

CÁCH VẬN DỤNG TCXD 205:1998 ĐỂ DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI GIỚI HẠN CỦA CỌC CHỊU LỰC DỌC TRỰC ĐÓNG THẰNG ĐỨNG QUA LỚP SÉT YẾU DÀY TRÊN MẶT

Ts. Phan Dũng

1. Đặt vấn đề

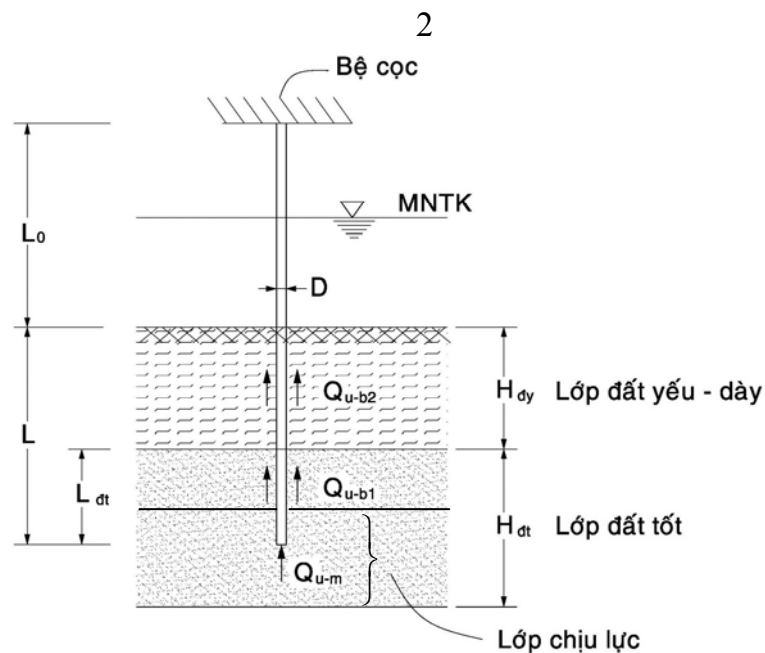
1.1 Rất nhiều điểm cảng ở nước ta được xây dựng nơi có trụ địa chất công trình gồm lớp đất yếu trên mặt và các lớp đất tốt nằm dưới sâu. Bảng 1 là những thông tin trung bình về trụ địa chất như thế ở một số khu cảng thuộc vùng kinh tế trọng điểm phía Nam.

Bảng 1: Các đặc trưng của trụ địa chất.

Khu cảng	Số lượng hố khoan	Lớp đất yếu trên mặt: Bùn sét				Lớp đất tốt phía dưới
		Chiều dày, $H_{đy}$ (m)	Trọng lượng đơn vị, γ_w (kN/m ³)	Hệ số rỗng, e_0	Chỉ số sét I_L	
Cái Mép	85	16,5 - 43,6	15,26	1,837	1,01	Sét dẻo-Cát sét-Sét cứng
Thị Vải	97	8,0 - 32,4	15,15	2,141	1,13	Cát sét-Sét cứng
Nhon Trạch	39	4,0 - 17,0	15,20	1,895	1,10	Sét dẻo cứng-Cát trung chặt
Hiệp Phước	30	10,6 - 24,4	15,10	2,127	1,11	Cát trung chặt vừa-Sét cứng
Cát Lái	27	2,4 - 19,4	15,13	2,022	1,01	Sét cát nửa cứng-Cát trung chặt vừa

1.2 Với các trụ địa chất như ở bảng 1, nếu dùng cọc thì phần mũi phải đặt vào lớp chịu lực dưới sâu. Khi đó, việc xác định sức chịu tải của cọc theo điều kiện đất nền cần phải chú ý đến hai đặc điểm sau:

1. Cọc được đóng trong nền phân lớp (xem sơ đồ hình 1):
 - Phần mũi nằm trong các lớp đất tốt, bao gồm cả lớp chịu lực.
 - Một phần thân (có chiều dài nhiều khi rất đáng kể) xuyên qua lớp sét yếu dày trên mặt.
2. Cọc có chiều dài lớn, thậm chí rất lớn.



Hình 1: Sơ đồ cọc – đất

1.3 Trong TCXD 205:1998 đã nêu hai cách tính toán để dự báo sức chịu tải của cọc:

- Cách dựa trên các chỉ tiêu cơ lý của đất (Phụ lục A), về cơ bản là Tiêu chuẩn thiết kế của Liên Xô cũ.
- Cách dựa trên chỉ tiêu cường độ của đất (Phụ lục B), về cơ bản được ứng dụng rộng rãi ở các nước phương Tây.

Theo đó, sức chịu tải giới hạn của cọc là tổng của các sức chịu tải giới hạn mũi, Q_{u-m} và trên mặt bên, Q_{u-b} ; nghĩa là:

$$Q_u = Q_{u-m} + Q_{u-b} \quad (1)$$

Đối với trường hợp nền phân lớp biểu diễn ở hình 1 thì theo [1], [3] và [9], sức chịu tải của cọc sẽ bằng:

$$Q_u = Q_{u-b2} + Q_{u-dt} \quad (2)$$

Ở đây:

Q_{u-b2} = Sức chịu tải giới hạn của mặt bên thuộc phần thân cọc nằm trong lớp sét yếu – dày.

Q_{u-dt} = Sức chịu tải giới hạn của phần mũi cọc nằm trong lớp đất tốt, tính theo (1).

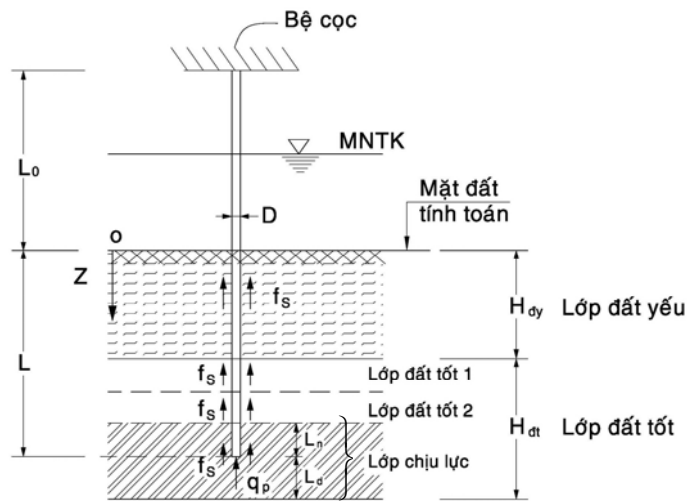
Mục tiêu của bài viết này là trình bày cách vận dụng hai phụ lục A và B trong TCXD 205:1998 để dự báo sức chịu tải của cọc có xét đến hai đặc điểm của hệ cọc – đất đã nói ở trên.

2. Cách vận dụng Phụ Lục A:

2.1 Đặc điểm chung:

Dự báo sức chịu tải giới hạn của cọc theo các chỉ tiêu cơ lý của đất nền như mô tả trên hình 2 với sức chống của đất ở mũi cọc q_p và ma sát bên của cọc f_s được cho trong các bản lập sẵn, phụ thuộc vào ba thông tin sau:

- Chiều sâu điểm tính Z kể từ mặt đất tính toán,
- Tên lớp đất, và
- Trạng thái vật lý của đất (với đất rời: độ chặt, với đất dính: chỉ số sệt I_L).



Hình 2: Sơ đồ dự báo sức chịu tải giới hạn của cọc theo Phụ Lục A.

2.2 Sức chịu tải giới hạn của phần mũi cọc nằm trong lớp đất tốt, $Q_{u-đt}$:

1. Sức chịu tải giới hạn $Q_{u-đt}$ được tính theo (1), trong đó sức chống của đất ở mũi q_p tra ở bảng A.1, ma sát bên f_s : bảng A.2 còn các hệ số m_R và m_f cho ở bảng A.3.

Hai bảng đầu tiên được lập với độ sâu điểm tính lớn nhất $Z_{max} = 35m$.

2. Ở các cọc dài hoặc rất dài, chiều sâu điểm tính Z có thể vượt quá 35m. Khi đó có thể dùng phép ngoại suy giá trị ở các bảng A.1 và A.2 theo khuyến nghị trong [12] như sau:

- Đối với sức chống của đất ở mũi ở độ sâu $Z > 35m$:

$$q_p = k_1 q_{p35} \quad (3)$$

Với: $k_1 = 1$

- Đối với ma sát bên tại điểm tính có độ sâu $Z > 35m$:

$$f_s = k_2 f_{s35} \leq 100kPa \quad (4)$$

Ở đây: k_2 là hệ số, phụ thuộc chỉ số sệt I_L

$$I_L \leq 0.4 :$$

$$k_2 = 0.5 + 0.0143Z_i \quad (5)$$

$$0.4 < I_L \leq 0.5:$$

$$k_2 = 0.55 + 0.0125Z_i \quad (6)$$

$$I_L > 0.5:$$

$$k_2 = 0.65 + 0.01Z_i \quad (7)$$

2.3 Sức chịu tải giới hạn của mặt bên thuộc phần thân cọc nằm trong lớp đất sét yếu, Q_{u-b2} :

Như đã biết ở TCXD 205:1998, giá trị ma sát bên f_s đối với đất dính trong bảng A.2 chỉ cho đối với chỉ số sệt I_L lớn nhất bằng 1.

Trong khi đó, Dalmatov và các cộng sự đã xử lý số liệu thí nghiệm cọc hiện trường trong đất sét ở Leningrad (cũ) nay là Sanhpetecbua (Liên Bang Nga) để mở rộng bảng tra f_s với chỉ số sệt $I_L = 0.6 \div 1.2$ và cho biết đã kiểm tra, đối chứng với hơn 200 thí nghiệm nén tĩnh cọc thì sai số không vượt quá 2% [13]. Tuy nhiên có thể do tính chất địa phương nên giá trị f_s của các tác giả này so với bảng A.2 ($I_L = 0.6 \div 1.0$) đều lớn hơn.

Nếu chấp nhận quy luật giảm giá trị f_s khi I_L và Z tăng của các nhà địa kỹ thuật Sanhpetecbua để mở rộng bảng A.2 thì có thể nhận được kết quả như ở bảng 2.

Bảng 2: Sức kháng ma sát f_s của cọc đóng trong đất sét yếu (kN/m^2)

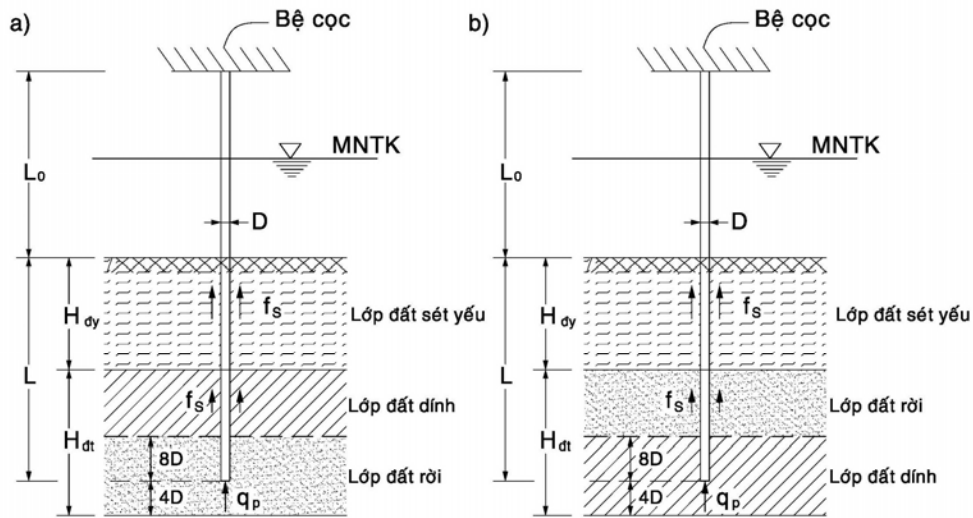
Độ sâu trung bình của lớp đất Z (m)	Chỉ số sệt I_L		
	1.0	1.1	1.2
1	2	2	1
2	4	3	2
3	5	4	3
4	5	4	3
5	6	5	4
6	6	5	4
7	6	5	4
8	6	5	4
9	6	5	4
10	6	5	4
12	6	5	4
15	6	5	4
20	6	5	4
25	6	5	4
30	7	6	5
35	7	6	5

Khi tính toán sơ bộ, có thể dùng số liệu ở bảng này để đánh giá Q_{u-b2} theo cách tính sức chịu tải ở Phụ Lục A.

3. Cách vận dụng Phụ Lục B:

3.1 Đặc điểm chung:

Dự báo sức chịu tải của cọc theo các chỉ tiêu cường độ của đất được biểu diễn trên hình 3 với sức chống của đất ở mũi cọc q_p và ma sát bên của cọc f_s được tính theo các tham số độ bền của đất: góc ma sát trong, lực dính đơn vị, sức chống cắt không thoát nước, ... nhờ các công thức lý thuyết, các tương quan bán thực nghiệm hoặc thực nghiệm.



Hình 3: Sơ đồ dự báo sức chịu tải giới hạn của cọc theo phụ lục B

- a- Lớp đất tốt gồm lớp đất dính nằm trên lớp đất rời.
- b- Lớp đất tốt gồm lớp đất rời nằm trên lớp đất dính.

3.2 Sức chịu tải giới hạn của phần mũi cọc nằm trong lớp đất tốt, $Q_{u-đt}$:

1. Ở phụ lục B, Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc đã cho công thức tính sức chịu tải giới hạn của cọc trong nền đồng nhất, đối với đất dính: (B.5) còn đất rời: (B.6), được viết lại với kí hiệu tượng trưng tương ứng như sau:

$$Q_{u-đt} = Q_{u-b,d} + Q_{u-m,d} = (B.5-1) + (B.5-2) \quad (8)$$

$$Q_{u-đt} = Q_{u-b,r} + Q_{u-m,r} = (B.6-1) + (B.6-2) \quad (9)$$

2. Tuy nhiên, trong thực tế có thể gặp phần nền đất tốt không đồng nhất: gồm nhiều lớp đất dính, đất rời khác nhau. Khi đó, để vận dụng được các công thức nêu trên ta phải quy đổi nền nhiều lớp về nền hai lớp: đất dính và đất rời, sắp xếp như sơ đồ hình 3a hoặc 3b với giá trị trung bình của các tham số tính toán của đất, ký hiệu \bar{A} theo khuyến nghị của Tshinker [3]:

$$\bar{A} = \frac{\sum A_i h_i}{\sum h_i} \quad (10)$$

Ở đây: h = chiều dày lớp đất, i = số thứ tự của nó.

3. Nếu độ cứng tương đối và độ bền của hai lớp tương đương nhau như hình 3a thì theo ý tưởng của [3], sức chịu tải giới hạn của cọc trong phần đất tốt được tính bởi:

$$Q_{u-dt} = (B.5-1) + (B.6-2) \quad (11)$$

Trong trường hợp ngược lại, phần thân cọc chủ yếu xuyên qua lớp đất rời còn mũi đất vừa vện vào lớp đất dính (hình 3b) thì sức chịu tải của cọc trong phần đất tốt sẽ là:

$$Q_{u-dt} = (B.6-1) + (B.5-2) \quad (12)$$

4. Đối với lớp đất rời (cát), sức chịu tải giới hạn của cọc tính theo (B.6). Tuy vậy, các tham số chính có thể dùng theo API cho ở bảng 3.

Bảng 3: Các tham số thiết kế đối với đất cát của API [2]

Tên đất	Độ chặt	δ (độ)	Sức kháng mặt bên giới hạn (kPa)	N_q	Sức kháng mũi giới hạn (MPa)
Cát Cát – bụi Bụi	Rất xốp Xốp Chặt vừa	15	47,8	8	1,9
Cát Cát – bụi Bụi	Xốp Chặt vừa Chặt	20	67,0	12	2,9
Cát Cát – bụi	Chặt vừa Chặt	25	81,3	20	4,8
Cát Cát – bụi	Chặt Rất chặt	30	95,7	40	9,6
Sỏi – sạn Cát	Chặt Rất chặt	35	114,8	50	12,0

Ghi chú: 1_ Các tham số này chỉ dùng thiết kế sơ bộ.

2_ Cát – bụi là đất có hàm lượng cả hạt cát lẫn hạt bụi lớn. Giá trị độ bền tăng nếu hàm lượng hạt cát tăng và giảm nếu hàm lượng hạt bụi tăng.

3_ Theo tiêu chuẩn hiện hành thì kích thước (mm) các nhóm hạt như sau:

Sỏi – sạn: 75 – 4,75

Cát : 4,75 – 0,074

Bụi : 0,074 – 0,002

4_ Độ chặt có thể xác định nhờ các thí nghiệm hiện trường SPT, CPT v.v...

3.3 Sức chịu tải giới hạn của mặt bên thuộc phần thân cọc nằm trong lớp đất sét yếu, Q_{u-b2} :

1. Công thức chung để tính sức kháng ma sát bên:

Đối với lớp sét yếu, sức kháng ma sát f_s theo (B.3) có chú ý đến (B.5) sẽ bằng:

$$f_s = \alpha S_u \quad (13)$$

Trong đó: S_u = Sức chống cắt không thoát nước của đất sét yếu

α = hệ số bám dính không thứ nguyên.

Cách tính giá trị f_s theo (13) còn được gọi là phương pháp Alpha.

2. Sức chống cắt không thoát nước của lớp đất sét yếu, S_u :

Để xác định sức chống cắt không thoát nước của sét yếu người ta thường dùng một trong hai cách sau: thí nghiệm cắt cánh hiện trường hoặc tính từ một tương quan thực nghiệm. Trong [11] đã hướng dẫn cách xác định S_u từ áp lực tiền cố kết p'_c theo chiều sâu Z của điểm tính có thể tóm tắt như sau:

Bước 1: Tìm phân bố ứng suất có hiệu thẳng đứng theo chiều sâu $\sigma'_{v0}(z)$ (hình 4a):

$$\sigma'_{v0}(z) = \sigma_{v0}(z) - u(z) \quad (14)$$

Ở đây: $\sigma_{v0}(z)$ = ứng suất thẳng đứng tổng,

$u(z)$ = áp lực nước lỗ rỗng.

Bước 2: vẽ biểu đồ phân bố ứng suất tiền cố kết theo chiều sâu, $p'_c(z)$ (hình 4b).

Bước 3: Tính và vẽ biểu đồ phân bố hệ số quá cố kết theo chiều sâu (hình 4c):

$$(\text{OCR}) = \frac{p'_c(z)}{\sigma'_{v0}} \quad (15)$$

Bước 4: Tìm tỷ số $\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}$ từ tương quan sau:

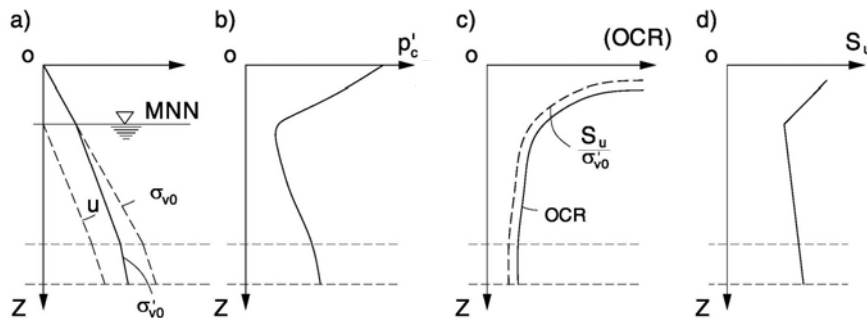
$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0.25(\text{OCR})^{0.8} \quad (16)$$

Bước 5: Tính giá trị S_u (hình 4d):

$$S_u = \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \times \sigma'_{v0} \quad (17)$$

Nhờ (17) ta thu được sức chống cắt theo chiều sâu lớp sét yếu rồi dùng phương pháp bình phương cực tiểu để thiết lập quan hệ giữa S_u và z dạng:

$$S_u = a + bz \quad (18)$$



Hình 4: Sơ đồ mô tả các bước đánh giá S_u theo p'_c

3. Hệ số bám dính không thứ nguyên, α :

Bảng 4 liệt kê công thức của nhiều tác giả khác nhau có thể dùng để xác định hệ số α trong điều kiện đất sét yếu được chia thành hai nhóm:

- Nhóm chỉ xét giá trị tuyệt đối của S_u bao gồm: OCDI, Đăng kiểm Trung Quốc, Dennis và Tomlinson.
- Nhóm xét giá trị tương đối của S_u theo hệ số ψ là tỷ số giữa S_u với ứng suất thẳng đứng có hiệu σ'_{v0} như Stemple, API và Nowacki v.v...

4. Sử dụng công thức (13) và một số cách tính hệ số ghi ở bảng 4 để đánh giá sức chịu tải ma sát bên trên suốt chiều dày lớp đất yếu có sức chống cắt không thoát nước khác nhau cho một số điểm cảng trên sông Thị Vải (Bà Rịa – Vũng Tàu). Kết quả tính toán ghi ở bảng 5.

Bảng 5: Lực ma sát bên của cọc trong đất sét yếu (kN/m)

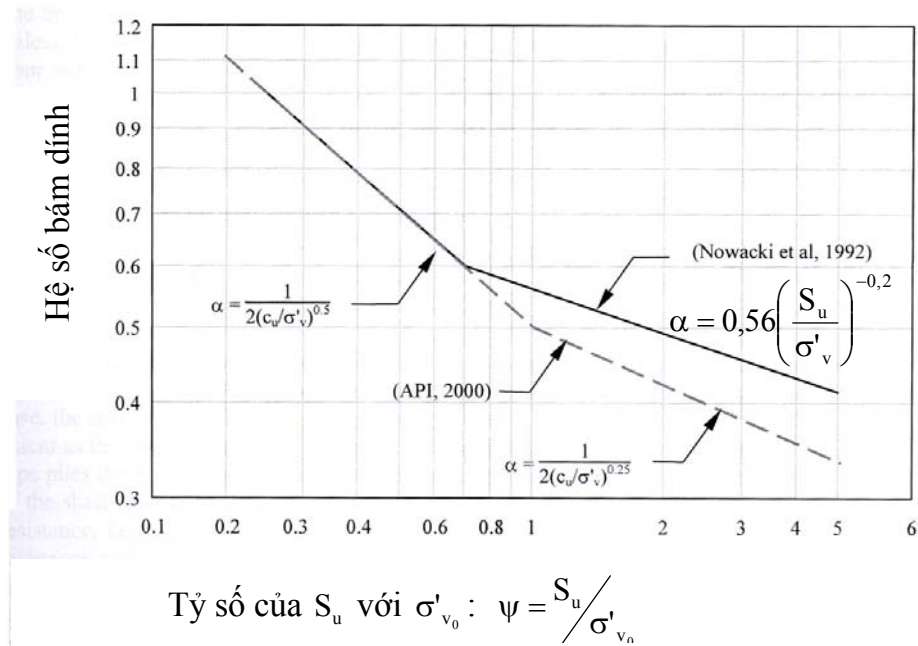
Sức chống cắt không thoát nước S_u (kPa)	Dawson (1983)	API (1994)	Stemple (1984)	OCDI (2002)
$S_u = 15 + 1,5z$ $H_{dy} = 25m$	629,04	254,451	373,302	843,75
$S_u = 10 + 1,5z$ $H_{dy} = 25m$	656,875	233,365	520,963	718,75
$S_u = 5 + 1,34z$ $H_{dy} = 30m$	468,916	285,973	300,246	753,00

Bình luận kết quả:

- a/. Một số phương pháp khác nữa để tính hệ số đã không được đề cập ở đây vì không tiện dụng đối với đất sét – yếu; còn cách tính của đăng kiểm Trung Quốc thì giống với Dawson.
- b/. Số liệu ở bảng 3 cho thấy trong ba điều kiện đất khác nhau thì công thức của API và Stemple cho giá trị nhỏ hơn cả, đặc biệt là API.
- c/. Theo hướng này, Nowacki và các cộng sự (1992) cũng đã xử lý các kết quả thí nghiệm hiện trường và tiến hành so sánh với API (xem hình 5), cho thấy khi $\psi \geq 0,7$, kết quả tính theo API nhỏ hơn.

Bảng 4: Công thức tính giá trị hệ số bám dính

Tác giả	Công thức α	Điều kiện	Ghi chú	
1_ OCDI – 2002 [1]	$\alpha = 1,0$	$S_u \leq 100 \text{ kPa}$	$f_{gh} = 100 \text{ kPa}$	
2_ T. Dawson – 1983 [4]	$\alpha = 1,0$ $\alpha = 1,25 - 0,01S_u$ $\alpha = 0,50$	$S_u \leq 25 \text{ kPa}$ $25 \text{ kPa} < S_u \leq 75 \text{ kPa}$ $S_u > 75 \text{ kPa}$		
3_ Đăng kiểm Trung Quốc – 1983 [8]	$\alpha = 1,0$ $\alpha = 1,25 - 0,010417S_u$ $\alpha = 0,50$	$S_u \leq 24 \text{ kPa}$ $25 \text{ kPa} < S_u \leq 72 \text{ kPa}$ $S_u > 72 \text{ kPa}$		
4_ Dennis – 1983 [10] (Có hiệu chỉnh chiều dài cọc)	α 1,0 1,0 0,5 0,3	$F_c \bar{S}_u$ (psf) 0 600 1200 ≥ 5000	F_c = hệ số hiệu chỉnh độ bền của đất. psf = 47,88 kPa.	
5_ Tomlinson, 1980 [11,14] (Có hiệu chỉnh chiều dài cọc) (Đơn vị đo của S_u : ksf)	$\alpha = 1,2 - 0,3S_u$ $\alpha = 0,25$	$\frac{L}{D} < 20$	< 3 > 3	
	$\alpha = 1,0$ $\alpha = 1,5 - 0,4S_u$ $\alpha = 0,3$	$\frac{L}{D} > 20$	$0 \div 1,5$ $1,5 \div 4,0$ > 4	
6_ Stemple – 1984 [5] (Có hiệu chỉnh chiều dài cọc)	$\alpha = 1,0$ $\alpha = 1,389 - 1,111 \psi$ $\alpha = 0,5$ $\alpha \leq 1,0$	$\psi \leq 0,35$ $0,35 \leq \psi < 0,80$ $\psi \geq 0,8$		
7_ API – 1993 [2]	$\alpha = \frac{1}{2} \psi^{-0,5}$ $\alpha = \frac{1}{2} \psi^{-0,25}$ $\alpha \leq 1,0$	$\psi \leq 1,0$ $\psi > 1,0$	$\psi = \frac{S_u}{\sigma'_v}$	
8_ Nowacki 1992 [6] (có hiệu chỉnh chiều dài cọc)	$\alpha = 0,5 \psi^{-0,5}$ $\alpha = 0,56 \psi^{-0,2}$ $\alpha \leq 1,0$	$\psi \leq 0,7$ $\psi > 0,7$	$\psi = \frac{S_u}{\sigma'_v}$	



Hình 5: So sánh các quan hệ giữa $\alpha - \psi$ của Nowacki với API [6].

d/. Các phương pháp tính hệ số dính bám α của API, Stemple và Nowacki đều dựa trên tỉ số $\frac{S_u}{\sigma'_v}$, phản ánh đầy đủ hơn điều kiện đất vào trong hệ số bám dính α .

Ngoài ra, Stemple và các cộng sự [5], Tomlinson [11] còn đề nghị đưa thêm hệ số hiệu chỉnh giá trị α xét đến kích thước cọc: $\frac{L}{D}$ là rất có ý nghĩa thực tế trong điều kiện bài toán đã được đặt ra.

Từ các phân tích trên đây, có thể thấy rằng sử dụng phương pháp của API để dự báo sức chịu tải giới hạn mặt bên của cọc Q_{u-b2} theo phụ lục B khi có lớp đất yếu – dày là hợp lý và tin cậy.

4. Kết luận

4.1 Đối với các điểm cảng có trụ địa chất đặc trưng như ở bảng 1, nếu thiết kế công trình bên dưới dạng móng cọc thì buộc phải dùng cọc có chiều dài lớn, có khi 50 ÷ 60m hoặc hơn nữa với một phần đáng kể của chiều dài thân cọc ở phía trên nằm trong lớp sét yếu. Đối với những trường hợp như thế, Tiêu chuẩn Thiết kế thường quy định cần phải thí nghiệm cọc chịu lực đứng lẫn lực ngang tại hiện trường để xác định sức chịu tải của cọc.

Tuy vậy, ở giai đoạn đầu của thiết kế, việc tính toán để dự báo sức chịu tải của cọc là rất cần thiết. Khi đó, nếu chấp nhận một số đơn giản hóa nhất định, ta có thể vận dụng một trong hai cách, hoặc là phụ lục A hoặc là phụ lục B của TCXD 205: 1998 để xác định gần đúng sức chịu tải của cọc.

4.2 Về chiều sâu ngầm cọc vào trong lớp chịu lực:

Như đã biết, khi cọc đạt độ lún cỡ chừng $5 \div 10\%$ đường kính tiết diện ngang thì phần đất dưới mũi hình thành vùng trượt với các hình dạng và kích thước nhất định. Hình 6 mô tả hình dạng vùng trượt của Meyerhof đối với móng sâu.

Dưới đáy AB là nêm trượt ABC, nằm trong trạng thái cân bằng đàn hồi và được xem như là một bộ phận của móng. Ở về hai phía cuối vùng này có hai vùng dẻo ACD và BCE (còn gọi là các vùng trượt xuyên tâm) và hai vùng trượt phẳng hoặc trượt hỗn hợp: ADF và EBG. Ở đây, ta quan tâm đến kích thước của vùng trượt theo chiều sâu đóng cọc:

$$L_{tr} = L_n^* + L_d^* \quad (19)$$

Trong đó: L_{tr} : chiều sâu vùng trượt,

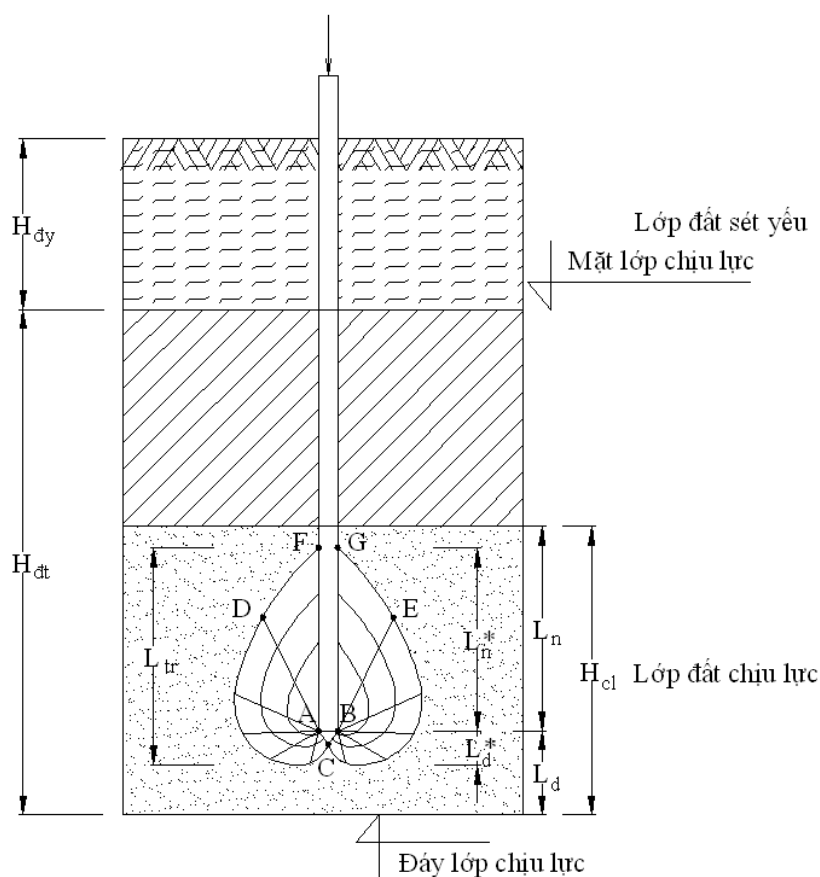
L_n^* : chiều sâu vùng trượt nằm trên mũi cọc,

L_d^* : chiều sâu vùng trượt nằm dưới mũi cọc.

Để có thể áp dụng đúng đắn công thức tính sức kháng mũi đơn vị của đất dưới mũi cọc thì phần mũi nằm trong lớp chịu lực phải thỏa mãn yêu cầu:

$$\left. \begin{array}{l} L_n \geq L_n^* \\ L_d \geq L_d^* \end{array} \right\} \quad (20)$$

Tùy theo các ý tưởng cơ bản của các tác giả khác nhau mà hình dạng, kích thước của vùng trượt khác nhau nhưng theo [15] có thể dùng các con số cho ở bảng 6:



Hình 6: Các vùng trượt xung quanh phần mũi cọc theo Meyerhof (1951)

Bảng 6: Kích thước chiều cao của vùng trượt theo đường kính cọc [15]

	Đất dính	Đất cát	Kích thước chung
L_n^*/D	2 ÷ 2,5	6 ÷ 10	2 ÷ 8
L_d^*/D	2 ÷ 2,5	3 ÷ 3,5	2 ÷ 3,5

- 4.3 Đề việc dự báo sức chịu tải của cọc dài, đóng xuyên qua lớp đất sét yếu dày trên mặt ngày càng chính xác hơn cần phải có chương trình nghiên cứu, trong đó phân tích so sánh nhiều hơn nữa giữa các kết quả thí nghiệm hiện trường với tính toán. Đây là cách duy nhất hợp lý nhằm góp phần nâng cao chất lượng các đồ án thiết kế.

18-05-2009.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình Cảng Nhật Bản (Technical Standards and Commentaries for Port and Harbours Facilities in Japan – OC DI, 2001)
Hội Cảng – Đường thủy và Thềm lục địa Việt Nam (VAPO) – 2004.
- [2] American Petroleum Institute.
Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platform – Working Street Design, API, 1993.
- [3] G. P. Tsinker:
Handbook of Port and Harbour Engineering.
Geotechnical and Structural Aspects.
Chapman & Hall, 1997.
- [4] T. Dawson:
Offshore Structural Engineering.
Prentice – Hall INC, 1983.
- [5] R.M. Semple and W.J. Rigden (1984):
“Shaft capacity of driven piles in clay”.
proc. ASCE Symposium: Analysis and Design of pile foundations, San Francisco, 59-79.
- [6] F. Nowacki, K. Karlsrud and P.Sparrevik (1992): “Comparison of recent tests on overconsolidated clay and implications for design.”
Proc. of the Conference on Recent Large Scale Fully Instrumented pile Tests in clay, London, pp 22/1-22
- [7] TCXD 205 : 1998
Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế.
Phụ lục A – Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.
Phụ lục B – Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền.
- [8] Register of Shipping of People’s Republic of China:
Rules for the Classification and Construction of Fixed Offshore Platform, Beijing, 1983.
- [9] Samsheer Prakash – Hari D. Sharma:
Móng cọc trong thực tế xây dựng.
(Phạm Ngọc Khánh và các cộng sự biên dịch)

Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 1999.

- [10] Norman D. Dennis and Roy E. Olson (1983):
“Axial Capacity of steel pipe piles in clay”.
Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE. pp. 370 – 388.
- [11] Technical Engineering and Design Guides as Adapted from th US Army Corps of Engineers, No 7.
Bearing Capacity of Soils, ASCE, 1993.
- [12] Tiêu chuẩn Xây dựng Nhà nước:
Thiết kế dàn khoan biển cố định BCH 51.3 – 84
Bộ Công nghiệp khí đốt, 1984 (Tiếng Nga).
- [13] B.I.Dalmatov, F.K. Lapshin, U.V. Roxxikhin:
Thiết kế móng cọc trong điều kiện đất yếu Nhà xuất bản xây dựng, Leningrad, 1975 (Tiếng Nga).
- [14] UFC 3-220-01A 16 January 2004:
Deep Foundations
- [15] Vũ Công Ngử, Nguyễn Thái:
Móng cọc – Phân tích và thiết kế
Nhà xuất bản: Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2000.