2
	Rất chặt	2,9 - 5,8	4
Bùn	Rời đến trung bình	< 0,67	1
	Chặt	1,1 - 2,9	2
Đá	Cường độ rất thấp	0,96-2,9	2
	Cường độ thấp	2,9 - 5,8	3
	Cường độ trung bình đến cao	5,7-9,6 ⁺	4

**Hình 10.6.3.1.3d-1- Giá trị của hệ số khả năng chịu tải thực nghiệm k
(theo Hội địa kỹ thuật Canada (1985))**

10.6.3.1.4. Thí nghiệm tách ép

Sức kháng đỡ danh định có thể được xác định bằng thí nghiệm tách ép được quy định trong Điều 10.4.3.2, phải thực hiện khảo sát thăm dò dưới mặt đất chính xác để xác định tính chất của đất ở dưới móng. Sức kháng đỡ danh định được xác định từ thí nghiệm tải trọng có thể được ngoại suy từ các móng gần kề nơi có tính chất đất tương tự. Ảnh hưởng của độ lệch tâm tải trọng

Khi tải trọng lệch tâm đối với trọng tâm của đế móng, phải dùng diện tích hữu hiệu chiết giảm, B' x L' nằm trong giới hạn của móng trong thiết kế địa kỹ thuật cho lún hoặc sức kháng đỡ. Áp lực chịu tải thiết kế trên diện tích hữu hiệu phải được giả định là đều. Diện tích hữu hiệu chiết giảm phải là đồng tâm với tải trọng.

Các kích thước chiết giảm dùng cho móng chữ nhật chịu tải trọng lệch tâm có thể lấy như:

$$B' = B - 2e_B \quad (10.6.3.1.5-1)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (10.6.3.1.5-2)$$

ở đây:

e_B = lệch tâm song song với kích thước B (mm)

e_L = lệch tâm song song với kích thước L (mm)

Các móng dưới các tải trọng lệch tâm phải thiết kế nhằm bảo đảm:

- Sức kháng đỡ tính toán không nhỏ hơn các hiệu ứng của các tải trọng tính toán.

- Đối với móng đặt trên đất, độ lệch tâm của móng được ước tính dựa trên các tải trọng tính toán, nhỏ hơn 1/4 của kích thước móng tương ứng, B hoặc L.

Đối với thiết kế kết cấu móng chịu tải trọng lệch tâm, phải sử dụng phân bố áp lực tiếp xúc hình thang hoặc hình tam giác dựa trên các tải trọng tính toán.

Đối với móng không phải là hình chữ nhật, cần dùng các phương pháp tương tự dựa trên các nguyên tắc được xác định ở trên.

10.6.3.2. Sức kháng đỡ của đá

10.6.3.2.1. Tổng quát

Các phương pháp dùng để thiết kế các móng đặt trên đá cần được xem xét sự hiện trạng, hướng và điều kiện các vết nứt, các mặt cắt phong hoá và các mặt cắt tương tự khác khi ứng dụng cho các vị trí cụ thể.

Đối với các móng đặt trên đá tốt, độ tin cậy đối với các phân tích đơn giản và trực tiếp dựa trên cường độ nén một trục của đá và RQD cổ thể được ứng dụng. Đá tốt được định nghĩa như là một khối đá với các vết nứt không rộng hơn 3.2 mm. Đối với móng đặt trên đá kém hơn, các khảo sát điều tra và phân tích chi tiết hơn phải được thực hiện để xét đến ảnh hưởng của phong hoá và sự hiện hữu cũng như điều kiện của các vết nứt.

10.6.3.2.2. Các phương pháp nửa thực nghiệm

Sức kháng đỡ danh định của đá có thể được xác định bằng cách dùng các quan hệ thực nghiệm với Hệ thống đánh giá khối đá địa cơ RMR hoặc Viện địa kỹ thuật của Nauy, NGI, Hệ thống phân loại khối đá. Các kinh nghiệm địa phương phải được xem xét khi sử dụng các phương pháp nửa thực nghiệm.

Áp lực chịu tải tính toán của móng không được lấy lớn hơn cường độ chịu tải tính toán của bê tông để móng.

10.6.3.2.3. Phương pháp phân tích

Sức kháng đỡ danh định của móng trên đá phải được xác định bằng cách sử dụng các nguyên lý cơ học đá đã được thiết lập dựa trên các thông số cường độ khối đá. Ảnh hưởng của các vết nứt đến dạng phá hoại cũng phải được xem xét.

10.6.3.2.4. Thủ tải

Khi thích hợp, các thí nghiệm thử tải phải được thực hiện để xác định sức kháng đỡ danh định của các đế móng đặt trên đá.

10.6.3.2.5. Các giới hạn của độ lệch tâm tải trọng

Độ lệch tâm của tải trọng phải không vượt quá 3/8 của các kích thước B và L tương ứng.

10.6.3.3. Phá hoại do trượt

Phá hoại do trượt phải được khảo sát cho những móng chịu tải trọng nghiêng và/ hoặc đặt trên mái dốc.

Đối với những móng nằm trên đất sét, phải xem xét khả năng xuất hiện khoảng trống do co ngót giữa đất và móng. Phải xét đến khả năng chuyển vị tương lai của đất phía trước móng nếu lực kháng bị động là một phần của sức kháng cắt cần thiết cho việc chống trượt.

Sức kháng tính toán chống lại phá hoại do trượt, đo bằng N, có thể tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_T Q_T + \varphi_{ep} Q_{ep} \quad (10.6.3.3-1)$$

trong đó:

φ_T = hệ số sức kháng cho sức kháng trượt giữa đất và móng cho trong Bảng 10.5.5-1

Q_T = sức kháng trượt danh định giữa đất và móng (N)

φ_{ep} = hệ số sức kháng cho sức kháng bị động cho trong Bảng 10.5.5-1

Q_{ep} = sức kháng bị động danh định của đất có trong suốt tuổi thọ thiết kế của kết cấu (N)

Nếu như đất bên dưới đế móng là đất rời thì:

$$Q_T = V \tan \delta \quad (10.6.3.3-2)$$

với:

$\tan \delta = \tan \varphi_f$ đối với bê tông đổ trên đất

= $0,8 \tan \varphi_f$ đối với đế móng bê tông đúc sẵn

ở đây:

φ_f = góc nội ma sát của đất (độ)

V = tổng các lực thẳng đứng (N)

Đối với những đế móng đặt trên sét, sức kháng trượt có thể lấy giá trị nhỏ hơn trong:

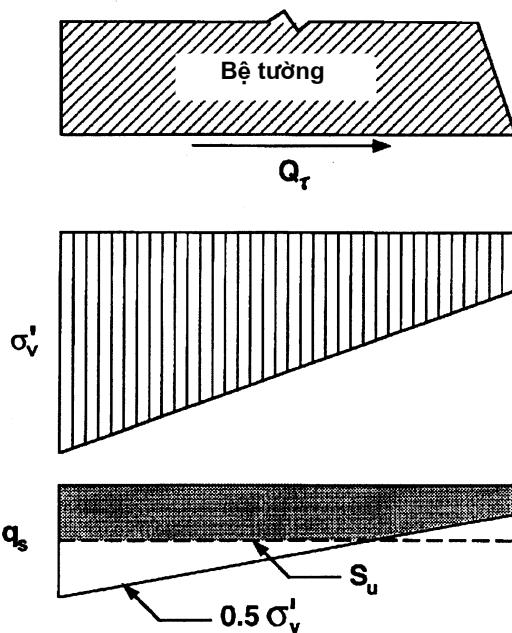
- Lực dính của sét, hoặc
- Khi đế móng được đặt trên ít nhất 150 mm vật liệu hạt đầm chặt, một nửa ứng suất pháp tuyến trên giao diện giữa móng và đất như trong Hình 1 cho các tường chắn. Những ký hiệu sau đây dùng cho Bảng 1.

q_s = sức kháng cắt đơn vị bằng S_u hay $0,5 \delta_v'$ lấy giá trị nhỏ hơn

Q_T = diện tích theo biểu đồ q_s (được kẻ)

S_u = cường độ cắt không thoát nước (MPa)

δ_v' = ứng suất thẳng đứng có hiệu



Hình 10.6.3.3-1- Phương pháp ước tính sức kháng trượt của các tường trên đất sét

10.6.4. THIẾT KẾ KẾT CẤU

Thiết kế kết cấu của đế móng phải tuân thủ các yêu cầu trong Điều 5.13.3.

10.7. CỌC ĐÓNG

10.7.1. TỔNG QUÁT

10.7.1.1. Phạm vi áp dụng

Phải xét đến đóng cọc khi đế móng không thể đặt trên đá, đất dính trạng thái cứng hoặc vật liệu móng dạng hạt với một chi phí hợp lý. Tại những nơi mà tình trạng đất thông thường cho phép sử dụng móng mở rộng nhưng có khả năng xảy ra xói, cọc có thể được dùng như một biện pháp chống xói.

10.7.1.2. Độ xuyên của cọc

Độ xuyên của cọc phải được xác định dựa trên khả năng chịu tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang và chuyển vị của cả cọc và đất bên dưới. Nói chung, trừ khi đạt độ chối, độ xuyên thiết kế với bất kỳ cọc nào cũng không được nhỏ hơn 3000 mm trong đất dính, rắn chắc hoặc vật liệu hạt chặt và không được nhỏ hơn 6000 mm trong đất dính mềm yếu hoặc vật liệu dạng hạt rời.

Trừ khi đạt được độ chối, cọc cho trụ mố kiểu khung phải xuyên không nhỏ hơn 1/3 chiều dài tự do của cọc.

Đóng cọc nhằm xuyên qua một lớp đất bên trên mềm hoặc rời nằm trên lớp đất chắc và cứng, phải xuyên qua lớp đất rắn một khoảng cách thích hợp để hạn chế chuyển vị của các cọc cũng như đạt được khả năng chịu tải thích hợp.

10.7.1.3. Sức kháng

Các cọc phải được thiết kế để có khả năng chịu tải và khả năng kết cấu đảm bảo với độ lún cho phép và độ chuyển vị ngang cho phép.

Sức kháng đỡ của các cọc phải được xác định bằng các phương pháp phân tích tĩnh học trên cơ sở sự tương tác đất - kết cấu, thử tải, dùng thiết bị phân tích khi đóng cọc hoặc kỹ thuật do sóng ứng suất khác với CAPWAP. Khả năng chịu tải có thể được xác định thông qua kết quả khảo sát thăm dò dưới mặt đất, kết quả thí nghiệm tại hiện trường hoặc trong phòng thí nghiệm, các phương pháp phân tích, thí nghiệm tải trọng cọc, và bằng cách tham khảo quá trình làm việc trước đây. Cũng phải xét đến:

- Sự khác nhau giữa sức chịu tải của cọc đơn và nhóm cọc,
- Khả năng chịu tải của lớp đất nằm phía dưới chịu tải trọng của nhóm cọc,
- Ảnh hưởng của việc đóng cọc tới các kết cấu liền kề,
- Khả năng xói và ảnh hưởng của chúng, và
- Sự truyền lực từ đất đang cố kết như lực ma sát bề mặt âm hay các lực kéo xuống dưới

Các hệ số sức kháng đối với khả năng chịu tải của cọc có được từ các thí nghiệm tải trọng hiện trường hoặc từ thiết bị phân tích đóng cọc được cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.1.4. Ảnh hưởng của đất đang lún và các tải trọng kéo xuống

Phải xét đến các phát triển có thể của các tải trọng kéo xuống lên các cọc khi:

- Ở những nơi các cọc nằm dưới lớp đất sét, bùn hoặc than bùn,
- Ở những nơi đất đãp mới được đắp lên trên bề mặt trước đây, và
- Khi mức nước ngầm bị hạ thấp đáng kể.

Các tải trọng kéo xuống dưới phải được xem như là tải trọng khi sức kháng đỡ và độ lún của móng được khảo sát.

Có thể tính toán tải trọng kéo xuống như trình bày trong Điều 10.7.3.3 với hướng của các lực ma sát bề mặt được đảo lại. Tải trọng kéo xuống tính toán phải được cộng thêm vào tải trọng tĩnh thẳng đứng tính toán áp dụng cho móng sâu khi đánh giá khả năng chịu tải theo trạng thái giới hạn cường độ.

Phải cộng tải trọng kéo xuống vào tải trọng tĩnh thẳng đứng dùng cho các móng sâu khi đánh giá độ lún ở trạng thái giới hạn sử dụng.

10.7.1.5. Khoảng cách cọc, tĩnh không và độ ngầm

Khoảng cách tim-tới-tim cọc không được nhỏ hơn 750 mm hay 2,5 lần đường kính hay chiều rộng cọc, chọn giá trị nào lớn hơn. Khoảng cách từ mặt bên của bất kỳ cọc nào tới mép gần nhất của móng phải lớn hơn 225 mm.

Đinh của các cọc phải được thiết kế ngầm sâu ít nhất 300 mm trong bê móng sau khi đã dọn đi tất cả các vật liệu cọc hư hại. Nếu như cọc được gắn với bê móng bằng các thanh cốt thép chôn hay các tao, chúng phải được chôn sâu không nhỏ hơn 150 mm vào bê móng. Khi râm bê tông cốt thép được đúc tại chỗ và được dùng như râm mõm được đỡ bởi các cọc, lớp bê tông bảo vệ ở phía các cọc phải dày hơn 150 mm, cộng thêm một lượng nhầm xét đến sự không thẳng cho phép, và các cọc phải được thiết kế ít nhất ngầm sâu trong bê cọc 150 mm. Khi cốt thép cọc được neo trong bê cọc thoả mãn các yêu cầu của Điều 5.13.4.1, độ ngầm có thể nhỏ hơn 150 mm.

10.7.1.6. Cọc xiên

Phải tránh dùng cọc xiên khi có thể có tải trọng kéo xuống (do ma sát âm) và trong Vùng động đất 3 và 4.

Phải dùng các cọc xiên khi sức kháng ngang của các cọc thẳng đứng không đủ để chống lại các lực ngang truyền lên móng, hoặc khi cần tăng thêm độ cứng của toàn bộ kết cấu.

10.7.1.7. Mực nước ngầm và lực nén

Khả năng chịu tải phải được xác định bằng cách dùng mực nước ngầm giống như đã dùng để tính các hiệu ứng lực. Phải xét đến ảnh hưởng của áp lực thuỷ tĩnh trong thiết kế.

10.7.1.8. Bảo vệ chống hư hỏng

Tối thiểu, phải xét đến các loại hư hại sau:

- Sự ăn mòn các móng cọc thép, đặc biệt trong nền đất đáy, độ pH thấp và môi trường biển,
- Các chất sunfat, clorit và a xít phá huỷ móng cọc bê tông,

Phải xét đến các tình trạng dưới đây như là dấu hiệu khả năng xảy ra hư hại hoặc ăn mòn cọc:

- Điện trở suất ít hơn 100 ohm/mm,
- pH ít hơn 5.5,
- pH giữa 5.5 và 8.5 trong đất có hàm lượng hữu cơ cao,
- Nồng độ sunfat lớn hơn 1000 ppm,
- Đất đáy hay xỉ đáy,
- Đất chịu nước thải của mỏ hoặc nước thải công nghiệp,
- Các vùng có hỗn hợp đất có điện trở suất cao và đất có điện trở suất thấp nhưng tính kiềm cao, và

Phải xét đến các tình trạng nước sau đây như là dấu hiệu khả năng hư hại hay ăn mòn cọc:

- Hàm lượng clorit nhiều hơn 500 ppm,
- Nồng độ sunfat lớn hơn 500 ppm,

- Nước mặt chảy từ mỏ hay khu công nghiệp,
- Hàm lượng hữu cơ cao,
- pH nhỏ hơn 5,5,
- Cọc chịu chu kỳ ướt/khô.

Khi nghi ngờ có các chất thải hoá học, phải xét đến các phân tích hoá học mẫu đất và nước ngầm.

10.7.1.9. Lực nhổ

Móng cọc được thiết kế để chống lại nhổ phải được kiểm tra cả về sức kháng nhổ và khả năng kết cấu chịu được các ứng suất kéo.

10.7.1.10. Chiều dài ước tính

Phải thể hiện chiều dài ước tính của cọc cho mỗi kết cấu phần dưới trên các bản vẽ và phải căn cứ vào sự đánh giá cẩn trọng về các thông tin của nền dưới mặt đất, các tính toán khả năng chịu tải ngang và chịu tải tĩnh, và/hoặc kinh nghiệm trong quá khứ.

10.7.1.11. Cao độ dự kiến và cao trình mũi cọc tối thiểu

Cần thể hiện các cao trình dự kiến và cao trình mũi cọc tối thiểu của từng kết cấu phần dưới trong các bản vẽ hợp đồng. Các cao trình mũi cọc dự kiến phải phản ánh được cao độ tại đó có thể đạt được khả năng chịu tải cực hạn cần thiết của cọc.

Các cao trình mũi cọc dự kiến tối thiểu phải phản ánh được độ xuyên vào đất cần thiết để chống đỡ các tải trọng ngang lên cọc, bao gồm xói lở nếu có và/ hoặc độ xuyên qua các địa tầng không thích hợp nằm trên.

10.7.1.12. Các cọc xuyên qua nền đất đắp

Khi đóng cọc xuyên qua nền đất đắp, phải đảm bảo ngập xuyên ít nhất là 3000mm qua lớp đất nguyên thuỷ trừ phi đến độ chối do gấp đá gốc hay gấp địa tầng chịu lực đủ rắn ở một độ sâu ít hơn. Vật liệu đắp nên phải được chọn lọc sao cho không cản trở việc hạ cọc đến chiều sâu yêu cầu. Kích cỡ hạt tối đa của bất cứ loại đất đắp nào đề không được vượt quá 150mm. Các vị trí khoan thăm dò trước hay cọc khoan đập cần được quy định khi cần thiết, đặc biệt đối với các loại cọc chuyển vị.

10.7.1.13. Các cọc thử

Phải xét đến việc đóng các cọc thử cho kết cấu phần dưới để xác định các đặc trưng thi công, đánh giá khả năng của cọc theo chiều sâu và thiết lập các chiều dài cọc để chỉ thị cho nhà thầu phải làm. Các cọc có thể được thí nghiệm theo phương pháp thử tải trọng tĩnh, thử động, các nghiên cứu về tính dễ hạ cọc hoặc kết hợp giữa chúng với nhau, căn cứ vào sự hiểu biết về các điều kiện của nền đất. Có thể tăng số lượng cọc thử cần thiết tuỳ theo các điều kiện nền đất không đồng đều. Có thể không yêu cầu thử cọc khi có kinh nghiệm trước đó về cùng loại cọc và cùng khả năng chịu tải tối hạn của cọc trong điều kiện nền đất tương tự.

10.7.1.14. Phân tích phương trình sóng

Khi thiết kế nền móng cọc, cần đánh giá tính dễ thi công bằng cách dùng chương trình vi tính về phương trình sóng. Cần sử dụng phương trình sóng để xác nhận có thể thi công đoạn cọc theo thiết kế đạt đến độ sâu mong muốn và khả năng chịu tải tối hạn của cọc cũng như phạm vi của mức tải cho phép khi hạ cọc được quy định trong Điều 10.7.1.16 khi dùng một hệ thống đóng hạ cọc có kích cỡ thích hợp.

10.7.1.15. Việc kiểm tra động

Có thể quy định việc kiểm tra động cho các cọc được thi công trong các điều kiện nền đất khó khăn như là đất có các vật cản và đá cuội hoặc bê mặt của đá gốc nghiêng nhiều, cũng như để đánh giá thi công phù hợp với khả năng chịu lực của cọc về mặt kết cấu. Việc việc kiểm tra động có thể còn được xem xét để kiểm nghiệm khả năng địa kỹ thuật trong trường hợp quy mô của công trình hay các giới hạn khác không cho phép áp dụng thí nghiệm nén tĩnh.

10.7.1.16. Các ứng suất đóng cọc cho phép tối đa

Có thể ước tính tải trọng đóng cọc bằng cách phân tích phương trình sóng hay kiểm tra động đối với lực và gia tốc ở đầu cọc trong quá trình đóng cọc.

Lực đóng cọc tối đa đối với các cọc được đóng ở trên đầu cọc không được vượt quá các sức kháng tính toán sau đây theo tên gọi và các hệ số sức kháng cho trong các Chương 5 & 6 khi thích hợp:

Các cọc thép

- Chịu nén $0,90 \varphi F_y A_g$
- Chịu kéo $0,90 \varphi F_y A_n$

Các cọc bê tông

- Chịu nén $0,85 \varphi f'_c A_c$
- Chịu kéo $0,70 \varphi F_y A_s$

Các cọc bê tông dự ứng lực

- Chịu nén $\varphi(0,85f'_c - f_{pe}) A_c$
- Chịu kéo - môi trường bình thường $\varphi \left(0,25\sqrt{f'_c} + f_{pe}\right) A_c$
- Chịu kéo - môi trường xâm thực nghiêm trọng $\varphi f_{pe} A_{ps}$

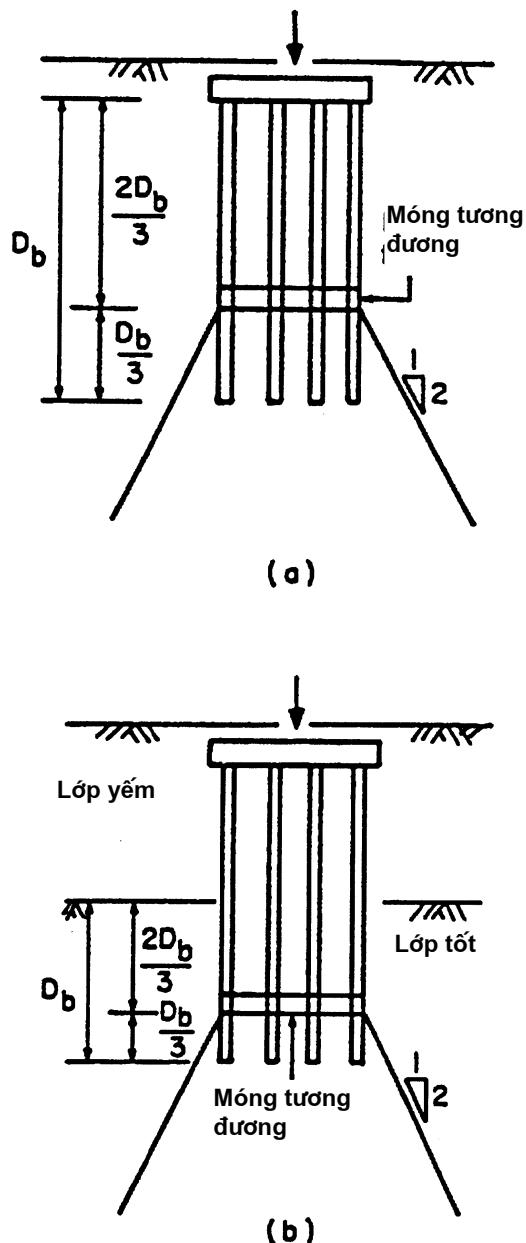
10.7.2. CHUYỂN VỊ VÀ SỨC KHÁNG ĐỐI Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

10.7.2.1. Tổng quát

Với mục đích tính toán độ lún của nhóm cọc, tải trọng được giả định tác động lên móng tương đương đặt tại hai phần ba độ sâu chôn cọc vào lớp chịu lực như trong Hình 1.

Với các cọc trong đất rời, độ lún của móng sẽ được khảo cứu bằng cách dùng tất cả các tải trọng tác dụng trong Tổ hợp Tải trọng sử dụng cho trong Bảng 3.4.1-1. Với các cọc trong đất dính, cũng sử dụng Tổ hợp Tải trọng sử dụng với tất cả các tải trọng, ngoại trừ các tải trọng tức thời có thể bỏ qua.

Phải sử dụng tất cả các tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn sử dụng thích hợp cho trong Bảng 3.4.1-1 để đánh giá chuyển vị ngang của móng.



Hình 10.7.2.1-1 - Vị trí móng tương đương (theo Duncan và Buchignani 1976)

10.7.2.2. Các Tiêu chuẩn chuyển vị ngang

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.2.2.

Chuyển vị ngang không được vượt quá 38 mm.

10.7.2.3. Độ lún

10.7.2.3.1. Tổng quát

Độ lún của móng không được vượt quá độ lún cho phép như được chọn theo Điều 10.6.2.2

10.7.2.3.2. Đất dinh

Phải dùng các phương pháp dùng cho móng nòng để ước tính độ lún của nhóm cọc, bằng cách sử dụng vị trí móng tương đương cho trong Hình 10.7.2.1-1

10.7.2.3.3. Đất rời

Độ lún của nhóm cọc trong đất rời có thể được ước tính bằng cách sử dụng kết quả thí nghiệm ngoài hiện trường và vị trí móng tương đương cho trong Hình 10.7.2.1-1.

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

$$\text{Sử dụng SPT: } \rho = \frac{360 q I \sqrt{X}}{N_{\text{corr}}} \quad (10.7.2.3.3-1)$$

$$\text{Sử dụng CPT: } \rho = \frac{q X I}{2 q_c} \quad (10.7.2.3.3-2)$$

trong đó:

$$I = 1 - 0,125 \frac{D'}{X} \geq 0,5 \quad (10.7.2.3.3-3)$$

$$N_{\text{corr}} = \left[0,77 \log_{10} \left(\frac{1,92}{\sigma_v} \right) \right] N$$

ở đây :

q = áp lực móng tĩnh tác dụng tại $2D_b/3$ cho trong Hình 10.7.2.1-1. áp lực này bằng với tải trọng tác dụng tại đỉnh của nhóm được chia bởi diện tích móng tương đương và không bao gồm trọng lượng của các cọc hoặc của đất giữa các cọc (MPa).

X = chiều rộng hay chiều nhỏ nhất của nhóm cọc (mm),

ρ = độ lún của nhóm cọc (mm)

I = hệ số ảnh hưởng của chiều sâu chôn hữu hiệu của nhóm

D' = độ sâu hữu hiệu lấy bằng $2D_b/3$ (mm)

D_b = độ sâu chôn cọc trong lớp chịu lực như cho trong Hình 10.7.2.1-1 (mm)

N_{corr} = giá trị trung bình đại diện đã hiệu chỉnh cho số đếm SPT của tầng phủ trên độ sâu X phía dưới đế móng tương đương ($B_{\text{úa}}/300\text{mm}$)

N = số đếm SPT đo trong khoảng lún ($B_{\text{úa}}/300\text{mm}$)

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

q_c = sức kháng xuyên hình nón tĩnh trung bình trên độ sâu X dưới móng tương đương (MPa)

10.7.2.4. Chuyển vị ngang

Chuyển vị ngang của móng cọc không được vượt quá chuyển vị ngang cho phép như đã chọn theo Điều 10.7.2.2.

Chuyển vị ngang của nhóm cọc phải được ước tính bằng cách dùng phương pháp có xét đến tương tác đất-kết cấu.

10.7.2.5. Các Giá trị giả định về lực chống

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.2.3.

Sức kháng ở trạng thái Giới hạn Cường độ

10.7.3.1. Tổng quát

Các sức kháng phải xét đến bao gồm:

- Sức kháng đỡ của cọc,
- Sức kháng nhổ của cọc,
- Xuyên thủng của cọc từ lớp đất tốt vào lớp yếu hơn, và
- Sức kháng kết cấu của các cọc.

10.7.3.2. Tải trọng dọc trực của cọc

Phải dành sự ưu tiên cho quá trình thiết kế dựa trên các phân tích tĩnh kết hợp với quan trắc hiện trường trong khi đóng cọc hay thí nghiệm tải trọng. Kết quả thí nghiệm tải trọng có thể được ngoại suy cho các kết cấu gần kề có điều kiện đất tương tự. Sức kháng đỡ của cọc có thể được ước tính bằng cách dùng các phương pháp phân tích hay phương pháp thí nghiệm hiện trường.

Sức kháng đỡ tính toán của các cọc Q_R có thể tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_q Q_{ult} \quad (10.7.3.2-1)$$

hay

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p + \varphi_{qs} Q_s \quad (10.7.3.2-2)$$

với:

$$Q_p = q_p A_p \quad (10.7.3.2-3)$$

$$Q_s = q_s A_s \quad (10.7.3.2-4)$$

trong đó:

- φ_q = hệ số sức kháng dùng cho sức kháng đỡ của một cọc đơn, cho trong Điều 10.5.4 dùng cho các phương pháp không phân biệt giữa sức kháng toàn bộ và sự góp phần riêng rẽ của sức kháng mũi và thân cọc.
- Q_{ult} = sức kháng đỡ của một cọc đơn (N)
- Q_p = sức kháng mũi cọc (N)
- Q_s = sức kháng thân cọc (N)
- q_p = sức kháng đơn vị mũi cọc (MPa)
- q_s = sức kháng đơn vị thân cọc (MPa)
- A_s = diện tích bề mặt thân cọc (mm^2)
- A_p = diện tích mũi cọc (mm^2)
- φ_{qp} = hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc quy định cho trong Bảng 10.5.5-2 dùng cho các phương pháp tách rời sức kháng của cọc do sức kháng của mũi cọc và sức kháng thân cọc.
- φ_{qs} = hệ số sức kháng đối với sức kháng thân cọc cho trong Bảng 10.5.5 -2 dùng cho các phương pháp tách rời sức kháng của cọc do sức kháng của mũi cọc và sức kháng thân cọc.

10.7.3.3. Ước tính nửa thực nghiệm sức kháng của cọc

10.7.3.3.1. Tổng quát

Có thể dùng cả phương pháp tổng ứng suất và ứng suất hữu hiệu, với điều kiện các tham số cường độ đất thích hợp là có sẵn. Các hệ số sức kháng đối với ma sát bề mặt và sức kháng mũi, được ước tính bằng phương pháp nửa thực nghiệm, như quy định trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.3.2. Sức kháng thân cọc

Có thể sử dụng một hay nhiều hơn trong ba phương pháp cụ thể được trình bày dưới đây, khi thích hợp

10.7.3.3.2a. Phương pháp α

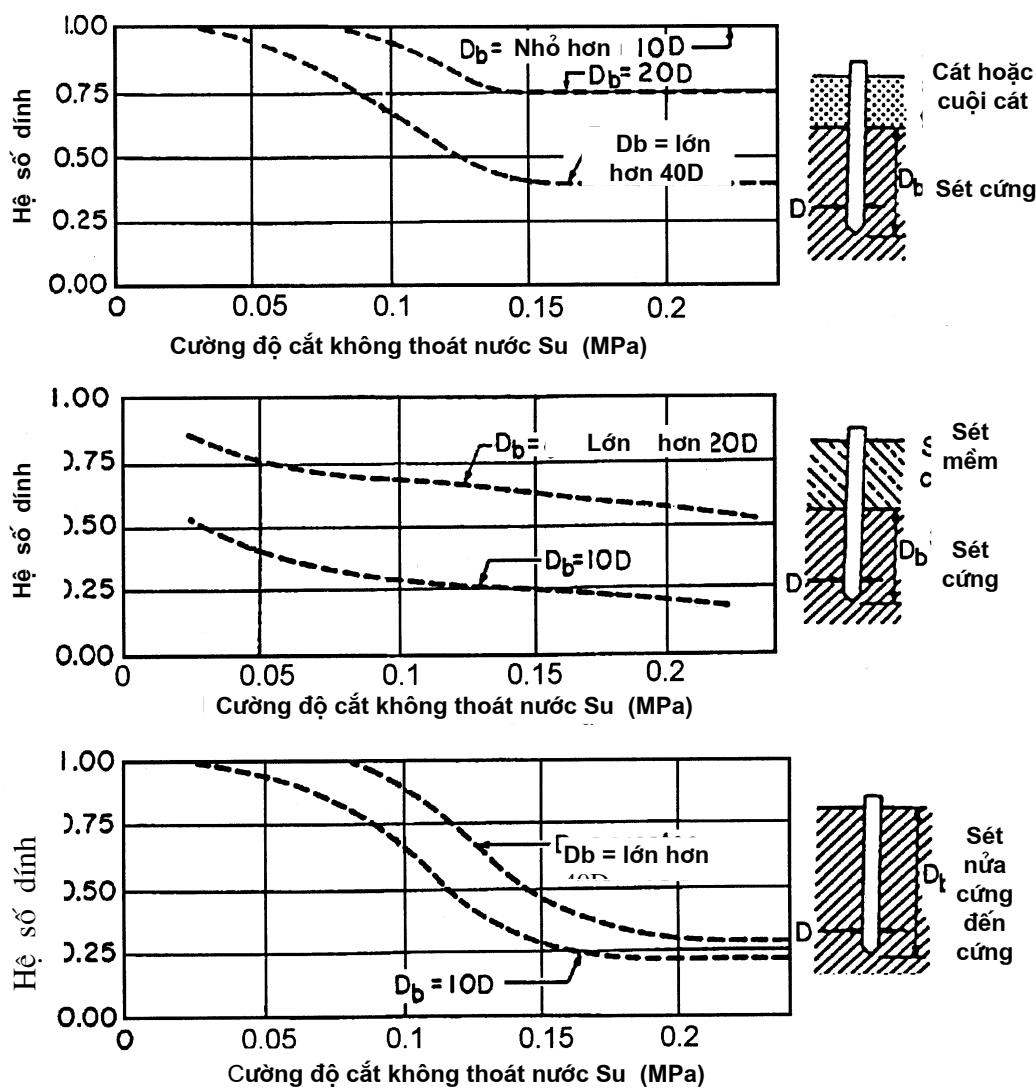
Phương pháp α , dựa trên tổng ứng suất, có thể được dùng để liên hệ sự kết dính giữa cọc và đất sét với cường độ không thoát nước của đất sét. Ma sát đơn vị bề mặt danh định (MPa) có thể lấy bằng:

$$Q_s = \alpha S_u \quad (10.7.3.3.2a-1)$$

ở đây:

- S_u = cường độ kháng cát không thoát nước trung bình (MPa)
- α = hệ số kết dính áp dụng cho S_u (DIM)

Hệ số kết dính, α , có thể được giả định thay đổi với giá trị cường độ kháng cát không thoát nước, S_u như cho trong Hình 1.



Hình 10.7.3.3.2a-1- Các đường cong thiết kế về hệ số kết dính cho cọc đóng vào đất sét (theo Tomlinson, 1987)

10.7.3.3.2b. Phương pháp β

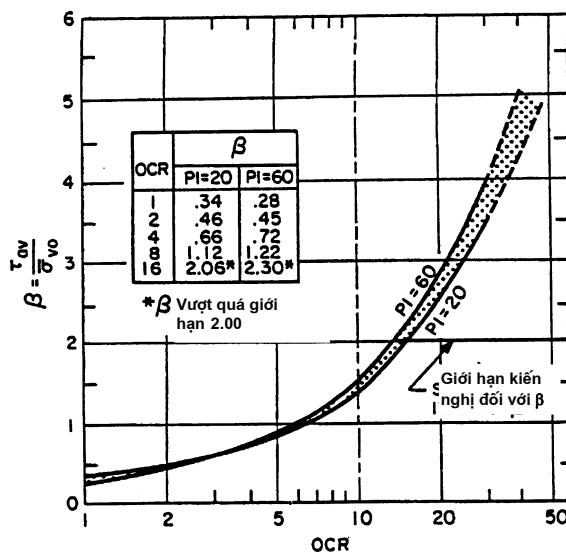
Phương pháp β , dựa vào ứng suất hữu hiệu, có thể được sử dụng để dự đoán ma sát bề mặt của cọc. Ma sát đơn vị bề mặt danh định (MPa) có thể có liên quan tới các ứng suất hữu hiệu trong đất như sau:

$$q_s = \beta \sigma'_v \quad (10.7.3.3.2b-1)$$

ở đây:

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

β = hệ số lấy từ Hình 1



Hình 10.7.3.3.2b-1- Quan hệ β -OCR đối với chuyển vị cọc (theo Esrig và Kirby, 1979)

Có thể dùng phương pháp Nordlund để mở rộng phương pháp β cho các cọc không có hình lăng trụ trong đất dính, trong trường hợp này hệ số sức kháng có thể lấy như đối với phương pháp β theo quy định trong Bảng 10.5.5-2.

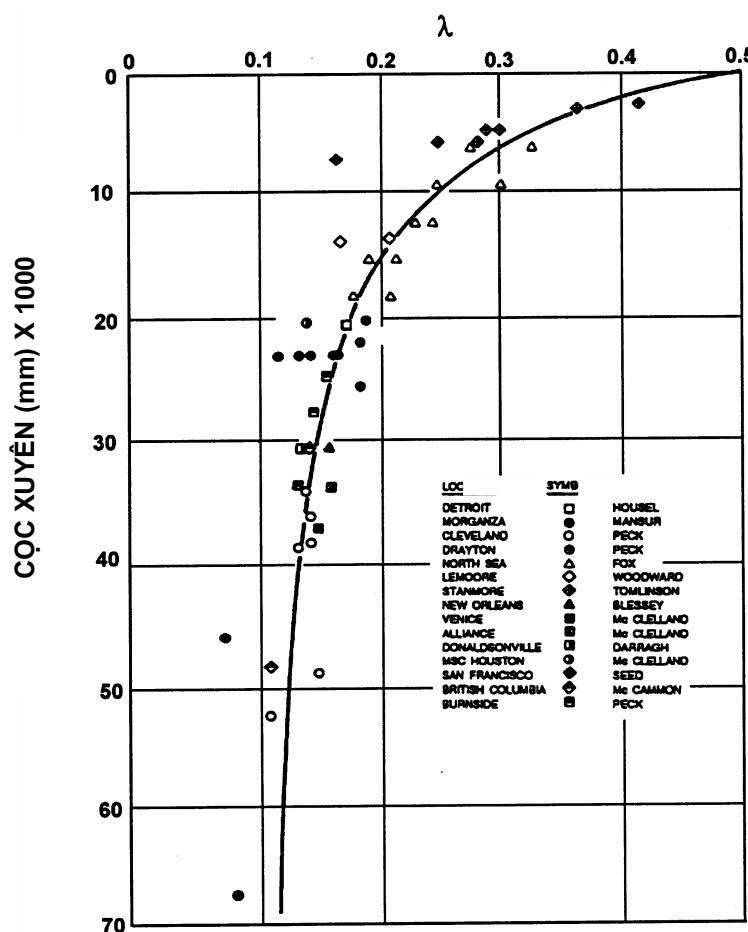
10.7.3.3.2c. Phương pháp λ

Phương pháp λ , dựa trên ứng suất hữu hiệu, có thể dùng để biểu thị mối tương quan giữa ma sát đơn vị bê mặt (MPa) với áp lực đất bị động như sau:

$$q_s = \lambda (\sigma'_v + 2S_u) \quad (10.7.3.3.2c-1)$$

ở đây

$$\begin{aligned} (\sigma'_v + 2S_u) &= \text{áp lực đất nầm ngang bị động (MPa)} \\ \lambda &= \text{hệ số thực nghiệm lấy từ Hình 1 (DIM)} \end{aligned}$$



Hình 10.7.3.3.2c-1- Hệ số λ cho cọc ống đóng (theo Vijayvergiya và Focht, 1972)

10.7.3.3.3. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng đơn vị mũi cọc trong đất sét bão hoà (MPa) có thể tính như sau:

$$q_p = 9 S_u \quad (10.7.3.3.3-1)$$

S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước của sét gần chân cọc (MPa)

10.7.3.4. Ước tính sức kháng của cọc dựa trên thí nghiệm hiện trường

10.7.3.4.1. Tổng quát

Các hệ số sức kháng đối với ma sát bề mặt và sức kháng mũi cọc, được ước tính bằng các phương pháp hiện trường được quy định trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.4.2. Sử dụng kết quả SPT

Phương pháp này sẽ chỉ áp dụng cho cát và bùn không dẻo

10.7.3.4.2a. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng đơn vị mũi cọc danh định (MPa), cho các cọc đóng tới độ sâu D_b trong đất rời có thể tính như sau:

$$q_p = \frac{0,038 N_{corr} D_b}{D} \leq q_\ell \quad (10.7.3.4.2a-1)$$

với:

$$N_{corr} = \left[0,77 \log_{10} \left(\frac{1,92}{\sigma'_v} \right) \right] N \quad (10.7.3.4.2a-2)$$

ở đây:

- N_{corr} = số đếm SPT gần mũi cọc đã hiệu chỉnh cho áp lực tầng phủ, σ'_v (Búa/300mm)
- N = số đếm SPT đo được (Búa/300mm)
- D = chiều rộng hay đường kính cọc (mm)
- D_b = chiều sâu xuyên trong tầng chịu lực (mm)
- q_ℓ = sức kháng điểm giới hạn tính bằng $0,4 N_{corr}$ cho cát và $0,3 N_{corr}$ cho bùn không dẻo (MPa).

10.7.3.4.2b. Ma sát bề mặt

Ma sát bề mặt danh định của cọc trong đất rời (MPa) có thể tính như sau:

- Đối với cọc đóng chuyển dịch:

$$q_s = 0,0019 \bar{N} \quad (10.7.3.4.2b-1)$$

- Đối với cọc không chuyển dịch (ví dụ cọc thép chữ H)

$$q_s = 0,00096 \bar{N} \quad (10.7.3.4.2b-2)$$

ở đây:

- q_s = ma sát đơn vị bề mặt cho cọc đóng (MPa)
- \bar{N} = số đếm búa SPT trung bình (chưa hiệu chỉnh) đọc theo thân cọc (Búa/300mm)

10.7.3.4.3. Sử dụng CPT

10.7.3.4.3a. Tổng quát

CPT có thể dùng để xác định:

- Sức kháng xuyên hình nón, q_c , có thể được dùng để xác định khả năng chịu lực mũi cọc, và
- Ma sát ống, f_s , có thể được dùng để xác định khả năng ma sát bề mặt.

10.7.3.4.3b. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng mũi cọc, q_p (MPa) có thể được xác định như cho trong Hình 1 với:

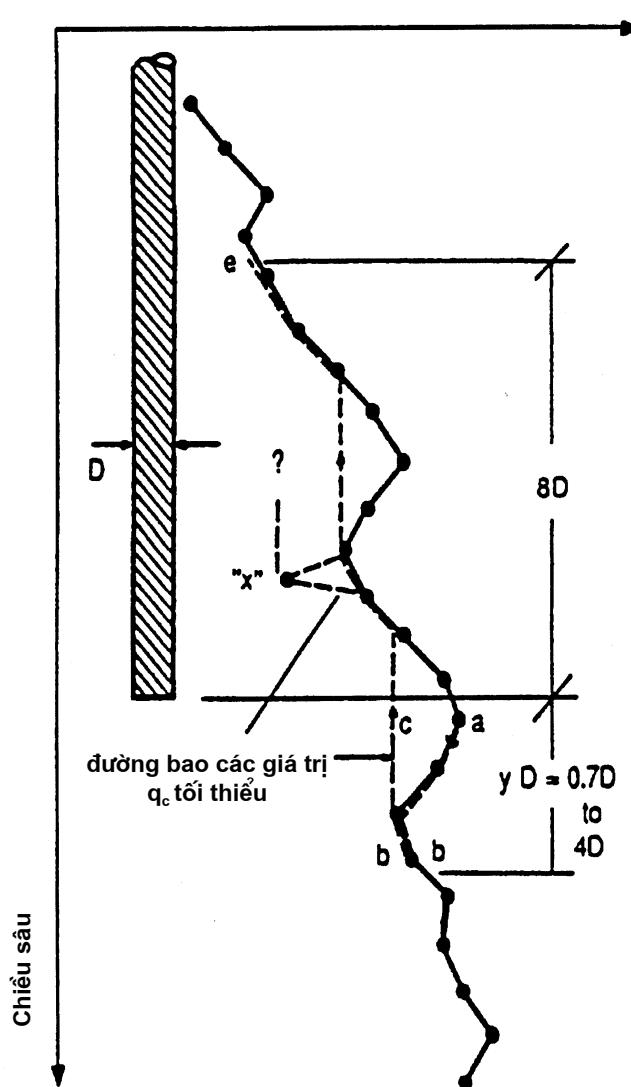
$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (10.7.3.4.3b-1)$$

ở đây:

q_{c1} = giá trị trung bình của q_c trên toàn bộ chiều sâu yD dưới mũi cọc (đường a-b-c). 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 đọc theo đường a-b và quy tắc đường tối thiểu đọc 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 nhỏ "X", nếu trong cát, nhưng đưa vào đường nhỏ nhất nếu trong sét.

Sức kháng hình nón trung bình tối thiểu giữa 0,7 và 4 đường kính cọc bên dưới cao độ mũi cọc có được thông qua quá trình thử dân, 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 hình nón cho đất trong khoảng tám lần đường kính cọc bên trên mũi cọc. Tính trung bình hai kết quả để xác định sức kháng mũi cọc.



**Hình 10.7.3.4.3b-1- Phương pháp tính sức chịu đầu cọc
(theo Nottingham và Schmertmann, 1975)**

10.7.3.4.3c. Ma sát bề mặt

Sức kháng ma sát bề mặt danh định của cọc (N) có thể tính như sau:

$$Q_s = K_{s,c} \left[\sum_{i=1}^{N_1} \left(\frac{L_i}{8D_i} \right) f_{si} a_{si} \cdot h_i + \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} a_{si} h_i \right] \quad (10.7.3.4.3c-1)$$

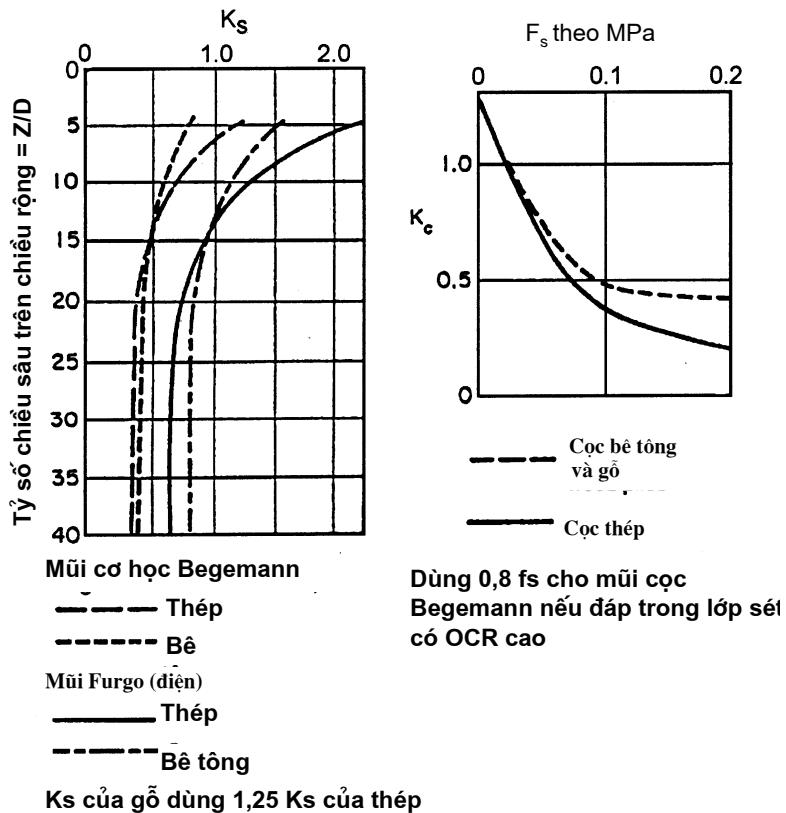
ở đây:

$K_{s,c}$ = các hệ số hiệu chỉnh: K_c cho các đất sét và K_s cho đất cát lấy từ Hình 1(DIM)

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

D = chiều rộng hoặc đường kính cọc xem xét (mm)

- f_{si} = sức kháng ma sát đơn vị thành ống cục bộ lấy từ CPT tại điểm xem xét (MPa)
 a_{si} = chu vi cọc tại điểm xem xét (mm)
 h_i = khoảng chiều dài tại điểm xem xét (mm)
 N_i = số khoảng giữa mặt đất và điểm cách dưới mặt đất 8D
 N_2 = số khoảng giữa điểm cách dưới mặt đất 8D và mũi cọc.



Hình 10.7.3.4.3c-1- Hệ số hiệu chỉnh ma sát cọc K_s và K_c
 (theo Nottingham và Schmertmann, 1975)

10.7.3.5. Cọc tựa trên đá

Hệ số sức kháng đối với sức kháng đầu cọc tựa trên đá phải được lấy như quy định trong Bảng 10.5.5.2.

Trong trường hợp mỗi bê rộng cọc và mỗi khoảng cách các đường nứt của đá vượt quá 300mm và khi chiều dày đường nứt không được lấp đất nhỏ hơn 6.4mm hay được lấp bằng đất hay đá vụn có bê rộng nhỏ hơn 25mm.

Sức kháng đỡ đơn vị danh định của mũi cọc q_p của các cọc đóng đến đá bằng MPa có thể tính như sau:

$$q_p = 3 q_u K_{sp} d \quad (10.7.3.5-1)$$

trong đó:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-1)$$

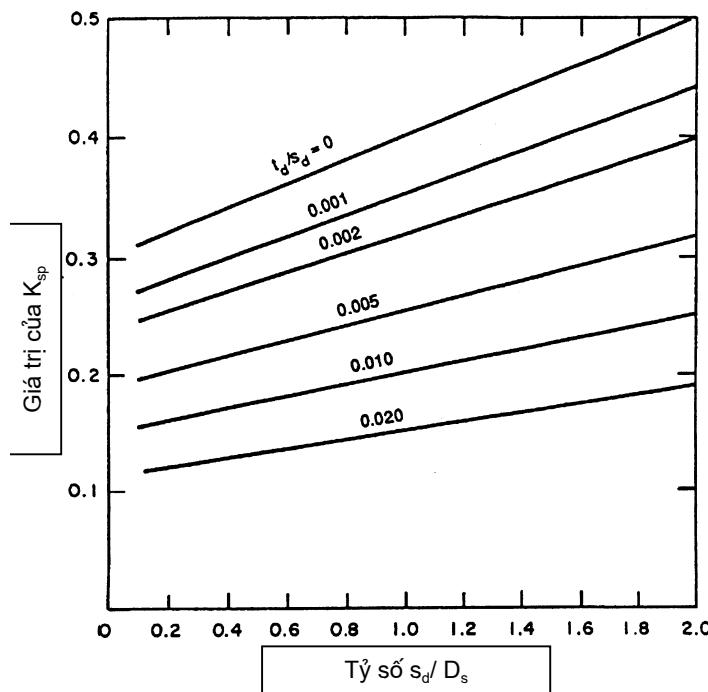
$$d = 1 + 0,4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3,4$$

ở đây:

- q_u = cường độ nén dọc trục trung bình của lõi đá (MPa)
- d = hệ số chiều sâu không thứ nguyên (DiM)
- K_{ps} = hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên, từ Hình 1 (DiM)
- S_d = khoảng cách các đường nứt (mm)
- t_d = chiều rộng các đường nứt (mm)
- D = chiều rộng cọc (mm)
- H_s = chiều sâu chôn cọc vào trong hố đá tính bằng 0.0 cho những cọc tỳ vào đỉnh của đá gốc (mm)
- D_s = đường kính của hố đá (mm)

Phương pháp này không được áp dụng cho đá bị phân lớp mềm, chẳng hạn như diệp thạch yếu hay đá voi yếu.

Cọc được đặt trên đá yếu phải được thiết kế xử lý đá mềm như đất, được quy định trong Điều 10.7.3.3 cho các cọc đặt trên vật liệu dính và Điều 10.7.3.4 cho các cọc đặt trên vật liệu rời.



Hình 10.7.3.5-1- Hệ số khả năng chịu tải (theo Hội Địa kỹ thuật Canada, 1985)

10.7.3.6. Thủ tải cọc và kiểm tra hiện trường

Thí nghiệm kéo nén và tải trọng ngang của các cọc phải tuân thủ :

- Phương pháp thử cọc dưới tải trọng nén dọc trực tĩnh - ASTM D1143
- Phương pháp thí nghiệm cọc đơn dưới tải trọng kéo dọc trực tĩnh-ASTM D3689
- Phương pháp thí nghiệm cọc dưới tải trọng ngang - ASTM D3966

Hệ số sức kháng cho sức kháng nén dọc trực và khả năng kéo dọc trực có được từ thử tải trọng cọc cho trong Bảng 10.5.5-2.

Thí nghiệm hiện trường bằng máy phân tích đóng cọc phải tuân thủ:

Phương pháp thử cho Thí nghiệm động ứng suất cao của cọc ASTM D4945

Hệ số sức kháng đối với sức kháng nén dọc trực và sức kháng kéo lên có được từ các thí nghiệm tải trọng cọc được cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.7. Lực nhỏ

10.7.3.7.1. Tổng quát

Phải xét đến lực nhỏ khi hiệu ứng lực được tính toán căn cứ vào tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn cường độ thích hợp là lực kéo.

Khi các cọc chịu lực kéo, chúng phải được khảo cứu cả về sức kháng nhỏ và khả năng kết cấu để chống lại sự kéo và truyền nó tới đế móng.

10.7.3.7.2. Sức kháng nhổ của cọc đơn

Sức kháng nhổ của cọc đơn phải được ước tính theo phương pháp tương tự như phương pháp ước tính sức kháng ma sát bê mặt của cọc chịu nén trong Điều 10.7.3.3 và 10.7.3.4.

Sức kháng nhổ tính toán tính bằng N, có thể tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_u Q_s \quad (10.7.3.7.2-1)$$

ở đây:

Q_s = khả năng kháng nhổ danh định do sức kháng thân cọc (N)

φ_u = hệ số sức kháng đối với khả năng kháng nhổ cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.7.3. Sức kháng nhổ của nhóm cọc

Sức kháng nhổ tính toán của nhóm cọc tính bằng N, phải được tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{ug} Q_{ug} \quad (10.7.3.7.3-1)$$

ở đây:

φ_{ug} = hệ số sức kháng quy định trong Bảng 10.5.5-2

Q_{ug} = khả năng kháng nhổ danh định của nhóm cọc (N)

Sức kháng nhổ, Q_{ug} của nhóm cọc phải được lấy số nhỏ hơn trong:

- Tổng của sức kháng nhổ của cọc đơn, hoặc
- Khả năng kháng nhổ của nhóm cọc được xem như là một khối.

Đối với nhóm cọc trong đất rời. Trọng lượng của khối bị nâng sẽ được xác định bằng cách dùng sự truyền của tải trọng là 1/4 từ đế của nhóm cọc trong Hình 1. Trọng lượng đơn vị nổi sẽ được dùng cho đất bên dưới mức nước ngầm.

Trong đất dính, khối kháng lại lực nhổ khi cắt không thoát nước sẽ được lấy theo Hình 2. Lực kháng nhổ danh định có thể tính như sau:

$$Q_n = Q_{ug} = (2XZ + 2YZ) \overline{S_u} + W_g \quad (10.7.3.7.3-2)$$

ở đây:

X = chiều rộng của nhóm, cho trong Hình 2 (mm)

Y = chiều dài của nhóm, cho trong Hình 2 (mm)

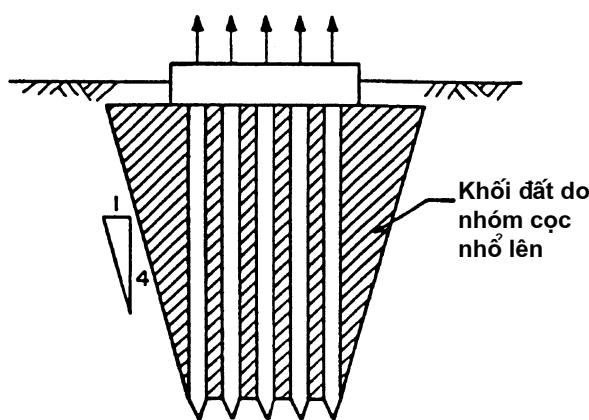
Z = chiều sâu của khối đất dưới bệ cọc, cho trong Hình 2 (mm)

\bar{S}_u = cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình dọc theo thân cọc (MPa)

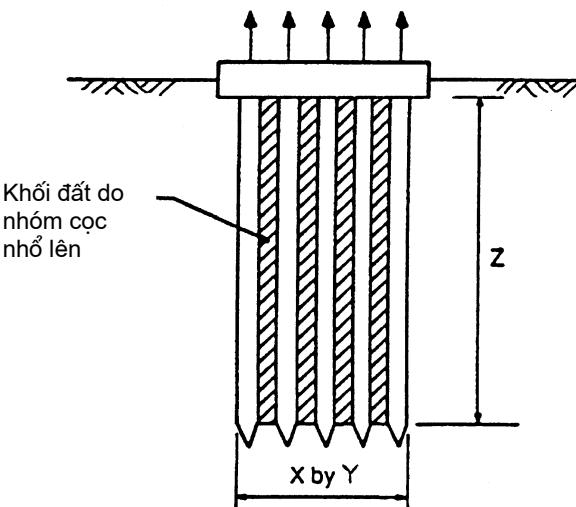
W_g = trọng lượng của khối đất, cọc và bệ cọc (N)

Hệ số sức kháng cho khả năng kháng nhổ danh định của nhóm cọc, Q_{ug} được xác định như là tổng các lực kháng nhổ của các cọc đơn, sẽ được tính giống như cách tích cho khả năng kháng nhổ của cọc đơn cho trong Bảng 10.5.5-2.

Hệ số sức kháng cho khả năng kháng nhổ của nhóm cọc được xem như là một khối được cho trong Bảng 10.5.5-2 cho nhóm cọc trong đất sét và trong cát.



Hình 10.7.3.7.3-1- Lực nhổ của nhóm cọc đặt gần nhau trong đất rời (theo Tomlinson, 1987)



Hình 10.7.3.7.3-2- Lực nhổ của nhóm cọc trong đất dính (theo Tomlinson, 1987)

10.7.3.8. Tải trọng ngang

Đối với các cọc chịu tải trọng ngang, đầu cọc sẽ được ngầm vào bệ cọc. Bất kỳ đất bị xáo trộn nào hoặc các lỗ rỗng được tạo ra trong quá trình đóng cọc sẽ được thay thế bằng vật liệu hạt được đầm chặt.

Các ảnh hưởng của tương tác đất-kết cấu hoặc đá-kết cấu giữa các cọc và đất bao gồm số lượng và khoảng cách các cọc trong nhóm phải được xem xét khi thiết kế các cọc chịu tải trọng ngang.

10.7.3.9. Sức kháng đỡ của cọc xiên

Sức kháng đỡ của nhóm cọc bao gồm các cọc xiên có thể được ước tính bằng cách xử lý cọc xiên như là các cọc thẳng đứng.

10.7.3.10. Sức kháng đỡ dọc trực của nhóm cọc

10.7.3.10.1. Tổng quát

Sức kháng tính toán của nhóm cọc (N) được tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_g Q_g \quad (10.7.3.10.1-1)$$

ở đây:

Q_g = sức kháng danh định của nhóm cọc (N)

φ_g = hệ số sức kháng của nhóm cọc quy định trong quy trình này

10.7.3.10.2. Đất đinh

Nếu như bệ cọc tiếp xúc chặt chẽ với đất, khi đó không yêu cầu phải giảm hệ số hữu hiệu.

Nếu như bệ cọc không tiếp xúc chặt chẽ với đất, và nếu đất là cứng khi đó không yêu cầu phải giảm hệ số hữu hiệu.

Nếu như bệ cọc không tiếp xúc chặt chẽ với đất, và nếu đất trên bề mặt là mềm yếu khả năng chịu tải riêng rẽ từng cọc phải được nhân với hệ số hữu hiệu η , được lấy như sau:

- $\eta = 0.65$ với khoảng cách tim đến tim bằng 2,5 lần đường kính,
- $\eta = 1.0$ với khoảng cách tim đến tim bằng 6 lần đường kính,
- Đối với các khoảng cách trung gian, giá trị của η có thể được xác định bằng nội suy tuyến tính.

Sức kháng của nhóm phải là giá trị nhỏ hơn trong:

- Tổng của các sức kháng sửa đổi riêng rẽ của mỗi cọc trong nhóm, hoặc sức kháng của trụ tương đương bao gồm các cọc và khối đất trong diện tích bao bởi các cọc .

Khi xác định trụ tương đương:

- Sức kháng cắt toàn bộ của đất phải được dùng để xác định sức kháng ma sát bề mặt
- Tổng diện tích đáy của trụ tương đương phải được dùng để xác định sức kháng đầu cọc, và
- Sức kháng phụ thêm của bệ cọc không được xét đến.

Hệ số sức kháng cho trụ tương đương hoặc khói phá hoại khói được cho trong Bảng 10.5.5-2 và được áp dụng khi bệ cọc có hoặc không tiếp xúc với đất. Hệ số sức kháng cho sức kháng của nhóm cọc được tính toán bằng cách sử dụng tổng của các sức kháng riêng rẽ của từng cọc, lấy như giá trị cho sức kháng của cọc đơn cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.10.3. Đất rời

Khả năng chịu tải của nhóm cọc trong đất rời phải là tổng khả năng của các cọc trong nhóm. Hệ số có ích η , lấy bằng 1.0 khi bệ cọc có hoặc không tiếp xúc với đất nền.

Hệ số sức kháng là giống như giá trị cho cọc đơn, được cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.10.4. Nhóm cọc trong đất tốt nằm trên đất yếu hoặc nén lún

Nếu nhóm cọc được đóng trong lớp trầm tích tốt nằm trên lớp trầm tích yếu phải xét đến khả năng phá hoại chọc thủng của mũi cọc vào trong tầng yếu hơn. Nếu tầng đất nằm dưới bao gồm đất nén lún yếu hơn phải xét đến khả năng lún lớn trong lớp đất yếu hơn.

Thay vì sự chỉ dẫn tại chõ việc điều tra nghiên cứu về khả năng chịu tải của loại đất yếu bên dưới có thể căn cứ vào tính toán tải trọng cộng tác dụng với giả thiết sự phân bố áp lực dưới các mũi cọc bằng cách chiếu diện tích vùng được bao bởi các mũi cọc 2 mặt dốc đứng còn 1 nằm ngang. Sức kháng ở bất kỳ chiều sâu nào dưới các mũi cọc phải được xác định trên cơ sở kích thước hình chiếu của móng quy ước. Khả năng chịu lực phải căn cứ vào tiêu chuẩn của móng mở rộng được quy định trong quy trình này.

10.7.3.11. Sức kháng tải trọng ngang của nhóm cọc.

Sức kháng tính toán của nhóm cọc chịu tải trọng ngang bằng N phải được tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \eta \varphi_L \Sigma Q_L \quad (10.7.3.11-1)$$

trong đó:

Q_L = sức kháng ngang danh định của 1 cọc đơn (N)

Q_{Lg} = sức kháng ngang danh định của nhóm cọc (N)

φ_L = hệ số sức kháng của nhóm cọc được quy định trong Bảng 10.5.4-2

η = hệ số hữu hiệu của nhóm cọc được xác định trong quy trình này.

Sức kháng riêng của từng cọc phải được nhân với 1 hệ số hữu hiệu η như sau:

- $\eta = 0.75$ cho đất rời
- $\eta = 0.85$ cho đất dính

Phải lấy sức kháng ngang của nhóm cọc bằng tổng số của sức kháng của mỗi cọc đã có hệ số trong nhóm cọc.

10.7.4. THIẾT KẾ KẾT CẤU

10.7.4.1. Tổng quát

Thiết kế kết cấu các cọc đóng bằng bê tông và thép phải theo các quy định của Phần 5 và 6 tương ứng.

10.7.4.2. Biến dạng oằn của cọc

Các cọc nhô dài qua nước hay không khí phải giả định được cố định tại một khoảng sâu bên dưới đất. Độ ổn định sẽ được xác định theo các quy định cho các cấu kiện chịu nén trong Phần 5 và Phần 6 bằng cách dùng chiều dài tương đương của cọc bằng chiều dài không được đỡ ngang, cộng với chiều sâu chôn cọc để cố định.

Chiều sâu cố định bên dưới đất có thể tính như sau:

Với đất sét:

$$1,4 \left| \frac{E_p I_p}{E_s} \right|^{0,25} \text{ (mm)} \quad (10.7.4.2-1)$$

Với cát:

$$1,8 \left| \frac{E_p I_p}{n_h} \right|^{0,2} \text{ (mm)} \quad (10.7.4.2-2)$$

ở đây:

E_p = mô đun đàn hồi của cọc (MPa)

I_p = mô men quán tính của cọc (mm^4)

E_s = mô đun đất đối với đất sét = $67 S_u$ (MPa)

S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước của đất sét (MPa)

n_h = tỷ lệ tăng của mô đun đất theo độ sâu đối với cát như quy định trong Bảng 1 (MPa/mm)

Bảng 10.7.4.2-1. Tỷ lệ tăng của mô đun đất với độ sâu n_h (Mpa/mm) đối với cát

ĐỘ CHẶT	KHÔ HOẶC ƯỚT	NGẬP NƯỚC
Rời	$9,4 \times 10^3$	$4,7 \times 10^3$
Vừa	0,025	0,013
Chặt	0,063	0,031

10.8. CỌC KHOAN

10.8.1. TỔNG QUÁT

10.8.1.1. Phạm vi áp dụng

Các điều khoản của phần này phải được dùng để thiết kế cọc khoan, khác với cọc khoan được thi công bằng khoan guồng xoắn liên tục, tức là cọc được đổ bê tông khi guồng xoắn được rút lên.

10.8.1.2. Chiều sâu chôn cọc

Chiều sâu chôn cọc khoan phải đủ để cung cấp các khả năng chịu tải thẳng đứng và ngang phù hợp và chuyển vị chấp nhận được.

10.8.1.3. Đường kính cọc và cọc mở rộng đáy

Với các cọc ngầm vào đá yêu cầu có các ống vách xuyên qua các lớp đất bên trên, các hồ sơ thi công phải chỉ rõ rằng đường kính hố đá khoan ít nhất phải nhỏ hơn đường kính trong của vách là 150 mm. Với các cọc ngầm vào đá không cần có các ống vách qua các lớp đất bên trên, đường kính hố khoan có thể bằng đường kính thân cọc qua lớp đất. Việc thiết kế phải dựa vào đường kính hố đá cụ thể.

Trong đất dính cứng, có thể dùng đáy mở rộng, lõi hình chuông hoặc doa ở mũi cọc để tăng thêm diện tích tựa nhằm giảm áp lực đầu cọc đơn vị hoặc để tạo thêm sức kháng chống tải trọng kéo lên.

Khi đáy của hố khoan được dọn sạch và kiểm tra trước khi đổ bê tông, toàn bộ diện tích đáy có thể coi là hữu hiệu trong việc truyền tải.

Trong thực tế, phải xét tới việc chôn cọc tối độ sâu lớn hơn để tránh các khó khăn và chi phí cho việc đào mở rộng đáy.

10.8.1.4. Sức kháng

Các quy định của Điều 10.7.1.3 phải được áp dụng bằng cách thay thế thuật ngữ “Cọc khoan” cho “Cọc” khi thích hợp.

Phương pháp thi công có thể ảnh hưởng tới sức kháng của cọc khoan và phải xét đến như là một phần của quy trình thiết kế. Cọc khoan được thi công bằng cách sử dụng các phương pháp thi công khô, ống vách hay ướt hoặc là kết hợp các phương pháp. Trong mọi trường hợp, đào hố, đổ bê tông và tất cả các công việc khác của quá trình thi công cọc phải được thực hiện theo đúng các quy định của Tiêu chuẩn thiết kế này và Tiêu chuẩn thi công.

10.8.1.5. Lực kéo xuống

Các lực kéo xuống phải được đánh giá như được quy định trong Điều 10.7.1.4.

Đối với cọc chống khi lực kéo xuống là vấn đề trạng thái giới hạn cường độ, các hệ số tải trọng đối với lực kéo xuống phải là số nghịch đảo của hệ số sức kháng dùng cho phương pháp xác định sức kháng của cọc như chỉ ra trong Bảng 10.5.5.3.

10.8.1.6. Khoảng cách giữa các cọc

Khoảng cách tim-đến-tim của cọc khoan phải lớn hơn 3.0 lần đường kính hoặc khoảng cách yêu cầu nhằm tránh ảnh hưởng giữa các cọc lân cận, lấy trị số lớn hơn.

Nếu yêu cầu khoảng cách gần hơn thì trình tự thi công phải được quy định rõ trong các hồ sơ hợp đồng và phải đánh giá tác động qua lại giữa các cọc liền kề.

10.8.1.7. Cọc xiên

Phải tránh dùng cọc xiên. Khi cần tăng sức kháng bên, phải xem xét đến việc tăng đường kính cọc hoặc tăng số lượng cọc.

10.8.1.8. Mực nước ngầm và lực nén

Các quy định trong Điều 10.7.1.7 phải được áp dụng nếu thích hợp.

10.8.1.9. lực nhö

Các quy định trong Điều 10.7.1.9 phải được áp dụng nếu thích hợp.

Các cọc khoan được thiết kế trong đất trương nở phải được kéo dài một chiều sâu đủ trong đất có độ ẩm ổn định nhằm cung cấp đủ sức neo chống lại lực nhö. Phải cung cấp đủ khoảng trống giữa mặt đất và mặt dưới của bệ cọc hoặc dầm nối các cọc nhằm loại trừ tác động của các lực nhö tại điểm nối cọc/bệ cọc do điều kiện trương nở của đất.

10.8.2. CHUYỂN VỊ Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

10.8.2.1. Tổng quát

Các quy định của Điều 10.7.2.1 phải được áp dụng khi thích hợp. Tổ hợp tải trọng sử dụng trong Bảng 3.4.1-1 phải được dùng khi thích hợp.

Khi ước tính độ lún ở trạng thái giới hạn sử dụng của cọc khoan trong đất sét, chỉ có tải trọng thường xuyên được xét đến. Tải trọng tức thời phải được cộng thêm vào tải trọng thường xuyên khi ước tính độ lún của cọc trong đất dạng hạt.

10.8.2.2. Tiêu chuẩn chuyển vị ngang

Các quy định của Điều 10.7.2.2 phải được áp dụng khi thích hợp.

10.8.2.3. Độ lún

10.8.2.3.1. Tổng quát

Độ lún của móng cọc khoan kể cả độ lún của cọc khoan đơn và độ lún của nhóm cọc không được vượt quá tiêu chuẩn chuyển vị được chọn phù hợp với Điều 10.6.2.2.

10.8.2.3.2. Độ lún của cọc khoan đơn

Phải ước tính độ lún của cọc khoan đơn có xét đến:

- độ lún ngắn hạn,
- độ lún cố kết nếu cọc thi công trong đất dính, và
- nép dọc trực của cọc khoan.

10.8.2.3.3. Độ lún của nhóm cọc

Các quy định của Điều 10.7.2.3 phải được áp dụng khi thích hợp.

10.8.2.4. Chuyển vị ngang

Các quy định của Điều 10.7.2.4 phải được áp dụng khi thích hợp.

10.8.3. SỨC KHÁNG Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CUỜNG ĐỘ

10.8.3.1. Tổng quát

Phải áp dụng trạng thái giới hạn cường độ của Điều 10.7.3.1

10.8.3.2. Tải trọng dọc trực của cọc khoan

Các quy định của Điều 10.7.3.2 và Hình 10.5.4.3 phải áp dụng khi thích hợp.

10.8.3.3. Ước tính bán thực nghiệm sức kháng của cọc khoan trong đất dính

Phương pháp bán thực nghiệm có thể được dùng để ước tính sức kháng của cọc khoan trong đất dính. Cọc khoan trong đất dính phải được thiết kế bằng phương pháp tổng ứng suất và ứng suất hữu hiệu đối với các điều kiện tải trọng thoát nước và không thoát nước tương ứng.

Cọc khoan trong đất rời phải được thiết kế bằng phương pháp ứng suất hữu hiệu đối với các điều kiện tải trọng thoát nước hoặc phương pháp bán thực nghiệm dựa trên các kết quả thí nghiệm hiện trường.

Các hệ số sức kháng đối với sức kháng bên và sức kháng mũi cọc được quy định trong Bảng 10.5.5-3

10.8.3.3.1. Sức kháng của cọc khoan dùng phương pháp α

Sức kháng bên đơn vị danh định (MPa) cho cọc khoan trong đất rời chịu tải dưới điều kiện tải trọng không thoát nước có thể tính như sau:

$$q_s = \alpha S_u \quad (10.8.3.3.1-1)$$

ở đây:

S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (MPa)

α = hệ số dính bám (DIM)

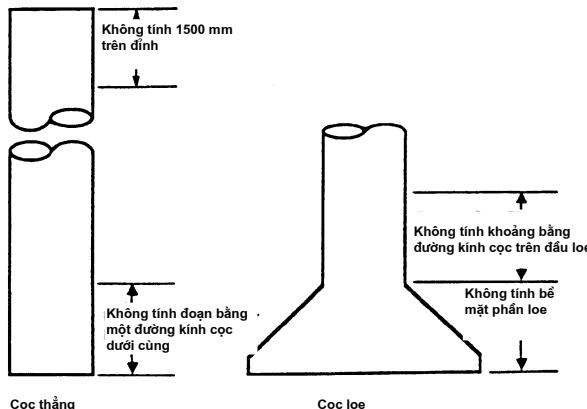
Các phần sau đây của cọc khoan được minh họa trong Hình 1 sẽ không được tính để đóng góp vào sự phát triển của sức kháng thông qua ma sát bê mặt:

- Ít nhất 1500 mm trên cùng của bất kỳ cọc khoan nào,
- Với cọc thẳng, chiều dài ở đáy của cọc khoan lấy bằng đường kính cọc,
- Chu vi của đầu loe, nếu dùng, và
- Khoảng cách trên đầu loe lấy bằng đường kính cọc.

Các giá trị của α đối với các phần đóng góp của cọc khoan đào khô trong hố mở hoặc ống vách được cho chi tiết trong Bảng 1.

**Bảng 10.8.3.3.1-1- Giá trị của α
dùng cho xác định sức kháng
thành bên trong đất dính
(Reese và O'Neill 1988)**

S_u (MPa)	α
<0.2	0.55
0.20-0.30	0.49
0.30-0.40	0.42
0.40-0.50	0.38
0.50-0.60	0.35
0.60-0.70	0.33
0.70-0.80	0.32
0.80-0.90	0.31
>0.90	Treat as Rock



Xử lý như đối với đá cuội

**Hình 10.8.3.3.1-1- Giải thích các phần không xem xét
trong tính toán của cọc khoan (Reese và O'Neill, 1988)**

10.8.3.3.2. Sức kháng mũi cọc

Đối với cọc chịu tải trọng dọc trực trong đất dính, sức kháng đơn vị mũi cọc danh định của cọc khoan (MPa) có thể tính như sau:

$$q_p = N_c S_u \leq 4., \quad (10.8.3.3.2-1)$$

ở đây:

$$N_c = 6[1 + 0,2 (Z/D)] \leq 9 \quad (10.8.3.3.2-2)$$

trong đó:

- D = đường kính cọc khoan (mm)
 Z = độ xuyên của cọc khoan (mm)
 S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước (MPa)

Giá trị của S_u phải được xác định từ kết quả thí nghiệm hiện trường và/ hoặc trong phòng thí nghiệm của các mẫu nguyên dạng lấy trong khoảng sâu 2.0 lần đường kính dưới mũi cọc. Nếu đất trong giới hạn 2.0 đường kính cọc có $S_u < 0,024 \text{ MPa}$, giá trị của N_c sẽ bị chiết giảm 1/3.

Đối với các cọc khoan trong đất sét với $S_u > 0,096 \text{ MPa}$ với $D > 1900 \text{ mm}$, và độ lún cọc không được đánh giá, giá trị của q_p phải chiết giảm thành q_{pr} như sau:

$$q_{pr} = q_p F_r \quad (10.8.3.3.2-3)$$

trong đó

$$F_r = \frac{760}{12,0aD_p + 760b} \leq 1,0 \quad (10.8.3.3.2-4)$$

$$a = 0,0071 + 0,0021 \frac{Z}{D_p} \leq 0,015 \quad (10.8.3.3.2-5)$$

$$b = 1,45 \sqrt{2,0 S_u} \text{ with } 0,5 \leq b \leq 1,5 \quad (10.8.3.3.2-6)$$

ở đây :

D_p = đường kính mũi cọc (mm)

10.8.3.4. Ước tính sức kháng của cọc khoan trong đất rời

10.8.3.4.1 Tổng quát

Sức kháng đỡ danh định của cọc khoan trong đất rời phải được ước tính bằng cách dùng phương pháp thích hợp được chỉ ra dưới đây hoặc các phương pháp địa phương khác được chấp nhận phù hợp với Điều 10.1. Sức kháng tính toán phải được xác định bằng cách sử dụng các kinh nghiệm sẵn có trong điều kiện tương tự.

10.8.3.4.2. Sức kháng thân cọc

Sức kháng danh định của thân cọc khoan trong cát có thể được xác định bằng cách sử dụng một trong năm phương pháp quy định trong Bảng 1. Chỉ có thể dùng các giá trị lớn hơn nếu nó được hiệu chỉnh bởi các thí nghiệm tải trọng.

Sức kháng bên của cọc khoan trong cát có thể ước tính bằng cách sử dụng:

- góc ma sát, ϕ_f , hoặc
- số nhát búa SPT, N

Các ký hiệu sau sẽ áp dụng cho Bảng 1

- N = số búa SPT chưa hiệu chỉnh (Búa/300mm),
 σ'_v = ứng suất hữu hiệu thẳng đứng (MPa),
 φ_f = góc ma sát của cát (Độ),
 K = hệ số truyền tải trọng,
 D_b = chiều sâu chôn cọc khoan trong tầng đất cát chịu lực (mm),
 β = hệ số truyền tải trọng,
 z = chiều sâu dưới đất (mm)

Góc ma sát của cát có thể tương quan với số búa SPT hoặc là sức kháng xuyên hình nón được quy định trong Bảng 2.

**Bảng 10.8.3.4.2-1- Tổng kết các phương pháp đánh giá sức kháng mặt
bên, q_s , MPa, trong đất cát**

THAM KHẢO	MÔ TẢ
Touma và Reese (1974)	$q_s = K\sigma_v \tan \varphi_f < 0,24 \text{ MPa}$ Ở đây: $K = 0,7$ đối với $D_b \leq 7500 \text{ mm}$ $K = 0,6$ đối với $7500 \text{ mm} < D_b \leq 12000 \text{ mm}$ $K = 0,5$ đối với $D_b > 12000 \text{ mm}$
Meyerhof (1976)	$q_s = 0,00096N$
Quiros và Reese (1977)	$q_s = 0,0025N < 0,19 \text{ MPa}$
Reese và Wright (1977)	Với $N \leq 53$ $q_s = 0,0028 N$ Với $53 < N \leq 100$ $q_s = 0,00021 (N - 53) + 0,15$
Reese và O'Neill (1988)	$q_s = \beta \sigma_v \leq 0,19 \text{ MPa}$ với $0,25 \leq \beta \leq 1,2$ Ở đây: $\beta = 1,5 - 7,7 \times 10^{-3} \sqrt{z}$

Bảng 10.8.3.4.2-2- Các góc ma sát của cát

ĐỘ CHẶT	ϕ_f	SPT-N	Q_c (MPa)
Rất rời	< 30°	0 - 4	<1.9
Rời	30° - 35°	4 - 10	1,9 – 3,8
Vừa	35° - 40°	10 - 30	3,8 - 11
Chặt	40° - 45°	30 - 50	11 - 19
Rất chặt	> 45°	> 50	> 19

10.8.3.4.3. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng mũi cọc danh định có thể tính toán bằng cách dùng các phương pháp quy định trong Bảng 1, với các ký hiệu sau đây được sử dụng:

- N_{corr} = số búa SPT-N đã hiệu chỉnh cho áp lực tầng phủ (búa/300mm)
 = $[0,77 \lg (1,92 / \sigma'_v)] N$
 N = số búa SPT chưa hiệu chỉnh (Búa/300mm)
 D = đường kính của cọc khoan (mm)
 D_p = đường kính mũi cọc khoan (mm)
 D_b = chiều sâu chôn của cọc khoan trong lớp chịu lực là cát (mm)
 σ'_v = ứng suất lực thẳng đứng hữu hiệu (MPa)

Đối với các đường kính đáy lớn hơn 1270mm, q_p phải chiết giảm như sau:

$$q_{pr} = \frac{1270}{D_p} q_p \quad (10.8.3.4.3-1)$$

Bảng 10.8.3.4.3-1- Tổng kết các phương pháp dùng để ước tính Sức kháng mũi cọc, q_p , MPa của cọc khoan trong cát

THAM KHẢO	MÔ TẢ
Touma và Reese (1974)	Rời - q_p (MPa) = 0,0 Chặt vừa - q_p (MPa) = $\frac{1,5}{k}$ Rất chặt - q_p (MPa) = $\frac{3,8}{k}$ <ul style="list-style-type: none"> • K = 1 đối với $D_p \leq 500$ mm • K = 0.6 D_p đối với $D_p \geq 500$ mm • Chỉ dùng khi $D_b > 10D$
Meyerhof (1976)	Q_p (MPa) = $\frac{0,013N_{corr}D_b}{D_p} < 0,13 N_{corr}$ đối với cát $< 0,096 N_{corr}$ đối với bùn không dẻo
Reese và Wright (1977)	Q_p (MPa) = 0,064 N đối với $N \leq 60$ Q_p (MPa) = 3,8 đối với $N > 60$
Reese và O'Neill (1988)	Q_p (MPa) = 0,057 N đối với $N \leq 75$ Q_p (MPa) = 4,3 đối với $N > 75$

10.8.3.5. Sức kháng dọc trực trong đá

Để xác định sức kháng dọc trực của cọc khoan ngầm trong các hốc đá, có thể bỏ qua sức kháng mặt bên từ trầm tích đất phủ nằm trên.

Nếu đá bị xuống cấp, dùng các phương pháp thi công đặc biệt, đường kính hốc đá lớn hơn hoặc phải xét đến chiết giảm sức kháng hốc đá.

Các hệ số sức kháng cho cọc khoan ngầm trong đá phải được lấy như quy định trong Bảng 10.5.5-3.

10.8.3.6. Thủ tải

Các thí nghiệm thử tải phải được tiến hành bằng cách dùng cọc thi công theo phương pháp, kích thước và vật liệu giống như chúng được dùng để sản suất các cọc khoan.

Sức kháng tính toán đối với khả năng chịu nén dọc trực, khả năng chịu lực nhổ dọc trực hoặc khả năng chịu lực ngang phải được lấy trong Bảng 10.5.5-3.

10.8.3.7. Sức kháng nhổ

10.8.3.7.1. Tổng quát

Sức kháng nhổ có thể được xem xét khi tải trọng hướng lên trên tác động lên các cọc khoan. Các cọc khoan chịu các lực nhổ phải được điều tra nghiên cứu về sức kháng nhổ lên đối với cường độ kết cấu của chúng, và đối với cường độ của liên kết của chúng với các cấu kiện đỡ.

10.8.3.7.2. Sức kháng nhổ của cọc khoan đơn

Sức kháng nhổ của cọc khoan đơn vách thẳng có thể ước tính theo cách tương tự như để xác định sức kháng bên đối với cọc khoan chịu nén như quy định trong các Điều 10.8.3.3 và 10.8.3.4. Khi xác định sức kháng nhổ của cọc khoan lõi có thể bỏ qua sức kháng bên phía trên phần lõi và có thể giả thiết rằng phần lõi làm việc như một neo.

Hệ số sức kháng đối với khả năng chịu nhổ của cọc khoan phải lấy như quy định trong Bảng 10.5.5.3

Khả năng chống nhổ tính toán của cọc khoan lõi trong đất dính, Q_r có thể được xác định như sau:

$$Q_r = \varphi Q_n = \varphi Q_{sbell} \quad (10.8.3.7.2-1)$$

ở đây:

$$Q_{sbell} = q_{sbell} A_u \quad (10.8.3.7.2-2)$$

ở đây:

q_{sbell}	$= N_u S_u (\text{MPa})$
A_u	$= \pi (D_p^2 - D^2)/4 (\text{mm}^2)$
N_u	hệ số dính bám nhổ lên,
D_p	đường kính của phần lõi (mm)
D_b	chiều sâu chôn trong lớp móng (mm)
D	đường kính của cọc khoan (mm)
S_u	cường độ kháng cắt không thoát nước lấy trung bình trên khoảng cách bằng 2 lần đường kính lõi ($2D_p$) phía trên đáy (MPa)
φ	hệ số sức kháng quy định trong Bảng 10.5.5.3.

Nếu đất phía trên địa tầng móng là đất trương nở, S_u phải lấy giá trị trung bình nhỏ hơn của $2.0D_p$ phía trên đáy của móng hoặc trên chiều sâu xuyên của cọc khoan trong địa tầng móng.

Giá trị của N_u có thể giả thiết thay đổi tuyến tính từ 0.0 tại $D_b/D_p = 0.75$ đến giá trị 0.8 tại $D_b/D_p = 2.5$, ở đây D_b là chiều sâu dưới địa tầng móng. Đỉnh của địa tầng móng phải được lấy từ đáy của vùng thay đổi độ ẩm theo mùa.

10.8.3.7.3. Sức kháng nhổ của nhóm cọc

Các quy định của Điều 10.7.3.7.3 phải được áp dụng. Các hệ số sức kháng đối với sức kháng nhổ của nhóm cọc khoan phải được lấy như quy định trong Bảng 10.5.4.3.

10.8.3.8. Tải trọng ngang

Thiết kế các cọc khoan chịu tải trọng ngang phải xét đến các ảnh hưởng của tương tác giữa cọc và đất bao gồm số lượng trụ trong nhóm.

Đầu cọc khoan phải được cố định vào trong bệ cọc.

10.8.3.9. Khả năng chịu tải của nhóm cọc

10.8.3.9.1. Tổng quát

Sự chiết giảm sức kháng có thể do ảnh hưởng nhóm phải được xem xét.

10.8.3.9.2. Đất dính

Các quy định của Điều 10.7.3.10.2 phải được áp dụng.

Hệ số sức kháng đối với khả năng chịu tải của nhóm cọc của trụ tương đương, hoặc sự phá hoại khối phải được lấy như được quy định trong Bảng 10.5.5.3 và phải được ứng dụng khi bệ cọc có hoặc không tiếp xúc với đất.

Các hệ số sức kháng cho khả năng chịu tải của nhóm cọc được tính toán bằng tổng của các khả năng của cọc khoan riêng lẻ, chúng cũng giống như các giá trị cho các khả năng của cọc khoan đơn.

10.8.3.9.3. Đất rời

Không xét đến sự tiếp xúc của bệ cọc với đất, khả năng riêng rẽ của mỗi cọc khoan phải được chiết giảm bởi hệ số η cho cọc đúng riêng biệt, được lấy như sau:

- $\eta = 0,65$ đối với khoảng cách tim đến tim bằng 2,5 lần đường kính,
- $\eta = 1,0$ đối với khoảng cách tim đến tim bằng 6,0 lần đường kính,
- Đối với các khoảng cách trung gian, giá trị của η được xác định bằng nội suy tuyến tính.

10.8.3.9.4. Nhóm cọc trong đất tốt nằm trên lớp đất chịu nén yếu hơn.

Các quy định của Điều 10.7.3.10.4 phải được áp dụng.

10.8.4. THIẾT KẾ KẾT CẤU

10.8.4. Tổng quát

Thiết kế kết cấu của các cọc khoan phải theo đúng các quy định của Phần 5 đối với thiết kế bê tông cốt thép.

10.8.4.2. Biến dạng oằn của cọc khoan

Các quy định của Điều 10.7.4.2 phải được áp dụng.

10.8.5. CẤU TẠO CỦA CỌC KHOAN

10.8.5.1. Tổng quát

Tất cả các cọc khoan phải có kích cỡ với mức gia tăng 150 mm với đường kính cọc tối thiểu 450 mm. Nếu như cọc được kiểm tra thủ công, đường kính cọc khoan không được ít hơn 750 mm. Đường kính của các cột được cọc khoan đỡ không được vượt quá đường kính của cọc khoan.

10.8.5.2. Cốt thép

Khi khả năng tải trọng ngang là không đáng kể, cọc khoan có thể được bố trí cốt thép cho tải trọng dọc trực. Các phần của cọc khoan không chịu tải trọng ngang phải được thiết kế như cột bê tông cốt thép theo Điều 5.7.4 và cốt thép phải được kéo dài tối thiểu 3000 mm dưới mặt phẳng mà ở đó đất cung cấp ngầm cứng.

Khi ống vách thép được đẽ lại và vách là ống tròn có độ dày lớn hơn 3.0 mm, nó có thể được xem như là chịu tải. Phải có dự phòng cho ăn mòn.

10.8.5.3. Cốt thép ngang

Cốt thép ngang phải được thiết kế để chịu được các tải trọng do đổ bê tông tươi từ phía trong của lồng đến thành bên của hố đào. Cốt thép ngang có thể được thi công như là các cốt đai vòng hoặc cốt đai xoắn ốc.

Các quy định liên quan đến động đất phải theo đúng như trong Điều 5.13.4.6.

10.8.5.4. Bêtông

Cần xét đến kích cỡ hạt lớn nhất của cốt liệu, độ sụt, đổ bêtông khô hay ướt, và sức kháng thiết kế yêu cầu khi quy định bêtông thân cọc. Bêtông được chọn cần có khả năng được đổ và được đầm lèn thích hợp trong điều kiện thi công dự kiến và cần quy định các chi tiết cấu tạo thân cọc. Cốt liệu có cỡ hạt tối đa phải bằng hay nhỏ hơn một phần năm của cự ly tĩnh giữa các cốt thép trong thân cọc

10.8.5.5. cốt thép chôn vào kết cấu phần trên

Phải cung cấp đủ cốt thép tại chỗ nối của cọc với kết cấu phần trên để tạo được liên kết thích hợp. Chôn cốt thép vào trong bệ cọc phải theo đúng quy định đối với cọc đổ tại chỗ trong Phần 5.

10.8.5.6. đế mở rộng

Các đế mở rộng phải được thiết kế đảm bảo bê tông thường không bị vượt quá ứng suất. Đế mở rộng có góc nghiêng không lớn hơn 30° so với chiều thẳng đứng và có đường kính đáy không lớn hơn 3 lần đường kính thân cọc khoan. Độ dày của mép đáy của đế mở rộng không nhỏ hơn 150 mm.

Phụ Lục

A10. 1. KHẢO SÁT

Sự bất 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 đối với gia tốc động đất cực đại khi vượt quá 0,1g. Phải hình thành việc khảo sát hiện trường cụ thể, nếu các điều kiện công trường và các cao độ gia tốc hợp nhất và các giải pháp thiết kế cho thấy các nguy hiểm 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 cây 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 với việc mất dần khả năng hỗ trợ 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. Thẩm 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 có nguy cơ hoá lỏng sẽ gặp nhiều khó khăn. Ở những nơi có thể, việc thiết kế tốt nhất là phải tránh các nơi có lớp cát sâu, độ chật trung bình hoặc xốp có rủi ro hoá lỏng cao. Ở những nơi nông có lớp đất chật hoặc đất có nhiều thành phần hạt khác nhau, các phương pháp ổn định như đâm chật có thể không tốt kém. Cũng có thể cần nhắc đến việc sử dụng cốt thép sợi dọc kéo dài để đỡ các trụ cầu. Việc tính chống lực ngang có thể dựa vào giả thiết là khả năng hoá lỏng của vùng phía trên là bằng không, và cần phải đưa ra vấn đề về uốn trực. Sự ổn định toàn phần của móng cũng cần được đánh giá cẩn thận, và móng này có thể thích hợp với việc sử dụng khẩu độ dài hơn và neo phía sau móng từ móng đầu đường dẫn.

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 chiếc cầu được xem là không mấy cần 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 toàn 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 quá trình trầm tích trong một trận động đất trước và sự tương quan giữa các công địa có và không có hoá lỏng với thí nghiệm xuyên động tiêu chuẩn (SPT) để xác định tỷ trọng.

2. Phương pháp phân tích dựa trên việc xác định bằng thí nghiệm các đặc tính mịn độ hoá lỏng của các mẫu không nhiễu và sử dụng các phân tích độ nhạy vị trí động lực để xác định cường độ động đất gây ra các ứng suất cát.

Cả 2 phương pháp thực nghiệm và phân tích đều yêu cầu mức độ gia tốc nền đất tại công địa được xác định là điều kiện tiên quyết cho việc xác định khả năng hoá lỏng. Mức độ này thường được tạo thành từ các mối liên quan giữa chấn cấp động đất, khoảng cách đến chấn tâm và gia tốc cực đại.

Để thuận tiện đánh giá việc sử dụng cách tiếp cận "ứng suất toàn phần", cả hai giải pháp trên gần giống nhau và chỉ khác ở tính chất xác định cường độ hoá lỏng. Với phương pháp "ứng suất toàn phần", các cường độ hóa lỏng thông thường được biểu hiện nhanh trên hệ số tương đương không đổi hay ứng suất tuần hoàn trung bình, $(T_h)_{av}$, đóng vai trò ứng suất có hiệu ban đầu tác dụng thẳng đứng lên. Theo ước tính ban đầu, hệ số ứng suất tuần hoàn, được phát triển trong vùng do độ lắc của động đất, có thể được tính từ phương trình (Seed và Idriss 1971):

$$\frac{(T_h)_{av}}{\delta'_o} = 0,65 r_d \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \right) \quad (A10.1-1)$$

trong đó

a_{max} = gia tốc đất cực đại / hiệu ứng đĩnh tại mặt đất (m/SEC^2)

σ_o = áp lực lớp phủ toàn phần trên lớp cát được xét đến (MPa)

δ'_o = áp lực lớp phủ hiệu ứng ban đầu trên lớp cát được xét đến (MPa)

r_d = nhân tố giảm ứng suất thay đổi từ giá trị một 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 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 1& 2. N_1 là sức kháng xuyên động tiêu chuẩn của cát được chỉnh sửa theo áp suất lớp phủ hiệu ứng của 0,069 MPa khi áp dụng mối quan hệ.

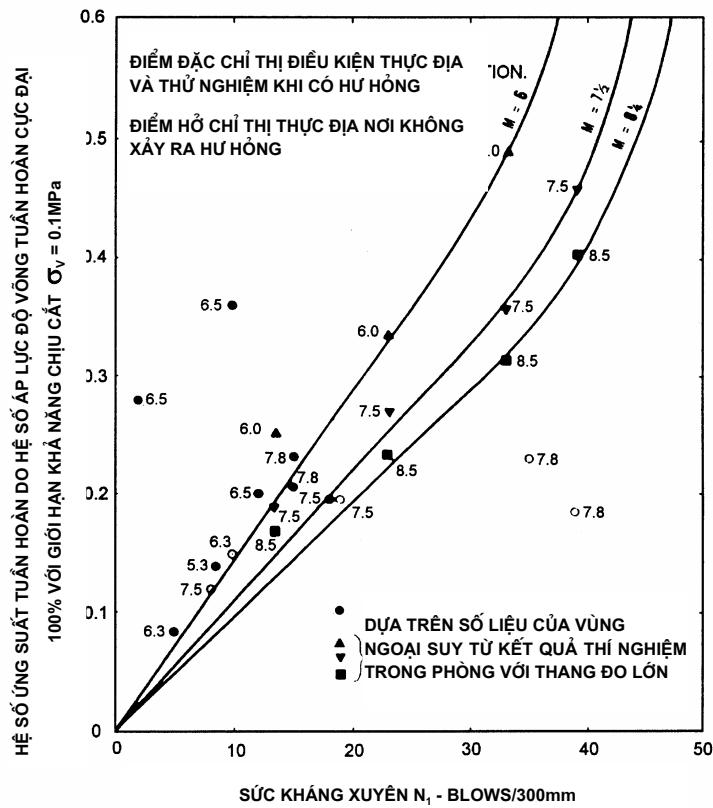
$$N_1 = NC_N$$

trong đó:

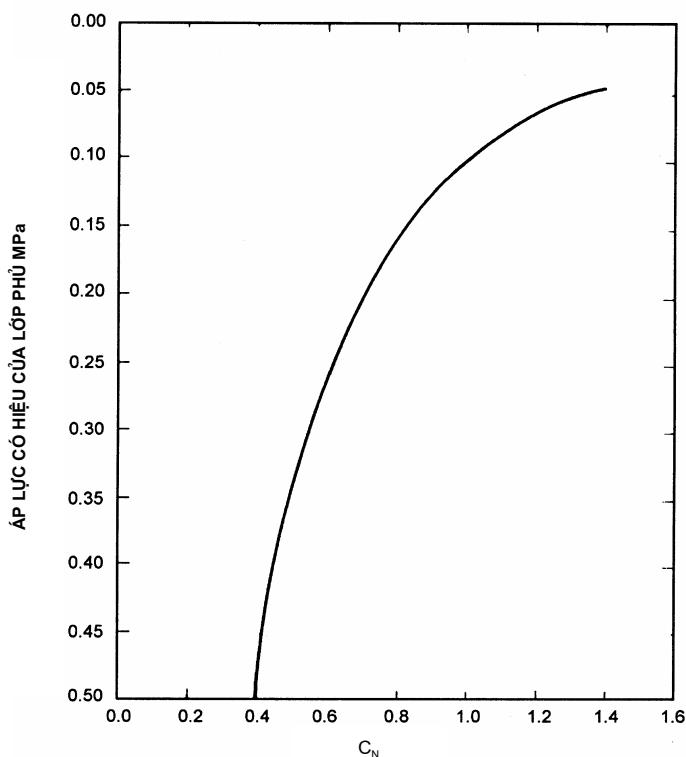
N = sức kháng xuyên động đo được (Blows/300mm)

C_N = hệ số hiệu chỉnh lấy theo biểu đồ 2

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 $(T_h)_{av}/\sigma'_o$ mà tại đó hoá lỏng có thể xuất hiện, được biểu hiện bởi mối tương quan thực nghiệm được thể hiện trên biểu đồ 1. 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 hệ 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 A10.1-1 - Mối tương quan giữa đặc tính hoá lỏng và sức kháng xuyên



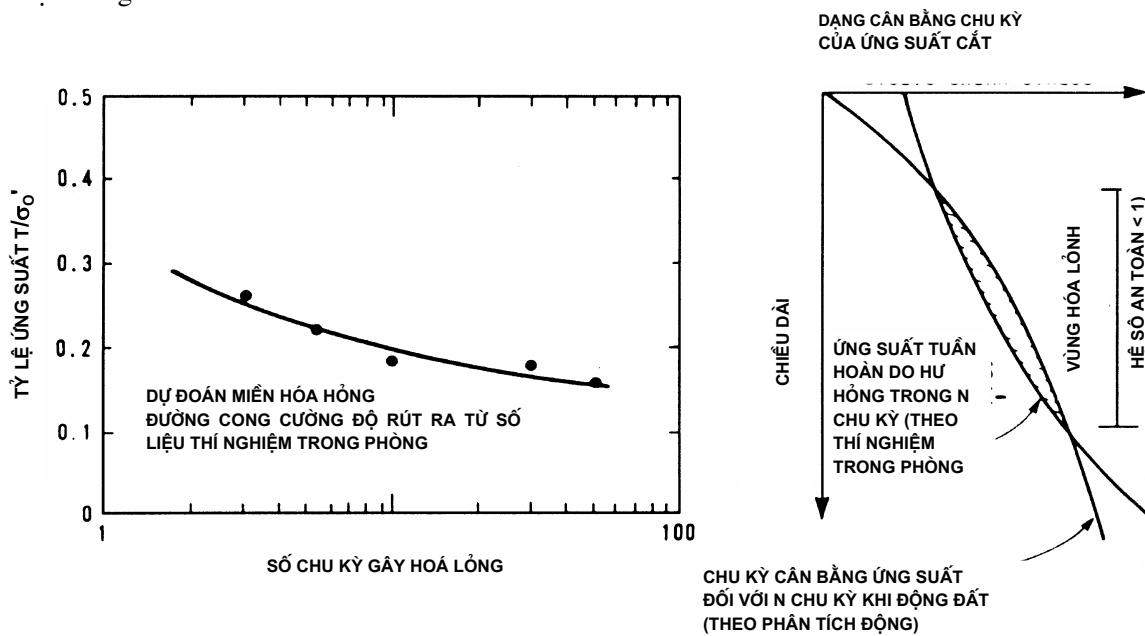
Hình A10.1-2 - Mối quan hệ giữa C_N và áp lực có hiệu của lớp phủ

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 động tiêu chuẩn SPT cho phép số đo xuyên tĩnh CPT trong cát (được biểu thị là điểm kháng q_c) 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 lỏng liên tục về độ kháng theo chiều sâu, các mạch liên kết mỏng có thể có khả năng hoá lỏng của cát có thể được xác định rõ hơn.

Mặc dù thí nghiệm xuyên tĩnh có lợi thế rõ ràng là phương pháp đánh giá hoá lỏng khoáng sàng định hướng, 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 phân tán đối với bùn cát và bùn sỏi (ở đó dữ liệu blowcount rất khó giải thích) và với cát khô, nơi mà hệ thống thoát nước từng phần đạt tới áp suất ống 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 khoáng sàng hình thành từ các cuộc kiểm tra thí nghiệm theo chu kỳ trên những mẫu không nhiễu và ứng suất cắt gây động đất. Trong cách tiếp cận này, phải thấy được sự phát triển đường cong cường độ hoá lỏng lấy từ kết quả chỉnh số liệu thí nghiệm trong phòng đối với điểm để tính các yếu tố như mô phỏng ứng suất tuần hoàn chính xác, tạp âm mẫu, những ảnh hưởng lão hoá, quá trình ứng suất tuần hoàn khoáng sàng, và chấn cấp trong của ứng suất theo phương ngang tại chỗ. Những mô phỏng này yêu cầu trình độ kỹ sư phù hợp. Đồng thời trong nhiều trường hợp không thể lấy được các mẫu cát không nhiễu.

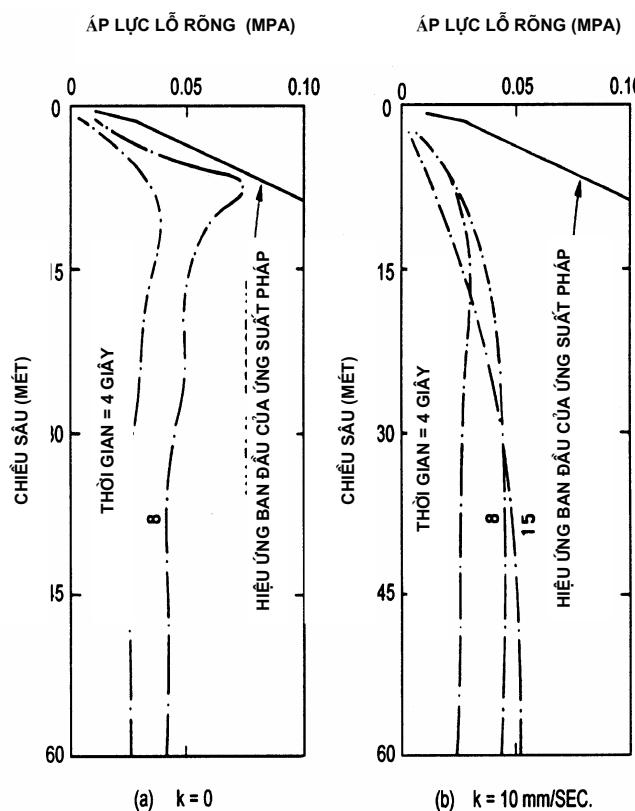
Độ cong cường độ hoá lỏng được tạo thành sẽ là duy nhất, nếu phân tích ứng suất toàn phần được sử dụng, khả năng hoá lỏng được đánh giá từ sự so sánh với ứng suất cắt gây ra động đất theo dự tính được thể hiện trong hình 3.



Hình A10.1-3 - Nguyên tắc của phương pháp phân tích (ứng suất toàn phần) để đánh giá khả năng hư hỏng

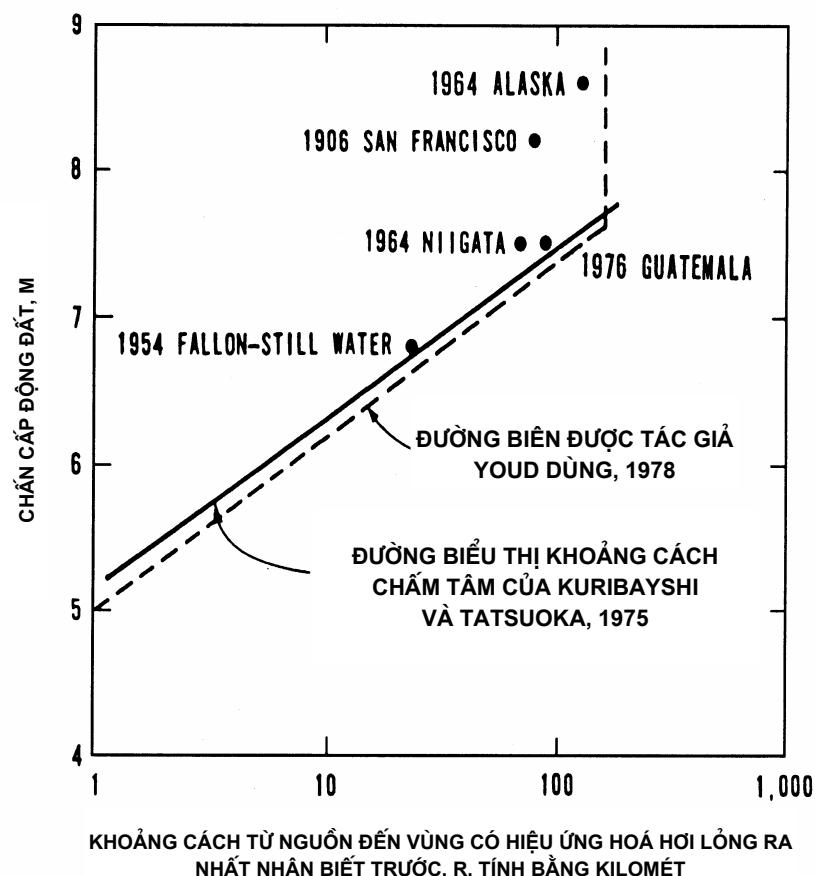
Mức độ ứng suất cắt do động đất có thể được thiết lập từ phương pháp đơn giản hoá (Seed and Idriss 1971) hoặc từ những đánh giá tóm tắt mỉm nhò sử dụng các chương trình ứng xử động "tuyến tính cân bằng" đơn chiều, ví dụ như SHAKE. Mức ứng suất trung bình được thiết lập bằng cách sử dụng khái niệm cân 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 lên 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 4.



Hình A10.1-4 - Phương pháp ứng suất có hiệu để nhận biết hoại hối nhờ hiệu ứng thấm (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 chấn cấp của động đất 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 10.1-5- Khoảng cách cực đại đến vùng hư hỏng được nhận biết như là một hàm số của chấn cấp động đất

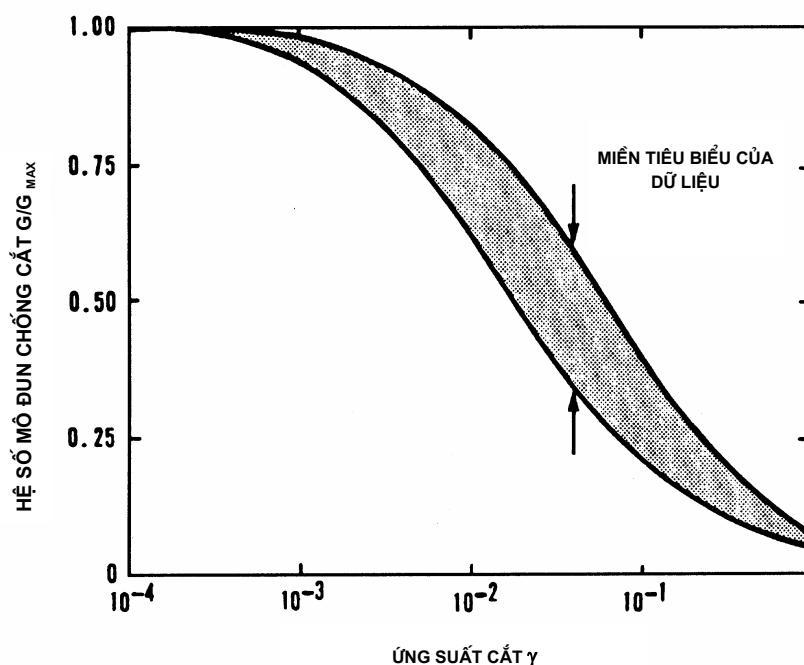
A10.2. THIẾT KẾ MÓNG

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 hình thức, 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 tải trọng chu kỳ do tần số động đất, độ bền sinh ra do nhiều lớp đất lớn hơn độ bền 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, phải phát hiện ra khả năng thoái hóa về độ bền và độ cứng dưới tải trọng lặp theo chu kỳ. Đối với các cầu được phân loại ở Khu vực 2, việc sử dụng sức bền tĩnh học của đất để đánh giá móng đủ tin cậy về an toàn và trong hầu hết các trường hợp, độ bền và độ cứng dưới tác dụng của tải trọng lặp sẽ không phải là vấn đề do độ 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 sự phù hợp của móng làm ảnh hưởng tới phân bố lực và mô men trong một kết cấu và tác động đến dự báo các chu kỳ của thiên nhiên nên cần có hệ số độ cứng tương đương cho hệ số móng. Trong nhiều trường hợp, việc sử dụng các giải pháp phân tích khác nhau được dùng cho các chân bệ 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 biết rằng hệ số đàn hồi tương đương của đất là một hàm số của biên độ ứng suất, và giá trị mô đun tải trọng động đất cao có thể không đáng kể so với những đánh giá đó đối với mô đun tải trọng động đất thấp. Sự tương quan giữa mô đun chống cắt và biên độ ứng suất cắt trong trường hợp cát được thể hiện trong hình 1.

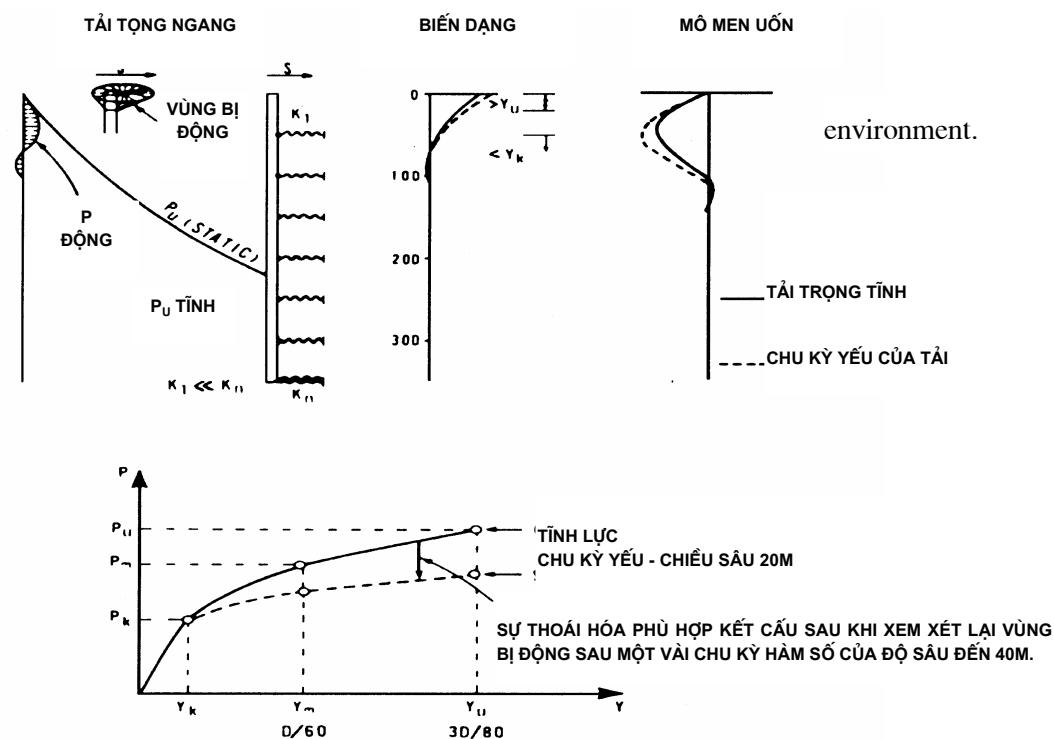


Hình A10.2-1 - Biến đổi của mô đun chống cắt với ứng suất cắt đối với cát

Dựa trên cơ sở quan sát thực nghiệm và quan sát hiện trường, người ta ngày càng nhận thấy rằng dạng móng có thể (uplift) hoặc lắc lư (rocking) khả dĩ tức thời khi chật tải trọng đất làm cho móng tách vỡ khỏi nền đất, có thể chấp nhận để thiết kế chính xác những biện pháp ngăn ngừa (Taylor và Williams 1979). Các nghiên cứu thực nghiệm cho thấy rằng biến dạng quay bên dưới móng khi lắc 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 dọc đáng kể cùng với sự chảy dẻo có thể của đất trong quá trình lắc 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 thay thế tương đối nhiều.

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 dâm tương đương (Davisson và Gill 1960), dâm 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 thứ yếu phi tuyến dẫn đến cho phép phá huỷ đất có thể là quan trọng đối với tải trọng ngang ở mức cao của các cọc nằm trong đất sét mềm và cát. Cách làm như vậy được đề cập trong lời đề nghị của Viện dầu khí Mỹ để thiết kế đòn khoan ngoài khơi. Phương pháp áp dụng phản lực thứ yếu phi tuyến hoặc đường cong P-Y đối với cát và đất sét đã được phát triển một cách 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 2. Dưới những tải trọng lớn, một vùng phá huỷ 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 thoái hóa trong độ bền chống lực ngang với trọng tải tuần hoàn, mặc dù trong trường hợp cát bão hòa, sự thoái hóa nêu trên không phản ánh sự gia tăng áp suất nước lên lỗ rỗng. Sự giảm độ bền chống lực ngang do động đất gây ra, sự gia tăng áp lực nước hổng 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).



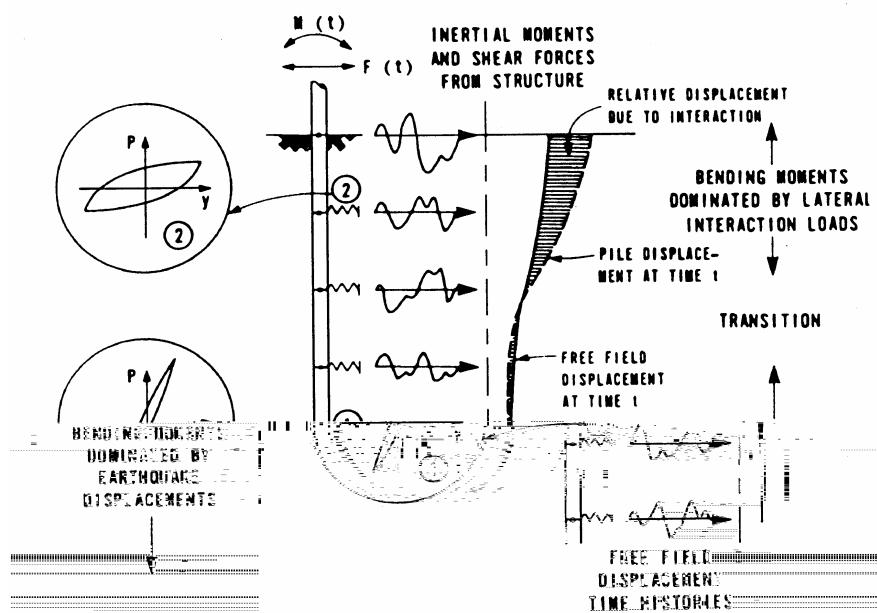
Hình A10.2-2 - Tải trọng ngang của cọc trong cát - sử dụng tiêu chuẩn API

Sự ảnh hưởng của hoạt động 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 được tổ hợp bởi độ cứng của các cọc chịu nén và chịu kéo dọc trực. Việc thừa nhận biến dạng uốn trong nhóm cọc xiên có thể tạo thành phản lực cao trên đầu cọc cũng là một vấn đề quan trọng.

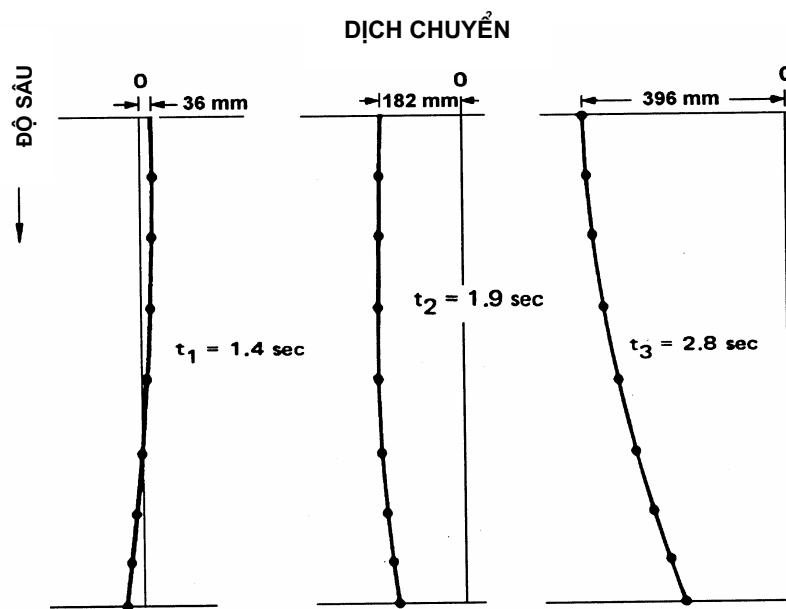
Nên nhớ rằng cho dù cọc xiên có kinh tế khi chịu tải trọng ngang, nhưng nếu góc nghiêng theo phương ngang quá nhọn thì chỉ gây lực dọc trực. Do đó, sự thay đổi ngang tương đối rộng của vùng bùn bao quanh dẻo hơn có thể xuất hiện trong khi đáp ứng động đất kiểu trường tự do tại hiện trường (đặc biệt nếu những thay đổi lớn trong độ cứng của đất xuất hiện suốt độ dài của cọc), và những thay đổi tương đối này có thể gây ra các momen uốn cọc cao. Vì lý do này, các hệ thống cọc đứng dẻo hơn được kiến nghị ở những chỗ mà tải trọng ngang gây ra uốn gần đầu cọc. 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 chống lại tải trọng ngang. Một bản thiết kế có tính đến sử dụng cọc xiên đặt ở những khoảng cách nhất định có thể mang lại một hệ thống có lợi về độ thích ứng giới hạn và tính kinh tế để chịu lực dọc trực 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 tiếp cận tĩnh học hình thức cho thấy 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, 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 3. 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 A10.2-3- Cơ chế tương tác giữa cọc và đất trong khi có tải trọng động đất

Hình 4 minh họa đặc tính dịch chuyển của trường tự do, hình này miêu tả mặt cắt đất không dính 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 các mặt cắt dịch chuyển chỉ ra trong những thời gian đặc biệt, có thể ước tính được độ cong và momen uốn của cọc nếu giả sử rằng cọc bị liên kết để dịch chuyển cùng với đáp ứng của trường tự do.



Hình A10.2-4- Mất 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 dẽ uốn. Margason (1979) cho rằng động đất mạnh có thể sinh ra độ cong lớn đến $2,36 \times 10^{-5} \text{ mm}$, 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 kết hợp với hệ thống tương tác kết cấu cọc đất hoàn thiện, như giới thiệu ở Hình 3, đã được Penzien trình bày cho hệ thống cọc cầu ở tầng đất 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 năng động của chương trình BMCOL đã đề cập ở trên.

A.10.3. 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. Dưới độ cong và lực cắt sinh ra cần phải có độ dài, 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 trong tự nhiên, do vậy cần xác định rõ sự gia cố theo chiều dài trên qui ước để giảm mức độ/ khả năng rủi ro này. Cốt thép chịu lực nên được kéo dài vào tận móng để kết hợp với cốt đai và để giúp cho việc chuyển tải từ cọc sang mũi cọc.

Kinh nghiệm cho thấy là những cọc bê tông cốt thép thường có xu hướng bị uốn cong hay mũi cọc bị vỡ vụn ngay lập tức. Do vậy, ta nên giảm khoảng cách cốt đai tại khu vực này để bê tông được chịu lực tốt hơn. Cọc bê tông đúc ly tâm 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 đựng của những độ cong bị oằn xuống dưới tác động của đất và sự đáp ứng của kết cấu. Hiển nhiên, điều đó nhằm đảm bảo rằng các cọc không đổ dưới cốt nền và sự uốn cong mềm dẻo trong các cột bắt buộc xảy ra trên phần cốt nền. Những yêu cầu thêm về thiết kế cọc tập trung vào các cọc dành cho những cầu được phân loại ở Khu vực 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 trạng động đất lớn kế tiếp.

CÁC TÀI LIỆU THAM KHẢO

Viện dầu mỏ Mỹ. Giới thiệu ứng dụng về việc lập kế hoạch, thiết kế, xây dựng dàn khoan cốt định ngoài khơi. RP2A.1979

Bogard, D., và H. Matlock “Chương trình máy tính dùng cho việc phân tích các cột dầm dưới tải trọng ngang và tải trọng trực. Trong hồi thảo kỹ thuật ngoài khơi 1977.

Castro, G. “Sự hoá lỏng và tính lưu động tuần hoàn của cát bão hoà” Tập san của Phòng kỹ thuật địa chất. ASCE, Tập/ quyển 101, Số GT6, 1975.

Davission, M.T và H.L.Gill “Các cọc chịu tải ngang trong hệ thống đất phân tầng.” Tap chí của Phòng cơ học đất và nền móng. ASCE, Tập/ quyển 89, số SM5, 1960.

Dezfulian, H., và S.R. Prager. “Việc sử dụng số liên xuyên tĩnh để thẩm định / đánh giá khả năng của sự hoá lỏng. Trong hồi nghị lần thứ hai về vi mô hoá. 1978.

Ferritto, J.M., và J.B. Forest. Xác định khả năng hoá lỏng của đất đồng đất tại các công trường cầu. Văn phòng nghiên cứu và phát triển, FHWA, Cục giao thông Mỹ, Washington, 1977.

Finn, W.D.L., K.W. Lee, và G. R. Martin. “Mẫu ứng suất tác động đến sự hoá lỏng”. Tap chí của Phòng kỹ thuật địa chất. ASCE, Tập 102, Số GT6, 1977.

Finn, W. D. L., và G. R. Martin. “Thiết kế động đất Cọc dàn khoan trên cát”, Bài phát biểu cho hội nghị chuyên đề về Động lực học đất trong môi trường biển, Hội nghị mùa xuân ASCE, Boston, 1979.

Finn, W. D. L., G. R. Martin, và M. K. W. Lê. “So sánh phân tích động lực học về cát bão hoà”. Trong hội nghị về động đất và động lực học đất, 1978.

Margoson, E. “Ảnh hưởng của động đất đối với móng cọc đóng”. Hội thảo về Kỹ thuật hiện hành về thiết kế và đóng cọc, Tổng công ty đóng cọc, San Francisco, 1977.

Martin, Geoffrey R. “Nghiên cứu thiết kế địa chấn cho móng cầu và khả năng hoá lỏng của đất công trường”. Hội thảo về các vấn đề địa chấn liên quan đến cầu. Hội đồng công nghệ ứng dụng, Berkeley, 1979.

Martin, P.P., và H. B. Seed. “Qui trình đơn giản hoá về phân tích ứng suất tác động lên đáp ứng của nền đất.” Tap chí của Phòng kỹ thuật địa chất. ASCE, Tập 105, Số GT6, 1979, pp. 739-958.

Matlock, H., và L. C. Reese. “Giải pháp chung cho cọc chịu tải trọng ngang”. Tap chí của Phòng thi công móng và cơ học của đất. ASCE, Tập 89, Số SM5, 1960.

Matlock, Hudson, Stephen H. C. Fook, và Lino Cheang. “Mô phỏng sự làm việc của cọc ngang dưới tải trọng động đất”. Hội nghị về động đất ASCE và động lực học đất, 1978.

Penzien, J. “Sự tương tác của móng cọc đất”. Trong Kỹ thuật thi công động đất. R. L. Wiegel, ed. Prentice Hall, Inc., 1970.

Poulos, H. G. “Sự làm việc của cọc tải trọng ngang I - Cọc đơn”. Tap chí về cơ học đất và móng ASCE, Tập 97, Số SM5, 1971.

Seed, H. B. “Sự hoá lỏng đất và đánh giá sự chuyển động tuần hoàn của vùng mặt đất bằng trong quá trình động đất”, Tap chí của Phòng kỹ thuật địa chất. ASCE, Tập 105, No. GT2, 1979.

Seed, H. B. và I. M. Idriss. “Quy trình đơn giản hoá cách đánh giá khả năng hoá lỏng đất”. Tap chí của Phòng cơ học đất và móng. ASCE, Tập 97, Số SM9, 1971.

Seed, H. B., I. Arango, và C. K. Chan. Đánh giá khả năng hoá lỏng của đất trong quá trình động đất. Báo cáo số EERC 75-28. Trung tâm nghiên cứu kỹ thuật thi công chống động đất. Trường đại học California, Berkeley, 1975.

Taylor, P. W., và R. L. Williams. “Nền móng cho các kết cấu thiết kế.” Tap san của Tổ chức xã hội quốc gia New Zealand về kỹ thuật thi công chống động đất. Tập 12, Số 2, 1979.

Youd, T.L., và D. M. Perkins. “Khả năng hư hỏng của đất do hoá lỏng”. Tap chí của Phòng kỹ thuật địa chất ASCE, Tập 102, Số GT6, 1977.