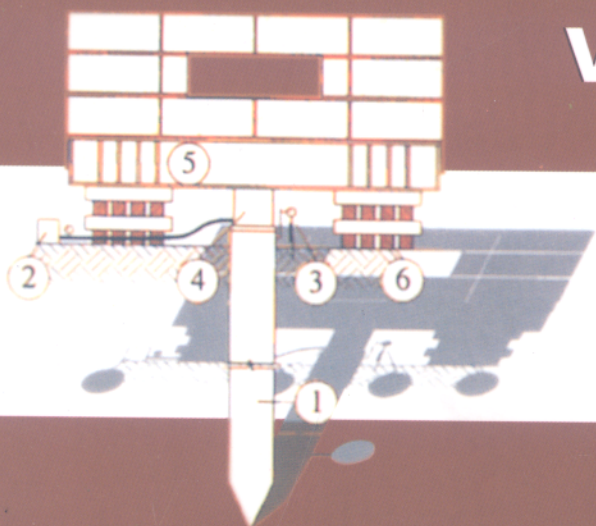


Gs, Ts. **VŨ CÔNG NGŨ**

Ths. **NGUYỄN THÁI**

MÓNG CỌC

PHÂN TÍCH VÀ THIẾT KẾ



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT



Gs, Ts. VŨ CÔNG NGŨ - Ths. NGUYỄN THÁI

MÓNG CỌC

PHÂN TÍCH VÀ THIẾT KẾ



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
HÀ NỘI - 2004

60.605

469 - 122 - 04

KHKT - 04

LỜI NÓI ĐẦU

Ở nước ta những năm gần đây đã có khá nhiều sách về nền móng công trình được xuất bản. Tuy nhiên, các thông tin mới về thiết kế nền và móng lại được trình bày rời rạc và chưa được đầy đủ. Cuốn sách này tập hợp khá kỹ lưỡng các kiến thức mới về móng cọc, như các phương pháp mới dự báo sức chịu tải của cọc, đặc biệt là cọc nhồi; phương pháp tính toán đồng thời cọc - nền đất; các phương pháp thí nghiệm cọc (thí nghiệm PDA, Osterberg, Statnamic). Hy vọng rằng cuốn sách này sẽ bổ ích cho các kỹ sư tư vấn và học viên cao học ở Việt Nam.

Vì trình độ và kinh nghiệm có hạn nên không tránh khỏi thiếu sót. Chúng tôi rất mong nhận được sự góp ý của độc giả theo địa chỉ:

Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật, 70 Trần Hưng Đạo, Hà Nội;

Hoặc:

Bộ môn cơ học đất - nền móng,

Trường đại học xây dựng, số 5 đường Giải Phóng, Hà Nội,

Email: Ctfe@fpt.vn hoặc ngthai@ufl.edu.

KÝ HIỆU

ν hay μ	hệ số Poisson (nở ngang)	OCR (R_c)	hệ số quá cố kết (σ'_c / σ'_{vo})
γ	trọng lượng riêng tự nhiên	pa	ký hiệu của bar (1 bar là áp suất khí quyển $\approx 1 \text{ kg/cm}^2$)
γ	hệ số tải trọng trong thiết kế LRFD	P_0	tĩnh tải truyền từ kết cấu bên trên (KCBT) xuống cọc
φ	góc ma sát trong	P_L	hoạt tải truyền từ KCBT xuống cọc
φ_p	góc ma sát trong đỉnh (cực đại)	P	tổng tải trọng dọc trục từ KCBT
φ_{cv}	góc ma sát trong dư (ở biến dạng lớn)	p	tải trọng ngang trên một đơn vị dài cọc
Φ	hệ số sức kháng trong LRFD	p_u	tải trọng ngang cực hạn trên một đơn vị dài cọc
σ'_{vo}	ứng suất hữu hiệu đứng	[P]	sức chịu tải cho phép dọc trục
σ'_{ho}	ứng suất hữu hiệu ngang	P_u	sức chịu tải cực hạn dọc trục
σ'_c hay p_c hay σ'_p	áp lực tiền cố kết	q_c	sức kháng mũi thí nghiệm CPT
B (hay d)	cạnh (hay đường kính) cọc	q_s	q_c hiệu chỉnh do có vòng đá thăm
D_r	độ chặt tương đối (tỷ đối)	q_u	sức kháng nền đơn ($q_u = 2 S_u$)
e	hệ số rỗng	q_p	sức kháng mũi đơn vị của đất lên cọc
e	độ chối (độ lún đo được do một nhát búa đóng cọc)	Q	tải trọng ngang
E' hay E	môđun thoát nước, có nở hông	[Q]	sức chịu tải cho phép ngang trục
E_1	môđun vi mô của sỏi đá/ IGM	Q_u	sức chịu tải cực hạn ngang trục
E_m	môđun vi mô của khối đá/ IGM	Q_r (hay Q_s)	sức kháng bên
E_s	môđun của thép	Q_p (hay Q_c)	sức kháng mũi
E_c	môđun của cọc	Q_{hd} (hay P_{hd})	sức chịu tải huy động ở một chuyển vị nào đó
$E_{búa}$	năng lượng của búa đóng cọc	RQD	chỉ số chất lượng đá/ IGM
f_s	sức kháng bên của CPT	r	tỷ lệ năng lượng hiệu quả của búa
f_t	sức kháng bên đơn vị (ma sát bên) của đất lên cọc	R_{2g}	cường độ nén mẫu trụ tròn bê tông
F_s	hệ số an toàn nói chung	R_{a0}	cường độ cho phép đóng cọc thép
F_r	hệ số an toàn cho sức kháng bên	R_{nd}	cường độ nén cho phép đóng cọc bê tông
F_p	hệ số an toàn cho sức kháng mũi	R_{kd}	cường độ kếp cho phép đóng cọc bê tông
$H(m)$	chiều cao rơi búa (stroke)	s (hay z)	chuyển vị đứng (lún) của cọc
IGM	vật liệu trung gian giữa đất và đá	S_u (hay C_u)	lực dính không thoát nước
K_0	chỉ số nén ngang DMT	t	sức kháng đất - cọc (hoặc f_t hoặc q_p) khi thể hiện đường cong t-z
L	chiều dài cọc	u	chu vi thân cọc
L_{ng}	chiều dài đoạn cọc ngàm trong đất/ đá tốt	y	chuyển vị ngang của cọc
M	môđun không nở hông		
N	số nhát búa đóng cọc		
N	kết quả (số nhát đập thô) SPT		
N_{60}	N chuẩn hoá theo 60% năng lượng		
N'_{60} hay $(N_1)_{60}$	N chuẩn hoá cuối cùng		

CÁC THỨ NGUYÊN THƯỜNG DÙNG

$$100 \text{ kPa} = 100 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ bar} = 1 \text{ pa} \approx 1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2 \approx 1 \text{ tsf} = 2 \text{ ksf.}$$

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ MÓNG CỌC

1.1. GIỚI THIỆU

Móng cọc là một loại móng sâu, thường dùng khi tải trọng công trình lớn, và/hoặc lớp đất tốt nằm rất sâu dưới lòng đất. Hai loại cọc phổ biến nhất là *cọc chế sẵn* và *cọc nhồi* (cọc đổ tại chỗ).

Cọc chế sẵn có thể làm bằng bê tông đúc sẵn hoặc thép.

Còn cọc đổ tại chỗ, thường gọi là *cọc nhồi*, có dạng hình tròn. Đường kính cọc nhồi trong khoảng $0.6 \div 5$ m, với kích thước thường gặp ở Việt Nam hiện nay là $1 \div 2$ m. Một dạng cọc đổ tại chỗ khác là *cọc barrette*, thường có dạng hình chữ nhật và thường được dùng làm móng công trình có tải trọng rất lớn.

1.2. SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CỦA CỌC

Sức chịu tải dọc trục của cọc được phân biệt làm hai loại:

- 1) Sức chịu tải theo vật liệu (P_{vl});
- 2) Sức chịu tải theo đất nền (P_{mn}).

Về phương diện sức chịu tải *theo vật liệu*, sức chịu tải cực hạn (P_{vhl}) sẽ được tính toán dựa trên cường độ cực hạn của vật liệu. Với cọc thép, cường độ cực hạn của thép thường lấy là giới hạn chảy, đa số các loại thép làm cọc có $R_{ch} = 248 \text{ MPa} \approx 2500 \text{ kG/cm}^2$. Với cọc bê tông, cường độ cực hạn thường lấy là cường độ thí nghiệm ở ngày thứ 28 (R_{28} , còn ký hiệu là f_c) trên mẫu trụ tròn^(*), và $R_{28} \approx 25 \div 35 \text{ MPa}$ với cọc thường, $R_{28} \approx 35 \div 45 \text{ MPa}$ với cọc ứng suất trước.

Trong quá trình *cọc sử dụng*, thì sức chịu tải cho phép theo vật liệu được tính dựa trên cường độ cho phép theo AASHTO như sau:

^(*) Nếu thí nghiệm trên mẫu lập phương, hai mặt đáy không bôi trơn thì thường thu được R_{28} cao hơn. Khi đó cần hiệu chỉnh về cường độ tương đương của mẫu trụ tròn.

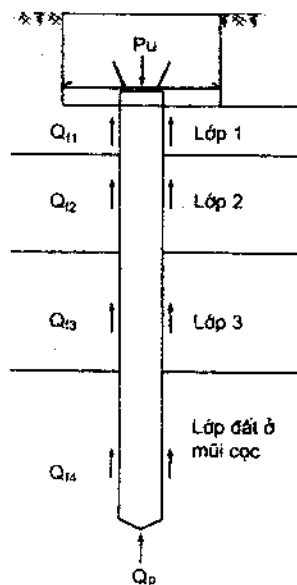
- Cọc thép: $[R_n] = (0.25 \div 0.33)R_{ach}$ (R_{ach} còn ký hiệu là f_y);
- Cọc bê tông ứng suất trước: $[R_n] = 0.33R_{28} - 0.27f_{pe}$; (f_{pe} là ứng suất kéo trước hữu hiệu sau khi tổn thất, thông thường $f_{pe} > 5$ MPa);
- Với cọc bê tông không ứng suất trước thì $f_{pe} = 0$.

Trong quá trình **đóng cọc**, thì cường độ cho phép khi đóng theo AASHTO là:

- Cọc thép: $R_{nd} = 0.9R_n$; như vậy $R_{nd} \approx 220$ MPa (các loại thép đặc biệt A-572, A690 hay GR có $R_{ach} = 345$ MPa $\Rightarrow R_{nd} \approx 330$ MPa);
- Cọc bê tông ứng suất trước:
 - Cường độ chịu nén: $R_{nd} = 0.85R_{28} - f_{pe}$;
 - Cường độ chịu kéo: $R_{kd} = 0.25\sqrt{R_{28}} + f_{pe}$ (các đại lượng tính bằng MPa)
- Cọc bê tông thường:
 - Cường độ chịu nén: $R_{nd} = 0.85R_{28}$;
 - Cường độ chịu kéo chỉ tính trên diện tích thép: $R_{nd} = 0.7R_{ach}$. Từ đó tính ra được cường độ chịu kéo tính cho tiết diện cọc: $R_{kd} = F_n R_{nd} / A_c$.

Về phương diện sức chịu tải của cọc **theo đất nền**, cọc được sử dụng để truyền tải trọng từ kết cấu bên trên xuống nền theo một trong hai (hoặc cả hai) phương thức sau (minh họa trên hình 1.1):

- Sức kháng bên Q_{ti} (gồm ma sát bên và lực dính, nhưng ta đã quen gọi là ma sát bên): là phản lực giữa đất xung quanh cọc với phần xung quanh của cọc;
- Sức kháng mũi Q_p : là phản lực giữa đất ở mũi cọc tác dụng lên đầu cọc.



Hình 1.1. Sức chịu tải nén của cọc

Để đánh giá các sức kháng này, ta phải khảo sát nền đất, tiến hành các thí nghiệm hiện trường^(*) và trong phòng để xác định các đặc trưng của nền đất.

^(*) Xin xem sách "Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng" [1].

Về độ lớn, ta chia sức chịu tải làm hai giới hạn:

- 1) Sức chịu tải cực hạn (P_u): là tải trọng mà tại đó vật liệu hoặc đất nền bị phá hoại;
- 2) Sức chịu tải cho phép ($[P]$): là tải trọng mà tại đó cọc (công trình) làm việc an toàn (với một hệ số an toàn F_s thường lớn hơn 2).

"Sức chịu tải cực hạn của cọc là giá trị nhỏ nhất giữa sức chịu tải theo vật liệu và theo đất nền: $P_u = \min(P_{u\text{vl}}, P_{u\text{dn}})$ "

Phát biểu trên là đúng nhưng thiếu. Để tránh hiểu nhầm cho nhiều người, nhất là sinh viên, ta cần làm rõ như sau:

- 1) Với cọc nhồi: Ta có thể thiết kế $P_{u\text{vl}} \approx P_{u\text{dn}}$;
- 2) Với cọc đóng/ ép: Để tránh bị phá hoại cọc (nhất là đầu hoặc mũi cọc) trong quá trình hạ cọc, thì cần thiết kế như sau:

$$P_u = P_{u\text{dn}} \quad (1.1)$$

$$P_{u\text{vl}} \gg P_{u\text{dn}} \text{ (} P_{u\text{vl}} \text{ phải lớn hơn nhiều so với } P_{u\text{dn}} \text{)} \quad (1.2)$$

Trong cuốn sách này, chúng tôi chỉ đề cập đến sức chịu tải tính theo đất nền. Vì vậy, để cho gọn, ký hiệu $P_{u\text{dn}}$ sẽ được viết tắt thành P_u .

1.2.1. Phương trình tổng quát về sức chịu tải dọc của cọc

Sức chịu tải cực hạn của cọc được chia thành sức kháng bên và mũi như sau:

$$P_u = Q_f + Q_p, \quad (1.3)$$

trong đó: Q_f - sức kháng bên, còn ký hiệu là Q_s ;

$$Q_f = u \sum f_i \Delta z_i, \quad (1.4)$$

ở đây: f_i - ma sát bên đơn vị cực hạn của cọc

(còn ký hiệu là $\bar{\tau}_i$ hoặc q_s hoặc f_s);

u - chu vi thân cọc;

Δz_i - chiều dài đoạn phân tố cọc mà trên đó f_i được coi là hằng số;

$u \Delta z_i$ - diện tích xung quanh của đoạn phân tố cọc.

Q_p - sức kháng mũi, còn ký hiệu là Q_c ;

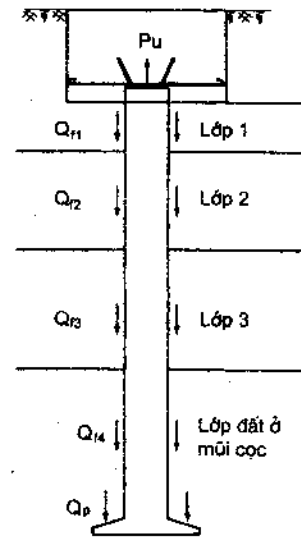
$$Q_p = q_p A_c \quad (1.5)$$

ở đây: q_p - sức kháng mũi đơn vị cực hạn của cọc (còn ký hiệu là $\bar{R}_i$);

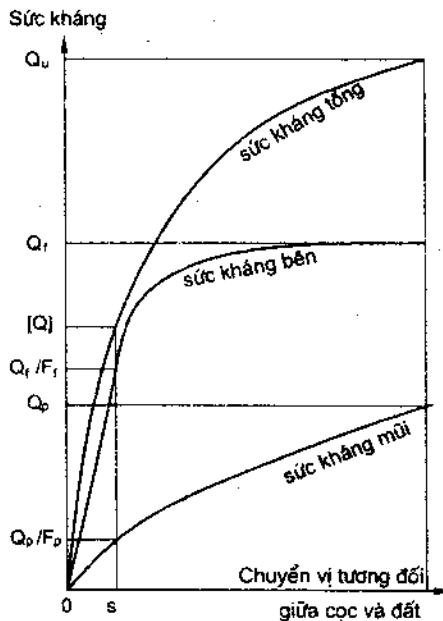
A_c - tiết diện ngang mũi cọc.

Nếu cọc chịu kéo, mũi cọc có mở rộng chân thì A_c là phần mở rộng chân, mặt tiếp xúc giữa cọc với đất phía bên trên chỗ mở rộng (hình 1.2); Nếu cọc chịu kéo không mở rộng chân thì $A_c = 0$.

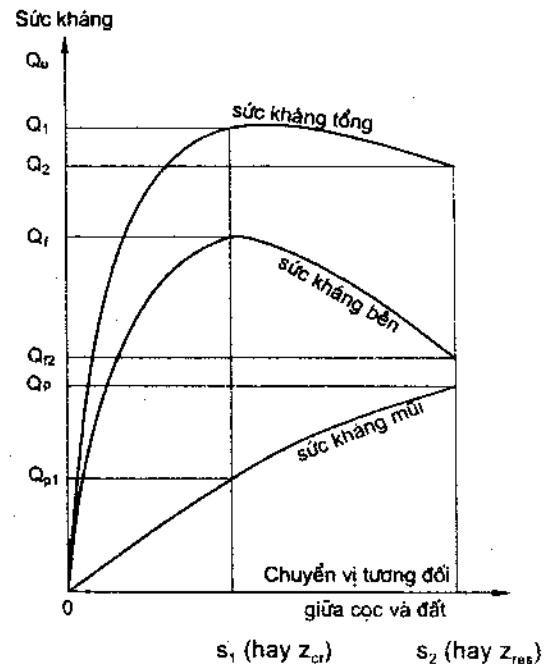
Nhiều nghiên cứu thấy rằng (hình 1.3a): Sức kháng bên đạt cực hạn rất nhanh (ở chuyển vị khoảng $3 \div 5$ mm. Nếu cọc nhồi có thành bên rất nhám, thì sức kháng bên có thể đạt cực hạn ở chuyển vị lớn hơn, khoảng $10 \div 15$ mm (xem thêm cuối phần 3.9.1). Ngược lại, sức kháng mũi đạt cực hạn rất chậm. Dưới tải trọng cho phép, chuyển vị của cọc $[s]$ khá nhỏ, do đó sức kháng mũi mới chỉ được huy động một phần nhỏ (trong khi đó, sức kháng bên của cọc đã được huy động khá lớn).



Hình 1.2. Sức chịu tải kéo của cọc mở rộng chân



a) Đất bình thường



b) Đất giảm yếu khi biến dạng lớn

Hình 1.3. Sự huy động sức kháng

Ta cần đặc biệt chú ý đến loại đất/đá "giảm yếu khi biến dạng lớn", minh họa trên hình 1.3b. Khi chuyển vị là s_1 , sức kháng bên đã huy động được toàn phần và đạt giá trị cực đại Q_r . Tuy nhiên khi chuyển vị tăng dần lên, trong

khi sức kháng mũi vẫn tăng dần thì sức kháng bên lại giảm đi. Như vậy, tổng sức kháng cực hạn không phải là $Q_f + Q_p$, mà là giá trị lớn hơn trong hai giá trị sau: $Q_1 = Q_f + Q_{p1}$ và $Q_2 = Q_{f2} + Q_p$.

Phần 1.2.4 và 1.2.5 sẽ trình bày *vấn tất* các công thức cơ bản xác định sức kháng bên và sức kháng mũi của cọc nói chung. Ngoài những công thức cơ bản trong phần 1.2, phụ thuộc vào loại đất cụ thể, ta còn có những công thức chi tiết khác, chúng được trình bày trong các phần 2.4 ÷ 2.10, 3.4 ÷ 3.8 và 5.1 ÷ 5.5.

1.2.2. Ảnh hưởng của quá trình thi công cọc đến sức chịu tải của cọc

1.2.2.1. Cọc trong đất sét

Khi thi công cọc, đất sét bị xáo động, do đó sức kháng cắt không thoát nước của đất sét tạm thời giảm xuống còn S_{ur} ($S_{ur} = \frac{S_u}{S_i}$, trong đó S_i là độ nhạy của

đất sét). Tuy nhiên, sau một thời gian dài (cọc nghỉ), áp lực nước lỗ rỗng dư sẽ tiêu tán dần, ở da số đất sét sẽ có hiện tượng sức kháng cắt phục hồi một hoặc toàn phần theo thời gian.

Với *cọc nhồi*, nếu ta không giữ thành bằng dung dịch (bentonite hoặc polyme), có thể có những tảng, cục sét bị lở, đặc biệt nếu chúng bị lở trong quá trình đổ bê tông thì chất lượng bê tông sẽ kém đi. Khi đổ bê tông, nếu bê tông quá ướt (nước thừa trong quá trình đông kết bê tông), thì nước này sẽ bị đất sét xung quanh hút (đất sét có tính hút ẩm cao), và tạm thời làm giảm sức kháng cắt của đất này.

Còn nếu khi khoan *cọc nhồi* có sử dụng dung dịch, mà đáy lỗ khoan lại không được vệ sinh sạch sẽ mùn khoan trước khi đổ bê tông, thì sức kháng mũi sẽ bị giảm đi rất nhiều.

Tuy nhiên, bê tông tươi trong cọc nhồi lại có một ưu điểm khác là: xi măng sẽ có phản ứng hóa học với đất sét xung quanh (người ta tận dụng phản ứng này trong việc gia cố đất sét yếu bằng xi măng hoặc vôi). Hơn nữa, thành của cọc nhồi thường sần sùi hơn so với cọc chế sẵn, do đó sức kháng bên được cải thiện một phần.

Với đất dính bão hòa nước, ta nên sử dụng sức kháng cắt không thoát nước S_u (tức là c_u) để dự báo sức chịu tải của cọc vì đây là trường hợp nguy hiểm hơn:

- Khi có tải trọng tác dụng, toàn bộ tải trọng sẽ do nước lỗ rỗng dư tiếp nhận. Với đất dính thoát nước kém, nước lỗ rỗng dư tiêu tán cực kỳ chậm (coi như không tiêu tán). Do đó ở thời gian đầu, ứng suất hữu hiệu σ' không đổi, cho nên sức kháng cắt không đổi. Vì vậy ta sử dụng S_u để tính toán.

- Sau một khoảng thời gian dài, nước lỗ rỗng sẽ tiêu tán dần, và do đó tải trọng bên ngoài sẽ truyền dần lên hạt đất. Ứng suất hữu hiệu σ' tăng lên, làm cho sức kháng cắt cũng tăng lên. Như vậy, độ an toàn của công trình cũng tăng dần lên.
- Tóm lại, thời điểm nguy hiểm nhất với đất dính chính là khi công trình vừa thi công xong, nước chưa kịp thoát đi.

Ngược lại, với một số đất dính "quá cố kết mạnh", có hiện tượng "chùng" hay "mềm" đi, tức là sức kháng cắt giảm theo thời gian, nguyên nhân của hiện tượng này là khi chịu tải trọng đất "quá cố kết mạnh" có thể bị nở ngang (dilate), do đó nó hút nước ở các vùng lân cận. Độ ẩm tăng lên làm sức kháng cắt của đất giảm đi. Trường hợp này, nên đánh giá sức chịu tải theo thông số thoát nước.

1.2.2.2. Cọc trong đất cát

Cọc ép hoặc đóng thường làm chặt đất cát xung quanh cọc, dẫn đến sự lún của đất quanh cọc, hệ số áp lực ngang K_0 sẽ tăng lên, đồng thời sức kháng cắt của đất sẽ tốt hơn. Tính chất của đất tốt lên làm cho sức chịu tải của cọc (tính theo đất nền) cao hơn.

Đối với cọc nhồi, việc khoan lỗ sẽ làm đất cát (cả ở thành hố và đáy hố) rời rạc hơn, do đó sức chịu tải của cọc giảm đi. Ngoài ra, cũng như ở phần 1.2.2.1, nếu không vệ sinh sạch đáy hố khoan, sức kháng mũi sẽ giảm đáng kể.

1.2.2.3. Cọc trong đá

Với cọc bê tông mác 250 ÷ 350 như phổ biến ở nước ta hiện nay, việc đóng hay ép vào đến lớp đá là điều không thể. Với cọc nhồi đặt mũi vào đá, có hai lý do khiến sức kháng mũi không đáng kể:

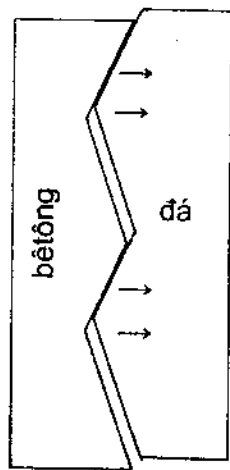
- 1) Mặc dù tầng địa chất là đá, nhưng do quá trình khoan, sự tiếp xúc giữa đá và cọc không bao giờ hoàn hảo (đặc biệt nếu khoan sử dụng bentonite để giữ thành lớp đất yếu phía trên).
- 2) Dưới tải trọng của công trình, độ lún phải nhỏ hơn độ lún cho phép (2.5 cm theo quy định của ngành cầu đường Mỹ). Dưới độ lún nhỏ đó, sức kháng mũi chỉ được huy động một phần nhỏ do đường kính của cọc nhồi rất lớn.

Như vậy, cọc chống thường chỉ gặp với cọc bê tông mác cao (có thể tới #500), cọc thép. Ngoài ra, loại cọc hỗn hợp ma sát + chống là phổ biến nhất.

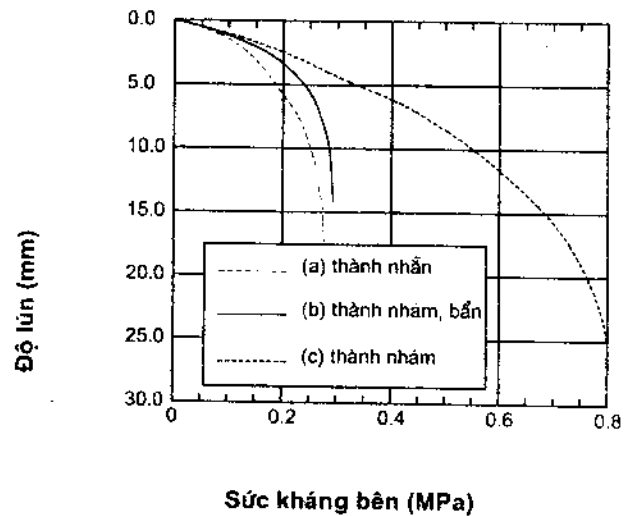
Khi thi công cọc nhồi trong đá, nếu ta làm nhám lỗ khoan (việc này sẽ làm chi phí thi công tăng cao), ta sẽ được lợi rất nhiều về mặt sức kháng bên của cọc nhồi. Ta xem xét hình 1.4: do thành nhám tạo ra thể cài răng lược giữa cọc và đá; dưới tải trọng, cọc có chuyển vị và đẩy đá sang ngang, do đó sức kháng ở

mặt bên của cọc không những gồm ma sát mà còn gồm cả sức kháng chống, kết quả là sức kháng bên giữa đá và cọc nhồi tăng cao khi thành hố được làm nhám.

Tuy nhiên, nếu đá không được làm nhám thì sức kháng bên sẽ nhỏ. Hơn nữa, một số nhà thầu cầu thả, khi thi công không bơm hút, vệ sinh hết nước và dung dịch bắn sẽ làm đá mềm đi. Hình 1.5 (thí nghiệm của Hassan và O'Neill, 1997 cho cọc nhồi trong đá cứng) cho thấy, mặc dù thành nhám, nhưng vì hố khoan bắn nên sức kháng bên của đường cong (b) chỉ nhỉnh hơn đường cong (a) (trường hợp thành nhẵn) một chút.



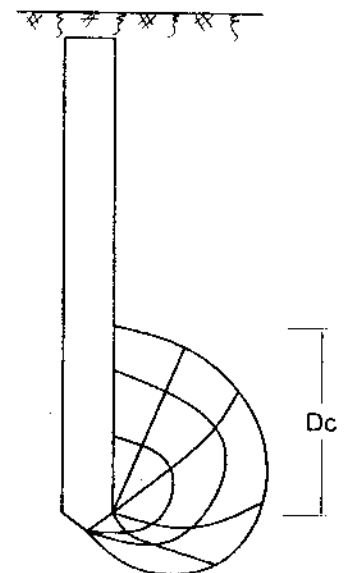
Hình 1.4. Sự đẩy ngang vào đá



Hình 1.5. Ảnh hưởng của thành hố khoan trong đá

1.2.3. Ảnh hưởng của chiều sâu ngàm cọc đến sức chịu tải của cọc

Khi tải trọng đạt đến cực hạn, đất ở mũi cọc sẽ bị phá hoại theo mặt trượt sâu (hình 1.6). Mặt trượt sâu này hình vòng cung bắt đầu từ mũi cọc, đi xuống phía dưới khoảng $2 \div 3.5 B$, sau đó vòng lên trên khoảng $2 \div 8B$. Phạm vi của mặt trượt phụ thuộc vào loại đất ở lân cận mũi cọc. Nếu là đất dính thì mặt trượt nhỏ (xuống khoảng $2 \div 2.5B$ và lên khoảng $2 \div 2.5 B$), còn với cát chặt thì mặt trượt dài hơn (xuống khoảng $3 \div 3.5B$ và lên khoảng $6 \div 10B$). Nếu cọc làm việc trong nhóm, khi tải trọng đạt đến cực hạn, đất ở dưới mũi cọc sẽ bị phá hoại sâu hơn.



Hình 1.6. Mặt trượt sâu

Đối với đất dưới mũi cọc, hầu hết các tiêu chuẩn đều quy định độ sâu khảo sát địa chất phải lớn hơn độ sâu mũi cọc khoảng $2 \div 3.5 B$ hoặc hơn (để đảm bảo rằng trong khoảng này phía dưới mũi cọc, đất đủ khả năng chịu lực).

Đối với đất trên mũi cọc, chiều dài mặt trượt phát triển lên trên gọi là chiều sâu ngàm cần thiết (critical) - ký hiệu là D_c (bảng 1.1). Nếu trong phạm vi D_c , nền đất gồm nhiều lớp đất, thì việc dự báo sức kháng mũi (q_p) phải được dựa trên tính chất của tất cả các lớp đất này (thông thường thì mũi cọc khá sâu, nên đất ở phạm vi bên trên trong vùng D_c sẽ yếu hơn đất ở bên dưới). Để đơn giản hóa việc này, ta có thể dự báo sức kháng q_p dựa trên tính chất của lớp đất mũi cọc, sau đó giảm q_p đi do tồn tại lớp yếu trong khu vực D_c . Còn nếu trong phạm vi D_c , đất tương đối đồng nhất thì ta không cần hiệu chỉnh q_p . Cách tính này được Schmertmann sử dụng trong phần 2.6.3.

Bảng 1.1. Chiều sâu ngàm cần thiết

Ký hiệu	Loại đất	D_c / B
1	Đất sét	2
2	Hỗn hợp sét - bụi - cát; Cát rất nhiều bụi; Bụi	4
3	Cát có: $N_{60} \leq 12$ $N_{60} = 13 \div 29$ $N_{60} \geq 30$	6 9 12
4	Đá vôi mềm; Cát lẫn nhiều vỏ sò, hến	6

Ghi chú: Trong bảng trên, B là đường kính cọc; N_{60} là kết quả hiệu chỉnh từ thí nghiệm SPT (xuyên tiêu chuẩn).

1.2.4. Tóm tắt về sức kháng bên của cọc

Khi một vật thể chuyển động trượt trên vật thể kia, giữa hai vật thể sẽ xuất hiện sức kháng bên (sức kháng cắt) là f_t (còn ký hiệu là τ_t), biểu thức như sau:

$$f_t = c + \sigma \tan \delta,$$

trong đó: c - lực dính đơn vị giữa hai vật thể;

σ - ứng suất pháp giữa hai vật thể;

δ - góc ma sát ngoài giữa hai vật thể.

Đối với cọc, khi cọc chịu tác động của tải trọng nén nó sẽ có xu hướng lún xuống^(*). Hướng chuyển vị là thẳng đứng, do đó ứng suất pháp giữa hai vật thể (cọc và đất) là ứng suất theo phương ngang ($\sigma'_h = K \sigma'_v$). Ta phân biệt sức kháng bên làm hai trường hợp *thoát nước* và *không thoát nước* như trình bày dưới đây.

^(*) Nếu sự lún của cọc lại ít hơn sự lún của đất xung quanh, ma sát sẽ là âm - xem phần 0

1.2.4.1. Sức kháng bên thoát nước

Cát (hay đất rời nói chung) là vật liệu thấm nước rất tốt. Bởi vậy, áp lực nước lỗ rỗng dư luôn luôn được coi là tiêu tán ngay lập tức (thoát nước). Bởi vậy, sức kháng bên giữa đất rời và cọc được gọi là sức kháng bên thoát nước. Lực dính c của đất rời gần như không có ($c = 0$), bởi vậy sức kháng bên đơn vị cực hạn thoát nước của cọc có dạng sau:

$$f_1 = K\sigma'_v \operatorname{tg} \delta, \quad (1.6)$$

trong đó: σ'_v - ứng suất hữu hiệu theo phương đứng tại đoạn cọc (độ sâu là z) đang xét;

K - hệ số áp lực ngang, sau khi cọc đã thi công;

$K\sigma'_v$ - ứng suất pháp tác dụng vuông góc với đoạn cọc đang xét;

δ - góc ma sát ngoài giữa đất với cọc, góc này có thể lấy xấp xỉ bằng φ , là góc ma sát trong giữa đất với đất.

Vì việc dự báo K rất khó khăn (hệ số áp lực ngang K đã thay đổi so với đất nguyên dạng khi chưa có cọc) ta có thể đặt $K \operatorname{tg} \delta$ bằng β , do đó phương trình (1.6) có dạng:

$$f_1 = \beta \sigma'_v \quad (1.7)$$

Cách tính trên gọi là cách tính β (bêta). Hệ số β được dự báo dựa trên thực nghiệm (ví dụ trong phần 2.5.3.1).

Qua các phương trình trên, ta thấy rằng sức kháng bên của cọc phụ thuộc độ sâu đoạn cọc đang xét ($\sigma'_v = \sum \gamma_i h_i$). Đoạn cọc càng sâu thì σ'_v càng lớn và f_1 càng lớn. Phương pháp thống kê (theo СНИП của Liên Xô cũ) mà ta đã biết cũng thể hiện điều này trong các bảng tính toán.

Hiện nay, cách dự báo sức chịu tải trực tiếp từ kết quả thí nghiệm hiện trường (SPT, CPT) ngày càng trở nên phổ biến. Trong các cách tính này (ví dụ trong phần 2.6, 2.7), ta không trực tiếp thấy f_1 phụ thuộc vào độ sâu, bởi vì kết quả của thí nghiệm hiện trường (N và q_c) đã phụ thuộc vào độ sâu rồi (thậm chí với đất đồng nhất, nếu càng xuống sâu thì N và q_c càng tăng).

1.2.4.2. Sức kháng bên không thoát nước

Ta biết rằng đất dính có tính thấm rất kém. Đối với đất dính bão hòa nước, trường hợp nguy hiểm nhất là khi áp lực nước lỗ rỗng dư chưa kịp tiêu tán, và sức kháng bên khi đó gọi là sức kháng bên không thoát nước. Trong điều kiện không thoát nước, đất dính bão hòa có góc ma sát trong là $\varphi_u = 0$ và lực dính là S_u (còn ký hiệu là c_u). Bởi vậy, ta có sức kháng bên đơn vị cực hạn không thoát nước của cọc trong đất dính bão hòa là:

$$f_1 = \alpha S_u, \quad (1.8)$$

trong đó: α - hệ số chiết giảm ($\alpha \leq 1$), do lực dính giữa cọc và đất là nhỏ hơn lực dính giữa đất và đất. Hệ số α được tìm qua thực nghiệm, và cách tính này gọi là cách tính α (alpha).

Khi đất dính không bão hoà, sức kháng bên f_1 sẽ lớn hơn nhưng người ta vẫn có xu hướng sử dụng phương trình (1.8) để thiên về an toàn (để phòng cọc bị phá hoại trong những tính huống bất ngờ như mưa, bão, lụt).

Trong phương trình (1.8), ta không trực tiếp nhìn thấy quan hệ giữa f_1 và độ sâu. Thực ra, nó đã gián tiếp nằm trong sức kháng cắt không thoát nước S_u . Theo Jamiolkowsky, Mesri, Ladd và cộng sự thì với đất đồng nhất, S_u sẽ tăng theo độ sâu như sau:

$$S_u \approx (0.23 \pm 0.04) \sigma'_v \text{OCR}^{0.8} \text{ (xem chương 1, [1])},$$

trong đó: OCR là hệ số quá cố kết.

1.2.5. Tóm tắt về sức kháng mũi của cọc

1.2.5.1. Sức kháng mũi thoát nước

Theo lý thuyết cân bằng giới hạn (Terzaghi,...), khi đất ở mũi cọc bị trượt sâu ta có sức chịu tải theo phương trình quen thuộc sau:

$$p_u = q = \frac{\gamma N_\gamma \xi_\gamma B}{2} + q(N_q - 1)\xi_q + cN_c\xi_c,$$

trong đó: B - cạnh của cọc;

N_γ , N_c và N_q - hệ số sức chịu tải, phụ thuộc góc ma sát trong ϕ ;

c và ϕ - các thông số sức kháng cắt của đất;

ξ_γ - hệ số hiệu chỉnh cho N_γ , do độ sâu đặt móng (h), do hình dáng móng (s) và do góc nghiêng của tải trọng (i); $\xi_\gamma = \xi_{h\gamma} \times \xi_{s\gamma} \times \xi_{i\gamma}$;

ξ_q - hệ số hiệu chỉnh cho N_q ;

ξ_c - hệ số hiệu chỉnh cho N_c ;

q - ứng suất bản thân phía ở mức đáy móng (tức là ở mũi cọc), như vậy q chính là σ'_{VL} .

Trong móng cọc, cạnh của cọc B rất nhỏ so với chiều dài L , do đó phần có chứa $\gamma N_\gamma B/2$ thường nhỏ so với hai phần kia nên được bỏ qua. Từ đó ta có sức kháng mũi đơn vị cực hạn của cọc là:

$$q_p = \sigma'_v(N_q - 1)\xi_q + cN_c\xi_c \quad (1.9)$$

Tuy nhiên, sau khi cọc được thi công xong, các đặc trưng c và ϕ của đất đã bị thay đổi rất nhiều so với lúc khảo sát địa chất, do đó ta phải có cách để xem xét những sự thay đổi này. Phương pháp Nordlund (phần 2.5.3.2) đã xử lý chi tiết vấn đề này, biến cách tính lý thuyết trên đây thành một cách tính tin cậy. Ngoài ra, người ta có thể dự báo sức kháng mũi q_p trực tiếp theo thí nghiệm

đất hiện trường (SPT hoặc CPT, xem phần 2.6 và 2.7).

Nếu cọc đặt trên đá vôi castơ (karstic limestone), thì nên bỏ qua sức kháng mũi của cọc. Nói chung, ta nên bỏ qua sức kháng mũi của cọc trong đá vôi, cho dù tại thời điểm thiết kế có hiện tượng castơ hay không.

1.2.5.2. Sức kháng mũi không thoát nước

Như đề cập ở trên, với đất dính ta thường tính sức kháng mũi thông qua sức kháng cắt không thoát nước S_u . Do c trong trường hợp không thoát nước được ký hiệu là S_u , và $\phi_u = 0$ nên $N_q - 1 = 0$, nên phương trình (1.9) có dạng:

$$q_p = N_c S_u, \quad (1.10)$$

trong đó
$$N_c = 1.33(\ln I_r + 1); \quad (1.11)$$

$$I_r = \frac{G}{S_u} = \frac{E_u}{3S_u}, \quad (1.12)$$

ở đây: G - môđun cắt;

E_u - môđun đàn hồi không thoát nước.

Qua thống kê, người ta lập được bảng tìm N_c như trong bảng 1.2.

Bảng 1.2. Quan hệ giữa N_c và S_u

S_u (kPa)	I_r	N_c
24	50	6.5
48	150	8.0
96	250	8.7
192	300	8.9

Thông thường, cọc được đặt vào lớp đất tốt ($S_u \geq 96$ kPa), do đó việc dùng phương trình đơn giản sau là chấp nhận được:

$$q_p = 9S_u. \quad (1.13)$$

Khi chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất tốt (hoặc tương đối tốt) quá ngắn ($L_{ng} < 3B$, với B là đường kính cọc), thì giá trị q_p phải giảm đi như sau:

$$q_p = \left(\frac{2}{3} + \frac{L_{ng}}{9B} \right) N_c S_u. \quad (1.14)$$

1.2.6. Thiết kế cọc theo sức chịu tải cho phép

Tên tiếng Anh của phương pháp này là Allowable Stress Design (ASD). Phương pháp này còn gọi là thiết kế cọc theo hệ số an toàn. Trong đó, sức chịu tải cho phép thu được bằng cách chia sức chịu tải cực hạn cho hệ số an toàn.

Sức chịu tải nền cho phép của cọc là:

$$[P] = \frac{P_u}{F_s} - (w_{\text{cọc}} + w_{\text{đất}}) = \frac{P_u}{F_s} - w, \quad (1.15)$$

- w là hiệu số giữa khối lượng bản thân cọc và khối lượng bản thân đất do nó chiếm chỗ, có xét đến lực đẩy Acsimet (Archimet) của phần cọc dưới mực nước ngầm;

Ví dụ, cọc có tiết diện 0.09 m^2 , dài $L = 20.0 \text{ m}$, phần cọc nằm trên nước ngầm là 12.0 m , phần cọc nằm trong nước ngầm là 8.0 m . Trên mực nước ngầm, $\gamma_{\text{cọc}} - \gamma_{\text{đất}} \approx 2.5 - 1.8 = 0.7 \text{ t/m}^3$. Dưới mực nước ngầm, do sự đẩy nổi Acsimét nên $\gamma'_{\text{cọc}} - \gamma'_{\text{đất}} \approx 1.5 - 1.1 = 0.4 \text{ t/m}^3$. Ta có

$$w = 0.09 \text{ m}^2 \times (8 \text{ m} \times 0.4 \text{ t/m}^3 + 12 \text{ m} \times 0.7 \text{ t/m}^3) \approx 1 \text{ tấn}.$$

- F_s là hệ số an toàn, thường lấy từ 2 đến 4 (phổ biến nhất là $F_s = 2.5$).

Ghi chú: Khi ta tính sức chịu tải kéo, thì:

- Sức kháng mũi chỉ có nếu mũi cọc mở rộng chân. Lúc đó sức kháng mũi có ở phần trên của đế mũi; Nếu không mở rộng chân thì:

$$[Q] = Q_t / F_t + w_{\text{cọc}} \text{ (không xét đến } w_{\text{đất}});$$

- Hệ số an toàn F_t phải lấy lớn hơn trường hợp cọc chịu nén.

Từ nhận xét trên hình 1.3a, ta nên dùng hai hệ số an toàn như sau:

$$[P] = \frac{Q_t}{F_t} + \frac{Q_p}{F_p} - w. \quad (1.16)$$

Hệ số an toàn cho ma sát bên F_t thường bằng khoảng $1.5 \div 2.5$, còn hệ số an toàn cho sức kháng mũi F_p trong khoảng $2.5 \div 4.0$ (thậm chí tới $F_p = 6$ như phương pháp Schmertmann SPT, phần 2.6).

Ta cần thiết kế sao cho tải trọng tác dụng lên cọc nhỏ hơn sức chịu tải ($P \leq [Q]$), tức là:

$$P = P_D + P_W + P_L \leq \frac{Q_t}{F_t} + \frac{Q_p}{F_p} - w, \quad (1.17)$$

trong đó: P_D - tĩnh tải;

P_W - tải thiết bị;

P_L - hoạt tải;

P - tổng tải trọng (tĩnh tải và hoạt tải) tác dụng lên cọc.

Nhận xét 1:

- Phương pháp thống kê (Việt Nam, Liên Xô cũ) dự báo sức chịu tải cho phép là:

$$[P] = P_{hd}/k_{tc};$$

với $k_{tc} = 1.4$ cho cọc chịu nén, $k_{tc} = 2.5$ cho cọc chịu kéo.

- Phương pháp nén tĩnh theo Quy phạm cũ dự báo sức chịu tải cho phép là:

$$[P] = \frac{P_{hd}}{k_{at}};$$

với P_{hd} là tải trọng ở cấp nén tĩnh mà độ lún đo được là $\xi[S]$ và $k_{at} = 1.25$.

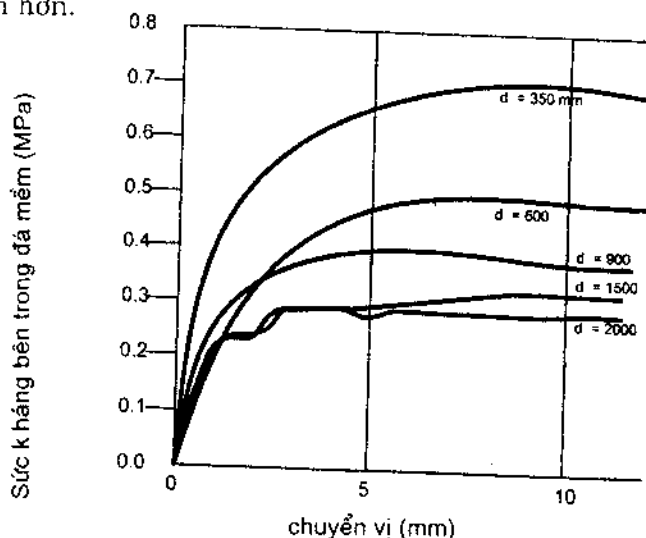
- Trong các phương pháp trên, k_{tc} và k_{at} , mặc dù một số sách viết là hệ số an toàn, nhưng thực ra, chúng nên được gọi là hệ số hiệu chỉnh chứ không phải là hệ số an toàn. Bởi vì, P_{hd} tính theo hai cách trên không phải là tải trọng cực hạn ($P_{hd} < P_u$).

Nếu ta gọi $\alpha = \frac{P_u}{P_{hd}}$ thì hệ số an toàn thực ra là $F_s = \alpha \times k_{tc}$ (hay $\alpha \times k_{at}$).

Nhận xét 2:

Khi cọc có tiết diện càng lớn, nếu muốn sức kháng mũi huy động toàn phần (Q_p), thì càng đòi hỏi độ lún lớn. Độ lún lớn quá sẽ không thỏa mãn điều kiện sử dụng (theo độ lún cho phép của công trình);

Ngay cả với sức kháng bên, đường kính cọc càng lớn thì f_t cực hạn càng nhỏ như trong thí nghiệm của Baycan (1990) trong cùng một loại đá mềm (xem hình 1.7): Vì vậy, đường kính cọc càng lớn thì càng phải chọn hệ số an toàn lớn. Với cọc nhồi đường kính lớn hơn 1.3 m, nên chọn $F_s \geq 2.5$ và $F_p \approx 4 \div 6$, thậm chí lớn hơn.



Hình 1.7. Sức kháng bên cực hạn f_t trong đá mềm của cọc nhồi đường kính khác nhau

1.2.7. Thiết kế cọc theo hệ số thành phần (LRFD - Load and Resistance Factor Design)

Một số nước châu Âu và Canada đã áp dụng LRFD thay cho phương pháp thiết kế theo hệ số an toàn (phần 1.2.6). Nước Mỹ mấy năm gần đây mới đang nỗ lực chuyển đổi từ phương pháp thiết kế theo hệ số an toàn sang phương pháp thiết kế theo hệ số thành phần (viết tắt là chuyển từ ASD sang LRFD).

Theo tài liệu của FHWA (Mỹ), ta cần phải kiểm tra 11 giới hạn sau:

- 1) Cường độ I: công trình làm việc với hoạt tải bình thường. Không có gió.
- 2) Cường độ II: công trình làm việc với hoạt tải đặc biệt. Không có gió.
- 3) Cường độ III: công trình làm việc không có hoạt tải. Gió lớn hơn 90 km/h.
- 4) Cường độ IV: công trình có tỷ số tĩnh tải/ hoạt tải rất lớn (≥ 7). Loại này thường xuất hiện với cầu có nhịp rất lớn (≥ 75 m) do dầm cầu lớn và tĩnh tải lớn.
- 5) Cường độ V: công trình làm việc với hoạt tải bình thường. Gió lớn hơn 90 km/h.
- 6) Sự cố I: có động đất xảy ra.
- 7) Sự cố II: có tai nạn như xe đâm vào công trình, tàu bè đâm vào cầu.
- 8) Sử dụng I: Kiểm tra độ lún trong trường hợp bình thường.
- 9) Sử dụng II: Kiểm tra kết cấu thép và các mối nối kết cấu thép.
- 10) Sử dụng III: Kiểm tra khe nứt, đặc biệt là kết cấu bê tông ứng suất trước chịu kéo.
- 11) Kiểm tra môi.

Tuy nhiên, đối với cọc ta thường chỉ kiểm tra hai giới hạn sau:

Cường độ I:

Phương trình "có vẻ tương tự" như phương trình (1.17):

$$\gamma_D P_D + \gamma_W P_W + \gamma_L P_L \leq \Phi_r Q_r + \Phi_p Q_p - \gamma_D W, \quad (1.18a)$$

trong đó: P_D - tĩnh tải;

P_W - tải trọng các thiết bị.

Với công trình cầu đường thì tải trọng do lớp mặt được tính vào P_W (wearing surface) chứ không tính vào P_D ;

P_L - hoạt tải;

$\gamma_D, \gamma_W, \gamma_L$ - hệ số tĩnh tải (lấy bằng 1.25), thiết bị (1.5) và hoạt tải (1.75);

Φ_r, Φ_p - hệ số sức kháng bên và hệ số sức kháng mũi.

Đôi khi để đơn giản, ta gộp cả P_w vào P_D (tức là P_D là tĩnh tải và tải thiết bị), do đó phương trình (1.18a) có dạng sau:

$$\gamma_D P_D + \gamma_L P_L \leq \Phi_r Q_r + \Phi_p Q_p - \gamma_D w. \quad (1.18b)$$

Theo AASHTO 1994 - 2001 thì các hệ số Φ_r , Φ_p phụ thuộc vào phương pháp dự báo sức chịu tải. Bảng 1.3 và bảng 1.4 giới thiệu các hệ số do AASHTO và FHWA kiến nghị cho cọc chế sẵn và cọc nhồi (cập nhật đến năm 2001). Tuy nhiên, các hệ số này sẽ còn thay đổi dựa trên các nghiên cứu vẫn đang tiến triển của AASHTO. Hệ số sức kháng Φ của cọc thép thường thấp hơn của cọc bê tông.

Bảng 1.3. Các hệ số sức kháng Φ_r , Φ_p của cọc bê tông đóng

Loại đất	Phương pháp dự báo sức chịu tải	Φ_r nén (kháng bên)	Φ_p nén (kháng mũi)
Hạt mịn (đính)	α - API (phần 2.5.1.2)	0.45	0.60 ÷ 0.70
	α - Tomlinson (phần 2.5.1.1)	0.35	
	β (phần 2.5.1.3)	0.32	
	λ (phần 2.5.1.4)	0.45	
Hạt thô (rời)	Nordlund (phần 2.5.3.2)	0.35	0.40 ÷ 0.60
	β (phần 2.5.3.1)	0.45	
Các loại đất	Schmertmann SPT (phần 2.6)	0.45	
	Schmertmann CPT (phần 2.7.3)	0.55	
	Thí nghiệm nén tĩnh (phần 5.4)	0.80	
	Phân tích CAPWAP (phần 5.2)	0.70	

Bảng 1.4. Các hệ số sức kháng Φ_r , Φ_p của cọc nhồi

Loại đất	Phương pháp dự báo sức chịu tải	Φ_r nén Φ_r kéo (kháng bên)		Φ_p nén Φ_p kéo (kháng mũi)	
Đất dính	α (phần 3.4.1, 3.5.1)	0.65	0.55	0.55	0.50
Đất rời	β (phần 3.4.2, 3.4.3, 3.5.2, 3.5.3)	0.40 ÷ 0.60			
IGM thô	Lý thuyết (phần 3.4.4)				
IGM mịn	Phần 3.4.5, 3.5.4, 3.5.5, 3.5.6.				
Đá	Carter & Kulhawy (phần 3.4.6)	0.55	0.45	/	/
	Horvath & Kenny (phần 3.4.6)	0.65	0.55	/	/
	CFEM (phần 3.6.3)	/	/	0.50	
Các loại đất/đá	Thí nghiệm nén tĩnh (phần 5.4)	0.80			
	Phân tích CAPWAP (phần 5.2)	0.70			

Sử dụng I:

Kiểm tra độ lún dưới tải trọng sau:

$$P_D + P_W + P_L + 0.3P_G,$$

trong đó: P_G - tải trọng gió. Đối với công trình cầu đường, thì $P_G = P_{GK} + P_{GX}$;
 P_{GK} ; P_{GX} - tải trọng gió lên kết cấu và tải trọng gió lên xe cộ vận tải.

1.3. HIỆN TƯỢNG MA SÁT ÂM

Khi cọc chịu tác động của tải trọng nén, nó sẽ có xu hướng lún xuống. Nếu không có những tác nhân đề cập dưới đây, nói chung đất xung quanh thân cọc sẽ lún ít hơn độ lún của cọc. Do đó, sức kháng bên giữa đất và cọc sẽ có tác dụng kháng lại tải trọng ngoài.

Tuy nhiên, khi đất xung quanh thân cọc lún nhiều hơn độ lún của cọc, chuyển vị tương đối giữa cọc và đất sẽ có chiều ngược lại, do đó sức kháng bên giữa đất và cọc cũng có chiều ngược lại. Sức kháng bên này không kháng lại tải trọng ngoài mà còn góp phần đẩy cọc xuống, đó gọi là sức kháng bên âm (tuy nhiên thuật ngữ quen sử dụng là "ma sát âm", mặc dù sức kháng bên bao gồm cả ma sát và lực dính).

Các tác nhân thường gặp làm cho đất quanh cọc lún nhiều hơn độ lún của cọc là:

- Có một lớp đất dính mới đắp (hình 1.8a), bản thân lớp đất dính này sẽ lún theo thời gian (hiện tượng cố kết thẫm).
- Có một lớp đất bất kỳ mới đắp gây ra tải trọng với nền đất, hoặc có tải trọng kho bãi...(hình 1.8b). Phía dưới nền có các lớp đất dính. Tải trọng mới gây ra độ lún theo thời gian trong lớp đất dính này.
- Mức nước ngầm bị giảm, làm ứng suất hữu hiệu tăng lên. Nếu trong nền đất có đất dính, thì đất dính này sẽ lún theo thời gian do sự tăng ứng suất hữu hiệu này.

Đối với các lớp đất rời trong nền đất quanh cọc, khi có những tác nhân kể trên, đất rời cũng lún. Tuy nhiên, đất rời có tính thẫm rất lớn, bởi vậy sự lún xảy ra gần như tức thời. Do đó ma sát âm chỉ xuất hiện trong một thời gian cực ngắn, sau đó ma sát lại đổi chiều thành ma sát dương. Bởi vậy, ta chỉ quan tâm đến sự lún của các lớp đất dính mà thôi.

Giá trị tuyệt đối của ma sát âm có thể coi bằng ma sát dương, do đó có thể áp dụng những cách dự báo trình bày trong chương 2 và 3. Trong hình 1.8a thì vùng có ma sát âm là vùng đất đắp. Còn trong hình 1.8b, không phải toàn bộ vùng đất dính đều có ma sát âm. Ở phía dưới mặt trung hoà, ảnh hưởng của

tải trọng đắp gây ra là không đáng kể, do đó đất ở vùng này có độ lún không đáng kể (cọc vẫn có xu hướng lún nhiều hơn đất), do đó ma sát vẫn là dương. Như vậy, chỉ có vùng đất trên mặt trung hòa mới có ma sát âm. Mặt trung hòa có thể được xác định một cách kỹ lưỡng qua thuật toán của Vesic (1977). Đơn giản hơn, ta có thể sử dụng công thức sau của Bowles (1982):

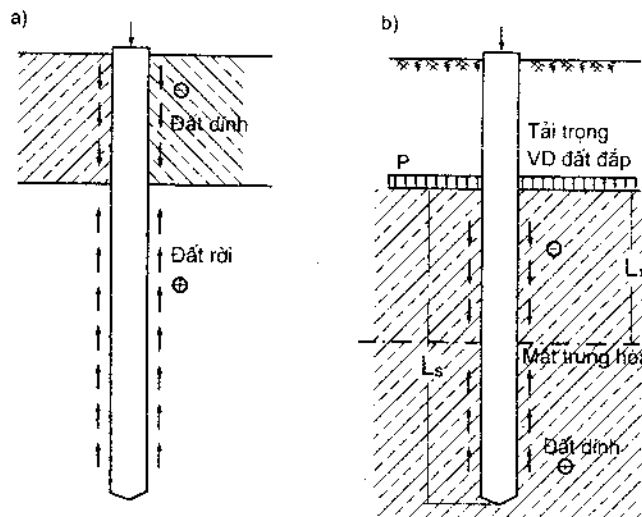
$$L_1 = \frac{L_s}{L_1} \left(0.5L_s + \frac{P}{\gamma'} \right) - 2 \frac{P}{\gamma'} \quad (1.19)$$

trong đó: L_1 - khoảng cách đến mặt trung hòa;

L_s - chiều dày lớp đất dính;

p - tải trọng mới gây ra cho nền (ví dụ do đất đắp);

γ' - trọng lượng riêng của lớp đất dính. Nếu đất nằm dưới mực nước ngầm thì sử dụng trọng lượng riêng đẩy nổi.



Hình 1.8. Đất đắp gây ra ma sát âm

Tuy nhiên, khi sức kháng mũi càng lớn thì độ lún của cọc càng nhỏ, và mặt trung hòa càng sâu xuống (nghĩa là ma sát âm càng lớn).

Với cọc chống thì $L_1 = L_s$.

Khi có những tác nhân gây ma sát âm kể trên, để giảm ma sát âm ta có thể quét bitum lên mặt cọc. Lớp bitum có thể làm cho ma sát gần như bị triệt tiêu ($f_1 \approx 0$).

1.4. SỨC CHỊU TẢI NGANG CỦA CỌC

Móng cọc chịu tải trọng ngang thường là móng cọc dài cao. Tuy nhiên với móng cọc dài thấp, nếu tải trọng ngang quá lớn thì đất ở trên mức đáy dài cũng không tiếp nhận hết tải trọng ngang. Khi đó, cọc trong móng cọc dài thấp cũng chịu tải trọng ngang. Tải trọng ngang thường gặp là: tải trọng do

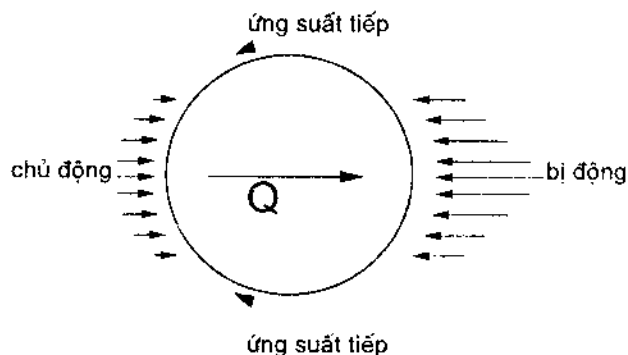
tăng/ giảm tốc độ của xe, tải trọng do phanh xe, tải trọng gió, sóng và dòng chảy, tải trọng do tàu bè va chạm (tai nạn), do động đất, do lở đất,...

Khi tính toán công trình không chịu tải trọng đất, ta có thể thiết kế cọc xiên để chịu tải trọng ngang. Tuy nhiên, nếu có xét đến yếu tố động đất thì cọc xiên lại **gây hại đến cả kết cấu bên trên và kết cấu móng**. Vì vậy, cần phải tránh sử dụng cọc xiên khi tính toán công trình trong vùng có động đất.

Cách dự báo sức chịu tải ngang của cọc chế sẵn và cọc nhồi hầu như không khác nhau, bởi vậy chúng tôi trình bày chi tiết một số phương pháp dự báo sức chịu tải ngang cọc

hạn trong phần này.

Một phương pháp khác là phương pháp p-y chúng tôi trình bày trong Chương 4 - Tính toán cọc làm việc đồng thời với nền.



Hình 1.9. Đất quanh cọc tiếp nhận tải trọng ngang

Lực ngang và mômen tác dụng sẽ được cọc và đất tiếp nhận. Với cọc thẳng đứng, cọc tiếp nhận tải trọng bằng độ cứng chống uốn (EJ) của tiết diện cọc. Còn đất tiếp nhận tải trọng bằng ứng suất pháp ở mặt chính diện (áp lực chủ động và bị động) và ứng suất tiếp ở hai mặt bên (hình 1.9).

Trước đây, sức chịu tải trọng ngang thường được dự báo bằng cách tra từ một bảng số đơn giản, ví dụ như bảng 1.5. Trong bảng này, sức chịu tải cho phép được tìm dưới chuyển vị cho phép là $y_{ng} = 1$ cm. Nếu yêu cầu chuyển vị cho phép y_{ng} phải nhỏ hơn 1 cm thì ta nội suy giữa giá trị 0 và giá trị trong bảng. Hạn chế của bảng này là chỉ có một số rất ít tiết diện cọc ta có thể tra được trong bảng.

Bảng 1.5. Sức chịu tải ngang cho phép $[Q]$ (tấn)
khi chuyển vị ngang cho phép là $y_{ng} = 1$ cm

Loại đất trong độ sâu ngầm tính toán KB (B là đường kính/ cạnh cọc)	Chiều sâu ngầm KB		Cọc vuông, cạnh:			Cọc tròn, đường kính:		
	Cọc BT	Cọc gỗ	20x20	30x30	40x40	28	30	32
1) Cát chặt vừa; á sét dẻo cứng	6d	4.5d	6.0 t	7.0 t	8.0 t	2.6 t	2.8 t	2.8 t
2) Đất rời, cát bụi; á cát dẻo; á sét/sét dẻo mềm	7d	5d	2.5 t	3.0 t	3.5 t	1.4 t	1.5 t	1.6 t
3) Sét/ á sét dẻo nhão, bùn	8d	6d	1.0 t	1.0 t	2.0 t	0.5 t	0.5 t	0.6 t

Ngày nay, sức chịu tải trọng ngang có thể được tính toán dựa trên nhiều phương pháp chính xác hơn, trong đó hai phương pháp phổ biến là phương pháp thô sơ của Broms (1964) hoặc Meyerhof (1995), và phương pháp "tính toán đồng thời" dựa trên đường cong p-y của Reese (1984). Phương pháp của Broms và Meyerhof tương tự như phương pháp tra bảng trước đây, phương pháp này đơn giản nhưng không thể chặt chẽ và chính xác như phương pháp đường cong p-y. Bởi vậy, với những bài toán phức tạp (ví dụ cọc trong nền nhiều lớp, cọc dài...) thì nhất thiết nên dùng phương pháp đường cong p-y.

1.4.1. Phương pháp dự báo sức chịu tải ngang của Broms

Trong phương pháp Broms, quan hệ giữa áp lực ngang của đất lên cọc và chuyển vị ngang của cọc là quan hệ tuyến tính ($p = K_h y$), trong đó K_h được gọi là hệ số nền và là hằng số theo phương pháp Broms.

Đầu tiên ta phải xác định chiều sâu ngàm kB (từ đáy dài trở xuống). Trong phạm vi kB này, ta phải xác định xem loại đất chung là đất rời hay đất dính. Sau đó thực hiện các bước tính toán như sau:

Bước 1: Tính hệ số nền theo phương ngang (K_h) của đất trong phạm vi kB . Ta có thể sử dụng phương trình P-7 của Vesic trình bày trong phụ lục 1, hoặc các giá trị kiến nghị bởi Broms như sau:

- Nếu đất dính:

$$K_{h1} = \frac{n_1 n_2 \times 80 \times q_u}{B}, \quad (1.20)$$

trong đó: q_u - sức kháng nén đơn một trục của đất (kPa); $q_u = 2 S_u$;

B - cạnh hoặc đường kính của cọc;

n_1, n_2 - hệ số kinh nghiệm, lấy theo bảng 1.6.

Bảng 1.6. Giá trị n_1 và n_2

Sức kháng nén đơn một trục q_u	n_1	Vật liệu cọc	n_2
≤ 48 kPa	0.32	Thép	1.0
$48 \div 191$ kPa	0.36	Bê tông	1.15
> 191 kPa	0.40	Gỗ	1.3

- Nếu đất rời: lấy giá trị hệ số nền K_{h1} theo Terzaghi ở bảng 1.7.

Bảng 1.7. Giá trị K_{h1} (kN/m³) cho đất rời

Độ chặt	Trên mực nước ngầm	Dưới mực nước ngầm
Rời rạc	1900	1100
Chặt vừa	8100 (Theo DAS là từ 5500÷7000)	5400 (Theo DAS là từ 3500÷4500)
Chặt	17600	10800

Bước 2: Hiệu chỉnh hệ số nền K_h theo điều kiện tải trọng trong từng loại đất:

- Nếu tải động đất tác động trên đất rời:
 - $K_h = 0.5 K_{h1}$ với đất chặt vừa đến chặt;
 - $K_h = 0.25 K_{h1}$ với đất ở trạng thái rời.
- Nếu tải trọng tĩnh tác động lâu dài trên đất dính:
 - $K_h = (0.17 \div 0.33) K_{h1}$ với đất yếu;
 - $K_h = (0.25 \div 0.5) K_{h1}$ với đất cứng đến rất cứng;
- Các trường hợp khác: $K_h = K_{h1}$.

Bước 3: Xác định mômen cực hạn mà vật liệu cọc có thể chịu được:

- $M_y = C_s R_{ach} W$ với cọc thép,
 - trong đó: C_s - hệ số hình dáng cọc;
 - $C_s = 1.3$ với cọc ống;
 - $C_s = 1.1$ với cọc chữ H, và lực ngang tác dụng vuông góc với bản cánh;
 - $C_s = 1.5$ với cọc chữ H, và lực ngang tác dụng vuông góc với bản bụng;
 - R_{ach} - cường độ giới hạn chảy của thép làm cọc (thông thường $R_{ach} = 250 \text{ MPa} \approx 2.5 \times 10^5 \text{ kN/m}^2 \approx 2500 \text{ kg/cm}^2$);
 - W - mômen chống uốn của tiết diện cọc.
- $M_y = R_{28} W$ với cọc bê tông,
 - trong đó: R_{28} - cường độ chịu nén của mẫu bê tông trụ tròn tại 28 ngày.

Bước 4: Xác định xem cọc là cọc ngắn hay cọc dài:

- Trong đất dính:
 - $\beta_h L > 2.5$ thì cọc là dài;
 - $\beta_h L = 2.0 \div 2.5$, cọc là trung bình;
 - $\beta_h L < 2.0$, cọc là ngắn.

trong đó: $\beta_h = \sqrt[4]{\frac{K_h B}{4EJ}}$;

L - chiều dài đoạn cọc trong đất;

B - cạnh của cọc;

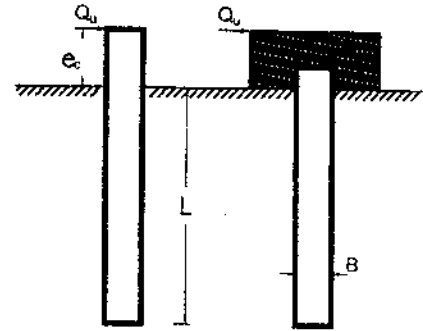
EJ - độ cứng của tiết diện cọc (bằng tích của mô đun đàn hồi và mômen quán tính).

- Trong đất rời:
 - $\beta_r L > 4.0$ thì cọc là dài;
 - $\beta_r L = 2.0 \div 4.0$, cọc là trung bình;
 - $\beta_r L < 2.0$, cọc là ngắn.

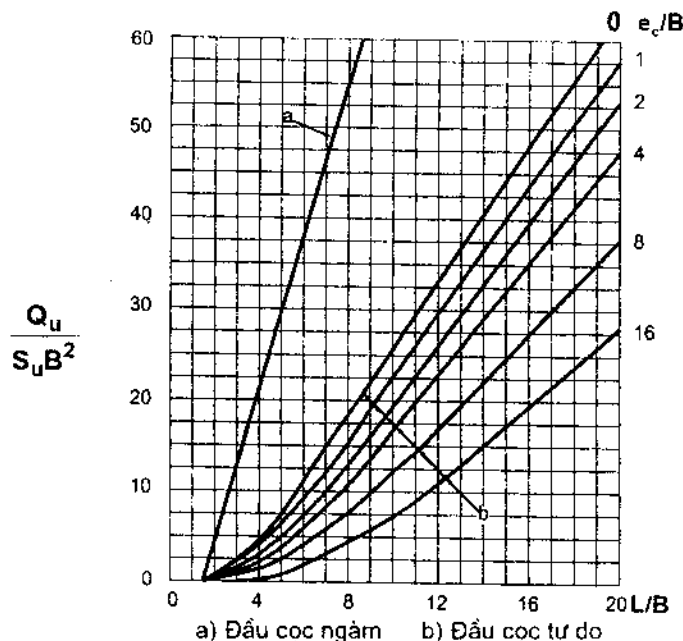
trong đó: $\beta_r = \sqrt[5]{\frac{K_h}{EJ}}$

Bước 5: Sử dụng các đồ thị ở hình 1.11 đến hình 1.14 để tìm sức chịu tải ngang cực hạn Q_u . Nếu trường hợp cọc trung bình thì ta tra cả đồ thị cho cọc ngắn và cọc dài, sau đó lấy giá trị Q_u nhỏ nhất. Trong các đồ thị này, ta cần biết các tham số sau:

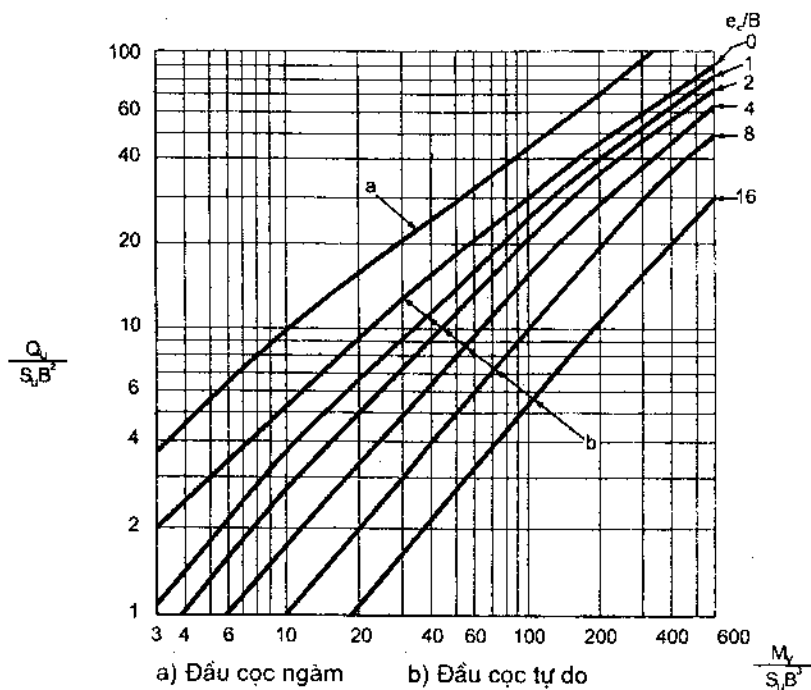
- Xem xét xem cọc có đầu bị ngàm hay là tự do. Nếu đầu cọc tự do, cần tìm khoảng cách e_c từ đầu cọc đến mặt đất (hình 1.10).
- Với đất dính, cần tìm sức kháng cắt không thoát nước trung bình S_u ($S_u = q_u / 2$).
- Với đất rời, cần tìm giá trị $\gamma' K_p$, trong đó γ' là trọng lượng riêng trung bình của đất, có tính đến hiệu ứng đẩy nổi cho phần đất nằm dưới nước ngầm; còn $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ chính là hệ số áp lực đất bị động theo Rankine.



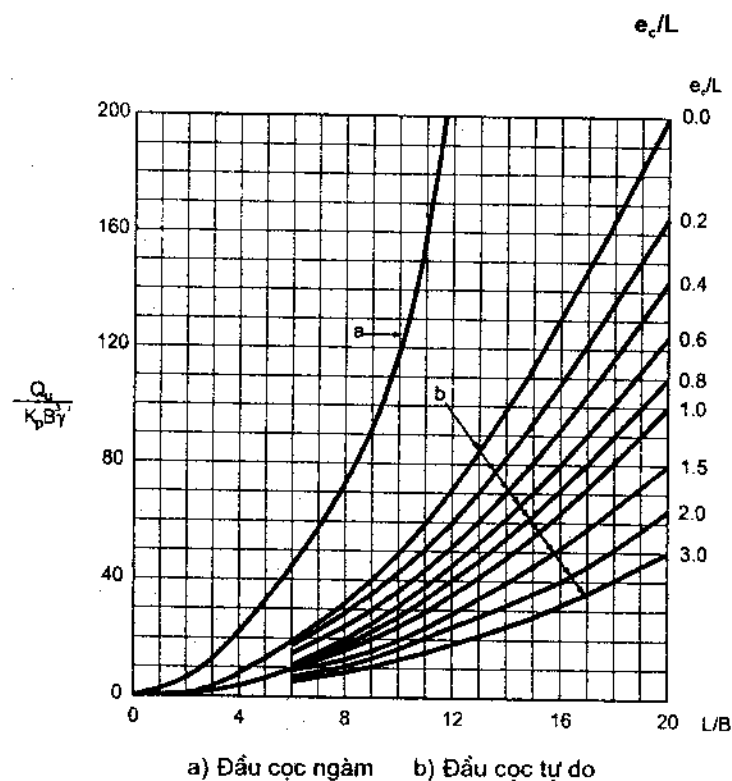
Hình 1.10. Các thông số đầu cọc



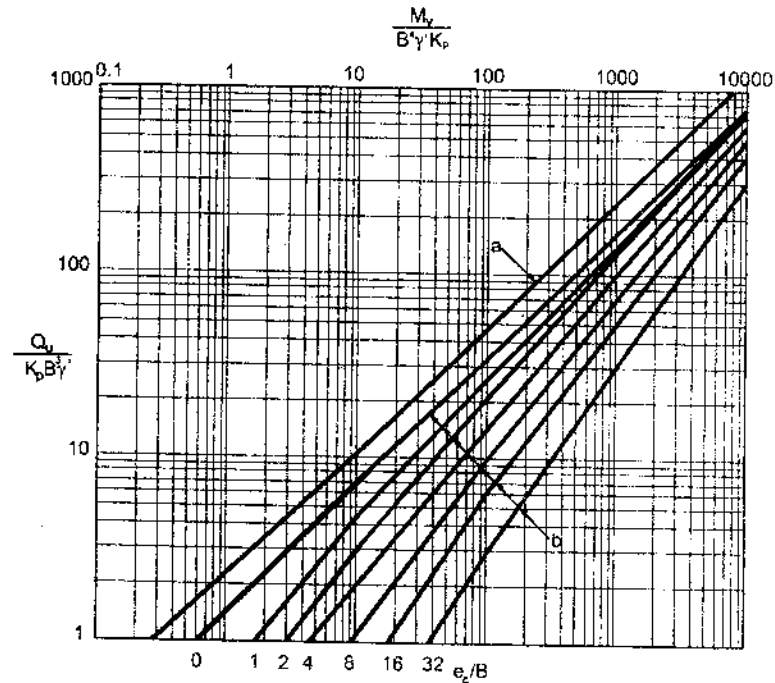
Hình 1.11. Đồ thị tìm Q_u của cọc ngắn trong đất dính



Hình 1.12. Đồ thị tìm Q_u của cọc dài trong đất dính



Hình 1.13. Đồ thị tìm Q_u của cọc ngắn trong đất rời



a) Đấu cọc ngàm b) Đấu cọc tự do

Hình 1.14. Đồ thị tìm Q_u của cọc dài trong đất rời

Bước 6: Sức chịu tải ngang cho phép tối đa là $Q_m = \frac{Q_u}{F_s} = \frac{Q_u}{2.5}$.

Bước 7: Nếu có quy định về chuyển vị ngang giới hạn y_{ng} thì Q_n là sức tải trọng ngang cho phép tính theo chuyển vị y_{ng} :

Q_n phải tính theo các hình 1.15 và hình 1.16.

Ngoài ra, các hình này cũng được sử dụng để xác định chuyển vị ngang y ứng với tải trọng ngang Q nào đó (dựa trên giá trị $\frac{\gamma K_h BL}{Q}$

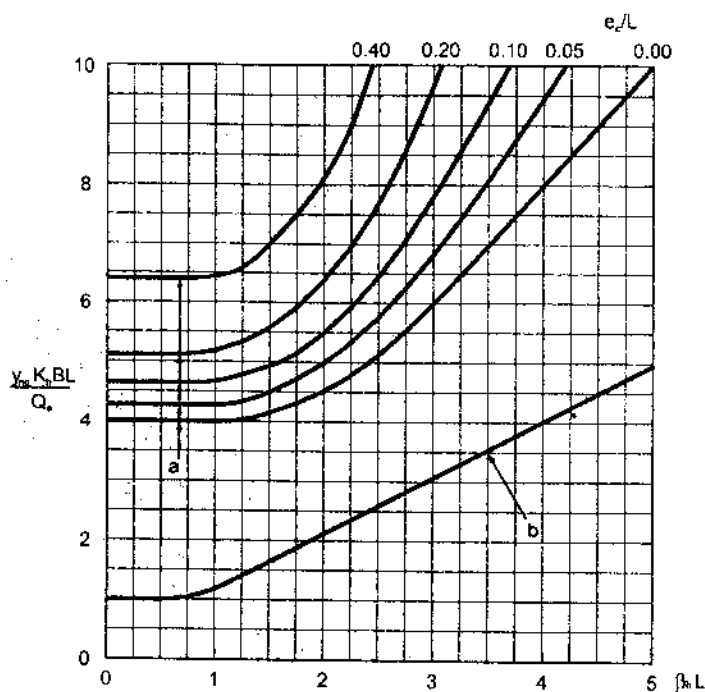
hoặc $\frac{y(EJ)^{0.6} K_h^{0.4}}{QL}$).

Bước 8: Sức chịu tải ngang cho phép của cọc đơn là:

$$[Q] = \min(Q_m, Q_n) \times k_i$$

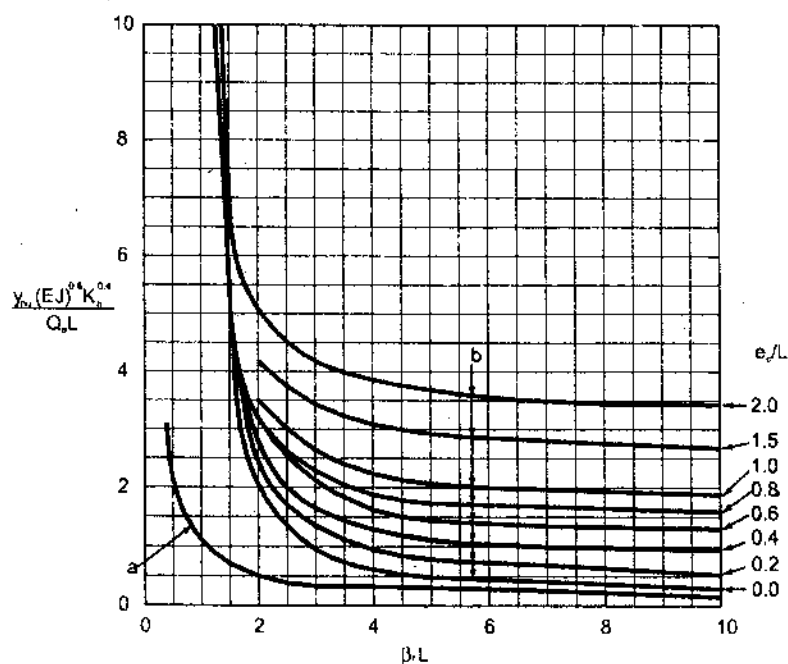
k_i là hệ số phụ thuộc vào phương pháp hạ cọc:

$k_i = 0.75$ với cọc hạ bằng phương pháp xối nước; $k_i = 1.0$ với cọc hạ bằng các phương pháp khác.



a) Đầu cọc ngàm b) Đầu cọc tự do

Hình 1.15. Đồ thị tìm sức chịu tải ngang Q_a theo chuyển vị cho phép y_{ng} trong đất dính



a) Đầu cọc ngàm b) Đầu cọc tự do

Hình 1.16. Đồ thị tìm sức chịu tải ngang Q_a theo chuyển vị cho phép y_{ng} của cọc trong đất rời

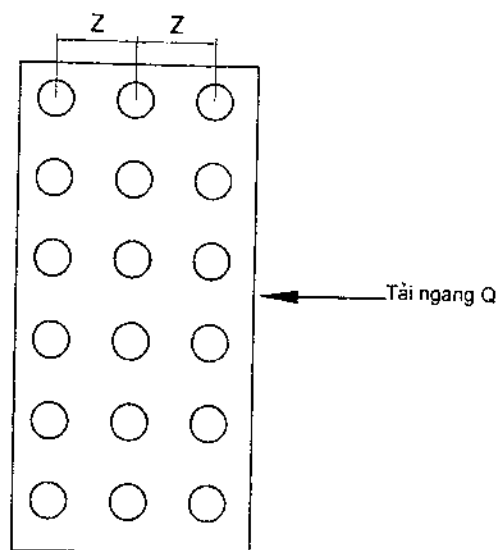
Bước 9: Đối với nhóm cọc, ta cần giảm sức chịu tải của **một** cọc trong nhóm cọc bởi hệ số nhóm η như sau:

$$[Q_1] = \eta[Q],$$

trong đó, η được tra ở bảng 1.8, phụ thuộc vào khoảng cách Z giữa các hàng cọc (theo hướng của tải trọng ngang Q - xem hình 1.17).

Bảng 1.8. Hệ số nhóm η

Khoảng cách Z	hệ số nhóm η
8B	1.0
6B	0.8
4B	0.5
3B	0.4



Hình 1.17. Nhóm cọc chịu tải ngang

1.4.2. Phương pháp dự báo sức chịu tải ngang của Meyerhof

Meyerhof (1995) phân cọc làm các loại cọc ngắn và dài theo tiêu chí như sau:

- $K_r < 0.008$ thì cọc là ngắn (tức là cọc cứng);
- $K_r \geq 0.012$ thì cọc là dài (tức là cọc mềm);
- $K_r = 0.008 \div 0.012$ thì cọc là trung bình, khi đó, ta cần tính toán cọc theo cả trường hợp cọc ngắn và cọc dài, sau đó lấy giá trị sức chịu tải nhỏ nhất.

trong đó: K_r - độ cứng tương đối của cọc; $K_r = \frac{EJ}{E_d L^4}$;

EJ - độ cứng chống uốn của tiết diện cọc;

E_d - mô đun biến dạng theo phương ngang của đất trong phạm vi ngầm tính toán;

L - chiều dài của cọc.

- Trong đất rời:

- Với cọc ngắn trong đất rời thì sức chịu tải ngang cực hạn là:

$$Q_u = 0.12\gamma'BL^2K_{m0}; \quad Q_u \leq 0.4p_LBL, \quad (1.21)$$

trong đó: γ' - trọng lượng riêng của đất;

B - cạnh hoặc đường kính cọc;

L - chiều dài cọc;

K_{br} - hệ số sức chịu tải ngang, tra trên hình 1.18a.

p_L - áp lực tối hạn thu được từ thí nghiệm nén ngang PMT;

Nếu không thí nghiệm PMT thì có thể tạm lấy p_L như sau:

$$p_L = 50 \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{\pi \text{tg} \varphi} \text{tg} \varphi \text{ (kPa)}.$$

- Với cọc dài trong đất rời thì ta vẫn tính toán như trên, nhưng sử dụng chiều dài quy đổi là L_e thay vì chiều dài thực L :

$$L_e = 1.65 K_r^{0.12} L; L_e \leq L, \quad (1.22)$$

trong đó: K_r - độ cứng tương đối của cọc.

- Trong đất dính:

- Với cọc ngắn trong đất dính thì sức chịu tải ngang cực hạn là:

$$Q_u = 0.4 S_u B L K_{cr}; Q_u \leq 0.4 p_L B L, \quad (1.23)$$

trong đó: S_u - sức kháng cắt không thoát nước;

K_{cr} - hệ số sức chịu tải ngang, tra trên hình 1.18b.

p_L - áp lực tối hạn thu được từ thí nghiệm nén ngang PMT;

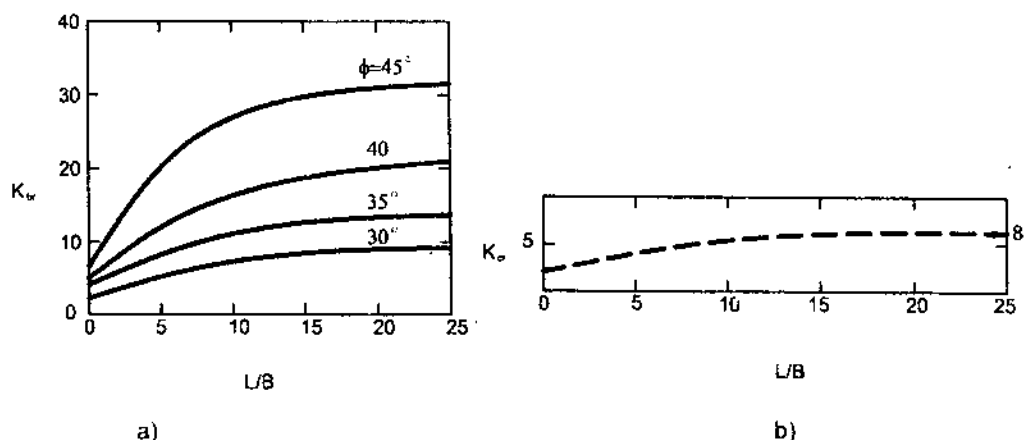
Nếu không thí nghiệm PMT thì có thể tạm lấy p_L như sau:

$$p_L = 7 S_u.$$

- Với cọc dài trong đất dính thì ta vẫn tính toán như trên, nhưng sử dụng chiều dài quy đổi là L_e thay vì chiều dài thực L , trong đó:

$$L_e = 1.50 K_r^{0.12} L; L_e \leq L, \quad (1.24)$$

trong đó: K_r - độ cứng tương đối của cọc.



Hình 1.18. Hệ số K_{br} và K_{cr}

Ví dụ 1.1

Cho cọc đóng bê tông cốt thép tiết diện $40 \times 40 \text{ cm}^2$, cường độ chịu nén của bê tông cọc là $R_{28} = 350 \text{ kg/cm}^2 \approx 35000 \text{ kN/m}^2$.

Cọc dài $L = 20 \text{ m}$, đầu trên được ngàm trong đài. Nền đất cho đến mũi cọc gồm hai lớp, lớp 1 là đất cát chặt vừa có $\varphi = 32^\circ$, dày 3m; phía dưới là đất sét cứng. Mực nước ngầm thay đổi mạnh (-15 m trong mùa khô và -4 m trong mùa mưa) và giả sử trọng lượng riêng trung bình của đất là $\gamma' = 15 \text{ kN/m}^3$ (có xét đến hiệu ứng đẩy nổi cho phần cọc dưới mực nước ngầm).

Dự báo sức chịu tải trọng ngang cho phép của cọc này biết chuyển vị ngang cho phép của công trình là 8 mm và cọc xây dựng trong vùng có động đất.

Theo bảng 1.5, với lớp đất 1 là cát chặt vừa ta có chiều sâu ngàm tính toán là

$$k_B = 6B = 2.4 \text{ m},$$

do đó đoạn cọc chính chịu tải trọng ngang (là đoạn ngàm tính toán) nằm trọn trong lớp cát chặt vừa. Vì vậy, ta có thể tính toán cọc với số liệu đất nền là cát chặt vừa, ta không cần xét đến lớp sét nằm bên dưới.

Cũng theo bảng 1.5, ta có với $y_{ng} = 1 \text{ cm}$ thì $[Q] = 8.0 \text{ t}$. Như vậy, với chuyển vị cho phép là $y_{ng} = 0.8 \text{ cm}$ thì $[Q] = 0.8 / 1.0 \times 8.0 = 6.4 \text{ tấn}$.

- Theo phương pháp của Broms:

Bước 1: Dự báo $K_{n1} \approx 6000 \text{ kN / m}^3$ (theo bảng 1.7, với giá trị trung gian giữa đất không ngập nước và đất ngập nước).

Bước 2: Hiệu chỉnh K_n do cọc xây dựng trong vùng động đất:

$$K_n = 0.5 K_{n1} = 3000 \text{ kN / m}^3.$$

Bước 3: $M_y = R_{28} W = 35000 \times 0.4 \times 0.4^2 / 6 = 373 \text{ kNm}$.

Bước 4: $EJ = 2.5 \times 10^7 \times 0.4 \times 0.4^3 / 12 \approx 53333.3 \text{ kNm}^2$;

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{K_n}{EJ}} = \sqrt[5]{\frac{3000}{53333.3}} = 0.56 \text{ (1/m)};$$

$\eta L = 11 > 4$ như vậy đây là cọc dài.

Bước 5: $\gamma' \times K_p = 15 \times \text{tg}^2(45 + 16) = 48.82 \text{ kN / m}^3$;

$$\frac{M_y}{B^4 \gamma' K_p} = \frac{373}{0.4^4 \times 48.82} \approx 299;$$

Tra từ hình 1.14 với cọc ngàm ở đầu ta được:

$$\frac{Q_u}{K_p B^3 \gamma'} \approx 105;$$

$$\Rightarrow Q_u = 105 \times B^3 \gamma' K_p = 105 \times 0.4^3 \times 48.82 = 105 \times 3.124 = 328 \text{ kN} \approx 32.8 \text{ tấn}.$$

Bước 6: $Q_m = \frac{Q_u}{F_s} = \frac{Q_u}{2.5} \approx 13 \text{ tấn}$.

Bước 7: Vì yêu cầu cọc phải có chuyển vị nhỏ hơn chuyển vị cho phép $y_{ng} = 0.008$ m, tra từ hình 1.16 với cọc ngàm ở đầu ta có:

$$\frac{y_{ng} (EJ)^{0.6} K_h^{0.4}}{Q_a L} \approx 0.1;$$

$$\Rightarrow Q_a \approx \frac{y_{ng} (EJ)^{0.6} K_h^{0.4}}{Q_a L} = \frac{0.008 \times 53333.3^{0.6} \times 3000^{0.4}}{2} = 67.5 \text{ kN} \approx 6.7 \text{ tấn.}$$

Bước 8: Vì là cọc đóng, nên $k_i = 1$ và $[Q] = \min(Q_m, Q_a) = 6.7$ tấn.

• **Theo phương pháp của Meyerhof:**

Giả sử môđun biến dạng theo phương ngang của đất cát chặt vừa là:

$$E_d = 80 \text{ kG/cm}^2 = 8000 \text{ kPa};$$

$$\text{Độ cứng tương đối của cọc là: } K_r = \frac{EJ}{E_d L^4} = \frac{533333}{8000 \times 20^4} = 0.000042;$$

Như vậy, cọc là cọc dài và chiều dài tương đương là $L_e = 1.65 K_r^{0.12} L \approx 10$ m;

Vì ta không thí nghiệm nén ngang PMT nên ta lấy:

$$p_L = 50 \text{ tg}^2(45 + \varphi/2) e^{\pi \text{tg}^2 \varphi} = 50 \times \text{tg}^2 61^\circ \times e^{\pi \text{tg}^2 32^\circ} \times \text{tg} 32^\circ = 724 \text{ kPa};$$

Tra hình 1.18a ta được $K_{br} \approx 10$;

$$Q_u = 0.12 \gamma' B L_e^2 K_{br} = 0.12 \times 15 \times 0.4 \times 10^2 \times 10 = 720 \text{ kN} \approx 72 \text{ tấn};$$

$$\text{và } Q_u \leq 0.4 p_L B L_e = 0.4 \times 724 \times 0.4 \times 10 = 1158 \text{ kN};$$

Vậy $Q_u = 72$ tấn và tải trọng ngang cho phép là $Q_m = 72 / 2.5 = 29$ tấn.

Ta thấy kết quả của phương pháp Meyerhof lớn hơn hẳn hai phương pháp kia, đồng thời nó cũng không xét đến chuyển vị ngang cho phép của công trình.

1.5. HIỆU ỨNG NHÓM

Sự làm việc của cọc đơn khác với sự làm việc của nhóm cọc. Khi khoảng cách giữa các cọc khá lớn (ví dụ lớn hơn $6d$, d là đường kính cọc) thì cọc làm việc như cọc đơn. Trong nhóm cọc, khoảng cách giữa các cọc thường bố trí là $3d \div 4d$ cho cọc chế sẵn, và $2.5d \div 3d$ cho cọc nhồi.

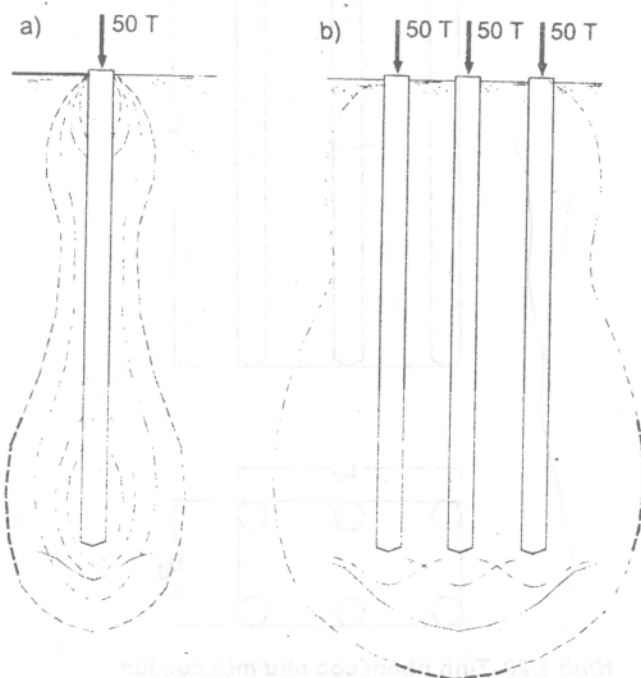
Trên hình 1.19a, giả sử cọc đơn chịu tác dụng của tải trọng làm việc là $P = 50$ t. Giả sử sức chịu tải cực hạn của cọc đơn theo đất nền là $P_u = 120$ t (nếu chất tải lên cọc đến 120 t thì đất nền bị phá hoại). Các đường cong trên hình này thể hiện các đường đồng ứng suất do cọc đơn gây ra. Còn ở ba cọc trong nhóm trên hình 1.19b, ta thấy ứng suất ở giữa nhóm cọc sẽ do tải trọng truyền từ nhiều cọc tới, do đó ứng suất dưới nhóm cọc lớn hẳn lên. Nếu mỗi cọc cũng chịu tải trọng làm việc là 50 t thì độ lún của nhóm cọc này lớn hơn hẳn độ lún của cọc đơn trên hình 1.19a. Nếu chất tải đến phá hoại, thì có thể chỉ đến 300 t nhóm cọc đã bị phá hoại (nhỏ hơn so với 3 cọc $\times$ 120 t/cọc = 360 t). Ta gọi hệ số $\eta = 300 / 360 = 0.83$ là hệ số nhóm, từ đó rút ra biểu thức sau:

$$P_{u \text{ nhóm}} = \eta \times n \times P_{u \text{ đơn}}, \quad (1.25)$$

trong đó: η - hệ số nhóm;

n - số lượng cọc trong nhóm;

$P_{u \text{ đơn}}$ - sức chịu tải của một cọc đơn.



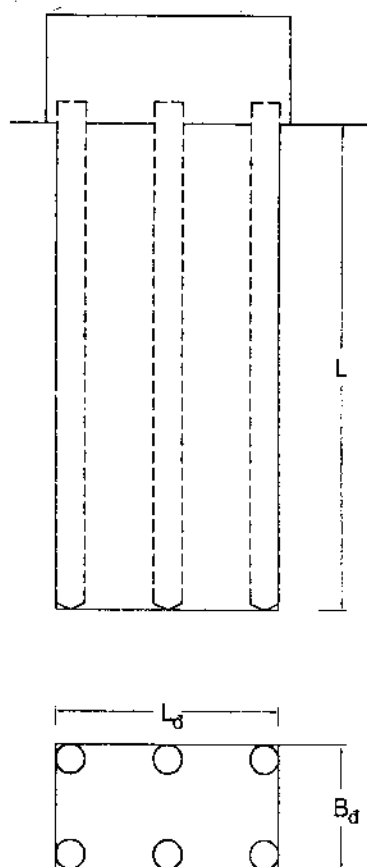
Hình 1.19. Hiệu ứng nhóm

Khi đóng hoặc ép cọc vào đất hạt thô trạng thái rời hoặc chặt vừa, đất sẽ chặt lên, do đó cải thiện được sức chịu tải của từng cọc, khi đó $\eta \approx 1$.

Còn khi đóng hoặc ép cọc vào đất dính, cấu trúc đất bị xáo động, sức chịu tải giảm xuống nhiều. Sau một thời gian cọc nghỉ, sức kháng cắt sẽ phục hồi dần nhưng ít khi phục hồi 100%. Vì vậy, $\eta \approx 0.8 \div 0.9$.

Khi thi công nhóm cọc nhồi, quá trình khoan tạo lỗ sẽ làm cho đất ở lân cận rời rạc hơn (nhất là với đất hạt thô), do đó không những làm giảm sức kháng của đất đối với bản thân cọc đang khoan mà còn làm giảm sức kháng của đất với những cọc gần đó. Khi đổ bê tông, áp lực của bê tông tươi phần nào làm đất chặt lại, nhưng không đáng kể. Vì vậy, hệ số η của cọc nhồi khá thấp ($\eta = 0.65 \div 0.75$ với đất hạt thô, $= 0.7 \div 0.8$ với đất dính). Trong các khoảng kể trên, nhóm càng nhiều cọc và khoảng cách càng gần nhau thì η càng thấp.

Ngoài phương trình (1.25), với đất dính ta còn có thể xác định $P_{u \text{ nhóm}}$ bằng cách giả thiết nhóm cọc làm việc như một khối (một cọc rất lớn - hình 1.20). Chiều dài của cọc lớn vẫn là L , còn tiết diện của cọc lớn này là $L_d \times B_d$ (L_d và B_d là hai cạnh của hình chữ nhật bao lấy nhóm cọc, như vậy L_d và B_d xấp xỉ bằng tiết diện của đài). Nếu sức chịu tải của cọc (khối) lớn này nhỏ hơn $n \times P_{u \text{ đơn}}$ thì ta lấy đó làm sức chịu tải của nhóm.



Hình 1.20. Tính nhóm cọc như một cọc lớn

Khi nhóm cọc chịu tải trọng ngang, do chuyển vị ngang của đất tác động trực tiếp đến cọc bên cạnh, ảnh hưởng của một cọc đến các cọc lân cận còn lớn hơn, vì vậy hệ số nhóm η khi tính cọc chịu tải trọng ngang sẽ nhỏ hơn (xem bảng 1.8).

Để dự báo độ lún của nhóm cọc, ta có thể sử dụng phương pháp móng khối quy ước mà chúng ta đã quen thuộc. Ngoài ra còn nhiều phương pháp khác, như phương pháp của Vesic (được trình bày dưới đây), của Poulos (phương pháp cọc tương đương), phương pháp số với lời giải phi tuyến, có xét đến tương tác cọc - đất - đất (phần mềm FLPIER của Bộ giao thông Florida) v.v...

Vesic (1969) kiến nghị cách dự báo độ lún của nhóm cọc (cọc đóng, cọc ép, cọc nhồi v.v...) dựa trên độ lún của cọc đơn như sau:

$$s_{nhóm} = s_{đơn} \sqrt{\frac{B_{mép\ ngoài\ nhóm\ cọc}}{d}}, \quad (1.26)$$

trong đó: d - đường kính cọc;

$s_{đơn}$ - độ lún của cọc đơn (xem phần 2.12, 3.9);

$B_{mép\ ngoài\ nhóm\ cọc}$ - chiều rộng (nhìn trên mặt bằng) tính giữa hai mép ngoài của nhóm.

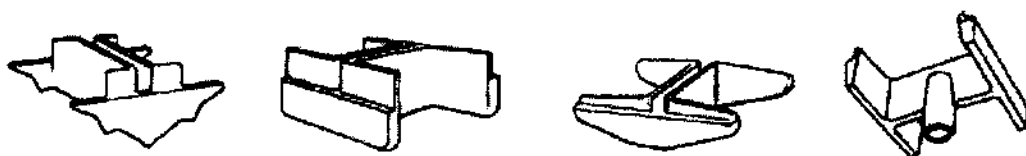
CHƯƠNG 2

CỌC CHẾ SẴN

2.1. GIỚI THIỆU VỀ CỌC CHẾ SẴN

Cọc chế sẵn thường gồm hai loại:

- **Cọc bê tông cốt thép (BTCT)** đúc sẵn, có hoặc không ứng suất trước. Cọc thường có dạng hình vuông, cạnh cọc $0.1 \div 1.0$ m; Kích thước thường gặp ở Việt Nam hiện nay là $0.2 \div 0.4$ m; Với cọc cốt thép thường thì mác bê tông thường là $250 \div 350$. Còn với cọc ứng suất trước, mác bê tông thường là $350 \div 450$. Cáp thép kéo ứng suất trước thường có cường độ cực hạn khoảng 1800 MPa (18000 kG/cm²). Trong quá trình đổ bê tông, cáp được kéo trước với áp lực khoảng $900 \div 1300$ MPa. Cọc BTCT ứng suất trước có ưu điểm là sức chịu tải lớn, có thể xuyên qua các lớp cát chặt, sỏi cuội. Tuy nhiên, loại cọc này chưa phổ biến ở nước ta.
- **Cọc thép** (thép hình chữ H, hoặc thép ống chữ O). Do bề dày tấm thép mỏng, để cọc dễ dàng xuyên qua các lớp đất tốt, người ta thường gia cố mũi cọc như trên hình 2.1 (gọi là "shoe" - giày).



Hình 2.1. Gia cố mũi cọc chữ H

Ở Việt Nam, ta thường hạ cọc chế sẵn xuống bằng một trong hai phương pháp sau:

- 1) **Dùng búa đóng cọc.** Phương pháp này thường gây chấn động và tiếng ồn lớn. Hơn nữa, có thể không đóng được cọc qua các lớp đất tốt vì cọc (thường là đầu cọc) bị vỡ, méo, v.v... Để giảm chấn và trợ giúp quá trình đóng cọc, ta có thể khoan mũi trước khi đóng, hoặc xối nước ở mũi cọc.

- 2) *Ép cọc bằng kích thủy lực và hệ đối trọng* (giống như công tác nén tĩnh cọc). Để cọc thắng được sức cản của đất, tiến xuống độ sâu thiết kế, tải trọng ép ở đầu cọc phải vượt quá hoặc bằng tải trọng cực hạn P_u của đất nền. Phương pháp này gây tiếng ồn không đáng kể và đang có những tiến bộ lớn mấy năm gần đây. Nếu như những năm 1995 ÷ 1997, ta chỉ có thể ép những cọc nhỏ ($20 \times 20 \div 30 \times 30 \text{ cm}^2$), đoạn ngắn ($4 \div 7 \text{ m}$), tải trọng ép trung bình ($20 \div 100 \text{ tấn}$), thì nay đã có những máy ép được những cọc trung bình ($30 \times 30 \div 40 \times 40 \text{ cm}^2$), đoạn dài $10 \div 12 \text{ m}$, tải trọng ép tới $250 \div 300 \text{ tấn}$. Mặc dù vậy, nếu cọc lớn hơn nữa ($45 \times 45 \div 70 \times 70 \text{ cm}^2$ dài trên 12 m / 1 đoạn cọc, sức chịu tải lớn), thì chỉ có búa lớn mới đóng được cọc xuống đất. Và dĩ nhiên, để cọc không bị phá hoại do vật liệu thì cọc phải là BTCT ứng suất trước hoặc cọc thép.

2.2. THIẾT BỊ ĐÓNG CỌC

2.2.1. Giới thiệu về thiết bị đóng cọc

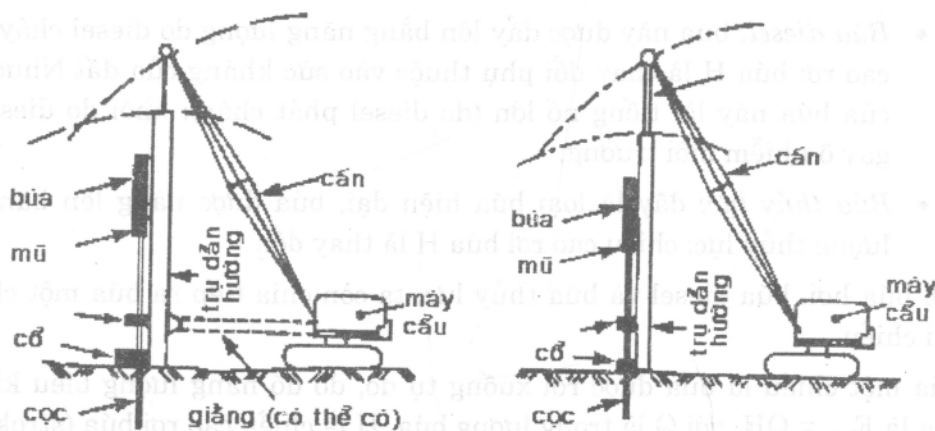
Hầu như bất kỳ loại búa rơi nào cũng cần có hệ trụ dẫn hướng (Lead) có tác dụng hướng cho búa rơi đúng tâm của cọc (hình 2.2), do đó giảm thiểu hư hỏng đối với cọc. Ngoài ra, hệ trụ dẫn hướng còn giữ vị trí của cọc đúng chỗ trong quá trình đóng cọc.

Hình 2.3 minh họa một hệ đẩy đủ mũ cọc (phần nằm giữa búa và cọc). Đệm búa (hammer cushion) có tác dụng giảm xung kích do va chạm giữa kim loại (búa) với kim loại (mũ). Đệm búa thường làm bằng micarta, nhôm, fosterlon, conbest hoặc hammortex (đều ở dạng phiến). Đệm cọc (pile cushion) có tác dụng giảm lực xung kích do va chạm giữa mũ cọc và cọc, đặc biệt là cọc bê tông. Đệm cọc thường làm bằng nhiều tấm gỗ dán. Cả đệm búa và đệm cọc đều sẽ rần lên và bị phá hủy theo thời gian (đặc biệt nhanh với gỗ dán), do đó chúng phải được thay mới thường xuyên.

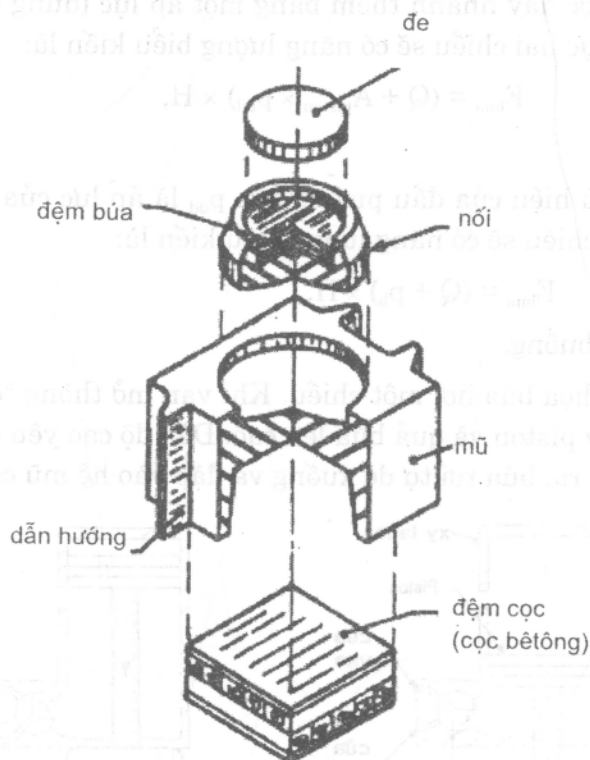
Búa đóng cọc được phân làm hai nhóm chính: **búa rung** và **búa đóng lực xung kích (búa rơi)**.

1. Búa rung

Búa rung là loại búa khá đa năng. Búa rung có nguyên lý làm việc và các thành phần thiết bị khác hẳn với búa rơi. Giữa búa và cọc không có mũ cọc (helmet), thay vào vị trí đó là "cái kẹp" (clamp). Búa rung thường có tần số rung lớn nhất trong khoảng $15 \div 30 \text{ Hz}$ ($900 \div 1800 \text{ vòng/phút}$), mômen lệch tâm trong khoảng $0,25 \div 1,13 \text{ kNm}$, năng lượng trong khoảng $50 \div 120 \text{ kW}$. Thiết bị này thường chỉ phù hợp với cọc cừ thép (dạng tấm), cọc thép chữ H và thép ống. Các loại đất dính, đặc biệt là đất dính cứng không phù hợp với loại búa này.



Hình 2.2. Hệ trụ dẫn hướng có thể quay được



Hình 2.3. Các thành phần của mũ và đệm cọc

2. Búa đóng lực xung kích

Búa đóng xung kích lại được chia làm bốn nhóm nhỏ:

- **Búa rơi:** búa rơi được kéo lên bằng cầu, sau đó thả rơi tự do xuống. Loại búa này thường có chiều cao rơi búa lớn, do đó vận tốc lúc va chạm lớn ($6.7 \div 9.5 \text{ m/s}$), vì vậy thường gây phá hoại cọc. Loại búa này hiện nay rất ít khi được dùng;
- **Búa hơi:** búa này được đẩy lên bằng năng lượng hơi nước; chiều cao rơi búa H là cố định;

- **Búa diesel:** búa này được đẩy lên bằng năng lượng do diesel cháy. Chiều cao rơi búa H là thay đổi phụ thuộc vào sức kháng của đất. Nhược điểm của búa này là: tiếng nổ lớn (do diesel phát cháy); khói do diesel cháy gây ô nhiễm môi trường;
- **Búa thủy lực:** đây là loại búa hiện đại, búa được nâng lên bằng năng lượng thủy lực; chiều cao rơi búa H là thay đổi.

Với búa hơi, búa diesel và búa thủy lực, ta còn chia tiếp ra búa một chiều và hai chiều.

Búa một chiều là búa được rơi xuống tự do, do đó năng lượng biểu kiến của búa là $E_{búa} = QH$, với Q là trọng lượng búa, H là chiều cao rơi búa (stroke).

Búa hai chiều là búa rơi xuống nhanh hơn tốc độ rơi tự do, do trong quá trình rơi, búa còn được đẩy nhanh thêm bằng một áp lực (dung dịch hoặc khí). Búa hơi hoặc thủy lực hai chiều sẽ có năng lượng biểu kiến là:

$$E_{búa} = (Q + A_{piston} \times p_{dd}) \times H,$$

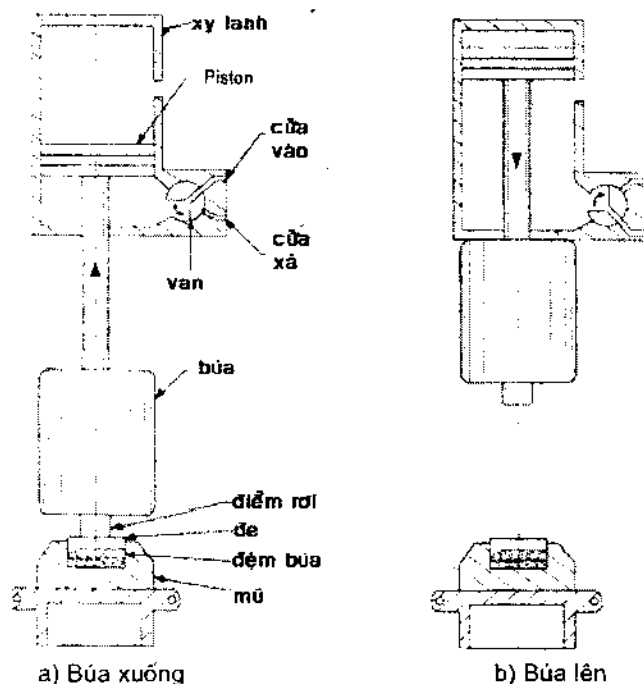
với A_{piston}

là diện tích hữu hiệu của đầu piston, còn p_{dd} là áp lực của dung dịch lên búa. Búa diesel hai chiều sẽ có năng lượng biểu kiến là:

$$E_{búa} = (Q + p_b) \times H,$$

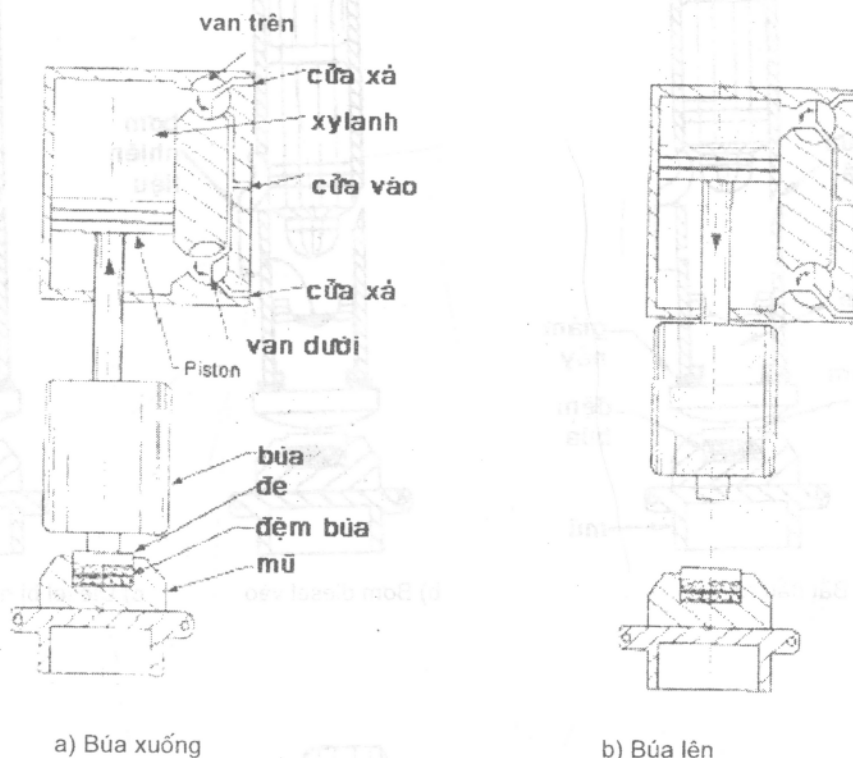
với p_b là áp lực buồng.

Hình 2.4 minh họa búa hơi một chiều. Khi van mở thông "cửa vào", áp lực hơi sẽ tràn vào, đẩy piston và quả búa lên cao. Đến độ cao yêu cầu, "cửa vào" đóng lại. "cửa xả" mở ra, búa rơi tự do xuống và đập vào hệ mũ cọc - cọc.



Hình 2.4. Búa hơi một chiều

Hình 2.5 minh họa búa hơi hai chiều. Khi búa rơi xuống thì áp lực hơi ở nửa trên của xilanh cũng đẩy piston xuống, do đó búa rơi nhanh hơn. Như vậy, để tạo ra cùng một năng lượng, búa hai chiều sẽ cần một quả tạ nhỏ hơn, chiều cao rơi búa thấp hơn so với búa một chiều.



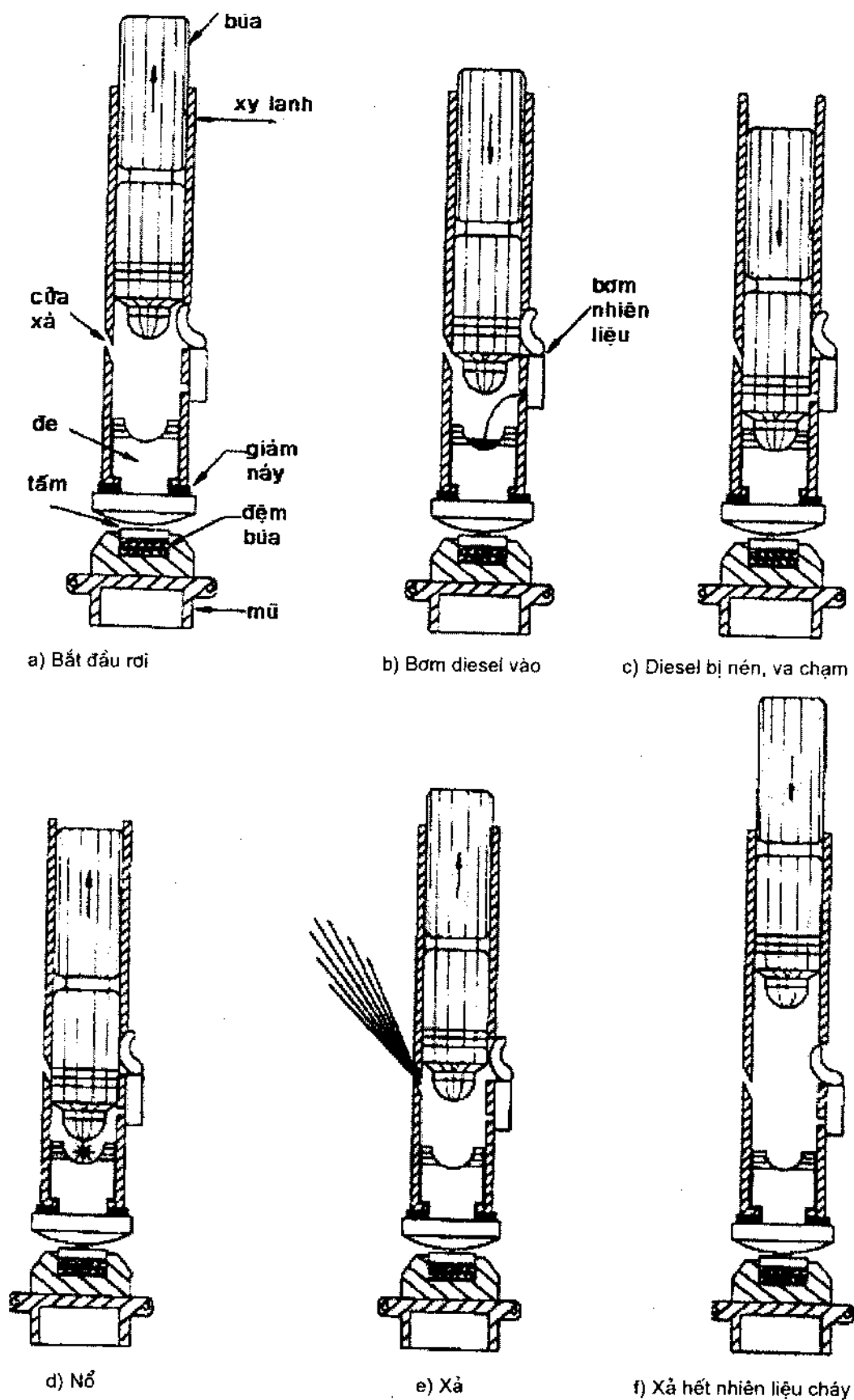
Hình 2.5. Búa hơi hai chiều

Hình 2.6 minh họa búa diesel một chiều. Trên hình c, búa rơi xuống và nén diesel lại, khi nén đến tỷ lệ 20 / 1, diesel sẽ phát nổ sinh ra áp lực lớn, đẩy búa lên cao (hình e và f). Sức kháng của đất lên cọc càng lớn thì áp lực do diesel phát nổ càng lớn, làm cho chiều cao rơi búa (stroke) của nhát kế tiếp sẽ càng lớn. Chiều cao rơi búa có quan hệ với tốc độ rơi búa như sau:

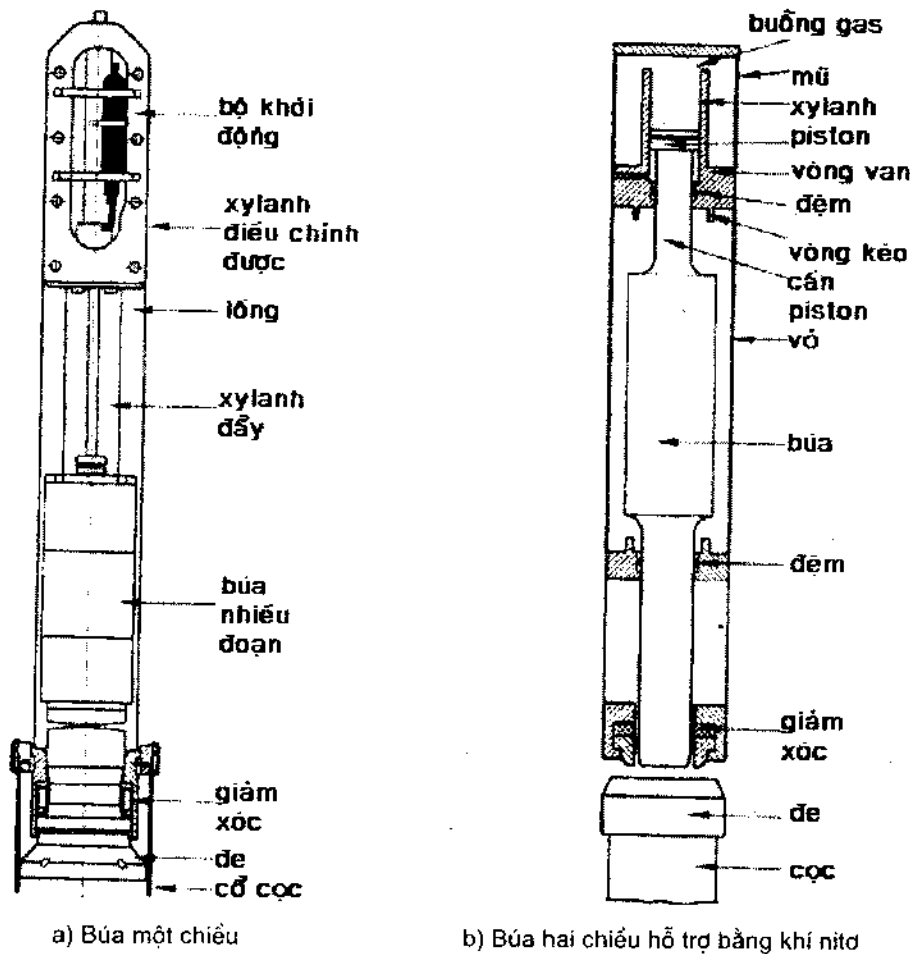
$$H (m) = 4400 / N_m^2 - 0.09 \text{ (} N_m \text{ là số nhát búa trong một phút).}$$

Búa diesel hai chiều khác với búa diesel một chiều ở chỗ, nửa trên buồng xilanh chứa khí kín. Do đó khi búa nảy lên cao, sẽ ép khí này lại làm hạn chế độ nảy của búa (và vì vậy, tốc độ búa sẽ nhanh hơn). Khi búa rơi xuống, khí nén này sẽ hỗ trợ đẩy búa rơi nhanh hơn.

Hình 2.7 minh họa sơ đồ búa thủy lực. Quả búa được nâng lên bởi năng lượng thủy lực ngoài, quả búa được đưa lên cao hay thấp tùy thuộc vào sức kháng của đất là lớn hay nhỏ. Đây là loại búa hiện đại, có hộp tự kiểm soát, cho phép hiển thị vận tốc lúc búa va chạm. Bảng 2.1 tóm tắt vài đặc điểm của các loại búa vừa trình bày.



Hình 2.6. Búa Diesel một chiều



Hình 2.7. Búa thủy lực

Bảng 2.1. Tóm tắt đặc điểm các loại búa

Loại búa		Phù hợp loại cọc	Ưu điểm	Nhược điểm
Búa hơi	Một chiều	Mọi loại cọc, đặc biệt là cọc BT lớn và ống thép	Đơn giản, giá rẻ	Lực xung kích lớn, năng suất thấp
	Hai chiều	Không phù hợp cọc BT	Lực xung kích nhỏ, năng suất	Giá cao hơn
Búa diesel	Một / hai chiều	Mọi loại cọc	Chiều cao rơi búa là hàm của sức kháng	Ô nhiễm, tiếng ồn
Búa thủy lực	Một / hai chiều	Mọi loại cọc	Năng lượng thay đổi trên một khoảng lớn	Phức tạp, chi phí bảo dưỡng cao

2.2.2. Sơ bộ chọn búa đóng cọc

Với búa đóng cọc, ta cần chọn búa phù hợp để sao cho dễ đóng mà lại không gây hư hại cho cọc. Búa nhẹ nhất có trọng lượng khoảng 0.9 kN và năng lượng biểu kiến là 1.4 kNm (ví dụ, búa MKT 5). **Búa nặng nhất có trọng lượng tới 1500 kN và năng lượng biểu kiến tới 3000 kNm (búa MENCK MHU 3000**

hoặc búa IHC Hydh S3000). Để chọn búa thật phù hợp, ta phải sử dụng phương trình sóng (phần 2.10.2). Phần này chỉ giới thiệu cách sơ bộ để chọn số hiệu búa hợp lý. Các bước như sau:

- Tại độ sâu thiết kế mũi cọc, độ chối hợp lý là $e = 3.8 \div 8$ mm. Suy ra số nhát đập để cọc đi được 250 mm là $N_{250} = 250 / e = 31 \div 66$ nhát; số nhát đập để cọc đi được 1 m là $N_{1000} = 125 \div 260$ nhát; Một vài tiêu chuẩn cho phép số nhát đập cho 1 m lên tới 480 nhát ($\Rightarrow e = 2.1$ mm). Nếu số nhát đập cao hơn 480 nhát/ 1m, thì đòi hỏi tốc độ nâng búa phải rất nhanh (tốc độ búa chỉ được 60 nhát/phút, búa hai chiều có thể đạt 200 nhát/phút), hơn nữa độ chối $e < 3.8$ thì sức kháng mũi của đất chưa huy động đáng kể, do đó kết quả phân tích không chính xác. Ngược lại, nếu số nhát đập quá ít (< 125 nhát/ 1 m), cọc chạy quá nhanh thì ứng suất kéo thường lớn, gây đứt cọc.

- Năng lượng hữu hiệu của búa nên chọn là:

$$(rE_{búa}) = 3 \times P_u (e + 2.54 \text{ mm}), \quad (2.1)$$

trong đó: P_u - sức kháng cực hạn của đất lên cọc ở độ sâu thiết kế.

- Năng lượng (biểu kiến) của búa là:

$$E_{búa} = (r E_{búa}) / r$$

trong đó: r - phần trăm năng lượng hữu ích mà đầu cọc nhận được, tạm lấy $r = 75\%$.

Ví dụ 2.1

Sử dụng tài liệu địa chất, người ta dự báo cọc có sức chịu tải cực hạn là $P_u = 1840$ kN. Hãy sơ bộ chọn búa phù hợp.

Muốn đạt được độ chối $e = 8$ mm, ta áp dụng phương trình (2.1) để tìm năng lượng của búa:

$$r E_{búa} = 3 \times P_u (e + 2.54) = 3 \times 1840(8 + 2.54) = 58181 \text{ kN mm} \approx 58 \text{ kNm};$$

$$\Rightarrow E_{búa} \approx 58 / 0.75 = 77 \text{ kNm};$$

Muốn đạt độ chối $e = 3.8$ mm, ta cũng áp dụng phương trình (2.1):

$$r E_{búa} = 3 \times P_u (e + 2.54) = 3 \times 1840(3.8 + 2.54) = 35000 \text{ kN mm} \approx 35 \text{ kNm};$$

$$\Rightarrow E_{búa} \approx 35 / 0.75 \approx 47 \text{ kNm}.$$

Như vậy, búa phù hợp là búa có năng lượng trong khoảng $47 \div 77$ kNm. Thông thường chiều cao rơi búa trong khoảng $1.0 \div 2.5$ m, như vậy trọng lượng quả búa sẽ khoảng 4 tấn (xem tiếp ví dụ 2.11).

2.3. THIẾT BỊ ÉP CỌC

Nguyên lý của công tác ép cọc tương tự như thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) hay thí nghiệm nén tĩnh (phần 5.4), trong đó người ta dùng kích để ép cọc đi xuống với một tốc độ nào đó. Đối trọng trong công tác ép cọc thường là những khối bê tông.

Để ép được cọc xuống độ sâu thiết kế, lực ép (là lực bán tĩnh) phải thắng được sức kháng cực hạn của đất lên cọc, có nghĩa là: $P_{\text{ép cọc}} \geq P_u$ (P_u là sức chịu tải cực hạn của cọc, tính theo đất nền).

Với cọc trong đất dính, $P_{\text{ép cọc}}$ có thể nhỏ hơn vì quá trình ép làm xáo trộn và giảm sức chịu tải của đất sét (relaxation). Tuy nhiên, sau một khoảng thời gian nào đó, cọc sẽ lấy lại được sức chịu tải (setup). Ngược lại, với cọc trong đất cát, $P_{\text{ép cọc}}$ có thể lớn hơn nhiều so với giá trị P_u dự báo.

2.4. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI THEO PHƯƠNG PHÁP THỐNG KÊ

Phương pháp thống kê dựa trên số liệu thống kê từ Liên Xô (cũ), trong đó dựa trên nhiều thí nghiệm nén tĩnh cọc, người ta tìm tương quan giữa sức kháng với loại cát (đất rời) hoặc với độ sệt B (đất dính). Như vậy, cách tính này có thể rất phù hợp với một vùng đất nào đó, nhưng có thể không phù hợp với vùng đất khác.

2.5. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI THEO SỨC KHÁNG CẮT CỦA ĐẤT

2.5.1. Sức kháng bên của cọc trong đất dính

2.5.1.1. Cách tính α - Tomlinson

Cách tính α - Tomlinson (Tomlinson, 1980/ 1995) dự báo sức kháng bên của cọc dựa trên sức kháng cắt không thoát nước S_u như sau:

$$f_l = \alpha \times S_u, \quad (2.2)$$

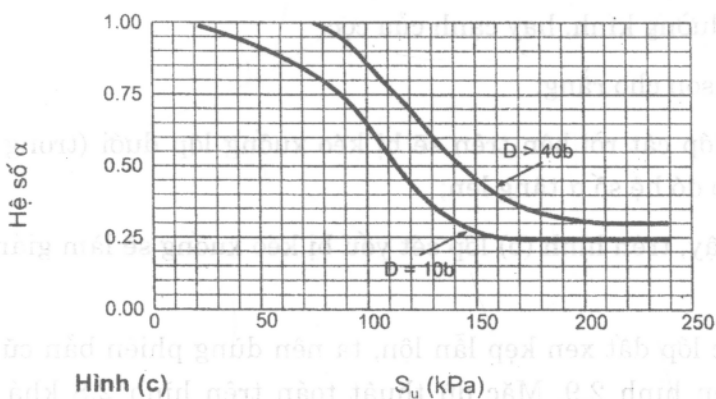
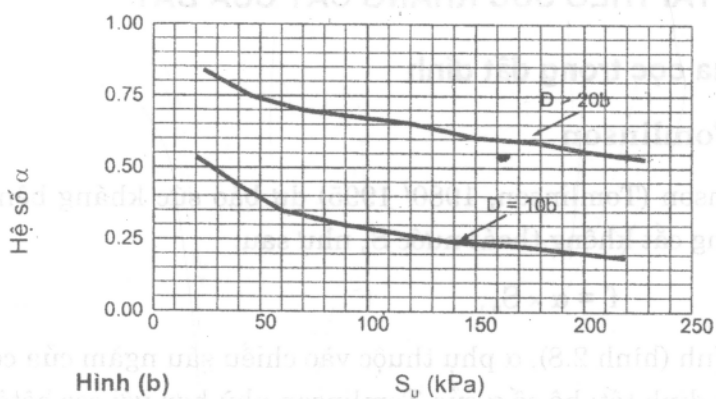
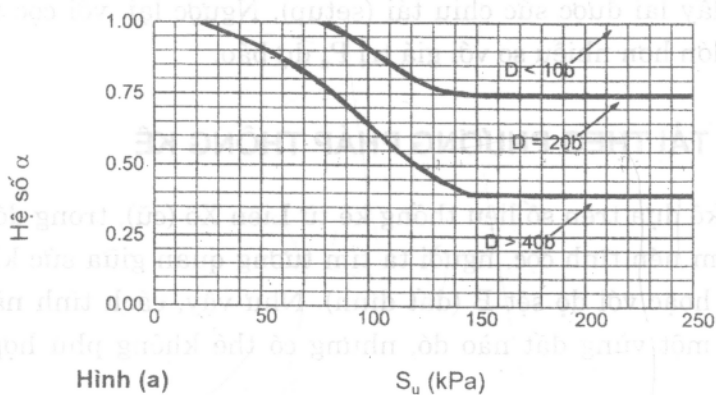
trong đó: α - hệ số dính (hình 2.8), α phụ thuộc vào chiều sâu ngàm của cọc vào lớp đất dính tốt; hệ số α của Tomlinson phù hợp với cọc bê tông hơn là với cọc thép chữ H và ống rỗng;
 D (hay L_{ng})- chiều sâu ngàm của cọc;
 b (hay d)- đường kính, hay cạnh của cọc.

Trên hình 2.8, Tomlinson cho rằng:

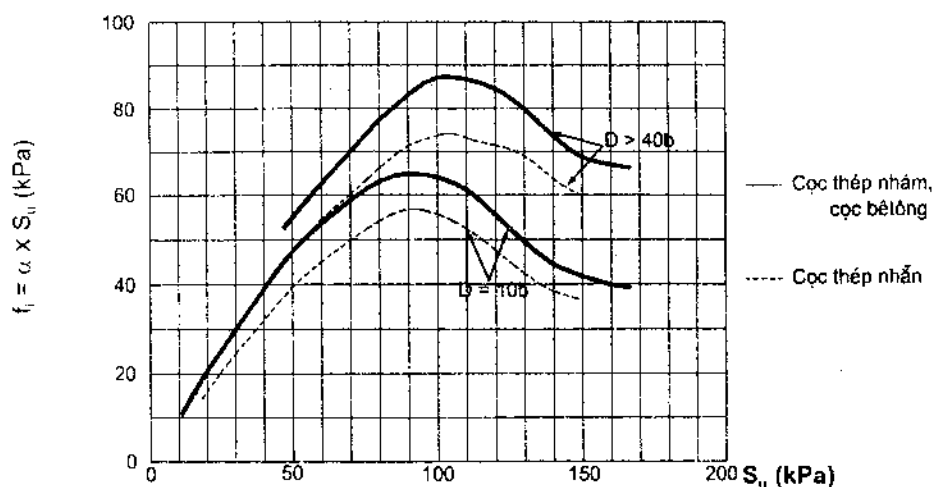
- Trên hình (a), lớp cát rời bên trên sẽ bị kéo xuống lớp dưới (trong quá trình hạ cọc), do đó hệ số α tăng lên;
- Tương tự như vậy, trên hình (b) lớp sét yếu bị kéo xuống sẽ làm giảm hệ số α .

Trong trường hợp các lớp đất xen kẽ lẫn lộn, ta nên dùng phiên bản cũ của Tomlinson (1980) trên hình 2.9. Mặc dù thuật toán trên hình 2.8 khá đơn giản, nhưng phần mềm DRIVEN của FHWA vẫn xử lý sai khi ở mũi cọc có nhiều lớp đất sét cứng có S_u khác nhau. Nói chung, để đỡ nhầm lẫn ta nên

dùng phiên bản cũ của Tomlinson trên hình 2.9. Tuy nhiên, gián tiếp từ hình 2.8 (bằng cách lấy α nhân với S_u) hay trực tiếp từ hình 2.9 đều có một điểm rất kỳ dị là: khi S_u trong khoảng 100 đến 150 kPa, giá trị $f_t = \alpha \times S_u$ lại nhỏ đi khi đất sét càng cứng (tốt) hơn.



Hình 2.8. Hệ số α (Tomlinson, 1995)



Hình 2.9. Giá trị $f_u = \alpha \times S_u$ (Tomlinson, 1980)

2.5.1.2. Cách tính α - API (1987)

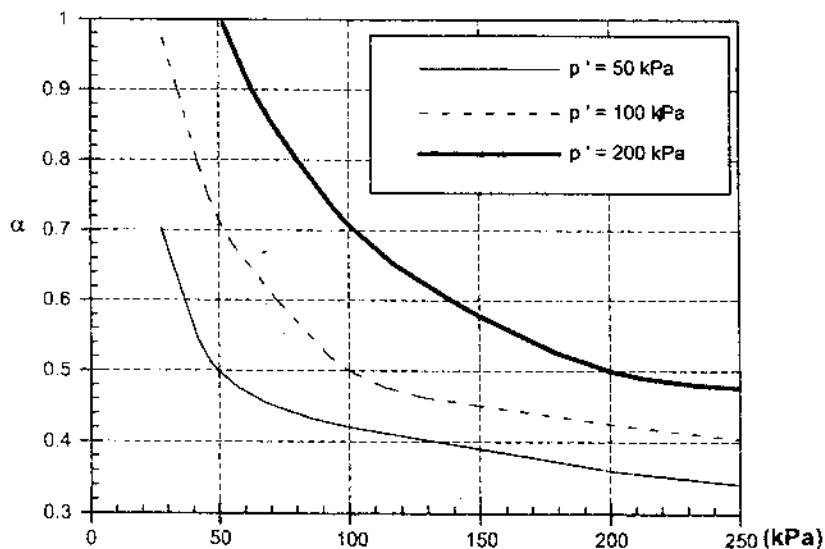
Cách tính α - API (American Petroleum Institute) là một cách tính sử dụng cả tham số ứng suất tổng (sức kháng cắt không thoát nước S_u), cả tham số ứng suất hữu hiệu (σ_v'). Ta vẫn sử dụng phương trình (2.2), tuy nhiên với hệ số α như sau:

$$\alpha = 0.5 \psi^{-0.5} \quad \text{nếu } \psi \leq 1.0, \quad (2.3a)$$

$$\alpha = 0.5 \psi^{-0.25} \quad \text{nếu } \psi > 1.0, \text{ và } \max \alpha = 1.0, \quad (2.3b)$$

$$\psi = S_u / \sigma_v' \quad (2.3c)$$

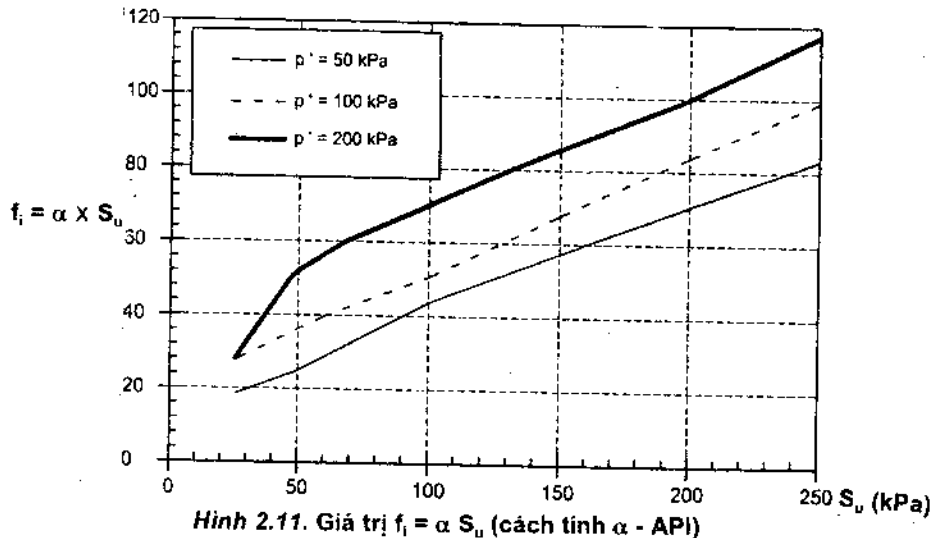
trong đó: σ_v' (hay p') - ứng suất hữu hiệu tại điểm giữa phân tố cọc đang xét.



Hình 2.10. Hệ số α (API, 1987)

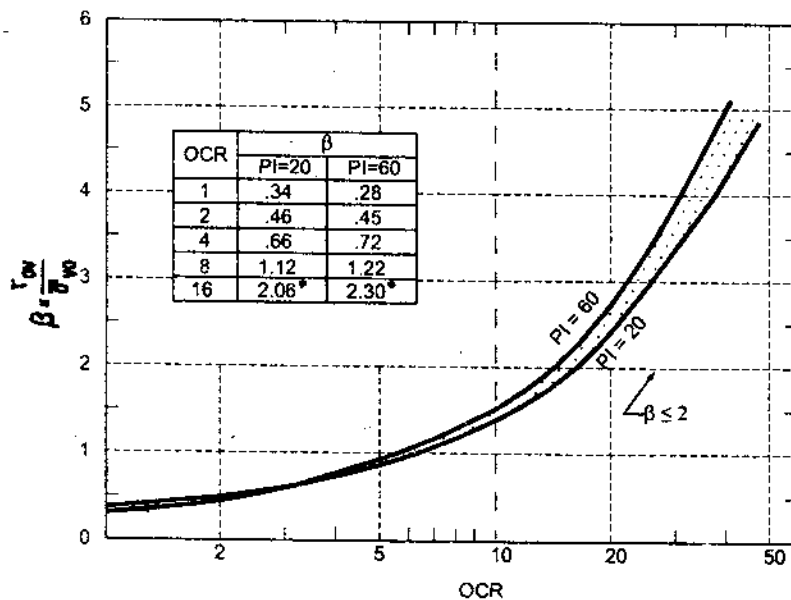
Từ phương trình (2.3), ta có thể vẽ được đồ thị trên hình 2.10 với ba giá trị khác nhau của $\sigma'_v(p')$ là 50, 100 và 200 kPa. Cách tính α -API mặc dù ít được mọi người biết đến như cách tính α -Tomlinson, nhưng α -API lại có nhiều ưu việt hơn phương pháp α -Tomlinson:

- Cách tính α - API đơn giản, dễ lập trình;
- Qua so sánh với thí nghiệm nén tĩnh, kết quả cho thấy α - API có độ tin cậy cao hơn α - Tomlinson. Trên hình 2.11, ta thấy sức kháng bên đơn vị cực hạn $f_i = \alpha S_u$ sẽ càng lớn khi đất càng tốt.



Hình 2.11. Giá trị $f_i = \alpha S_u$ (cách tính α - API)

2.5.1.3. Cách tính β - Burland (1973)



Hình 2.12. Quan hệ β - OCR

Cách tính này dựa trên phương trình (1.7):

$$f_i = \beta \sigma'_v,$$

Trong phương trình trên, hệ số β được tra từ hình 2.12 phụ thuộc vào hệ số quá cố kết OCR. Trong hình này, Esrig and Kirby (1979) kiến nghị rằng giá trị β phải không vượt quá 2.0.

Ngoài cách tính β -Burland, còn có một vài phiên bản β khác cho đất dính, trong đó hệ số β phụ thuộc vào góc ma sát trong thoát nước của đất sét.

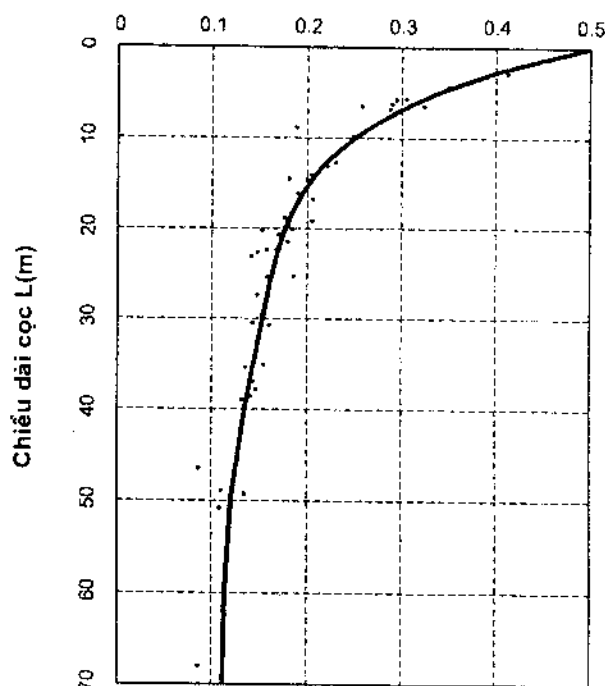
2.5.1.4. Cách tính λ

Sức kháng bên của cọc trong cách tính λ được dự báo qua ứng suất hữu hiệu (σ'_v) và qua sức kháng cắt không thoát nước S_u như sau:

$$f_t = \lambda(\sigma'_v + 2S_u) \quad (2.4)$$

Trong cách tính này, hệ số λ được rút ra qua thí nghiệm nén tĩnh của cọc ống thép ở 15 công trình ở Mỹ.

Mặc dù ở những đoạn cọc khác nhau, giá trị f_t sẽ khác nhau (do σ'_v và S_u khác nhau), nhưng như trên hình 2.13, hệ số λ là chung cho cả cọc.



Hình 2.13. Hệ số λ

2.5.2. Sức kháng mũi của cọc trong đất dính

Như phần 1.2.5.2, ta có thể dự báo sức kháng mũi của cọc như phương trình (1.13):

$$q_p = 9S_u.$$

2.5.3. Sức kháng bên của cọc trong đất rời

2.5.3.1. Cách tính β - Bushan (1982)

Ta vẫn vận dụng phương trình (1.7) trong cách tính của Bushan:

$$f_t = \beta \sigma'_v,$$

trong đó: β - hệ số kinh nghiệm; $\beta = 0.18 + 0.0065 D_r$;
 D_r - độ chặt tương đối.

Như vậy, $\beta_{\max} = 0.83$ khi $D_r = 100\%$.

2.5.3.2. Cách tính Nordlund

Cách tính của Nordlund là cách tính khá kỹ lưỡng, liên quan đến nhiều yếu tố cọc - đất. Cách tính này có độ tin cậy tốt, vì vậy được sử dụng rất rộng rãi ở Bắc Mỹ.

$$f_i = K_s C_F \sigma'_v \frac{\sin(\delta + \omega)}{\cos \omega}, \quad (2.5)$$

trong đó: σ'_v - ứng suất hữu hiệu theo phương đứng tại giữa đoạn cọc đang xét;
 ω - góc nghiêng của tiết diện cọc nê. Với cọc tiết diện đều, $\omega = 0$;
 K_s - hệ số áp lực ngang lên đoạn cọc đang xét (hình 2.14 đến hình 2.17). Lưu ý, quan hệ giữa K_s và V là quan hệ log chứ không phải tuyến tính;

δ - góc ma sát ngoài giữa cọc và đất. Với cọc tiết diện đều ($\omega = 0$) thì δ thường nhỏ hơn góc ma sát trong φ ($\delta \leq \varphi$), còn với cọc nê ($\omega > 0$) thì có thể $\delta > \varphi$. Tỷ số δ / φ được Nordlund dự báo trên hình 2.18;

C_F - hệ số hiệu chỉnh cho K_s khi $\delta \neq \varphi$. Các giá trị thường gặp là $C_F \approx 0.6 \div 1.0$, các giá trị ngoài khoảng này ít gặp hơn (hình 2.19).

Trong các hình 2.14 đến hình 2.18, V (m^3/m) là thể tích mà cọc choán mất chỗ của đất, tính cho 1 m dài cọc. Ví dụ: cọc đóng bê tông 40×40 cm có diện tích tiết diện $= 0.4^2 = 0.16 \text{ m}^2$; Nếu đóng cọc không khoan dẫn thì $V = 0.16 \text{ m}^3/\text{m}$; Nếu đóng cọc có khoan dẫn, đường kính lỗ khoan là $\Phi 300$ (có diện tích là $\pi \times 0.3^2/4 = 0.07 \text{ m}^2$) $\Rightarrow V = 0.16 - 0.07 = 0.09 \text{ m}^3/\text{m}$.

Với cọc tiết diện đều ($\omega = 0$), phương trình (2.5) trở thành:

$$f_i = K_s C_F \sigma'_v \sin \delta. \quad (2.6)$$

2.5.4. Sức kháng mũi của cọc trong đất rời

Thurman kiến nghị cách dự báo sức kháng mũi đơn vị của cọc trong đất rời như sau:

$$q_p = \alpha_i N'_q \sigma'_v, \quad (2.7)$$

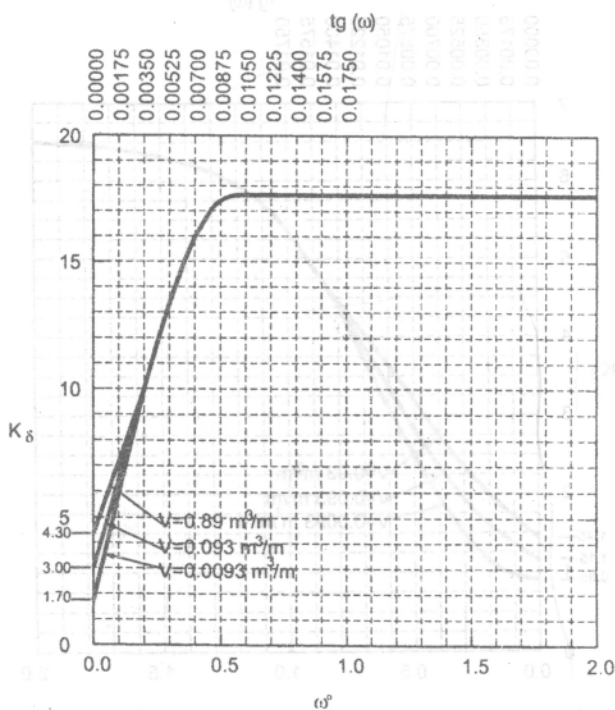
trong đó: α_i - hệ số tra trên hình 2.20.

Hình này được vẽ với ba giá trị D/b khác nhau;

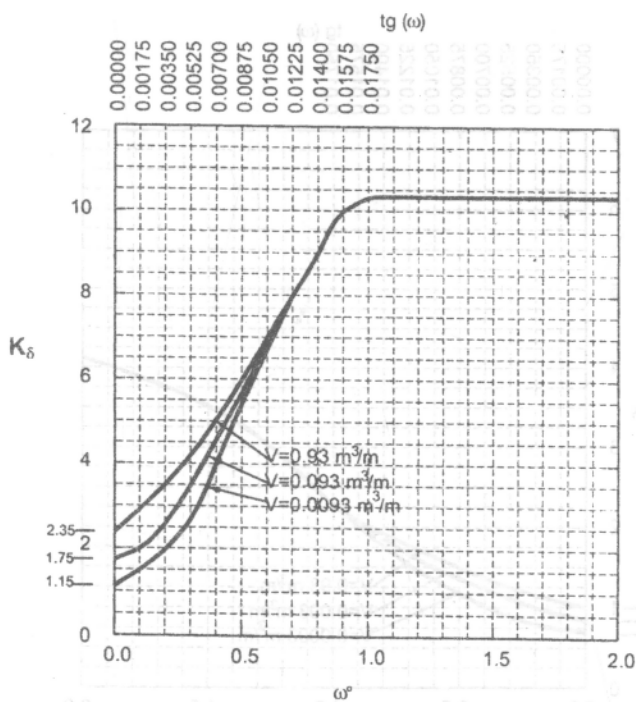
N'_q - hệ số sức chịu tải tra trên hình 2.21. Khi góc φ lớn, giá trị N'_q rất lớn (ví dụ $N'_q > 250$ khi $\varphi > 42^\circ$). Vì vậy, một vài tác giả khuyến nghị giới hạn góc φ nhỏ hơn 36 hoặc 40° ;

σ'_v - ứng suất hữu hiệu tại mũi cọc. Nếu σ'_v lớn hơn 150 kPa thì lấy $\sigma'_v = 150 \text{ kPa}$.

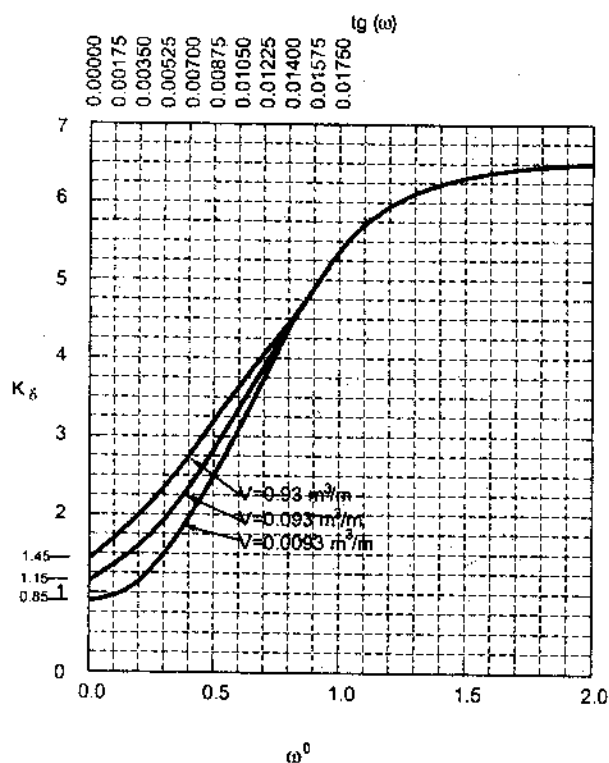
q_p cũng có giá trị giới hạn ($q_p \leq q_{li}$) trên hình 2.22.



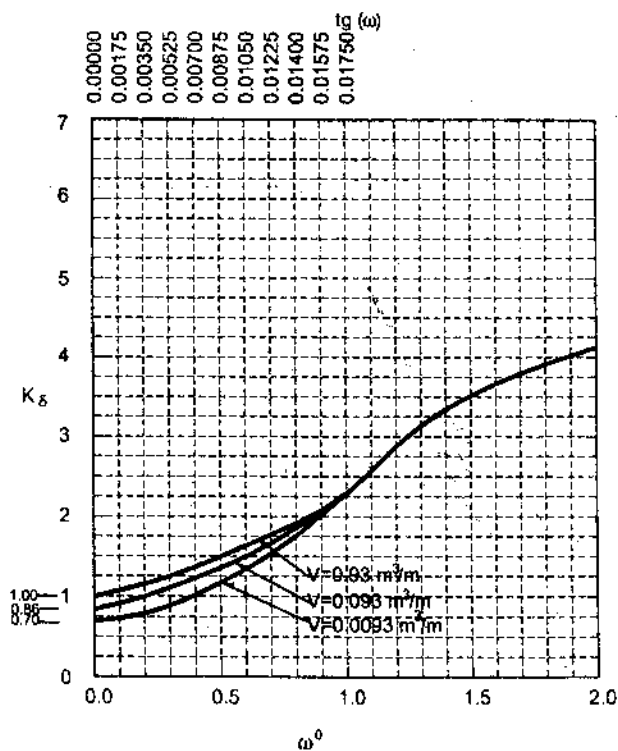
Hình 2.14. Giá trị của K_δ khi $\varphi = 40^\circ$



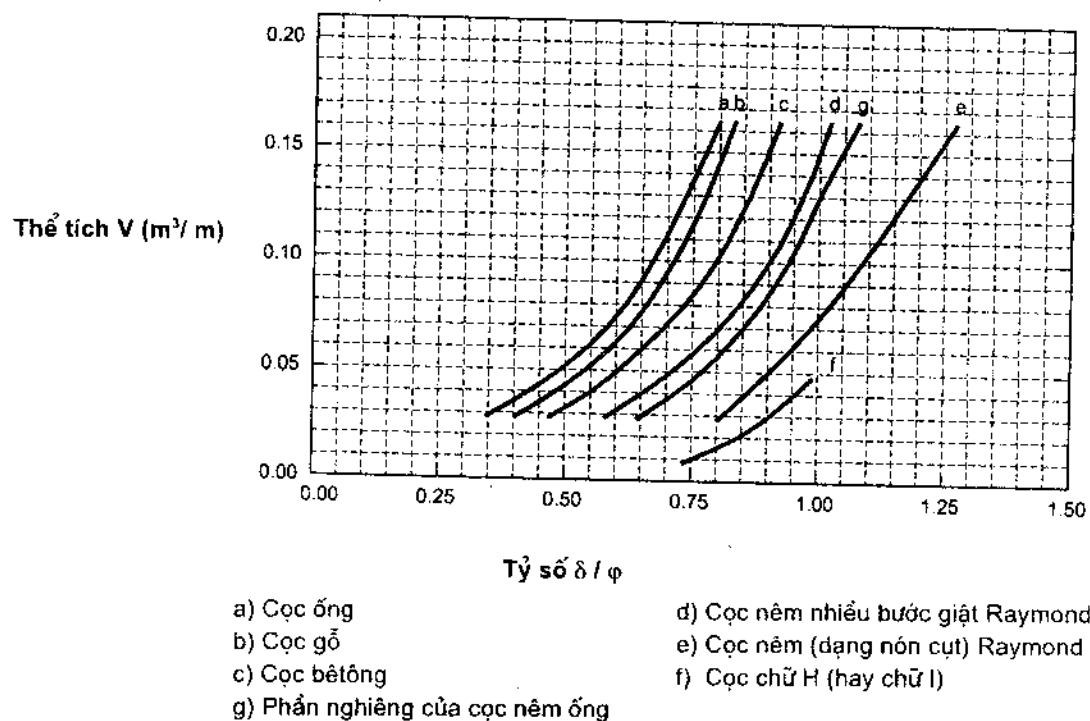
Hình 2.15. Giá trị của K_δ khi $\varphi = 35^\circ$



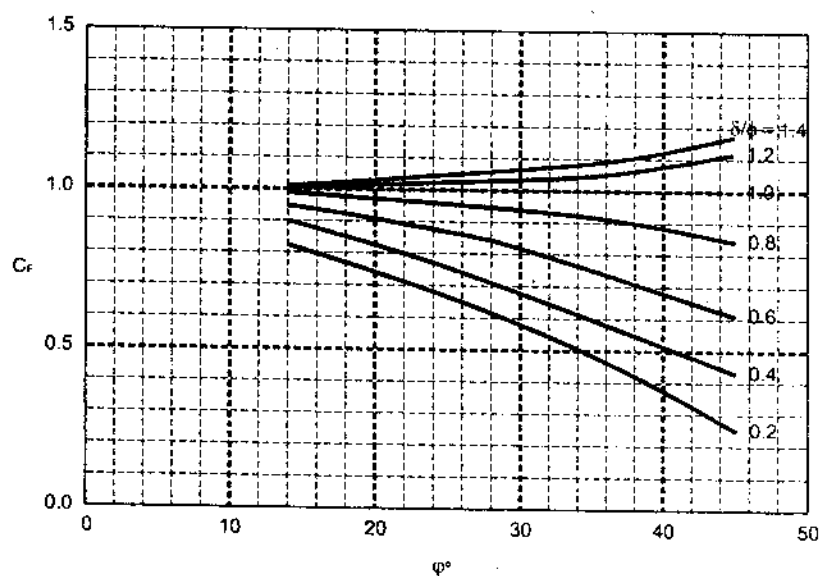
Hình 2.16. Giá trị của K_δ khi $\varphi = 30^\circ$



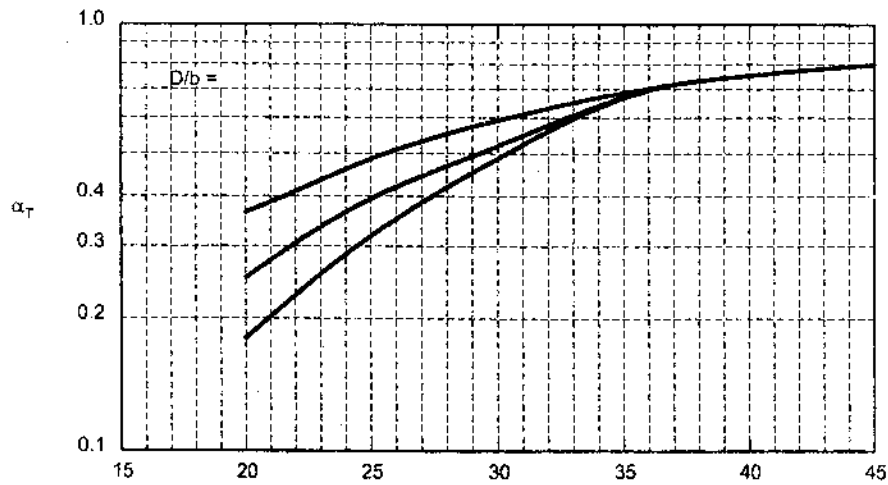
Hình 2.17. Giá trị của K_δ khi $\varphi = 25^\circ$



Hình 2.18. Giá trị δ / ϕ phụ thuộc loại cọc

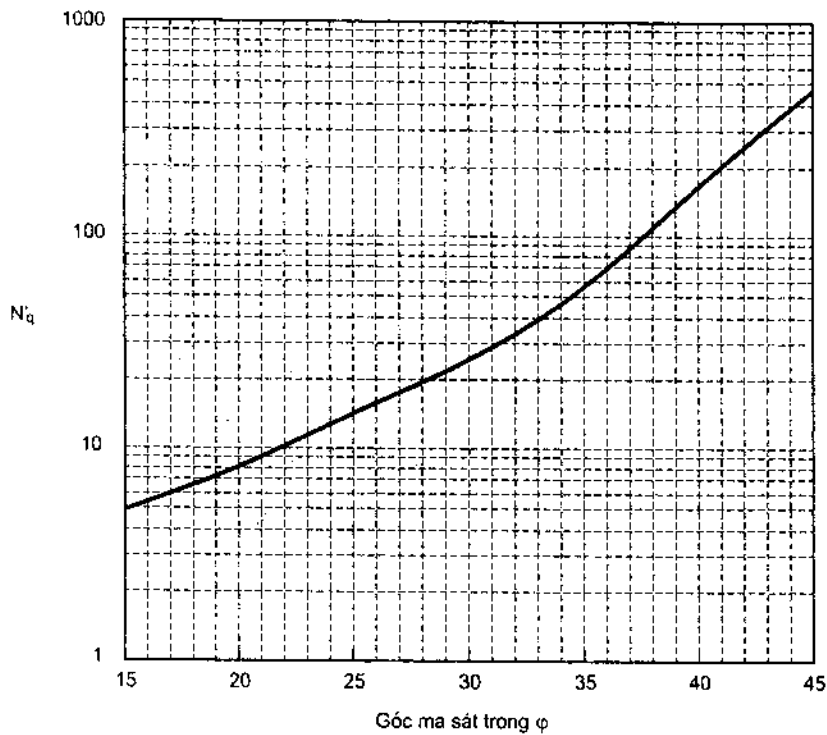


Hình 2.19. Hệ số hiệu chỉnh C_f

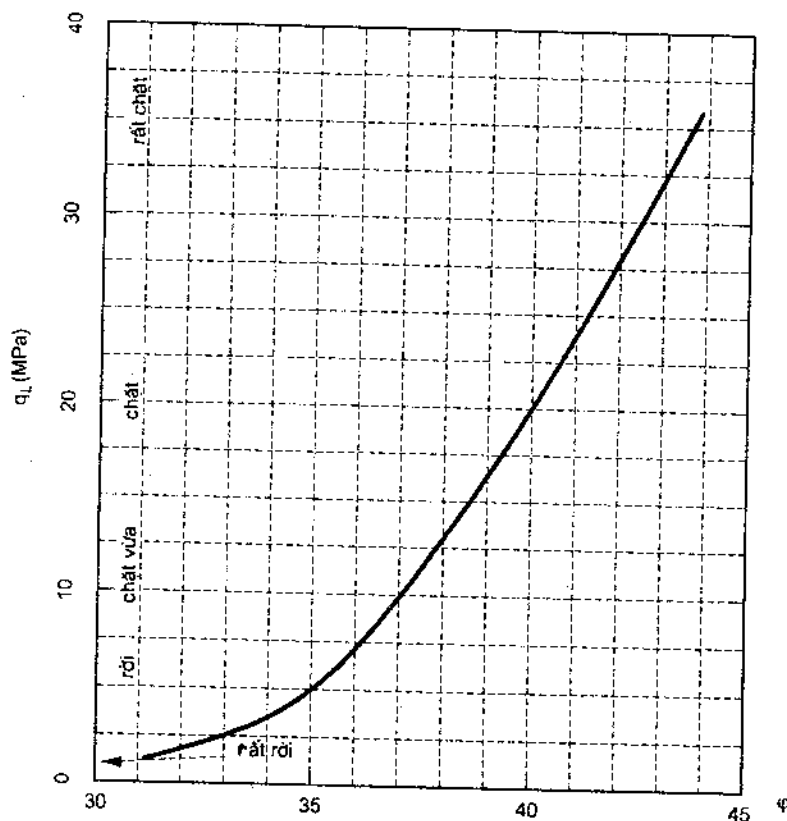


Góc ma sát trong ϕ
 D (hay L) - Chiều dài cọc trong đất;
 b (hay d) - Đường kính (hay cạnh) cọc.

Hình 2.20. Hệ số α_T (FHWA, 1998)



Hình 2.21. Hệ số sức chịu tải N'_q (FHWA, 1998)



Hình 2.22. Sức kháng mũi cực hạn tối đa q_L (MPa) (Meyerhof, 1976/ 1981).

2.5.5. Nhận xét

Phần 2.5 vừa trình bày cách dự báo sức chịu tải của cọc theo các thông số sức kháng cắt của đất. Phương pháp này còn được gọi là phương pháp lý thuyết.

Tồn tại một quan điểm là phương pháp lý thuyết không đáng tin cậy và ít được sử dụng. Thực tế thì không hoàn toàn như vậy, mặc dù là phương pháp "*lý thuyết*", nhưng các hệ số (như α , β , K_s , C_F , v.v...) đều được kiến nghị dựa trên "*thực hành*" (cụ thể là thí nghiệm nén tĩnh cọc). Vì vậy, độ tin cậy của các phương pháp này khá tốt. Do đó đây là phương pháp thường được sử dụng ở các nước Tây Âu và Bắc Mỹ.

2.6. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO THÍ NGHIỆM SPT

Cách tính của Meyerhof (được trình bày sơ lược, vẫn tất trong một số sách nền móng cũng như trong tiêu chuẩn Việt Nam) đã được tập thể nhiều tác giả (Schmertmann, Lai, Graham, Mac Veight v.v...) sửa đổi bổ sung liên tục trong hơn 10 năm qua để áp dụng cho mọi loại cọc đúc sẵn, trong mọi loại đất và với độ tin cậy cao hơn. Cách tính này ban đầu được đặt tên là SPT91, rồi SPT94, rồi SPT97 v.v... Sau đó để thống nhất, người ta gọi là cách tính Schmertmann.

Sức kháng bên và sức kháng mũi của cọc được dự báo dựa trên kết quả thí nghiệm N_{60} . N_{60} là số nhát đập để ống SPT đi được 30 cm, đã hiệu chỉnh về 60% năng lượng hữu ích trong thí nghiệm SPT (xuyên tiêu chuẩn):

$$N_{60} = N \times C_E,$$

trong đó: N - số nhát đập đếm được để ống SPT đi được 30 cm;

$$C_E = E_b / 60;$$

E_b - tỷ lệ phần trăm năng lượng hữu ích của thiết bị SPT
(thường $E_b = 30 \div 60$).

Đầu tiên, số đọc N_{60} từ thí nghiệm SPT được giới hạn như sau:

- Nếu $N_{60} < 5$ thì lấy $N_{60} = 0$ (bỏ qua ma sát bên khi đất yếu. Tuy nhiên, sau này nhiều tác giả kiến nghị nên thay tiêu chí quá an toàn $N_{60} < 5$ bằng tiêu chí $N_{60} < 4$ hoặc 3);
- Nếu $N_{60} \geq 60$ thì $N_{60} = 60$.

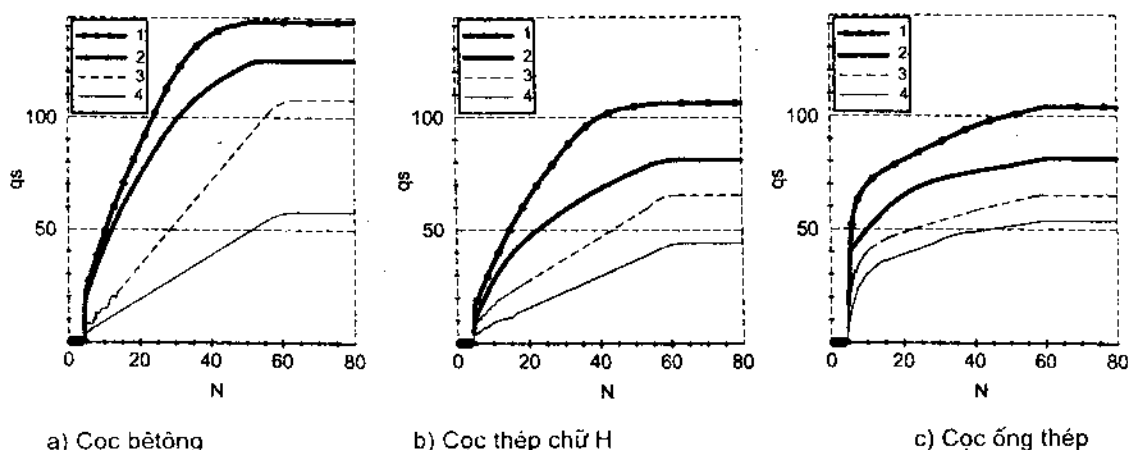
2.6.1. Sức kháng bên

Sức kháng bên cực hạn đơn vị được lấy theo bảng 2.2 và được vẽ minh họa trên hình 2.23. Từ hình 2.23 ta thấy rằng, sức kháng bên của cọc trong đất sét (ký hiệu là 1) là cao nhất, giá trị đó giảm dần với đất cát (3) và cuối cùng là đá vôi (4). Ta cũng thấy rằng, sức kháng bên của cọc bê tông là lớn hơn với cọc thép.

Bảng 2.2. Sức kháng bên f_t (hay q_s) (kPa), cách tính Schmertmann SPT

Ký hiệu	Loại đất	Bê tông	Cọc thép chữ H	Cọc ống thép
1	Đất sét	$\frac{2.0N(110 - N)}{41.84}$	$\frac{2N(110 - N)}{55.72}$	$18.58 + 20.93 \ln N$
2	Hỗn hợp sét - bụi - cát; Cát rất nhiều bụi; Bụi	$\frac{2.0N(110 - N)}{47.86}$	$- 2.174 + 3.16N - 0.044N^2$ $+ 2.36 \times 10^{-4} N^3$	$23.27 + 14.08 \ln N$
3	Cát	$1.82N$	$1.11N$	$5.55 + 14.56 \ln N$
4	Đá vôi mềm; Cát lẫn nhiều vỏ sò, hến	$0.96N$	$0.73N$	$1.72 + 12.83 \ln N$

Ghi chú: Trong bảng trên, để cho gọn khi trình bày bảng, N_{60} được viết là N .



Hình 2.23. Sức kháng bên, cách tính Schmertmann SPT

2.6.2. Sức kháng mũi

Ta gọi đất ở mũi cọc là điểm A. Khi đó, giá trị sức kháng mũi q_p trung bình ở điểm A được tính như sau:

$$q_{p\text{m}} = \frac{\text{Trung bình trọng số ở 8B trên A} + \text{trung bình trọng số } q_{pi} \text{ ở 3.5B dưới A}}{2}$$

Giá trị q_{pi} được tính toán dựa trên bảng 2.3. Ta thấy rằng, ngược lại với bảng 2.2, sức kháng mũi của đất sét (1) là thấp nhất, sau đó tăng dần với các loại đất ký hiệu từ số 2 đến số 4.

Bảng 2.3. Sức kháng mũi q_p (kPa), cách tính Schmertmann SPT

Ký hiệu	Loại đất	Bê tông và cọc thép chữ H	Cọc ống thép
1	Đất sét	67 N	46 N
2	Hỗn hợp sét - bụi - cát; Cát rất nhiều bụi; Bụi	153 N	92 N
3	Cát	306 N	126 N
4	Đá vôi mềm; Cát lẫn nhiều vỏ sò, hến	345 N	184 N

Sau khi tính Q_r và Q_p từ phương trình (1.4) và (1.5), trong cách tính của Schmertmann, còn có thêm khái niệm sức chịu tải huy động, đó là:

$$\text{Với cọc bê tông và cọc thép chữ H: } Q_{hd} = Q_r + \frac{Q_p}{3} \quad (2.8)$$

$$\text{Với cọc ống thép: } Q_{hd} = Q_r + \frac{Q_p}{2} \quad (2.9)$$

Và sức chịu tải cho phép được coi là: $[Q] = Q_{hd} / 2$. Như vậy, theo cách tính này, hệ số an toàn cho sức kháng bên là $F_t = 2$, và hệ số an toàn cho sức kháng mũi là $F_p = 2 \times 3 = 6$ cho cọc bê tông và cọc thép chữ H;

$$F_p = 2 \times 2 = 4 \text{ cho cọc ống.}$$

2.6.3. Hiệu chỉnh sức kháng do chiều sâu ngàm

Chiều sâu ngàm đủ (D_c) là chiều sâu cho trong bảng 1.1 (phần 1.2.3). Nếu chiều sâu ngàm thực D_A (actual) khác với chiều sâu ngàm đủ (D_c), thì ta cần phải hiệu chỉnh các sức kháng tính được.

Khi lớp đất ở mũi cọc tốt hơn lớp đất bên trên và:

- Nếu $D_A < D_C$ (hình 2.24a), thì phải hiệu chỉnh như sau:

$$q_p = q_{LC} + \frac{D_A}{D_C} (q_T - q_{LC}), \quad (2.10)$$

$$f_i = \frac{f_{i0}}{q_T} \left[q_{LC} + \frac{D_A}{2D_C} (q_T - q_{LC}) \right], \quad (2.11)$$

trong đó: q_p - sức kháng mũi hiệu chỉnh;

q_{LC} - sức kháng mũi tính ở mặt phân lớp như ở mục 2.6.2;

q_T - sức kháng mũi (chưa hiệu chỉnh) tính ở mũi cọc như ở mục 2.6.2;

f_i - sức kháng bên hiệu chỉnh của phần cọc trong lớp đất tốt ở đoạn cuối cọc;

f_{i0} - sức kháng bên (chưa hiệu chỉnh) của phần cọc trong đất tốt ở đoạn cuối cọc;

Trong phương trình (2.10) và (2.11), cả q_p và f_i đều nhỏ hơn giá trị chưa hiệu chỉnh (q_T và f_{i0}).

- Nếu $D_A > D_C$ (hình 2.24b), thì phải hiệu chỉnh như sau:

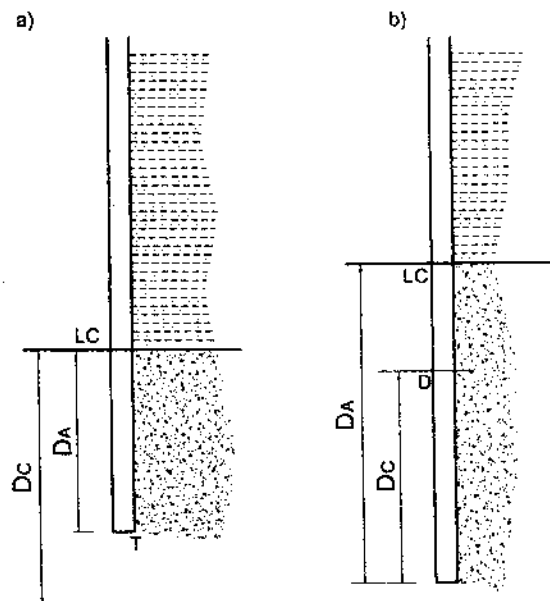
$$f_{iLC-D} = \frac{f_{i0LC-D}}{q_{CD}} [q_{LC} + 0.5(q_{CD} - q_{LC})], \quad (2.12)$$

trong đó: f_{iLC-D} - sức kháng bên hiệu chỉnh cho đoạn cọc từ điểm LC (mặt phân lớp - layer change) tới điểm D;

f_{i0LC-D} - sức kháng bên chưa hiệu chỉnh cho đoạn LC - D;

q_{CD} - sức kháng mũi tính (không hiệu chỉnh) tại điểm D;

Sức kháng mũi q_p không cần hiệu chỉnh.



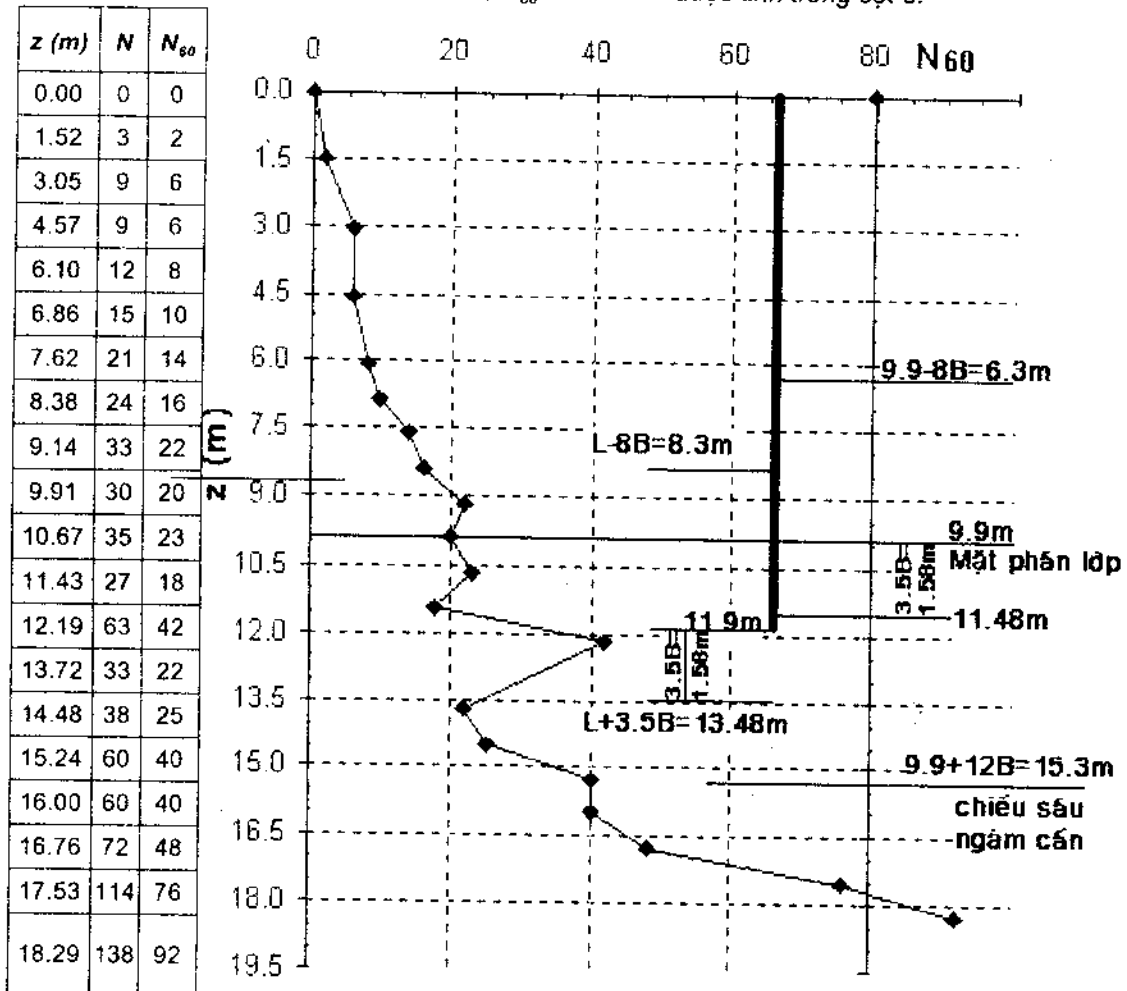
Hình 2.24. Hiệu chỉnh sức kháng

2.6.4. Ví dụ dự báo sức chịu tải của cọc từ thí nghiệm SPT

Ví dụ 2.2

Cho kết quả thí nghiệm SPT như hình 2.25. Giá trị N (cột 2) là kết quả thu được từ thí nghiệm SPT. Thí nghiệm cụ thể này có năng lượng hữu ích là $E_n = 40\%$

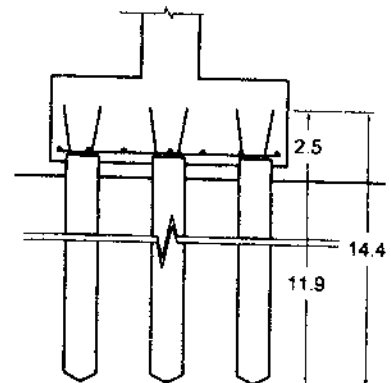
$\Rightarrow C_E = E_n / 60 = 2/3$. Do đó, $N_{60} = 2/3 N$ và được tính trong cột 3.



Hình 2.25. Ví dụ về sức chịu tải của cọc

Cho móng cọc đài cao, với cọc bê tông đúc sẵn kích thước $45 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}$, đặt trong nền đất gồm hai lớp (hình 2.25), lớp 1 là bụi sâu 9.9 m , lớp 2 là cát. Tổng chiều dài cọc là 14.4 m , trong đó 11.9 m tiếp xúc với đất, còn 2.5 m (kể cả 0.4 m sẽ đập đầu cọc sau này) nằm trên mặt đất (hình 2.26).

Ta dự báo sức chịu tải theo cách tính Schmertmann:
Lớp 1 là bụi có ký hiệu là đất ② theo Schmertmann,
lớp 2 là cát có ký hiệu là đất ③ theo Schmertmann
(theo bảng 2.2).



Hình 2.26. Ví dụ cọc đài cao

Sức kháng bên chưa hiệu chỉnh

Sức kháng bên đơn vị của cọc trong lớp đất bụi (f_{bui}) được tính trong bảng 2.4, còn sức kháng bên đơn vị của cọc trong lớp cát ($f_{o\text{cát}}$) được tính trong bảng 2.5.

Bảng 2.4. Sức kháng bên f_i (kPa) trong lớp bụi

z (m)	N_{60}	$f_i = 2N_{60}(110 - N_{60}) / 47.86$	f_i ở giữa lớp phân tố	Δz_i (m)	$f_i \Delta z_i$
0.00	0	0	0.00	1.52	0.00
1.52	0 (*)	0.00	13.04	1.53	19.95
3.05	6	26.08	26.08	1.52	39.64
4.57	6	26.08	30.09	1.53	46.03
6.10	8	34.10	37.94	0.76	28.84
6.86	10	41.79	48.98	0.76	37.22
7.62	14	56.16	59.51	0.76	45.23
8.38	16	62.85	71.88	0.76	54.63
9.14	22	80.90	58.65	0.76	44.58
9.9	20	36.40(**)	$\Sigma = 316.10$		
			$f_{bui} = 316.10 / 9.9 = 31.93 \text{ kPa}$		

(*) : Vì $N_{60} = 2$ nên bỏ qua ma sát bên;

(**): Giá trị này lấy từ bảng 2.5.

Bảng 2.5. Sức kháng bên f_i (kPa) trong lớp cát

z (m)	N_{60}	$f_i = 1.82N_{60}$	f_i ở giữa lớp phân tố	Δz_i (m)	$f_i \Delta z_i$
9.9	20	36.40	39.13	0.77	30.13
10.67	23	41.86	37.31	0.76	28.36
11.43	18	32.76	46.27	0.47	21.75
11.9		59.77 (nội suy)	$\Sigma = 80.23$		
12.19	42	76.44	$f_{o\text{cát}} = 80.23 / (11.9 - 9.9) = 40.12 \text{ kPa}$		

Sức kháng mũi chưa hiệu chỉnh

Bảng 2.6 trình bày kết quả tính q_{p1} và q_{p2} . Trong đó q_{p1} là giá trị trung bình trọng số ở 8B trên mũi cọc, còn q_{p2} là giá trị trung bình trọng số ở 3.5B dưới mũi cọc.

Bảng 2.6. Tính q_{p1} và q_{p2} tại lân cận 11.9 m

z (m)	N_{60}	đất	q_p	q_{pi} ở giữa lớp phân tổ	Δz_i (m)	$q_{pi} \times \Delta z_i$	$\Sigma q_{pi} \Delta z_i$		
7.62	14	② $q_p = 153N_{60}$ (kPa)	2142						
L - 8B = 8.3 m			2415.8 nội suy	$(2415.8 + 2448) / 2 = 2431.9$	0.08	194.55	19448	$q_{p1} = 9794.6/8B = 5402$ kPa	
8.38	16		2448	2907	0.76	2209.32			
9.14	22		3366	4743	0.77	3652.11			
9.91	20	③ $q_p = 306N_{60}$ (kPa)	6120	6579	0.76	5000.04	16525	$q_{p2} = 16525/3.5B = 10459$	
10.67	23		7038	6273	0.76	4767.48			
11.43	18		5508	7711.2	0.47	3624.26			
L = 11.9 m			9914.4 nội suy	11383	0.29	3301.13	16525		
12.19	42		12852	10251	1.29	13223.8			
L + 3.5B = 13.48			7650 nội suy						
13.72	22		6732						

Từ đó, ta có sức kháng mũi đơn vị cực hạn chưa hiệu chỉnh q_T là:

$$q_T = (q_{p1} + q_{p2}) / 2 = (5402 + 10459) / 2 = 7930.5 \text{ kPa.}$$

Hiệu chỉnh sức kháng

Mũi cọc nằm trong đất cát có N_{60} trung bình gần mũi cọc ≈ 30 . Do đó chiều sâu ngàm cần thiết là $D_c = 12B = 5.4$ m (từ bảng 1.1). Như vậy, để huy động tối đa sức kháng, thì mũi cọc cần phải ở độ sâu $9.9 + 5.4 = 15.3$ m. Trong khi đó, chiều sâu ngàm thực là $D_A = 11.9 - 9.9 = 2.0$ m. Như vậy, ta cần phải hiệu chỉnh sức kháng.

Trước hết, ta cần tính sức kháng mũi đơn vị tại độ sâu 9.9 m (mặt phân lớp). Quá trình tính thể hiện ở bảng 2.7, tương tự với bảng 2.6.

$$\Rightarrow q_p \text{ tại mặt phân lớp} = q_{LC} = (2713.2 + 6404.5) / 2 = 4558.8 \text{ kPa;}$$

Do lớp 1 yếu hơn lớp 2 nên:

$$q_p = q_{LC} + D_A / D_c (q_T - q_{LC}) = 4558.8 + \frac{2}{5.4} (7930.5 - 4558.8) = 5807.6;$$

$$f_{\text{cải hiệu chỉnh}} = \frac{f_{\text{oát}}}{q_T} \left[q_{LC} + \frac{D_A}{2D_C} (q_T - Q_{LC}) \right]$$

$$= \frac{40.12}{7930.5} \left[4558.8 + \frac{2}{2 \times 5.4} (7930.5 - 4558.8) \right] = 26.22 \text{ kPa} \quad (2.13)$$

$$\Rightarrow Q_p = 5807.6 \times 0.45^2 = 1176 \text{ kN} = 117.6 \text{ tấn};$$

$$Q_f = 4 \times 0.45 \times (f_{\text{bụi}} \times 9.9 \text{ m} + f_{\text{cải hc}} \times 2 \text{ m})$$

$$= 1.8 \times (31.93 \times 9.9 + 26.22 \times 2) = 663.4 \text{ kN} \approx 66.3 \text{ tấn}.$$

Bảng 2.7. Tính q_{p1} và q_{p2} tại lân cận 9.9 m

$z \text{ (m)}$	N_{60}	đất	q_p	q_{pi} ở giữa lớp phân tổ	$\Delta z_i \text{ (m)}$	$q_{pi} \times \Delta z_i$	$\sum q_{pi} \Delta z_i$
6.1	8	② $q_p = 153N_{60}$ (kPa)	1224				
9.9 - 8B = 6.3 m			1304.5 nội suy	1417.3	0.56	793.7	
6.86	10		1530	1836	0.76	1395.4	
7.62	14		2142	2295	0.76	1744.2	
8.38	16		2448	2907	0.76	2209.3	
9.14	22		3366	4743	0.77	3652.1	
							9794.6
							$q_{p1} = \frac{9794.6}{8B} = 2713.2 \text{ kPa}$
9.91	20	③ $q_p = 306N_{60}$ (kPa)	6120	6579	0.76	5000.0	
10.67	23		7038	6273	0.76	4767.5	
11.43	18		5508	5749.6	0.05	287.5	
9.9 + 3.5B = 11.48m			5991.2 nội suy				
12.19	42		12852				
							10055
							$q_{p2} = \frac{10055}{3.5B} = 6404.5$

Như vậy, sức chịu tải cực hạn là: $P_u = 117.6 + 66.3 \approx 184$ tấn;

sức chịu tải huy động là: $Q_{hd} = 117.6/3 + 66.3 \approx 105.5$ tấn (theo p.t. 2.8);

sức chịu tải cho phép là: $[Q] = 105.5 / 2 = 52.8$ tấn;

hệ số an toàn chung là: $F_s = 184 / 52.8 \approx 3.5$.

(Nếu không hiệu chỉnh theo D_c thì sức chịu tải cực hạn là:

$$P_u = 7930.5 \times 0.45^2 + 0.45 \times 4 \times (31.93 \times 9.9 + 40.12 \times 2) = 2319.3 \text{ kN} \approx 232 \text{ tấn}.$$

Ví dụ 2.3

Cho số liệu như ví dụ trên. Xác định sức chịu tải theo phương pháp Nordlund và Thurman. Biết mực nước ngầm ở 3 m.

Bước 1: Dự báo góc ma sát trong φ

Theo phần P.2.2.2, ta có thể dự báo góc ma sát trong φ của đất rời như sau:

Bảng 2.8. Dự báo góc φ

z (m)	N_{60}	N'_{60}	$\varphi \approx 54 - 27.6034 e^{-0.014N'_{60}}$	$\varphi \approx \arctg [N_{60} / (12.2 + 20.3 \sigma'_{vd})]^{0.34}$	Đất	Chọn φ
1.52	2	2.9	27.49		bùn rời / chặt vừa	27.49
3.05	6	7.3	29.09	32.62		30
4.57	6	7.0	28.96	31.84		30
6.10	8	8.8	29.61	33.64		31
6.86	10	10.8	30.27	35.30		32
7.62	14	14.8	31.56	38.05		33
8.38	16	16.5	32.10	38.93		34
9.14	22	22.2	33.77	41.58		35
9.91	20	19.7	33.06	40.28	cát chặt vừa	34.5
10.67	23	22.2	33.78	41.24		35
11.43	18	17.1	32.26	38.55		34
12.19	42	38.9	37.98	46.31		40
13.72	22	19.6	33.02	39.38		34.5

Bảng 2.9. Tính toán sức kháng bên theo Nordlund

z (m)	φ^0	K_s	C_F	σ'_v (bar)	$f_i = K_s C_F \sigma'_v \sin \delta$ (kPa)	$f_i \times \Delta z_i$
0	0				0	0
1.52	27.5	1.08	0.978	0.247	11.05	$11.05 \times 1.52 / 2 = 8.4$
3.05	30.0	1.25	0.973	0.498	27.89	$(11.05 + 27.89) / 2 \times 1.53 = 27.79$
4.57	30.0	1.25	0.973	0.599	33.59	46.72
6.10	31.0	1.39	0.971	0.705	45.20	60.27
6.86	32.0	1.53	0.969	0.759	55.04	38.09
7.62	33.0	1.67	0.966	0.816	66.31	46.11
8.38	34.0	1.81	0.964	0.875	79.00	55.22
9.14	35.0	1.95	0.962	0.939	93.53	65.56
9.91	34.5	1.88	0.963	1.002	95.10	72.62
10.67	35.0	1.95	0.962	1.067	106.25	76.51
11.43	34.0	1.81	0.964	1.128	101.76	79.04
11.90	38.0	2.85	0.956	1.173	181.77	$(101.76 + 181.77) / 2 \times (11.9 - 11.43) = 66.63$

Bước 2: Dự báo sức kháng bên theo Nordlund

Thể tích cọc chiếm chỗ: $V = 0.45^2 = 0.2025 \text{ m}^3/\text{m}$;

Cọc đều $\Rightarrow \omega = 0$;

Từ hình 2.14 đến hình 2.17, ta lập được các giá trị K_s như ở cột 3 trong bảng 2.9;

Từ hình 2.18, có $\delta / \varphi = 0.914$ (giá trị cực đại có thể có của đường cong c);

Từ hình 2.19 với các giá trị khác nhau của φ , ta được cột 4 (C_F) trong bảng 2.9.

$\sum f_i \Delta z_i = 644.98 \text{ kN/m}$. Đây chính là diện tích phần tô màu đen trên hình 2.27.

$$Q_t = u \sum f_i \Delta z_i = 4 \times 0.45 \times 644.98 \\ = 1161 \text{ kN} \approx 116.1 \text{ tấn.}$$

Bước 3: Tính sức kháng mũi theo Thurman

Ta tính góc ma sát trong để dự báo sức kháng mũi theo kiểu "Schmerrmann" như sau:

$$\varphi_{\text{mũi}} = \frac{\varphi_{3.5B} + \varphi_{8B}}{2}, \quad (2.14)$$

trong đó: $\varphi_{3.5B}$ - góc ma sát trong trung bình tính từ mũi cọc xuống dưới một đoạn 3.5B;

φ_{8B} - góc ma sát trong trung bình tính từ mũi cọc lên trên một đoạn 8B.

Trong ví dụ này:

$$\varphi_{\text{mũi}} \approx \frac{36.26 + 34.81}{2} = 35.54^\circ.$$

Ta có tỷ số chiều dài cọc với đường kính cọc là:

$$D / b' = 11.9 / 0.45 = 26.44.$$

Sử dụng hình 2.20 ta được $\alpha_T \approx 0.654$; Sử dụng hình 2.21 ta được $N'_q \approx 70.152$;

Tại độ sâu 11.9 m ta có $\sigma'_v \approx 117.3 \text{ kPa}$ nhỏ hơn giá trị giới hạn là 150 kPa.

Từ phương trình 2.7 ta có:

$$q_p = \alpha_T N'_q \sigma'_v = 0.654 \times 70.152 \times 117.3 \approx 5380 \text{ kPa.}$$

Tra trên hình 2.22 ta được sức kháng mũi tối đa là $q_u \approx 6.085 \text{ MPa} = 6085 \text{ kPa}$;

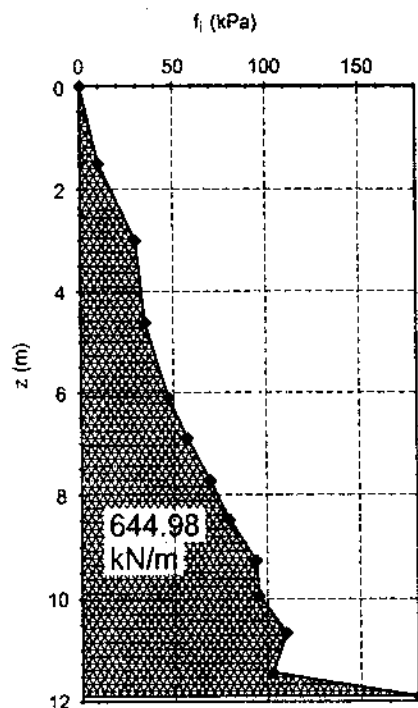
$$\Rightarrow q_p = 5380 \text{ kPa};$$

$$\Rightarrow Q_p = A_c q_p = 0.45^2 \times 5380 = 1089 \text{ kN} = 108.9 \text{ tấn.}$$

Như vậy, sức chịu tải cực hạn là: $P_u = Q_t + Q_p = 116.1 + 108.9 = 225 \text{ tấn}$;

Nếu lấy hệ số an toàn là $F_t = 2, F_p = 4$ thì ta có $[Q] = 116.1 / 2 + 108.9 / 4 = 85.3 \text{ tấn}$;

Hệ số an toàn chung là: $F_s = 225 / 85.3 \approx 2.64$.



Hình 2.27. Biểu đồ sức kháng bên

Ví dụ 2.4

Cho số liệu như ví dụ trên. Xác định sức chịu tải theo phương pháp β và Thurman.

Theo Gibbs và Holtz (1979) (xem phần 3.3.1.1,[1]), ta có thể dự báo độ chặt tương đối D_r như bảng 2.10. Bảng này cũng trình bày số liệu tính toán sức kháng bên f_i theo cách tính β của Bushan (phần 2.5.3).

Bảng 2.10. Sức kháng bên theo cách tính β - Bushan

z (m)	N_{60}	σ'_v (kPa)	D_r (%)	$\beta = 0.18 + 0.0065 D_r$	$f_i = \beta \sigma'_v$ (kPa)	$f_i \times \Delta z_i$
0					0	0
1.52	2	24.7	16.2	0.29	7.05	$7.05 \times 1.52 / 2 = 5.36$
3.05	6	49.8	34.9	0.41	20.25	$(7.05 + 20.25) / 2 \times 1.53 = 20.88$
4.57	6	59.9	33.6	0.40	23.86	33.52
6.10	8	70.5	40.0	0.44	31.01	41.98
6.86	10	75.9	45.7	0.48	36.20	25.54
7.62	14	81.6	54.5	0.53	43.59	30.32
8.38	16	87.5	57.3	0.55	48.37	34.94
9.14	22	93.9	63.5	0.59	55.67	39.54
9.91	20	100.2	61.3	0.58	58.00	43.76
10.67	23	1.067	63.5	0.59	63.26	46.08
11.43	18	1.128	58.1	0.56	62.88	47.93
11.90	42	1.203	67.9	0.62	72.88	$(62.88 + 72.88) / 2 \times 0.47 = 31.90$

$\sum f_i \Delta z_i = 401.77$ kN/ m. Đây chính là diện tích phần tô màu đen trên hình 2.28.

$$Q_r = u \sum f_i \Delta z_i = 4 \times 0.45 \times 401.77 = 723 \text{ kN} \\ \approx 72.3 \text{ tấn.}$$

Vẫn theo cách tính Thurman (ở ví dụ 2.3) ta có:

$$Q_p = 108.9 \text{ tấn.}$$

Như vậy, sức chịu tải cực hạn là:

$$P_u = Q_r + Q_p = 72.3 + 108.9 = 181.2 \text{ tấn;}$$

Nếu lấy hệ số an toàn như ví dụ trên, ta có:

$$[Q] = 72.3/2 + 108.9/4 = 63.4 \text{ tấn;}$$

Hệ số an toàn chung là: $F_s = 181.2/63.4 \approx 2.9$.

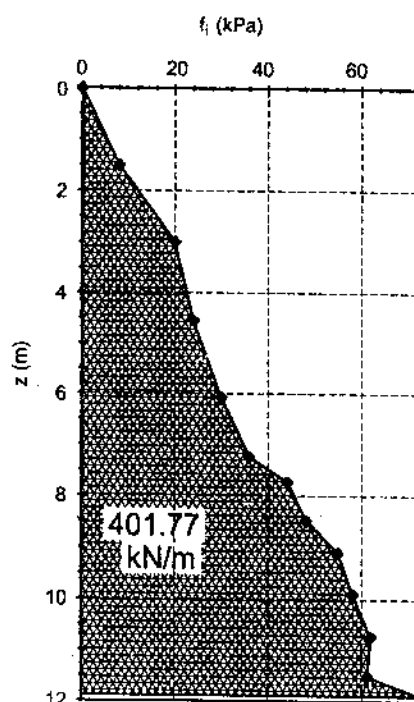
Kết luận:

Sức chịu tải cực hạn được dự báo trong khoảng 181 ÷ 225 tấn;

Sức chịu tải cho phép được dự báo trong khoảng 53 ÷ 85 tấn;

Chọn $[P] = 75$ tấn;

Hệ số an toàn chung trong khoảng 2.6 ÷ 3.5.



Hình 2.28. Biểu đồ sức kháng bên

Nhận xét 1: Nếu lấy góc φ lớn như trong cột 5, bảng 2.8 thì sức kháng cực hạn (theo Nordlund + Thurman) sẽ lên tới 464 tấn. Còn nếu lấy góc φ như cột 4, bảng 2.8 thì sức kháng cực hạn (theo Nordlund + Thurman) sẽ còn 192 tấn. Nhiều tác giả nhận xét, góc φ ở cột 4 (là góc φ dự báo theo Peck, Hanson và Thornburn, sử dụng N'_{60} đã hiệu chỉnh hoàn toàn) thì phù hợp nhất cho việc dự báo sức chịu tải của cọc.

Nhận xét 2: Khi tính sức kháng mũi theo Thurman, nếu lấy luôn góc $\varphi = 40^\circ$ tại mũi (giá trị φ cục bộ) để tính thì sức kháng mũi sẽ tăng thêm đáng kể. Tuy nhiên, cách này không phù hợp, vì trong đất cát, mặt trượt sâu (khi đất ở mũi cọc bị phá hoại) thường kéo khá dài, do đó ta phải tính $\varphi_{mũi}$ như ở phương trình 2.14. Với đất sét thì ta có thể lấy giá trị sức kháng cát cục bộ ở mũi cọc để tính sức kháng mũi.

Ví dụ 2.5

Cho cọc như các ví dụ trên. Tuy nhiên, trước khi đóng cọc, người ta khoan mỗi đường kính 40 cm. Hơn nữa, công trình là móng cọc ở trụ cầu dẫn, gần bờ sông. Vào mùa lũ, nước có khả năng xói mòn 1.52 m đất đầu tiên, và mực nước ngầm dâng cao ngang mặt đất. Dự báo sức chịu tải của cọc.

Dự báo sức kháng bên theo Nordlund

Do việc khoan mỗi, thể tích cọc chiếm chỗ còn là: $V = 0.45^2 \cdot \pi \times 0.4^2 / 4 = 0.0768 \text{ m}^3/\text{m}$; Cọc tiết diện đều đều $\Rightarrow \omega = 0$; Giá trị K_s sẽ khác với giá trị trong bảng 2.9 vì V đã nhỏ đi còn $0.0768 \text{ m}^3/\text{m}$; Từ hình 2.18, ta có $\delta / \varphi = 0.7209$ (đường cong c); Giá trị C_F cũng khác với giá trị trong bảng 2.9 vì tỷ số δ / φ đã nhỏ đi.

Hơn nữa, vì đất bị xói mòn mất 1.52 m nên tại 1.52 m, ta phải đổi giá trị φ từ 27.5° thành 0° . Và ứng suất hữu hiệu σ'_v tại mọi điểm đều nhỏ đi do bị mất 1.52 m đất và mực nước ngầm dâng cao.

Bạn đọc tự tính phần này và kiểm chứng kết quả sau:

Nếu không có lũ: $Q_r = 734 \text{ kN}$;

Nếu có lũ (và xói mòn): $Q_r = 377 \text{ kN}$.

Dự báo sức kháng mũi theo Thurman

Vì tỷ số D / b nhỏ đi và là: $D / b = (11.9 - 1.52) / 0.45 = 23.07$ nên hệ số α_T sẽ thay đổi chút ít. Quan trọng nhất là ứng suất hữu hiệu giảm đi đáng kể.

Bạn đọc tự tính phần này và kiểm chứng kết quả sau:

Nếu không có lũ: $Q_p = 1089 \text{ kN}$ (không đổi so với ví dụ 2.3);

Nếu có lũ (và xói mòn): $Q_p = 729 \text{ kN}$.

Như vậy, dự báo theo Nordlund và Thurman thì với cọc khoan mỗi + đóng này:

- Trong mùa khô: $P_u = 73.4 + 108.9 = 182.3 \text{ tấn}$ (giảm 19% so với không khoan mỗi);

- Trong mùa lũ: $P_u = 37.7 + 72.9 = 110.6 \text{ tấn}$ (giảm 51%);

$$[Q] = 37.7 / 2 + 72.9 / 4 = 37.1 \text{ tấn}.$$

Sức chịu tải giảm một nửa so với các ví dụ trước. Vì vậy, khi thiết kế, cần đặc biệt chú ý đến công nghệ thi công, và đến tình thế xấu nhất xảy ra khi sử dụng công trình (thường là mùa lũ).

2.7. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO THÍ NGHIỆM CPT

2.7.1. Cách tính LCPC cũ (1982) (TCXD 205-1998) cho mọi loại cọc

Cách tính LCPC cũ của Bustamante và Gianceselli (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Pháp) được đưa ra vào năm 1982 tại hội nghị châu Âu về "Thí nghiệm xuyên". Sau đó cách tính được hiệu chỉnh vài lần. Tuy nhiên, chính hai tác giả trong hội nghị 1982 đã nêu ra rằng, cách tính này có độ tin cậy không cao lắm. Cách tính này là cách tính được trình bày trong quy phạm Việt Nam (TCXD 205 - 1998) cũng như trong một số giáo trình nền móng hiện hành.

2.7.2. Cách tính LCPC mới (1983 ÷ 1992) cho mọi loại cọc

Cách tính LCPC mới về cơ bản vẫn giống cách tính LCPC cũ. Tuy nhiên các bảng số được thay bằng các đồ thị. Cách tính mới này được đánh giá là có độ tin cậy cao hơn.

2.7.2.1. Ma sát bên (sức kháng bên)

Các bước tính toán như sau:

Bước 1: Dựa vào bảng 2.11 để xác định ký hiệu nhóm của cọc thiết kế;

Bước 2: Tra bảng 2.12 để tìm ký hiệu đường cong;

Bước 3: Tra các hình 2.29.a, b, và c để tìm ma sát bên đơn vị f_1 của cọc. Sau đó, áp dụng phương trình (1.4) để tìm tổng ma sát bên.

Bảng 2.11. Bảng phân nhóm cọc

Nhóm	Loại cọc
1. FS	Cọc khoan nhồi không sử dụng dung dịch khoan. Chỉ phù hợp với nền sét trên mực nước ngầm
2. FB	Cọc khoan nhồi có sử dụng dung dịch khoan (bentonite,...)
3. FT (FTU)	Cọc khoan nhồi sử dụng casing (ống đỡ thành) suốt dọc cọc nhồi. Khi rút casing thì cũng đổ bê tông xuống
4. FTC	Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ sử dụng khoan guồng xoắn (cọc augercast). Vữa bê tông độ sụt lớn được phun qua lỗ rỗng của cần guồng xoắn, đồng thời guồng xoắn vừa xoay vừa rút lên
5. FPU	Cọc khoan nhồi vào lỗ đào thủ công
6. FIG - BIG	Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ (≤ 25 cm) có casing (micro pile loại I)
7. VMO	Cọc xoắn vào đất cát trên mực nước ngầm hoặc vào đất sét
8. BE	Cọc thép đóng có phủ bề mặt bằng vữa xi măng
9. BBA	Cọc bê tông (có thể ứng suất trước) đóng hoặc rung và đóng
10. BM	Cọc thép đóng (không phủ mặt bằng vữa xi măng)

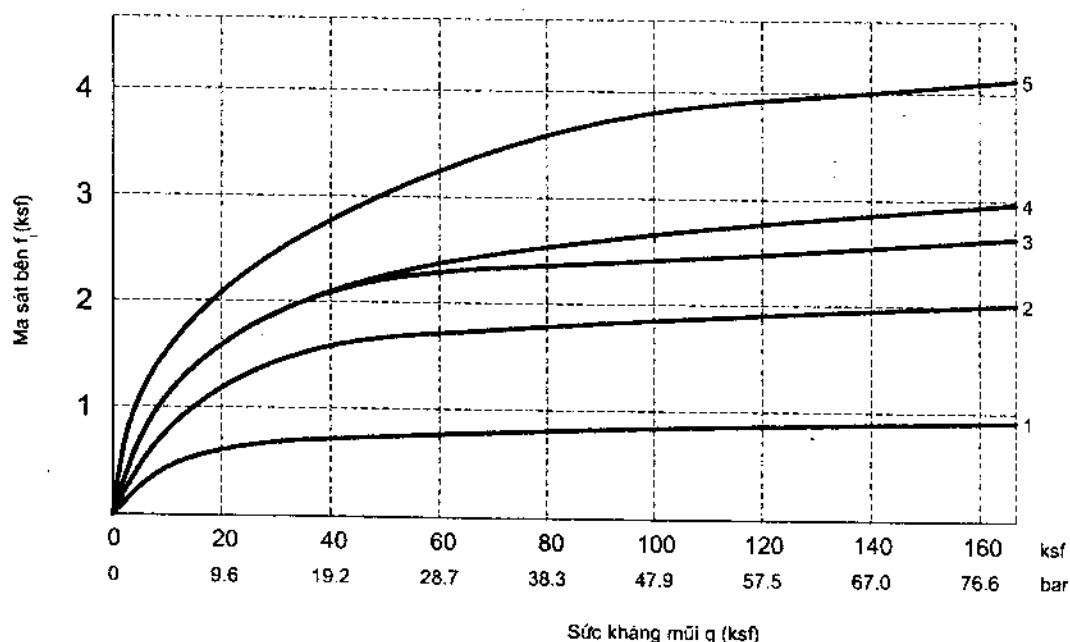
Nhóm	Loại cọc
11. BPR	Cọc rỗng, tròn bằng bê tông. Các đoạn cọc thường dài $1.5 + 3.0$ m, đường kính ngoài $70 + 90$ cm, đường kính trong $40 + 60$ cm. Cọc nối với nhau bằng ứng suất trước.
12. BFR	Cọc rỗng: khi rút casing thì đổ vữa xi măng độ sụt nhỏ vào và đầm chặt lên để bê tông ở đáy
13. BMO	Cọc rỗng đổ vữa xi măng độ sụt vừa
14. VBA	Cọc ép bê tông
15. VME	Cọc ép thép
16. FIP	Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ (≤ 25 cm) (cọc micro pile loại II).
17. BIP	Cọc phun dưới áp suất lớn, đường kính cọc trên 25 cm

Bảng 2.12. Bảng ký hiệu đường cong

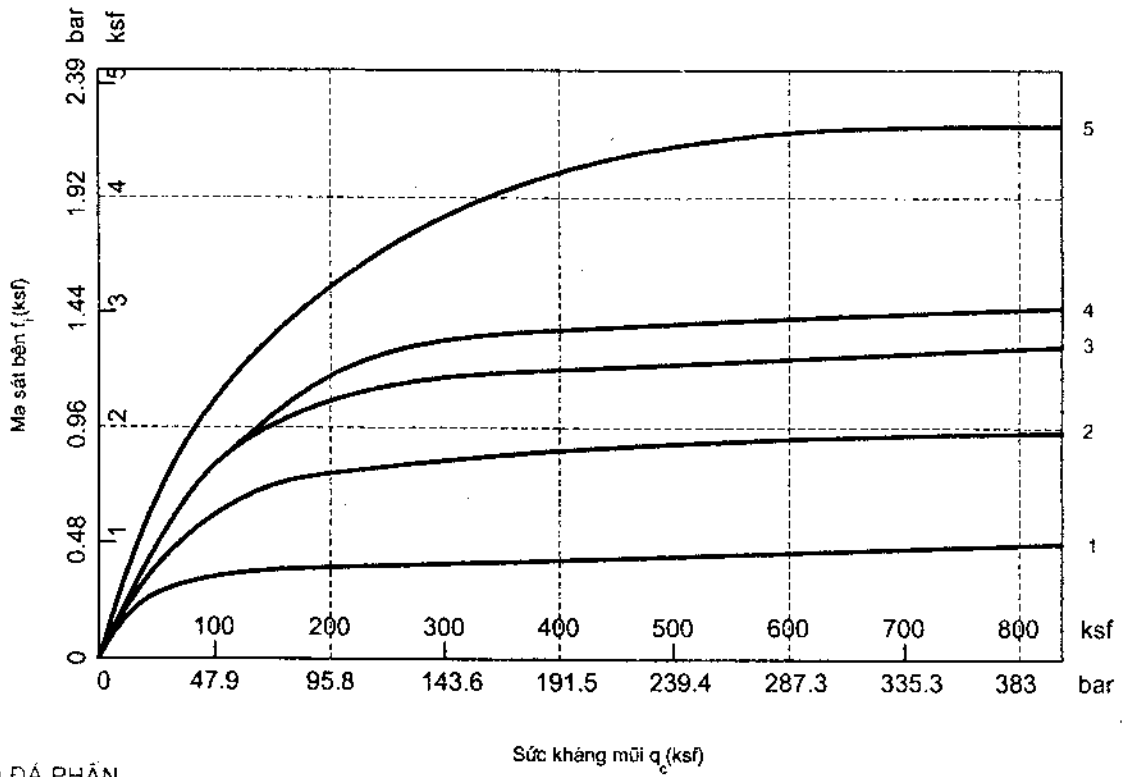
Đường cong #	q_c (bar)	Nhóm (từ bảng 2.11)	Ghi chú
ĐẤT SÉT VÀ/ HOẶC BỤI			
1	< 7.3	1 + 17	
	> 7.3	1,2	Đường cong 1 có ma sát bên thấp nhất, do đó thường dùng cho những trường hợp xấu.
2	> 12.5	4,5,8 + 11,13 + 15	Với cọc thép (số 8,10,15), nếu đất có tính dính cao thì nên dùng đường cong #1 cho an toàn; Với cọc đóng bê tông, nếu đất có tính dính thấp (đất lẫn nhiều cát, cuội), thì ma sát bên có thể cao hơn, ta có thể dùng đường cong #3.
	> 12.5	7	
	> 12.5	1,2	Nếu thi công cọc nhồi được giám sát chặt chẽ, thành hố khoan được làm sạch và nhám, bê tông đổ ngay, đất có $q_c > 47$ bar thì có thể dùng đường cong #3.
	> 12.5	3	Nếu thi công cọc nhồi dưới mực nước ngầm đòi hỏi bơm hút nước liên tục, do đó phải di chuyển casing thì nên dùng đường cong #1 cho an toàn.
3	12.5 + 20.9	12	
5	> 20.9	16,17	Dùng nếu chất lượng thi công tốt.
ĐẤT CÁT - SỎI			
1	< 36.5	2 + 4,6 + 15	
2	> 36.5	6,7,9 + 15	Với cát mịn: Cọc thép: nếu có thí nghiệm nền tĩnh kiểm chứng mới dùng đường cong #2, nếu không nên dùng đường cong #1; Cọc bê tông: nếu $q_c > 78.3$ bar thì dùng đường cong #2; ngược lại, dùng giá trị giữa đường #1 và #2.
	> 52.2	2,3	Nếu cọc nhồi dài hơn 30 m trong cát mịn, nên dùng giá trị giữa đường #1 và #2.
	> 52.2	4	

Đường cong #	q_c (bar)	Nhóm (từ bảng 2.11)	Ghi chú
3	> 78.3	6,7,9 10,13 ÷ 15,17	Thường là với cát sỏi. Nếu cọc bê tông, có thể dùng giá trị lớn hơn đường cong #3.
	> 78.3	2,3	Cho cọc nhồi ngắn hơn 30 m.
			Nếu vào cuối sỏi có $q_c > 42$ bar, có thể dùng đường #4.
4	> 78.3	8,12	Cho cát sỏi và cuội.
5	> 52.2	16,17	Dùng nếu chất lượng thi công tốt.
ĐÁ PHẤN			
Đường cong #	q_c (bar)	nhóm (từ bảng 2.11)	Ghi chú
1	< 31.3	1÷4,6÷15	
3	> 31.3	7 ÷ 11, 13 ÷ 15	Dùng đường cong #2 nếu: $q_c < 73$ bar, dưới mực nước ngầm, cọc thép hoặc bê tông thành nhẵn; Dùng giá trị lớn hơn đường cong #3 nếu $q_c > 125$ bar.
	> 47	6,8	
	> 47	1 ÷ 3,5,7	Cho cọc nhồi trên mực nước ngầm và bê tông được đổ ngay sau khi khoan; Nếu $q_c > 125$ bar và trên mực nước ngầm thì có thể dùng giá trị lớn hơn đường cong #3. Nếu đá dưới mực nước ngầm, thành hố khoan nhẵn, hay đá phấn xáo trộn nhiều ở thành hố khoan thì nên giảm ma sát bên xuống bằng đường cong #2.
4	> 47	12	
	> 47	16,17	Dùng nếu chất lượng thi công tốt.

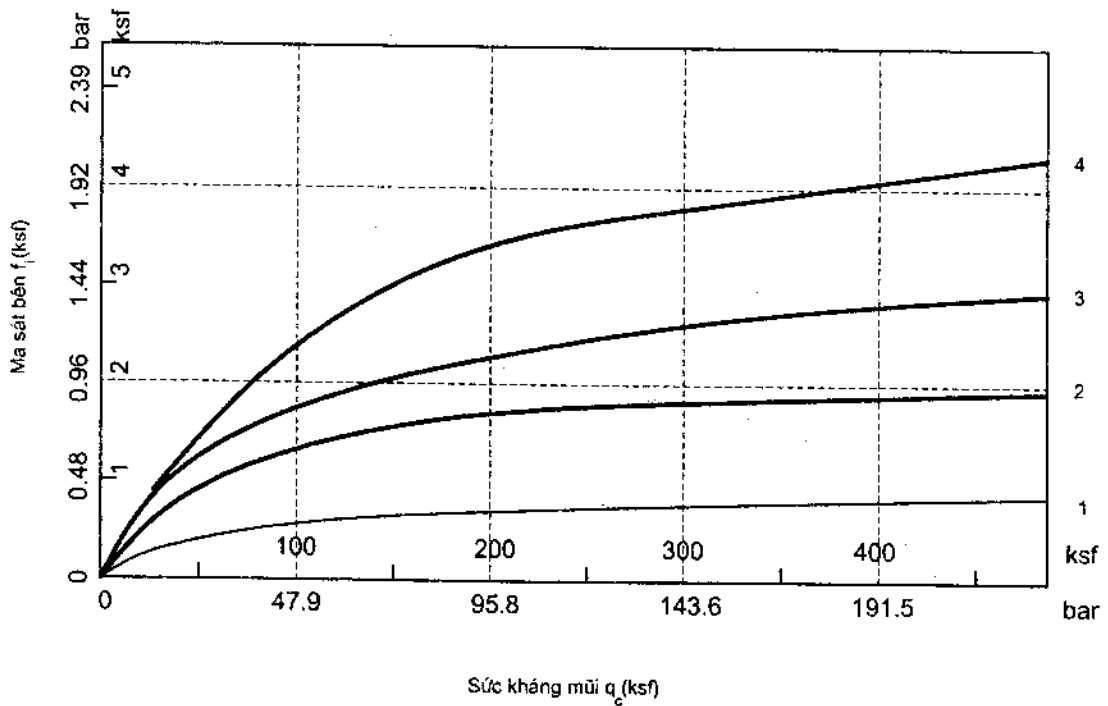
A) SÉT; BỤI



B) CÁT - SỎI



C) ĐÁ PHÂN



Hình 2.29. Ma sát bên của cọc trong các loại đất/ đá (LCPC)

2.7.2.2. Sức kháng mũi

Sức kháng mũi đơn vị là: $q_p = K_r q_c$.

Sau đó áp dụng phương trình (1.5) để tìm tổng sức kháng mũi.

trong đó: K_r - hệ số quy đổi từ CPT sang cọc - tra bảng 2.13;

q_c - sức kháng mũi đo được từ CPT, thường là giá trị trung bình trong khoảng 1B từ mũi cọc xuống (B là đường kính cọc).

Bảng 2.13. Hệ số K_r cho sức kháng mũi

Loại đất	Sét - bụi	Cát - sỏi	Đá phần
Cọc nhồi	0.375	0.150	0.200
Cọc đóng	0.600	0.375	0.400

2.7.3. Cách tính của Schmertmann CPT

2.7.3.1. Ma sát bên (sức kháng bên)

Trong đất cát, sức kháng bên đơn vị f_1 là giá trị tối thiểu trong ba giá trị sau:

$$\bullet f_1 = K \times f_s \times \min\left(1, \frac{1}{8B}\right); \quad (2.15)$$

$$\bullet f_2 = 0.12 \text{ MPa} = 1.2 \text{ bar} \approx 2.4 \text{ ksf};$$

$$\bullet f_3 = c \times q_c. \quad (2.16)$$

trong đó: q_c và f_s - kết quả thí nghiệm CPT;

K - giá trị tra trong hình 2.30; c là giá trị trong bảng 2.14;

L - chiều dài cọc;

l - độ sâu từ mặt đất đến điểm tính f_1 ;

B - đường kính cọc.

Nếu f_1 là giá trị tối thiểu, dựa trên phương trình (2.15) và (1.4), ta có thể viết lại tổng ma sát bên của cọc trong đất cát theo phương trình đơn giản sau:

$$Q_f = u \sum f_i \times \Delta z_i = u \left[\frac{1}{2} \sum_{z=0}^{8B} K \times f_s \times \Delta z_i + \sum_{z=8B}^L K \times f_s \times \Delta z_i \right] \quad (2.17)$$

Bảng 2.14. Hệ số c cho sức kháng bên trong đất cát (Schmertmann)

Loại cọc	Bê tông	Bê tông mở rộng mũi	Cọc rung	Gỗ	Thép (ống mũi kín)	Thép (H, hoặc ống mũi hở)
c	0.012	0.009	0.018		0.012	0.008

Trong đất dính, sức kháng bên đơn vị f_1 là giá trị tối thiểu trong hai giá trị sau:

$$f_1 = \alpha \times f_u \times \min\left(1, \frac{1}{8B}\right); \quad (2.18)$$

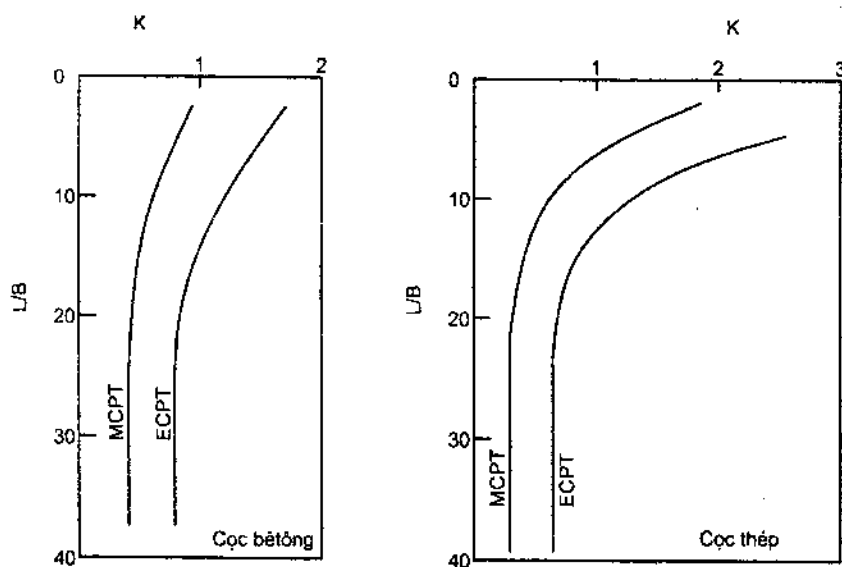
$$f_2 = \alpha \times S_u. \quad (2.19)$$

trong đó: α - giá trị trong hình 2.31;

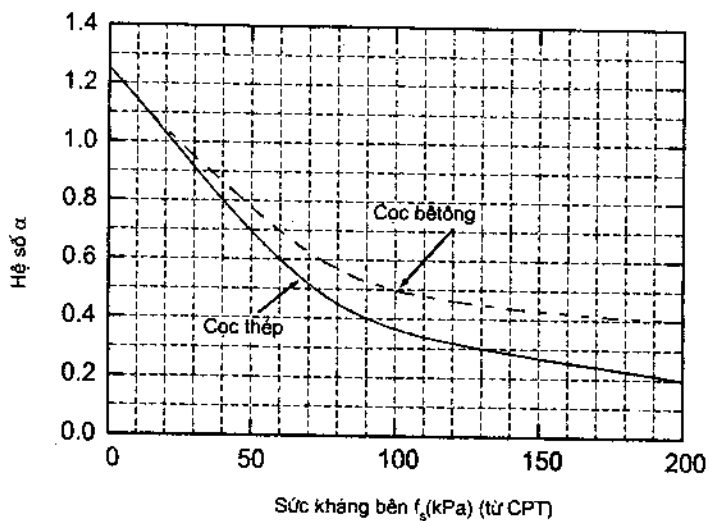
S_u - sức kháng cắt không thoát nước (nếu biết S_u).

2.7.3.2. Sức kháng mũi

Theo Schmertmann, sức kháng mũi của cọc lấy theo cách tính của De Ruiter và Beringen (mục 2.7.4).



Hình 2.30. Hệ số K tính toán ma sát bên của cọc trong đất cát (Schmertmann)



Hình 2.31. Ma sát bên của cọc trong đất dính (Schmertmann)

2.7.4. Cách tính của De Ruiter và Beringen

2.7.4.1. Ma sát bên (sức kháng bên)

Hơi khác một chút so với cách tính Schmertmann, ma sát bên của cọc theo De Ruiter và Beringen được lấy như sau:

Trong đất cát, sức kháng bên đơn vị f_1 là giá trị tối thiểu trong ba giá trị sau:

- $f_1 = f_k$ của thí nghiệm CPT;
- $f_2 = 0.12 \text{ MPa} = 1.2 \text{ bar} \approx 2.4 \text{ ksf}$;
- $f_3 = c \times q_{ex}$;
 - Để tính sức chịu tải nén: $c = 1 / 300$;
 - Để tính sức chịu tải kéo: $c = 1 / 400$.

Trong đất sét, $f_1 = \alpha S_{u1}$.

- Trong đất sét cổ kết thường (NC): $\alpha = 1.0$;
- Trong đất sét quá cổ kết (OC): $\alpha = 0.5$.

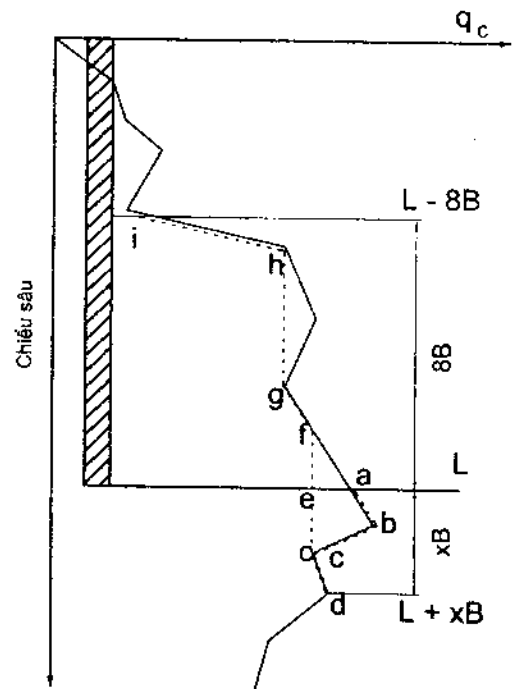
2.7.4.2. Sức kháng mũi

Sức kháng mũi đơn vị chính bằng giá trị trung bình của sức kháng mũi đo được từ CPT. Tuy nhiên, quá trình tính "trung bình" rất đặc biệt và hơi phức tạp:

$$q_p = \frac{q_{e1} + q_{e2}}{2}, \quad (2.20)$$

trong đó: q_{e1} - giá trị nhỏ nhất trong các giá trị q_{ex} ;

q_{ex} là giá trị trung bình q_c (sức kháng mũi CPT) từ L đến $L + xB$ (giá trị thực), rồi từ $L + xB$ ngược lên L (giá trị nhỏ nhất). Ví dụ trên hình 2.32, ta sẽ tính q_{ex} trung bình trên quãng đường $a - b - c - d - c - e$. Đoạn $a - b - c - d$ là đoạn giá trị thực từ xuyên CPT. Đoạn $d - c - e$ (đi lên) là đoạn đường theo giá trị nhỏ nhất: q_{e2} - giá trị trung bình từ L ngược lên $L - 8B$ (giá trị nhỏ nhất). Trong hình 2.32, ta cần tìm q_{e2} theo đoạn đường $e - f - g - h - i$.



Hình 2.32. Ví dụ tìm q_p
 L - chiều dài cọc, B - đường kính cọc,
 $x = 0,7 + 3,75$ (đôi khi x lấy từ 0.7 đến 4).

Trong đất sét, sức kháng mũi đơn vị có thể còn được tính như phương trình (1.13) (mục 1.2.5.2):

$$q_p = 9S_u.$$

Tuy nhiên, q_p phải nhỏ hơn giá trị giới hạn q_{pL} :

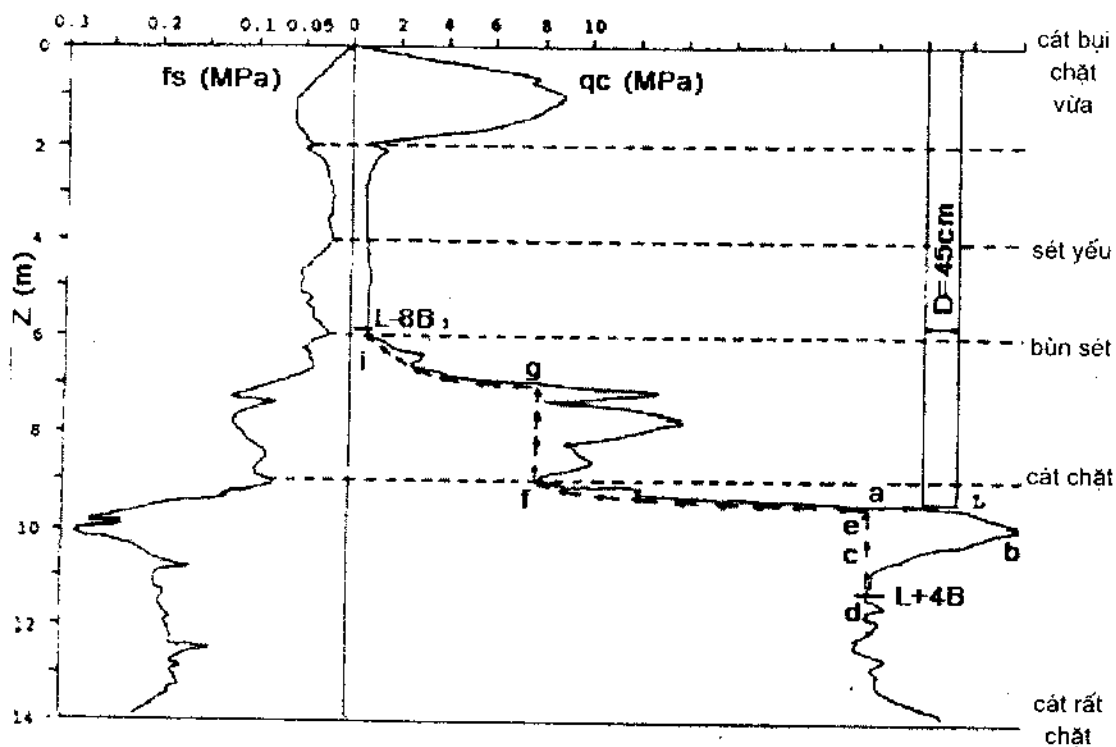
$$q_{pL} = 150 \text{ kG/cm}^2 \text{ (15 MPa) với đất rời chặt, rất chặt:}$$

$$q_{pL} = 100 \text{ kG/cm}^2 \text{ (10 MPa) với các loại đất khác.}$$

2.7.5. Ví dụ tính sức chịu tải của cọc từ thí nghiệm CPT

Ví dụ 2.6

Cho số liệu xuyên tĩnh như hình 2.33, giá trị trung bình của từng đoạn 1 m được tóm tắt trên hình 2.34. Ngoài ra, còn có các số liệu sau: cọc thép tròn (đai cao) bịt kín mũi đường kính $\Phi 45 \text{ cm}$, có chiều dài $L = 9.5 \text{ m}$. Dự báo sức chịu tải theo cách tính De Ruiter và Beringen.



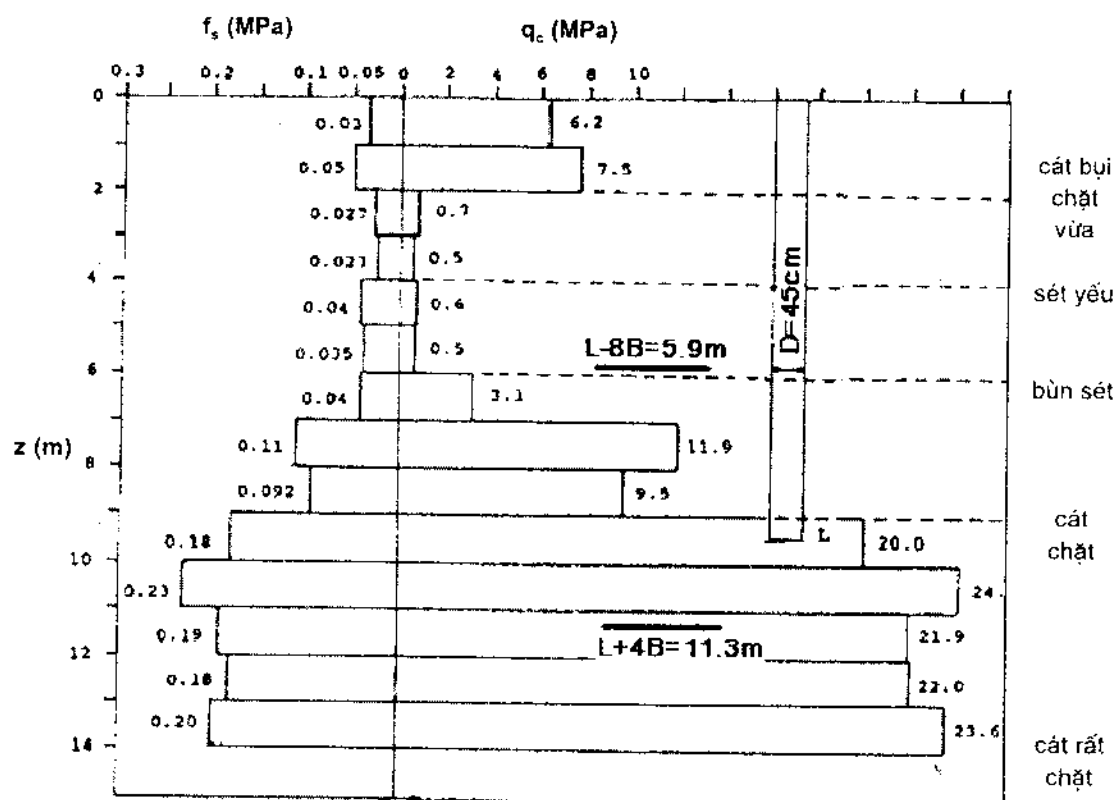
Hình 2.33. Kết quả thí nghiệm xuyên CPT

Sức kháng mũi

q_{c2} là giá trị trung bình q_c từ L đi ngược lên L - 8B (8B = 3.6 m) theo con đường có q_c nhỏ nhất, tức là đường e - f - g - i trên hình 2.33:

Đoạn	e - f	f - g	g - i	
$q_{ci} \times \Delta Z_i$	$\frac{22+8}{2} \times 0.5 = 7.5$	$8 \times 2 = 16$	$\frac{8+0.6}{2} \times 1.1 = 4.73$	$\Sigma = 28.23$

$$\Rightarrow q_{c2} = 28.23 / 3.6 = 7.84 \text{ MPa.}$$



Hình 2.34. Kết quả thí nghiệm xuyên CPT tính trung bình từng đoạn 1m

q_{cx1} là giá trị trung bình q_c từ L xuống L + 4B (4B = 1.8 m) theo con đường thực a - b - d trên hình 2.33:

Đoạn	a - b	b - d	
$q_{cx1} \times \Delta z_1$	$\frac{23.2 + 28}{2} \times 0.5 = 12.8$	$\frac{28 + 22}{2} \times 1.3 = 32.5$	$\Sigma = 45.3$

$$\Rightarrow q_{cx1} = 45.3 / 1.8 = 25.17 \text{ MPa.}$$

q_{cx2} là giá trị trung bình q_c từ L + 4B lên L theo con đường có q_c nhỏ nhất d - c - a trên hình 2.33. Ta có ngay $q_{cx2} = 22.0 \text{ MPa}$;

$$\Rightarrow q_{cx} = (q_{cx1} + q_{cx2}) / 2 = (25.17 + 22.0) = 23.58 \text{ MPa.}$$

Từ hình 2.33, ta thấy rằng, từ 0.7B đến 4B dưới mũi cọc, giá trị q_{cx} vừa tính là nhỏ nhất (vì khi $x < 4B$ thì cả q_{cx1} và q_{cx2} đều lớn hơn). Do đó, $q_{c1} = q_{cx} = 23.58 \text{ MPa}$.

$$\Rightarrow q_p = (q_{c1} + q_{c2}) / 2 = (23.58 + 7.84) / 2 = 15.71 \text{ MPa};$$

Tuy nhiên, q_p phải nhỏ hơn q_{pL} , do đó $q_p = 15 \text{ MPa}$.

$$\Rightarrow \text{Sức kháng mũi } Q_p = q_p \times A_c = 15 \times [\pi / 4 \times 0.45^2] = 2.45 \text{ MN} = 245 \text{ tấn.}$$

Sức kháng bên

Chia cọc thành các đoạn có $\Delta z_1 = 1 \text{ m}$, riêng ở mũi cọc thì $\Delta z_1 = 0.5 \text{ m}$. Kết quả tính toán được lập thành bảng 2.15:

Bảng 2.15. Sức kháng bên - De Ruiter và Beringen

	Sâu (m)	q_c (kPa) hình 2.34	$f_1 = f_s$ (kPa)	f_2 (kPa)	f_3 (kPa) = $q_c / 300$	f_i (kPa) = min	$f_i \times \Delta z_i$ (kN/ m)
CÁT	0 ÷ 1	6200	30	120	20.67	20.67	20.67
	1 ÷ 2	7500	50		25.00	25.00	25.00
	6 ÷ 7	3100	40		10.33	10.33	10.33
	7 ÷ 8	11900	110		39.67	39.67	39.67
	8 ÷ 9	9500	92		31.67	31.67	31.67
	9 ÷ 9.5	20000	180		66.67	66.67	33.33
SÉT / BÙN	Sâu (m)	q_c (kPa) hình 2.34	σ_{vo} (kPa)	$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{11 \div 15}$ (p.t. P-15)	f_i (kPa) = $\alpha \times S_u$	$f_i \times \Delta z_i$ (kN/ m)	
	2 ÷ 3	700	45	55	55	55	
	3 ÷ 4	500	64.5	36	36	36	
	4 ÷ 5	600	85.5	34	34	34	
	5 ÷ 6	500	106.5	26	26	26	

$$\sum f_1 \times \Delta z_i = 311.67 \text{ kN/ m};$$

Từ phương trình (1.4) ta có: $Q_f = u \sum f_1 \times \Delta z_i = [\pi \times 0.45] \times 311.67 = 440.6 \text{ kN} = 44 \text{ tấn};$

Vậy sức chịu tải cực hạn là: $P_u = Q_p + Q_f = 245 + 44 = 289 \text{ tấn}.$

Cọc chủ yếu làm việc nhờ sức kháng mũi (cọc chống), mà sức kháng mũi thường chỉ huy động hết khi chuyển vị của cọc lớn. Do đó, sức chịu tải cho phép là:

$$[Q] = Q_p / 4 + Q_f / 2 - w = 245 / 4 + 44 / 2 - 3 = 80 \text{ tấn};$$

ở đây: w - khối lượng bản thân cọc thép ($w = 3 \text{ tấn}$ trong ví dụ này).

Ví dụ 2.7

Với số liệu ở trên, dự báo sức chịu tải theo cách tính Schmertmann.

Sức kháng mũi $Q_p = 245 \text{ tấn}$ (theo De Ruiter và Beringen).

Sức kháng bên

Tương tự cách tính DeRuiter và Beringen, ta lập được bảng 2.16:

Trong bảng, f_1 được tính dựa trên hệ số $K = 0.78$ (tra từ hình 2.30, cọc thép, $L / B = 21.1$, xuyên côn đo bằng điện ECPT); còn f_3 được tính dựa vào $c = 0.012$ từ bảng 2.14.

Từ bảng 2.16: $\sum f_1 \times \Delta z_i = 355.8 \text{ kN/ m};$

$$Q_f = u \sum f_1 \times \Delta z_i = [\pi \times 0.45] \times 355.8 = 503 \text{ kN} = 50 \text{ tấn};$$

$$P_u = Q_p + Q_t = 245 + 50 = 295 \text{ tấn};$$

$$[Q] = Q_p / 4 + Q_t / 2 - w = 245 / 4 + 50 / 2 - 3 = 83 \text{ tấn}.$$

Bảng 2.16. Sức kháng bên - Schmertmann

	Sâu (m)	q_c (kPa) hình 2.34	f_1 (kPa)	f_2 (kPa)	f_3 (kPa) $= c \times q_c$	f_1 (kPa) $= \min$	$f_1 \times \Delta z_i$ (kN/m)
CÁT	0 ÷ 1	6200	3.2	120	74.4	3.2	3.2
	1 ÷ 2	7500	16.2		90.0	16.2	16.2
	6 ÷ 7	3100	31.2		37.2	31.2	31.2
	7 ÷ 8	11900	85.8		142.8	85.8	85.8
	8 ÷ 9	9500	71.8		114.0	71.8	71.8
	9 ÷ 9.5	20000	140.4		240.0	120	60
SÉT / BÙN	Sâu (m)	q_c (kPa) hình 2.34	f_s (kPa) hình 2.34	S_u (kPa)	α	f_1 (kPa) = $\min$	$f_1 \times \Delta z_i$ (kN/m)
	2 ÷ 3	700	27	55	0.92	17.25	17.25
	3 ÷ 4	500	23	36	0.94	21.02	21.02
	4 ÷ 5	600	40	34	0.80	27.2	27.2
	5 ÷ 6	500	35	26	0.85	22.1	22.1

Ví dụ 2.8

Với số liệu ở trên, dự báo sức chịu tải theo cách tính LCPC mới.

Sức kháng mũi

Từ bảng 2.13, đất tại mũi cọc là cát, cọc đóng $\Rightarrow K_c = 0.375$;

q_c trung bình trong khoảng 1B từ mũi cọc xuống là 23.4 MPa (hình 2.33);

$$\Rightarrow q_p = K_c q_c = 8.8 \text{ MPa};$$

$$\Rightarrow Q_p = 8.8 \times \pi / 4 \times 0.45^2 = 1.44 \text{ MN} = 144 \text{ tấn}.$$

Sức kháng bên

Từ bảng 2.11, cọc này thuộc loại nhóm 10 (cọc BM);

Từ bảng 2.12:

- Đất sét / bùn (từ 2 đến 6 m): Vì $q_c < 7.3$ bar và cọc nhóm 10 nên ta sử dụng đường cong 1 (hình 2.29a);
- Đất cát: Khi $q_c > 78.3$ bar (chặt), ta dùng đường cong 3; nếu $36.5 < q_c \leq 78.3$ bar (chặt vừa) ta dùng đường cong 2 (hình 2.29b).

Giá trị tính toán sức kháng bên được lập thành bảng 2.17.

Bảng 2.17. Sức kháng bên - LCPC

	Sâu (m)	q_c (MPa)	q_c (ksf)	Đường cong	f_i (ksf)	f_i (kPa)	$f_i \times \Delta z_i$ (kN/m)
CÁT	0 ÷ 1	6.2	124	2; hình 2.29b	1.30	65	65
	1 ÷ 2	7.5	150		1.38	69	69
	6 ÷ 7	3.1	62		1.14	57	57
	7 ÷ 8	11.9	238	3; hình 2.29b	2.24	112	112
	8 ÷ 9	9.5	190		2.10	105	105
	9 ÷ 9.5	20.0	400		2.40	120	60
SÉT / Bùn	2 ÷ 3	0.7	14	1; hình 2.29a	0.48	24	24
	3 ÷ 4	0.5	10		0.38	19	19
	4 ÷ 5	0.6	12		0.42	21	21
	5 ÷ 6	0.5	10		0.38	19	19

$$\sum f_i \times \Delta z_i = 551 \text{ kN/m};$$

$$Q_f = u \sum f_i \times \Delta z_i = [\pi \times 0.45] \times 551 = 779 \text{ kN} = 77.9 \text{ tấn};$$

$$P_u = Q_p + Q_f = 144 + 77.9 \approx 222 \text{ tấn};$$

$$[Q] = Q_p / 4 + Q_f / 2 - w = 144 / 4 + 77.9 / 2 - 3 \approx 72 \text{ tấn}.$$

Nhận xét: Trong ví dụ cụ thể này, phương pháp LCPC đánh giá sức chống mũi thấp hơn rất nhiều so với hai phương pháp kia. Tuy nhiên, ma sát bên tính theo LCPC lại nhỉnh hơn một chút.

Ví dụ 2.9

Với số liệu ở trên, dự báo sức chịu tải theo cách tính cách tính α - API, Nordlund và Thurman, sử dụng các thông số sức kháng cắt dự báo từ thí nghiệm CPT.

Sức kháng bên

Từ 0 đến 2 m và từ 6 đến 9.5 m (đất cát), ta sẽ dự báo sức kháng bên theo cách tính Nordlund. Còn lại (từ 2 đến 6 m), ta sẽ sử dụng cách tính α - API.

Trước hết, ta cần dự báo sức kháng cắt như sau:

- φ (của đất rời): $\varphi_{\text{cát}} \approx \arctg[0.1 + 0.38 \times \log(q_c / \sigma'_{v0})]$ (Robertson và Campanella, phần P.2.2.2). Riêng ở độ sâu nhỏ hơn 2 m, ta sử dụng bảng P-3 của Meyerhof. Kết quả được lập trong bảng 2.18.
- Theo và S_u (của đất dính): $S_u = \frac{q_T - \sigma_0}{N_K}$ (phần P.2.1.2). Kết quả đã tính trong bảng 2.15 và được chép lại trong bảng 2.18.

Cách tính Nordlund được tiến hành tương tự bảng 2.9 (trong ví dụ 2.3). Cách tính này như sau: Thể tích cọc chiếm chỗ: $V = \pi \times 0.45^2 / 4 = 0.159 \text{ m}^3 / \text{m}$; Vì cọc có tiết diện đều nên $\omega = 0$. Từ hình 2.14 đến hình 2.17, ta lập được các giá trị K_δ như ở cột 5 trong bảng 2.18. Từ hình 2.18, có $\delta / \varphi = 0.7773$ (giá trị trên đường cong a). Từ hình 2.19 với các giá trị khác nhau của φ , ta được cột 6 (C_F) trong bảng 2.18.

Bảng 2.18. Sức kháng bên - Nordlund (đất rời)

Sâu (m)	q_c (bar)	σ'_{vo} (bar)	φ°	K_δ	C_F	S_u (bar)	$\psi = S_u / \sigma'_{vo}$	α	f_i (kPa)	$f_i \times \Delta z_i$ (kN/m)
0									0	0
0÷1	62	0.09	40	3.30	0.859				13.18	13.18
1÷2	75	0.27	40	3.30	0.859				39.55	39.55
2÷3		0.45				0.55	1.222	0.476	26.15	26.15
3÷4		0.595				0.36	0.605	0.643	23.14	23.14
4÷5		0.705				0.34	0.482	0.720	24.48	24.48
5÷6		0.815				0.26	0.319	0.885	23.02	23.02
6÷7	31	0.925	34.20	1.78	0.899				64.95	64.95
7÷8	119	1.035	40 (*)	3.30	0.859				148.73	148.73
8÷9	95	1.145	39.67	3.21	0.861				159.40	159.40
9÷9.5	200	1.255	40 (*)	3.30	0.859				180.96	90.48

Cách tính α - API cũng được trình bày trong bảng 2.18. Cuối cùng, giá trị sức kháng bên cực hạn là:

Trong đất rời: $f_i = K_\delta C_F \sigma'_v \sin \delta$;

Trong đất dính: $f_i = \alpha S_u$.

Từ bảng 2.18 ta có:

Trong đất dính: $\sum f_i \times \Delta z_i = 96.8 \text{ kN/m}$;

Trong đất rời: $\sum f_i \times \Delta z_i = 516.3 \text{ kN/m}$;

Trong toàn bộ chiều dài cọc:

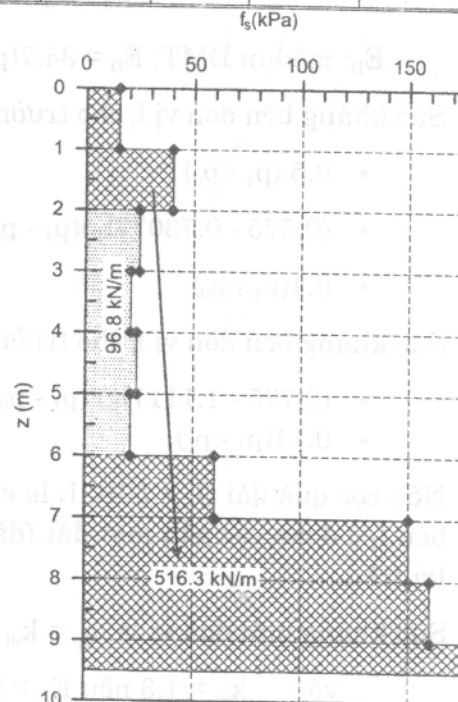
$$\sum f_i \times \Delta z_i = 613.1 \text{ kN/m};$$

$$Q_t = u \sum f_i \times \Delta z_i = [\pi \times 0.45] \times 613.1 = 866.7 \text{ kN} \approx 86.7 \text{ tấn.}$$

Sức kháng mũi theo cách tính Thurman

Tương tự ví dụ 2.3, ta có:

$$\varphi_{mũi} \approx \frac{\varphi_{3.5B} + \varphi_{8B}}{2} = \frac{40 + 38.13}{2} = 39.07^\circ;$$



Hình 2.35. Biểu đồ sức kháng bên

(*) Góc ma sát trong tính được tại các vị trí này là 41.45 và 43.13°. Tuy nhiên, nên giới hạn góc ma sát trong dưới 40°.

$D/b = 9.5 / 0.45 = 21.11$. Sử dụng hình 2.20 ta được $\alpha_T \approx 0.718$, còn sử dụng hình 2.21 ta được $N'_q \approx 132.49$; Tại độ sâu 9.5 m ta có $\sigma'_v \approx 125.5$ kPa nhỏ hơn giá trị giới hạn là 150 kPa. Từ phương trình (2.7) ta có:

$$q_p = \alpha_T N'_q \sigma'_v = 0.718 \times 132.49 \times 125.5 \approx 11\,939 \text{ kPa};$$

Trên hình 2.22 ta được sức kháng mũi tối đa là $q_L \approx 16.411 \text{ MPa} = 16411 \text{ kPa}$;

$$\Rightarrow q_p = 11939 \text{ kPa};$$

$$\Rightarrow Q_p = A_c q_p = [\pi \cdot 0.45^2 / 4] \times 11939 = 1899 \text{ kN} = 189.9 \text{ tấn};$$

$$P_u = Q_p + Q_f = 189.9 + 86.7 = 276.6 \text{ tấn};$$

$$[Q] = Q_p / 4 + Q_f / 2 - w = 189.9 / 4 + 86.7 / 2 - 3 \approx 88 \text{ tấn}.$$

Tóm lại, có thể dự báo rằng:

- Sức chịu tải cực hạn của cọc trong khoảng 222 đến 295 tấn;
- Sức chịu tải cho phép của cọc trong khoảng 72 đến 88 tấn.

2.8. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI NÉN ĐỌC TRỰC CỦA CỌC CHẾ SẴN TRONG ĐẤT SÉT THEO THÍ NGHIỆM DMT

Powell và cộng sự đề xuất phương pháp này dựa trên số liệu thực nghiệm của 60 cọc đóng và ép vào đất sét ở Anh, Na Uy, Pháp và Đan Mạch.

Các kết quả thu được từ thí nghiệm nén ngang mũi xuyên phẳng (DMT) là:

p_0, p_1 : số đọc hiệu chỉnh từ số đọc trực tiếp A, B, ΔA và ΔB ;

$$I_p: \text{chỉ số đất: } I_p = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} I_D;$$

$$E_D: \text{môđun DMT; } E_D = 34.7(p_1 - p_0).$$

Sức kháng bên đơn vị f_i cho trường hợp cọc chịu kéo là:

- $0.5 (p_1 - p_0)$ nếu $I_D < 0.1$;
- $(0.575 - 0.73077 I_D)(p_1 - p_0)$ nếu $0.1 < I_D < 0.65$;
- $0.1(p_1 - p_0)$ nếu $0.65 < I_D < 0.8$.

Sức kháng bên đơn vị f_i cho trường hợp cọc chịu nén là:

- $(0.775 - 1.1111 I_D)(p_1 - p_0)$ nếu $I_D < 0.6$;
- $0.11(p_1 - p_0)$ nếu $0.8 > I_D > 0.6$.

Nếu cọc quá dài ($L > 50B$, L là chiều dài, B là đường kính cọc), thì sức kháng bên f_i ở đoạn cọc gần mặt đất (đài $L - 50B$) sẽ phải giảm đi 15% so với các giá trị trên.

Sức kháng mũi đơn vị là: $q_p = k_{di} p_1$;

$$\text{với: } k_{di} = 1.3 \text{ nếu } E_D > 2 \text{ MPa};$$

$$k_{di} = 0.7 \text{ nếu } E_D \leq 2 \text{ MPa}.$$

Nếu cọc ống rỗng không bịt mũi thì q_p giảm đi 50%.

2.9. PHẦN MỀM DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI THEO PHƯƠNG PHÁP TĨNH

Các phương pháp dự báo sức chịu tải trình bày trong mục 2.4 đến 2.8 được gọi là phương pháp tĩnh. Trên thị trường hiện nay có khá nhiều phần mềm dự báo sức chịu tải.

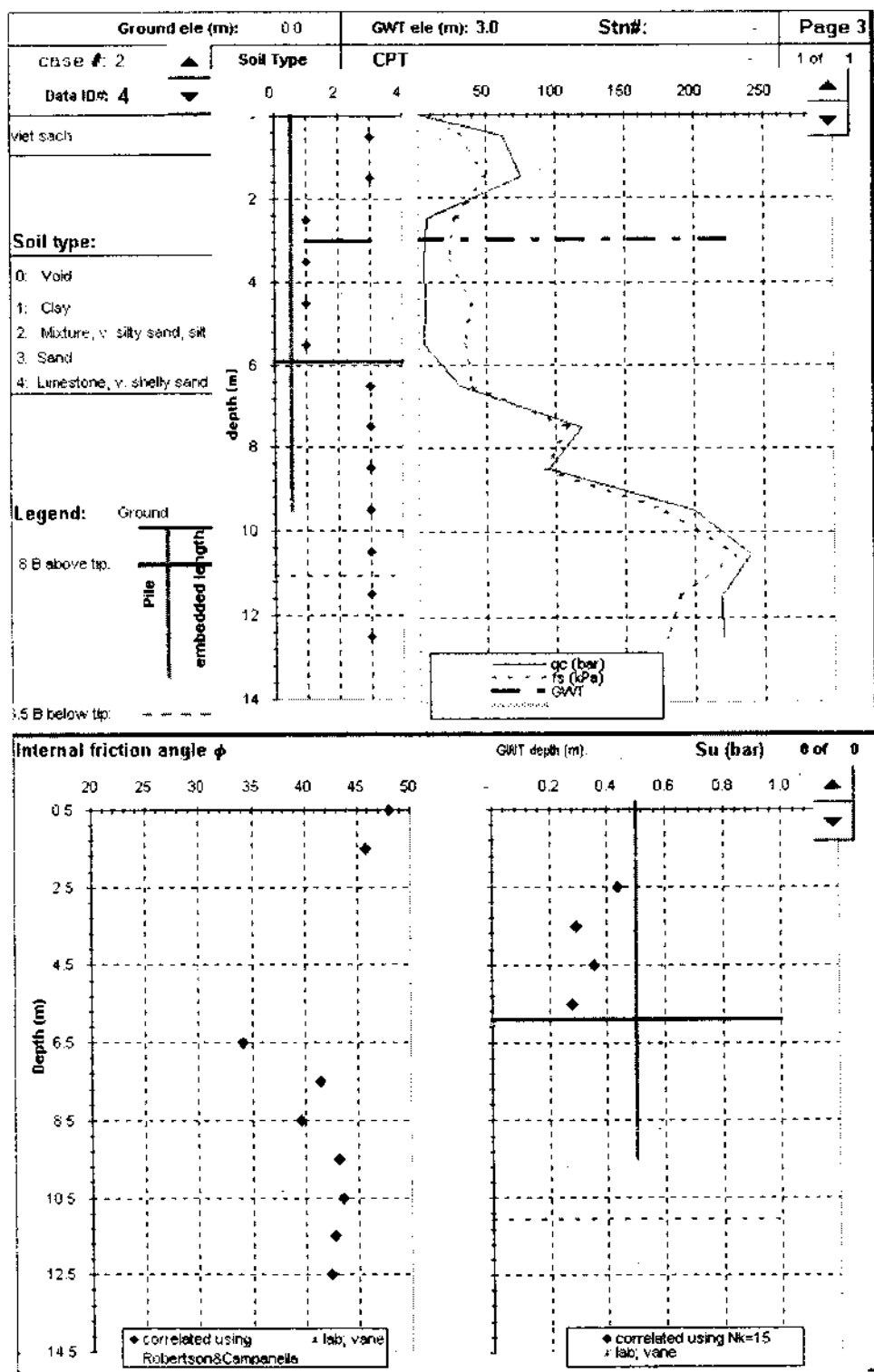
☐ Concrete Pile	Case# 2 ▲	Situ test #: 1 ▲
☐ H Steel Pile	2 ▼	Lab test #: 1 ▲
☒ Pipe Steel Pile	dataID 4	SI Unit: ☒
Name: VI dụ tính toán		
Project #: Móng cọc		
Note: -		
shape/end condi	Closed End	0 0 0
modulus E	2.0E+08 kPa	
Width or dia.	45.00 cm	
Thickness	2.00 cm	Total length 9.50 m Embedded length 9.50 m

Hình 2.36. Số liệu đầu vào

OPEN	NEW	CAPA-	DELETE
IMPORT	SAVE	CITIES	this
			RECORD
INSITU TEST:			ID: 3
☐ SPT (otherwise CPT)			
Station #: 0		Distance to pile:	
Note:			
ground surface elevation: 0.0		water table elev: 3.0	
Depth to bearing layer:		Tomlinson case#	
Elevation	Depth	fs	Qc (kPa)
m	m	(kPa)	
0.0	0.5	30.0	6200
0.0	1.5	50.0	7500
0.0	2.5	27.0	700
0.0	3.5	23.0	500
0.0	4.5	40.0	600
0.0	5.5	35.0	500
0.0	6.5	40.0	3100
0.0	7.5	110.0	11900
0.0	8.5	92.0	9500
0.0	9.5	180.0	20000
0.0	10.5	230.0	24000
0.0	11.5	190.0	21900
0.0	12.5	180.0	22000

Hình 2.37. Số liệu địa chất (kết quả thí nghiệm CPT)

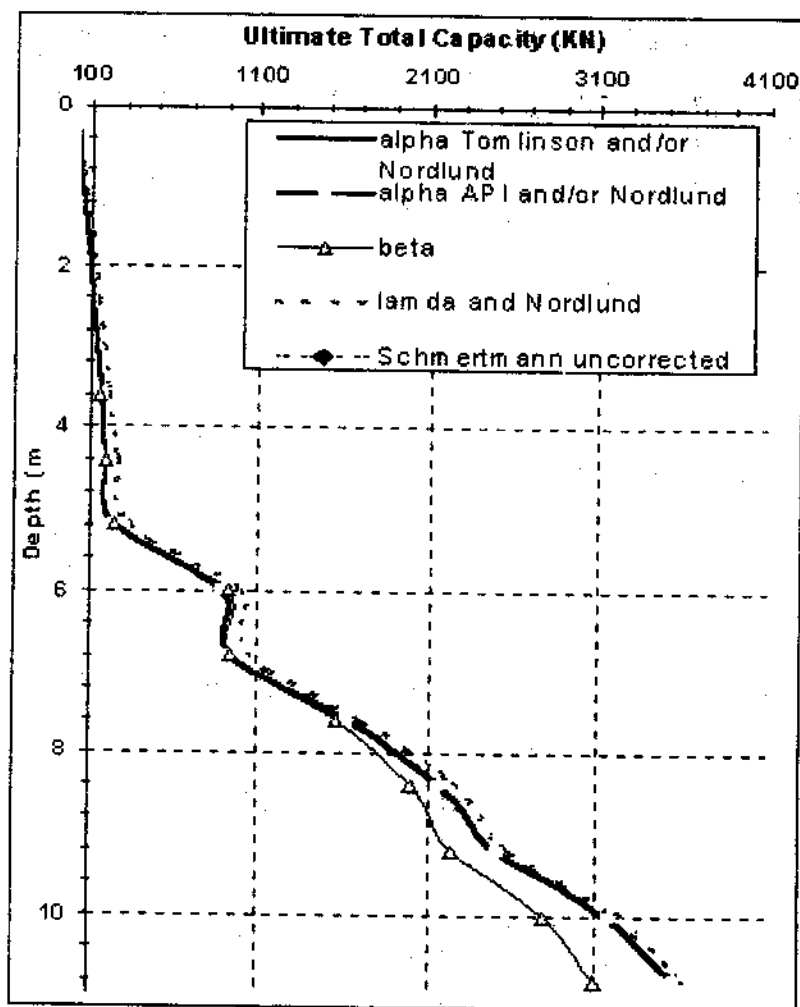
Trong mục này, chúng tôi giới thiệu về giao diện của một chương trình cụ thể, trong đó sử dụng các số liệu ở ví dụ 2.6 đến ví dụ 2.9 các số liệu này được thể hiện trên hình 2.36 đến hình 2.38. Kết quả tính toán được thể hiện trên hình 2.39 và hình 2.40.



Hình 2.38. Đồ thị số liệu địa chất (đồ thị thí nghiệm CPT và đồ thị sức kháng cắt)

PILE CAPACITY				case # ID# : 2 4	Page 4																																																																											
CAPACITIES	Calculation with data from:																																																																															
GRAPH	☐ ☒ Insitu test 1																																																																															
Correlations: ☐ ϕ by Kulhawy&Mayne (otherwise Robertson & Campanella) ☐ ☐ Density Dr is corrected by Kq ☒ Meyerhof: Side resistance: strict unit conversion?				Depth of top soil that side resist. is neglected 0 m Limit ϕ under: 40 With $\phi > 36$, Thurman tip increases dramatically. Therefore, limit ϕ below 36 or 38 is recommended ☒ Thurman tip resistance use Janbu's Nq (other wise- Thurman) ☐ Meyerhof: Side resist use corrected N																																																																												
Length L = 21.1 B 3.5 m = 7.8 B Effective weight of Pile+plugged soil (KN) = 41.2																																																																																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="text-align: center;">Ultimate side resistance</th> </tr> <tr> <th style="width: 10%;">Soil</th> <th style="width: 15%;">Method</th> <th style="width: 20%;">KN</th> <th style="width: 15%;">kips</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2"></td> <td>α API (all clay)</td> <td>154</td> <td>34.6</td> </tr> <tr> <td>(only above tip stiff clay)</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">COHE</td> <td>α Tomlinson</td> <td>NA</td> <td></td> </tr> <tr> <td>β</td> <td>224</td> <td>50.4</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">SION-</td> <td>λ</td> <td>223</td> <td>50.1</td> </tr> <tr> <td>Meyerhof</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">LESS</td> <td>β</td> <td>330</td> <td>74.2</td> </tr> <tr> <td>Nordlund</td> <td>719</td> <td>161.5</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Schmertmann SPT (corrected)</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table>				Ultimate side resistance				Soil	Method	KN	kips		α API (all clay)	154	34.6	(only above tip stiff clay)	-	-	COHE	α Tomlinson	NA		β	224	50.4	SION-	λ	223	50.1	Meyerhof	-	-	LESS	β	330	74.2	Nordlund	719	161.5	Schmertmann SPT (corrected)		-	-	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="text-align: center;">Ultimate Tip resistance</th> </tr> <tr> <th style="width: 10%;">Soil</th> <th style="width: 15%;">Method</th> <th style="width: 20%;">KN</th> <th style="width: 15%;">kips</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">COHE</td> <td>9Su</td> <td>Average 2B below</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>SIVE</td> <td>8B above, 3.5B below</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">SION-</td> <td rowspan="4" style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Meyerhof</td> <td>ASSTO provision</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>Meyerhof</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>CORPS of Engineer</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>Bowles's Fd Ana & Dsg</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">LESS</td> <td rowspan="2" style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Thurman</td> <td>Average 2B below</td> <td>2,345</td> </tr> <tr> <td>8B+3.5B; $\sigma' < 150\text{kpa}$</td> <td>1,899</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Schmertmann SPT (corrected)</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table>		Ultimate Tip resistance				Soil	Method	KN	kips	COHE	9Su	Average 2B below	-	SIVE	8B above, 3.5B below	-	SION-	Meyerhof	ASSTO provision	-	Meyerhof	-	CORPS of Engineer	-	Bowles's Fd Ana & Dsg	-	LESS	Thurman	Average 2B below	2,345	8B+3.5B; $\sigma' < 150\text{kpa}$	1,899	Schmertmann SPT (corrected)		-	-
Ultimate side resistance																																																																																
Soil	Method	KN	kips																																																																													
	α API (all clay)	154	34.6																																																																													
	(only above tip stiff clay)	-	-																																																																													
COHE	α Tomlinson	NA																																																																														
	β	224	50.4																																																																													
SION-	λ	223	50.1																																																																													
	Meyerhof	-	-																																																																													
LESS	β	330	74.2																																																																													
	Nordlund	719	161.5																																																																													
Schmertmann SPT (corrected)		-	-																																																																													
Ultimate Tip resistance																																																																																
Soil	Method	KN	kips																																																																													
COHE	9Su	Average 2B below	-																																																																													
	SIVE	8B above, 3.5B below	-																																																																													
SION-	Meyerhof	ASSTO provision	-																																																																													
		Meyerhof	-																																																																													
		CORPS of Engineer	-																																																																													
		Bowles's Fd Ana & Dsg	-																																																																													
LESS	Thurman	Average 2B below	2,345																																																																													
		8B+3.5B; $\sigma' < 150\text{kpa}$	1,899																																																																													
Schmertmann SPT (corrected)		-	-																																																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Total Capacity</th> <th colspan="2" style="text-align: center;">Properties @ tip: average 8B & 3.5B</th> <th colspan="2" style="text-align: center;">Properties @ tip: average 2B below tip</th> <th rowspan="2" style="text-align: center;">Comparable to:</th> </tr> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Method</th> <th style="text-align: center;">KN</th> <th style="text-align: center;">kips</th> <th style="text-align: center;">KN</th> <th style="text-align: center;">kips</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">alpha API revised and Nordlund, Thurman</td> <td>2,771</td> <td>623.1</td> <td>3,218</td> <td>723.4</td> <td rowspan="3" style="text-align: center; vertical-align: middle;">DRIVEN</td> </tr> <tr> <td colspan="2">β and Thurman</td> <td>2,453</td> <td>551.5</td> <td>2,899</td> <td>651.8</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Lambda and Nordlund</td> <td>2,840</td> <td>638.5</td> <td>2,568</td> <td>577.3</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Ultimate Schmertmann SPT (corrected)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td colspan="2"></td> <td>SPT 97</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Mobilized Schmertmann SPT (corrected)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td colspan="2"></td> <td>SPT 97</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Schmertmann CPT</td> <td>2950</td> <td>663.2</td> <td colspan="2"></td> <td>PL-AID</td> </tr> </tbody> </table>						Total Capacity		Properties @ tip: average 8B & 3.5B		Properties @ tip: average 2B below tip		Comparable to:	Method		KN	kips	KN	kips	alpha API revised and Nordlund, Thurman		2,771	623.1	3,218	723.4	DRIVEN	β and Thurman		2,453	551.5	2,899	651.8	Lambda and Nordlund		2,840	638.5	2,568	577.3	Ultimate Schmertmann SPT (corrected)		-	-			SPT 97	Mobilized Schmertmann SPT (corrected)		-	-			SPT 97	Schmertmann CPT		2950	663.2			PL-AID																						
Total Capacity		Properties @ tip: average 8B & 3.5B		Properties @ tip: average 2B below tip		Comparable to:																																																																										
Method		KN	kips	KN	kips																																																																											
alpha API revised and Nordlund, Thurman		2,771	623.1	3,218	723.4	DRIVEN																																																																										
β and Thurman		2,453	551.5	2,899	651.8																																																																											
Lambda and Nordlund		2,840	638.5	2,568	577.3																																																																											
Ultimate Schmertmann SPT (corrected)		-	-			SPT 97																																																																										
Mobilized Schmertmann SPT (corrected)		-	-			SPT 97																																																																										
Schmertmann CPT		2950	663.2			PL-AID																																																																										

Hình 2.39. Kết quả tính toán



Hình 2.40. Đồ thị sức chịu tải theo chiều dài cọc

Vì số liệu địa tầng trong ví dụ này tương đối đơn giản, nên đồ thị trên hình 2.40 rất đơn giản. Từ hình này, ta có thể nhận xét là:

- Nếu thiết kế cọc ngắn, thì không nên làm cọc dài 7 m, vì sức chịu tải của cọc 7 m thậm chí còn nhỏ hơn của cọc dài 6m;
- Từ 7 m đến 11 m, cọc càng dài thì sức chịu tải càng cao.

Khi cọc nằm trong nền có địa tầng phức tạp, thì đồ thị sức chịu tải theo chiều dài cọc rất hữu ích cho việc lựa chọn chiều dài cọc hợp lý.

2.10. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO PHƯƠNG PHÁP ĐỘNG

"Phương pháp động" (*dynamic method*) là phương pháp dự báo sức chịu tải của cọc và/ hoặc phân tích ứng suất, biến dạng trong cọc khi đóng cọc. Trong nhóm phương pháp động, ta chia ra làm bốn phương pháp nhỏ (có độ tin cậy theo thứ tự tăng dần):

- 1) *Công thức động (Dynamic formulas hay Driving formulas)*: Sức chịu tải được dự báo bởi các công thức như Gerxêvanov, ENR, Gates, v.v... Các công thức này có độ tin cậy rất kém, vì vậy **hoàn toàn không nên dùng**.
- 2) *Phân tích động bằng phương trình sóng (Dynamic analysis by wave equation)*: Sử dụng phương trình truyền sóng (ví dụ của Smith) để dự báo sức chịu tải của cọc hoặc phân tích ứng suất/ biến dạng trong cọc. Thông thường, ta dùng một phần mềm GRL-WEAP^(*) để hỗ trợ quá trình phân tích. Phương pháp này có độ tin cậy đủ tốt, và rẻ tiền hơn phương pháp PDA và CAPWAP dưới đây.
- 3) *Phương pháp CASE*: Thí nghiệm thử động biến dạng lớn (*PDA - Pile Dynamic Analysis*): Khác với phương pháp trên, ta phải gắn nhiều đầu đo biến dạng (strain transducer) để đo biến dạng và đầu đo gia tốc (accelerometer) để đo gia tốc sóng truyền trong cọc.
- 4) *Phương pháp CAPWAP*: Đây chính là sự kết hợp giữa WEAP và CASE, số liệu thì vẫn dùng của thí nghiệm PDA ở phần 3 kể trên. CAPWAP có độ tin cậy cao hơn CASE, vì vậy khi đã tiến hành thí nghiệm PDA thì ta chỉ tiến hành phân tích CAPWAP chứ không cần dùng kết quả phân tích CASE nữa. Thông thường, ta dùng một phần mềm duy nhất là CAPWAP^(*) để hỗ trợ quá trình phân tích. Phương pháp này có độ tin cậy rất cao, chỉ kém phương pháp thí nghiệm nén tĩnh cọc.

Tóm lại trong phương pháp động, ta nên tiến hành một trong hai hoặc cả hai phương pháp sau: GRL-WEAP hoặc CAPWAP. Ưu điểm của phương pháp này là nhược điểm của phương pháp kia: WEAP thì đơn giản (chỉ cần đo độ chối do một nhát búa gây ra để xử lý kết quả), nhưng độ tin cậy không cao bằng CAPWAP. CAPWAP thì quá phức tạp (cần đọc kết quả thí nghiệm trên các đầu đo và xử lý kết quả). Theo Coduto thì, tới năm 1994 cả thế giới chỉ có khoảng 20 người có đủ trình độ và kinh nghiệm để chạy và xử lý CAPWAP. Vậy mà, hiện nay (2003), số người sử dụng CAPWAP ở Việt Nam có lẽ nhiều hơn con số này.

2.10.1. Công thức động (Dynamic formulas)

Công thức động còn được gọi là "công thức đóng cọc" (Pile Driving Formulas). Có rất nhiều công thức động khác nhau, sớm nhất (và cũng tồi nhất) là công thức ENR (Engineering News Record) ra đời vào năm 1885 ÷ 1893. Hàng loạt

^(*) Có khá nhiều phần mềm tương tự khác. Tuy nhiên GRL-WEAP và CAPWAP khá hoàn hảo và đầy ưu việt, vì vậy hai phần mềm này chiếm độc quyền trong lĩnh vực phần mềm giải quyết hai bài toán trên. GRL - WEAP ban đầu chỉ có tên là WEAP, sau này gắn thêm tên hãng GRL vào (Goble Rausche Likins)

các công thức khác đang được sử dụng là: ENR hiệu chỉnh, Michigan, Đan Mạch (Olson và Flaate), Tiêu chuẩn xây dựng Thái Bình Dương (Pacific Coast), Janbu, Gates, Navy - McKay, Gerxêvanov, Hà Lan v.v... Hầu hết các công thức này đều có độ tin cậy cực kỳ kém, vì vậy không nên dùng. Có những công thức, để bù lại cho độ tin cậy quá kém, người sử dụng phải áp dụng hệ số an toàn cao ($F_s = 5.5 \div 6.0$) như: ENR, Michigan, Pacific Coast, Navy - McKay, Hà Lan.

Ở Việt Nam, công thức thường được sử dụng là của Gerxêvanov. Còn ở Bắc Mỹ, công thức Gates thường được sử dụng nhiều nhất. Theo Gates (1957), sức chịu tải cực hạn là:

$$P_u = a \sqrt{r E_{búa}} (b - \log e), \quad (2.21)$$

trong đó: $E_{búa}$ - năng lượng xung kích (biểu kiến) của búa, kNm hoặc kipft;

r - tỷ lệ năng lượng hiệu quả vào đầu cọc (thường $r = 65 \div 85\%$);

$r E_{búa}$ - năng lượng xung kích thực sự truyền vào đầu cọc;

e - độ chồi (mm hoặc inch); e là độ lún khi đóng một nhát búa vào cọc ở độ sâu thiết kế. Thông thường thì người ta không đo e , mà đếm số nhát búa để cọc đi được 10 in (250 mm), do đó

$$e \text{ (in)} = 10 / N \text{ hay } e \text{ (mm)} = 250 / N;$$

Khi sử dụng hệ metric (SI) thì: $a = 104.5, b = 2.4$;

Khi sử dụng hệ Anh - Mỹ (English) thì: $a = 27, b = 1$;

Sức chịu tải cho phép là: $[P] = P_u / (3.0 \text{ đến } 3.5)$.

Như vậy, sử dụng công thức động thì ta sẽ giải được một trong hai bài toán sau:

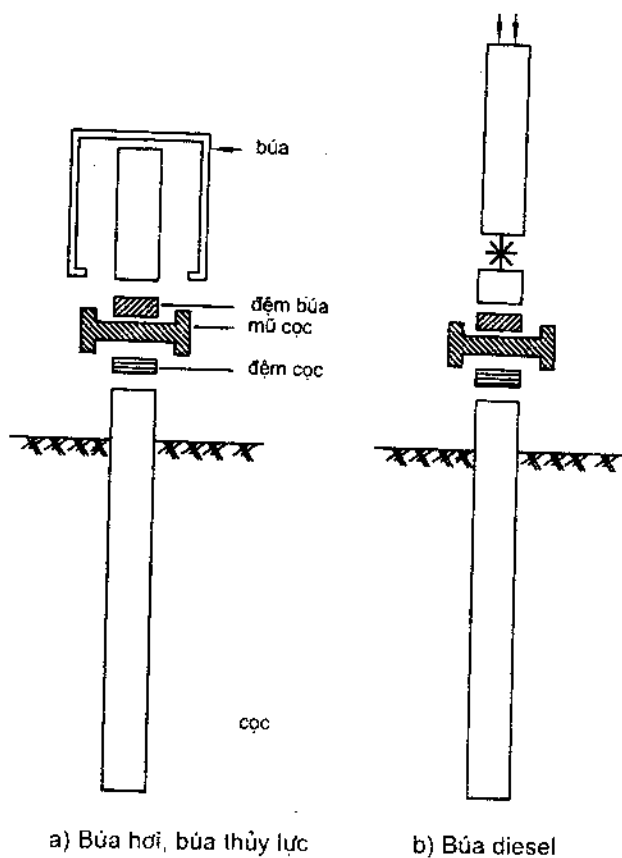
- 1) Hoặc đo độ chồi e lúc đóng cọc, tìm P_u ví dụ như theo phương trình (2.21).
- 2) Hoặc cho trước P_u (dự báo theo trình bày trong mục 2.4 đến 2.8), chọn loại búa (tức là chọn $E_{búa}$), và dự báo số nhát búa cần thiết để đóng cọc (N). Cũng có thể cho trước số nhát búa cần thiết (N), và tìm $E_{búa}$ (tức là tìm loại búa đóng cọc phù hợp).

2.10.2. Phân tích động bằng phương trình sóng

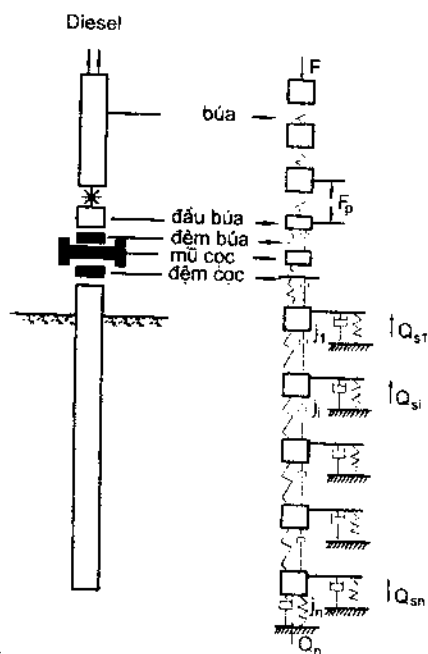
(Dynamic analysis by wave equation)

Lý thuyết sóng và sự mô hình thiết bị đóng cọc và cọc rất phức tạp và khá dài^(*). Vì vậy, chúng tôi chỉ nêu rất vắn tắt mô hình (sao cho độc giả thấy dễ hiểu nhất) và nêu kết quả giải bài toán động sử dụng GRL-WEAP, một phần mềm ứng dụng lý thuyết sóng truyền trong cọc.

^(*) Để sử dụng được GRL - WEAP, bạn đọc không cần hiểu rõ về sự mô hình hóa hệ búa - cọc - đất cũng như lý thuyết sóng.



Hình 2.41. Các thành phần của thiết bị đóng cọc



Hình 2.42. Mô phỏng hệ búa - cọc - đất

Các thành phần của thiết bị đóng cọc (hình 2.41) được **Smith** mô hình hóa trên hình 2.42. Ta thấy sức kháng tĩnh của đất lên cọc sẽ được mô hình hóa bằng một dây lò xo phi tuyến có hệ số đặc trưng là quake q . Đất càng có tính

đàn hồi cao thì q càng lớn. Sức kháng **động** của đất lên cọc được mô hình hóa bằng pittông có hệ số đặc trưng là damping J (cản nhót). Đất càng nhiều hạt sét thì J càng lớn.

Trong mô hình Smith, các giá trị quake q và damping J của các loại đất thường có giá trị tiêu biểu sau:

- Quake: xung quanh cọc: $q = 2.54 \text{ mm}$ (phù hợp cho mọi loại đất);
mũi cọc: $q = b / 120 \text{ mm}$ (phù hợp cho mọi loại đất, với đất có tính đàn hồi cao thì có thể lấy q lớn hơn; b là đường kính cọc theo mm);

Với cọc chống thì quake ở mũi cọc có thể lớn hơn $b / 120$. Trong trường hợp này, ứng suất trong cọc thường khá lớn. Để giảm ứng suất trong cọc, việc tăng bề dày đệm cọc (pile cushion) thường ít tác dụng. **Giải pháp hiệu quả thường là: tăng trọng lượng quả búa và giảm chiều cao rơi búa (stroke).**

- Damping (cản nhót): xung quanh cọc: đất sét: $J = 0.65 \text{ s/m}$;
đất cát: $J = 0.16 \text{ s/m}$;
mũi cọc: mọi loại đất: $J = 0.49 \text{ s/m}$;

Đất càng tốt thì damping càng nhỏ. Và lưu ý, khi cọc nghỉ một thời gian mới đóng lại (restrike) thì giá trị damping lại thường lớn lên.

Như đã nêu, WEAP là phần mềm thống trị trong phương pháp phân tích động. Để chạy WEAP, ta cần những thông số sau:

- Số hiệu búa. Từ số hiệu búa, ta sẽ có: hãng sản xuất búa, tên búa, năng lượng tối đa, trọng lượng búa, chiều cao rơi tối đa, cơ cấu bằng diesel, hơi hay quay;
- Số liệu về cọc;
- Số liệu về mũ cọc (helmet), đệm búa (hammer cushion) và đệm cọc (pile cushion) (hình 2.41);
- Số liệu về nền đất.

Tương tự mục 2.10.1, ta sẽ giải được một trong hai bài toán nói trên:

- 1) Hoặc đo độ chối e lúc đóng cọc, tìm P_u bằng GRL-WEAP;
- 2) Hoặc cho trước P_u (dự báo theo các phương pháp trình bày trong phần 2.4 đến 2.8), dự báo số nhát búa cần thiết để đóng cọc (N) hoặc tìm loại búa phù hợp.

Ngoài ra còn có thêm những kết quả hữu ích khác, đó là ứng suất (kéo hoặc nén) phát sinh khi đóng cọc. từ đó phát hiện xem cọc có khả năng bị vỡ hay không.

Ví dụ 2.10.

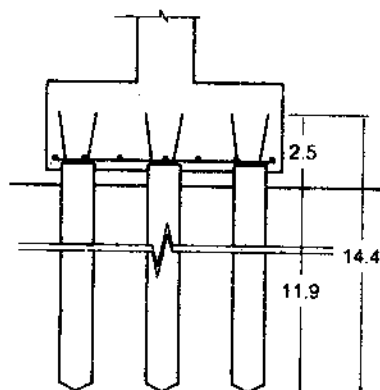
Tiếp tục ví dụ 2.2 đến ví dụ 2.4. Tìm loại búa phù hợp để đóng cọc này trong mùa khô (mực nước ngầm ở -3 m). Biết rằng cọc chỉ gồm một đoạn (14.4 m).

1) **Dự báo sức chịu tải** theo phương pháp bất kỳ. Trong ví dụ này, ta dự báo theo Schmertmann SPT

Ta lấy kết quả từ ví dụ 2.2: Theo bảng 2.4 đến bảng 2.7, và sự hiệu chỉnh sức kháng ở phương trình (2.13), ta chép lại sức kháng của cọc này vào bảng 2.19. Chú ý rằng, khi đóng cọc chiều dài cọc là 14.4 m chứ không phải 11.9 m như lúc dự báo sức chịu tải ở ví dụ 2.2. Trong bảng 2.19 độ sâu z tính từ đỉnh cọc.

Bảng 2.19. Sức kháng lên cọc

z (m)	f_1 (kPa)	q_p (kPa)	Q_p (kN)
0.00	0	0	0
4.02	0.00	0	0
5.55	26.08	918	185.9
7.07	26.08	918	185.9
8.6	34.10	1224	247.9
9.36	41.79	1530	309.8
10.12	56.16	2142	433.8
10.88	62.85	2448	495.7
11.64	80.90	3366	681.6
12.4	$36.40 \times 26.22 / 40.12 = 23.79$	$6120 \times 5807.6 / 7930.5 = 4481.7$	907.5
13.17	$41.86 \times 26.22 / 40.12 = 27.36$	$7038 \times 5807.6 / 7930.5 = 5154$	1043.7
13.93	$32.76 \times 26.22 / 40.12 = 21.41$	$5508 \times 5807.6 / 7930.5 = 4033.6$	816.8
14.4	$59.77 \times 26.22 / 40.12 = 39.06$	5807.6	1176.0



Sức chịu tải cực hạn: $P_u = 1840$ kN

2) Chọn búa

Từ kết quả ví dụ 2.1, ta cần tìm loại búa có năng lượng biểu kiến từ 47 đến 77 kNm. Giả sử ta làm sai và chọn búa có năng lượng thấp hơn 47 kNm (và cuối cùng, búa này sẽ không phù hợp). Ta dùng GRL-WEAP để search (tìm kiếm) loại búa có năng lượng biểu kiến trong khoảng 33 kNm đến 37 kNm, kết quả tìm được 22 loại búa dưới đây.

Bảng 2.20. Các loại búa có năng lượng từ 33 ÷ 37 kNm

Hammer	Hammer	Max.	Ram	Eq Max	Hammer		
ID Mfg	Name	Energy	Weight	Stroke	Type		
42	FEC	FEC	1500	36.75	14.68	2.50	OED
61	MITSUBIS	M 14	34.24	13.22	2.59	OED	
84	LINKBELT	LB 520	35.69	22.56	1.58	CED	
101	KOBE	K 13	34.49	12.77	2.70	OED	
173	CONMACO	C 550	33.91	22.25	1.52	ECH	[chọn]
175	CONMACO	C 80	35.27	35.60	.99	ECH	
201	VULCAN	VUL V12	36.77	12.26	3.00	OED	
207	VULCAN	VUL 08	35.27	35.60	.99	ECH	
224	VULCAN	VUL 80C	33.20	35.60	.93	ECH	
225	VULCAN	VUL 85C	35.25	37.91	.93	ECH	
235	VULCAN	VUL 505	33.91	22.25	1.52	ECH	
255	RAYMOND	R 0	33.06	33.38	.99	ECH	
256	RAYMOND	R 80C	33.20	35.60	.93	ECH	
257	RAYMOND	R 80CH	33.20	35.60	.93	ECH	
310	MKT	C826 Stm	33.10	35.60	.93	ECH	
312	MKT	S - 8	35.27	35.60	.99	ECH	
320	IHC Hydh	S 35	35.01	32.35	1.08	ECH	
350	HERA	1250	34.38	12.50	2.75	OED	
381	BSP	HH 3	35.29	29.42	1.20	ECH	
449	MENCK	MHF	3 - 3	33.59	31.39	1.07	ECH
481	JUNTTAN	HHK 3	36.01	29.46	1.22	ECH	
515	UDDCOMB	H3H	33.75	29.37	1.15	ECH	
Hit any key to continue... < ESC > to Return							

Các ký hiệu trong bảng trên như sau:

ID:	Số hiệu búa;
Hammer Mfg:	Hãng sản xuất búa;
Hammer name:	Tên búa;
Max energy:	Năng lượng biểu kiến lớn nhất mà búa đạt được - E_{bua} (kNm);
Ram weight:	Trọng lượng búa - Q (kN);
Max stroke:	Chiều cao rơi búa lớn nhất mà búa đạt được - H(m);
Hammer type:	Loại búa (OED là búa diesel một chiều - Open End Diesel, tức là Single Acting; CED là búa diesel hai chiều - Closed End Diesel, tức là Double Acting; ECH là búa hơi - External Combustion Hammer).

Từ bảng 2.20, giả sử ta chọn búa CONMACO C 550 (số hiệu 173) có năng lượng xung kích biểu kiến (hay danh định) là $E_{bua} = 33.91$ kNm, chiều cao rơi H = 1.52 m.

3) Các số liệu đầu vào khác cho GRL-WEAP

Với cọc kích thước 45 x 45 cm, ta chọn các thông số về búa như sau do GRL-WEAP đưa ra cho búa CONMACO C550:

- [illegible]

4) Chạy GRL-WEAP, số liệu đầu vào (input) là toàn bộ các số liệu từ mục 1 đến 3 ở trên. Kết quả tóm tắt như sau:

- Ứng suất kéo trong cọc do quá trình đóng cọc là 3.4 đến 5.5 MPa > $R_{kd} \Rightarrow$ cọc sẽ bị nứt/ đứt do kéo. Như vậy, búa CONMACO C550 và đệm cọc (pile cushion) không phù hợp. Muốn cọc không bị phá hoại, ta có thể thay búa và đệm, cũng có thể làm cọc BTCT ứng suất trước để tăng R_{kd} . Nếu BTCT ứng suất trước mác 380, ứng suất kéo hữu hiệu sau khi tổn thất là $f_{pe} = 5.2$ MPa. Ta có:
 Cường độ chịu nén cho phép đóng: $R_{nd} = 0.85 R_{28} - f_{pe} = 27$ MPa;
 Cường độ chịu kéo cho phép đóng: $R_{kd} = 0.25 \sqrt{R_{28}} + f_{pe} = 6.7$ MPa.

- Tại độ sâu cuối cùng (11.9 m so với mặt đất), số nhát búa yêu cầu là 567 nhát/m
 $\Rightarrow$ độ chối là $e = 1000 / 567 = 1.764$ mm. Các thông số này không đạt yêu cầu để ra (cụ thể là độ chối hơi nhỏ). Ta cần chọn lại búa khác có năng lượng lớn hơn.

Ví dụ 2.11

Chọn lại búa đóng cọc cho ví dụ trên.

1) **Sức chịu tải:** như ví dụ trên.

2) **Chọn búa**

Từ kết quả ví dụ 2.1, ta tìm kiếm (search) lại trên GRL-WEAP với khoảng năng lượng biểu kiến từ 47 đến 77 kNm thì được tới 89 loại búa khác nhau. Để thu hẹp danh sách, ta tìm kiếm búa có khoảng năng lượng từ 65 đến 70 kNm, kết quả được 18 loại búa như sau:

Bảng 2.21. Các búa có năng lượng biểu kiến từ 65 ÷ 70 kNm.

Hammer ID	Hammer Mfgr	Hammer Name	Max. Energy	Ram Weight	Eq Max Stroke	Hammer Type
7	DELMAG	D 22 - 02	65.78	21.58	3.05	OED
8	DELMAG	D 22 - 13	65.78	21.58	3.05	OED
9	DELMAG	D 22 - 23	69.53	21.58	3.22	OED [chọn]
43	FEC	FEC 2500	67.81	24.47	2.77	OED
104	KOBE	K 25	69.88	24.52	2.85	OED
157	MKT	DE 50C	67.82	22.25	3.05	OED
163	MKT 50	DE70 / 50B	67.82	22.25	3.05	OED
179	CONMACO	C 100E5	67.82	44.50	1.52	ECH [chọn]
183	CONMACO	C 160	66.12	72.31	.91	ECH [chọn]
211	VULCAN	VUL 016	66.12	72.31	.91	ECH [chọn]
228	VULCAN	VUL 200C	68.09	89.00	.77	ECH
238	VULCAN	VUL 510	67.82	44.50	1.52	ECH
260	RAYMOND	R 150C	66.12	66.75	.99	ECH
261	RAYMOND	R 4 / 0	66.12	66.75	.99	ECH
271	MENCK	MH 68	66.70	34.35	1.94	ECH
352	HERA	2500	68.75	25.00	2.75	OED
507	HPSI	1000	67.82	44.50	1.52	ECH
518	UDDCOMB	H6H	67.50	58.74	1.15	ECH

Hit any key to continue... < ESC > to Return

Ta chọn búa CONMACO C 100E5 (số hiệu 179) có $E_{búa} = 67.82$ kNm, $H = 1.52$ m.

3) Các số liệu đầu vào khác cho GRL-WEAP

Với cọc kích thước 45×45 cm, ta chọn các thông số về búa như sau do GRL-WEAP đưa ra cho búa CONMACO C100E5:

- Helmet Weight (trọng lượng mũ cọc): 16.54 kN;
- Hammer Cushion (đệm búa): Diện tích: 1029.10 cm²;
- Pile cushion (đệm cọc) có các thông số như sau: Sử dụng 14 tấm gỗ dán. Mỗi tấm gỗ dán dày 17 mm (coi như đã bị ép chặt, không thể mỏng hơn nữa). Như vậy tổng chiều dày của đệm cọc là $14 \times 17 = 238$ mm. Sở dĩ ta phải tăng chiều dày đệm cọc lên vì ta muốn giảm ứng suất kéo phát sinh trong cọc xuống;
- Tất cả các thông số khác như ví dụ trên.

4) Chạy GRL-WEAP được kết quả trong bảng 2.22 và hình 2.43, diễn giải kết quả như sau:

- Tỷ lệ năng lượng hữu ích thực là $r = 67\%$. Tốc độ nâng búa là 60 nhát/ phút.
- Trong bảng 2.22, cột 5 (Bl Ct - viết tắt của Blow Count) là số nhát búa trên 1 m. Như vậy, ở độ sâu cuối cùng số nhát búa cần đập là 186 nhát/ m $\Rightarrow$ độ chối $e = 1000 / 186 = 5.38$ mm. Như vậy kết quả này đạt yêu cầu đề ra. Số liệu trong cột 5 được vẽ trên đồ thị (a) của hình 2.43 (đường liền nét, với trục hoành nằm phía dưới đồ thị). Và theo phân tích của GRL-WEAP thì sức chịu tải cực hạn P_u là 177.2 tấn (cột 2, bảng 2.22, Rut - viết tắt của R ultimate), khác với 184 tấn như khi ta input.
- Cột 6 (Com Str - viết tắt của Compression stress) là ứng suất nén cực đại phát sinh trong quá trình đóng cọc.

Như vậy, ứng suất nén cực đại là $12.132 \text{ MPa} \leq R_{kd} = 27 \text{ MPa}$, do đó cọc an toàn về mặt chịu nén. ứng suất nén này được tính toán với giả thiết cọc tuyệt đối thẳng đứng. Nếu cọc nghiêng đi một chút, hoặc búa rơi lệch tâm sẽ xuất hiện mômen trong cọc và sẽ làm tăng ứng suất nén. Cột 6 được vẽ trên đồ thị (b) của hình 2.43 (đường đứt nét, trục hoành nằm phía trên đồ thị).

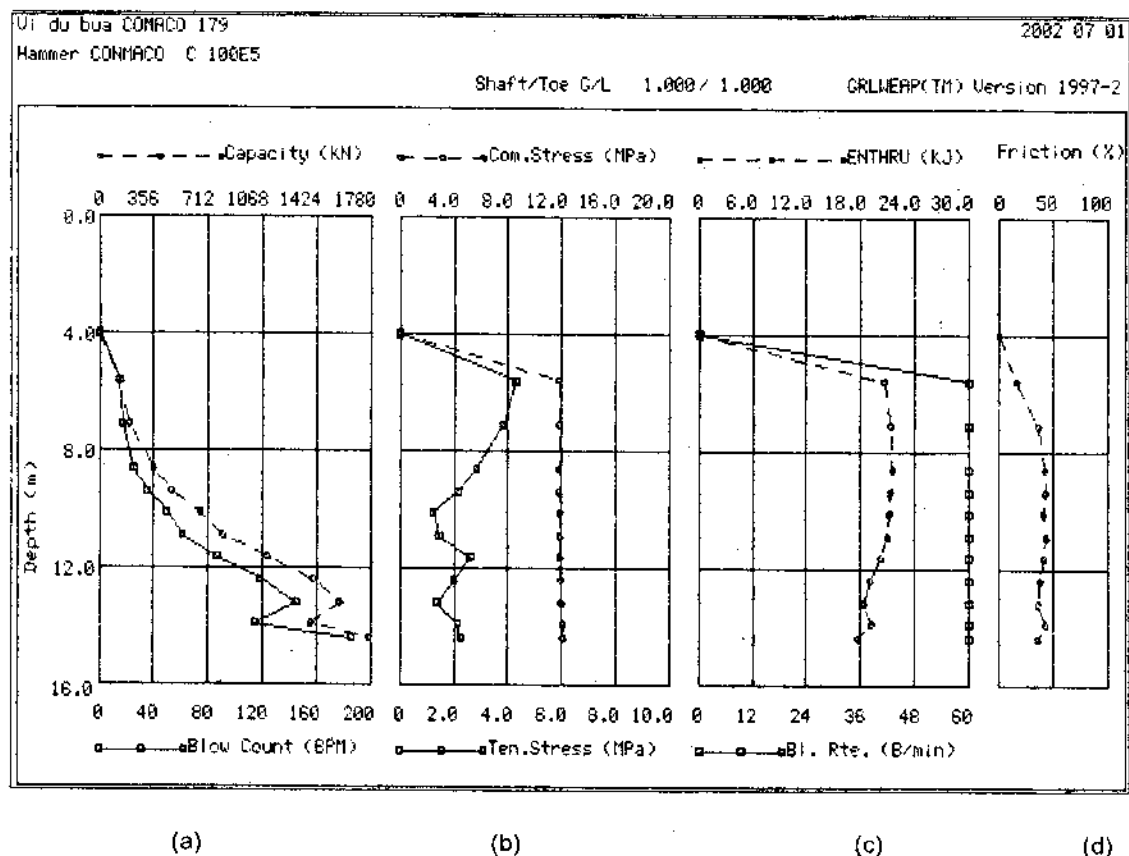
- Cột 7 (Ten Str - viết tắt của Tension stress) là ứng suất kéo cực đại phát sinh trong quá trình đóng cọc. Cột 7 được vẽ trên đồ thị (b) của hình 2.43 (đường liền nét, với trục hoành nằm phía dưới đồ thị). Như vậy, khi cọc đi từ 8.6 đến hết (14.4 m), ứng suất kéo cực đại là $2.844 \text{ MPa} \leq R_{kd} = 3.8 \text{ MPa}$. Tuy nhiên, từ khi bắt đầu đóng cọc đến độ sâu 7.1 m (tức là $7.1 - 2.5 = 4.6$ m so với mặt đất), ứng suất kéo cực đại là $3.826 > 4.306 \text{ MPa} > R_{kd}$. Như vậy, muốn cho cọc không bị nứt/ đứt khi đến độ sâu 7.1 m (tức là 4.6 m so với mặt đất), ta phải giảm lực xung kích của búa đi vào cọc bằng ít nhất một cách sau:

1) Giảm độ cao rơi búa;

2) Tăng chiều dày đệm cọc (pile cushion). Hoặc, như đã đề cập ta có thể thay cọc bằng cọc ứng suất trước để tăng R_{kd} .

Bảng 2.22. Kết quả dự báo đóng cọc với búa số 179

Depth	Rut	Frictn	End Bg	Bl	Ct	Com	Str	Ten	Str	Bl	Rte	ENTHRU
4.0	.0	.0	.0	.0	.000	.000	.0	.0				
5.6	121.3	19.6	101.7	14.8	11.842	-	4.306	60.0	20.6			
7.1	197.9	72.4	125.5	17.3	11.845	-	3.826	60.0	21.4			
8.6	353.2	153.3	199.9	25.6	11.852	-	2.844	60.0	21.6			
9.4	472.2	207.1	265.1	35.3	11.856	-	2.156	60.0	21.3			
10.1	663.2	275.9	387.3	49.7	11.867	-	1.233	60.0	21.2			
10.9	811.7	357.6	454.1	61.1	11.878	-	1.456	60.0	21.0			
11.6	1101.1	459.9	641.3	86.5	11.899	-	2.616	60.0	20.2			
12.4	1403.9	535.9	867.9	118.6	11.940	-	2.000	60.0	19.1			
13.2	1575.5	572.6	1002.9	144.8	11.988	-	1.391	60.0	18.4			
13.9	1387.2	603.6	783.6	113.8	12.054	-	2.122	60.0	19.2			
14.4	1771.9	633.7	1138.2	185.5	12.132	-	2.255	60.0	17.6			
Total Driving Time 9.32 min. for 60.0 bl / min; Total No. of Blows 557												



Hình 2.43. Đồ thị kết quả dự báo đóng cọc với búa số 179

Nhận xét:

Nếu chọn búa CONMACO C160 (số 183), là búa nặng hơn và rơi thấp hơn: Số nhát búa theo WEAP chỉ còn 160 nhát/ m $\Rightarrow e = 6.25$ mm. Nếu chọn búa VULCAN 016 (số 211), số nhát búa cần thiết là 140 $\Rightarrow e = 7.14$ mm. Ta thấy cả hai búa này đều hiệu quả hơn búa số 179 vì có số nhát búa ít hơn, đó là do búa nặng rơi thấp. Mặc dù búa số 183 và số 211 có cùng trọng lượng búa (72.31 kN), cùng chiều cao rơi (0.91 m), đệm cọc vẫn là 14 tấm gỗ dãn dày 238 mm, nhưng kết quả đóng cọc lại khác

nhau. Lý do là: hai búa này sử dụng mũ cọc và đệm búa (hammer cushion) khác nhau:

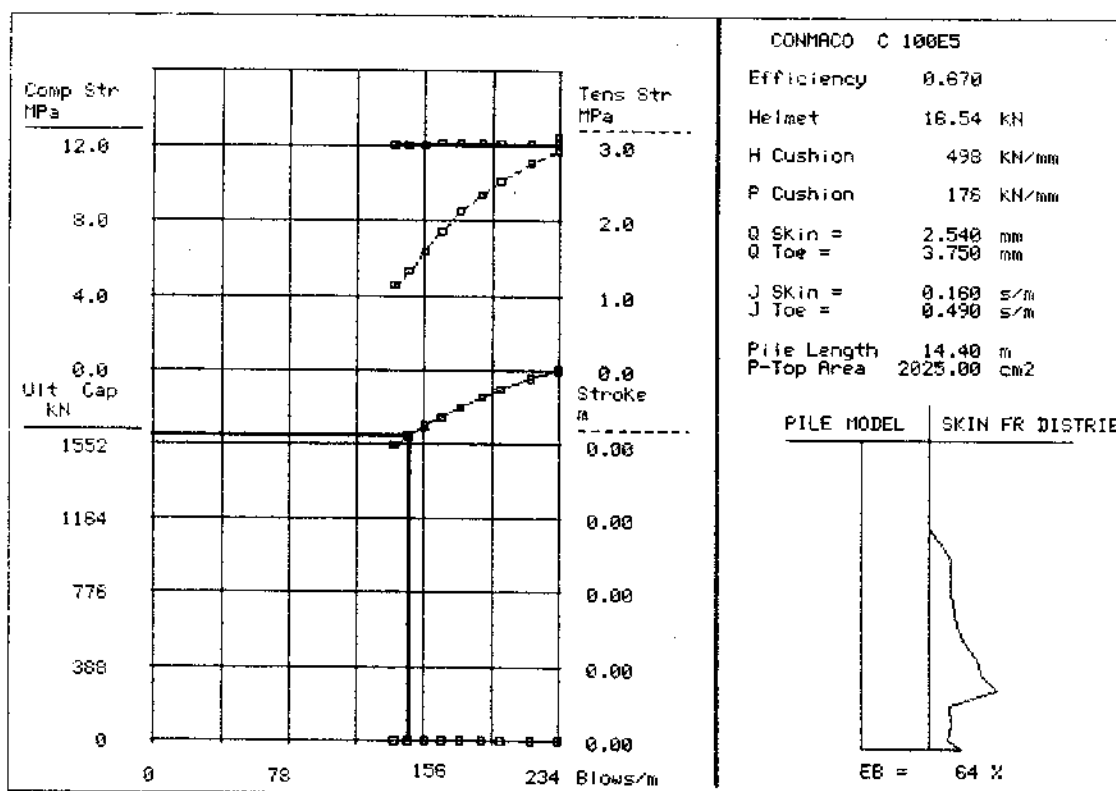
- + Búa 183: Mũ cọc nặng 24.83 kN. Đệm búa có độ cứng là 795 kN/mm;
- + Búa 211: Mũ cọc nặng 17.69 kN. Đệm búa có độ cứng là 1316 kN/mm.

Ví dụ 2.12

Sau khi chọn búa 179 (CONMACO C100E5) cho cọc như ví dụ 2.11 (dự báo $e = 5.38$ mm). Đem đi đóng cọc thực tế, tại độ sâu theo thiết kế (11.9m so với mặt đất), độ chối thực đo được là $e = 6.8$ mm. Hỏi, sức chịu tải thực của cọc là bao nhiêu?

Nếu độ chối thực $e = 6.8$ mm thì số nhát đập yêu cầu là $N = 1000 / e = 147$ nhát. Cũng chạy GRL-WEAP, ta được đồ thị Bearing Graph như hình 2.44. Từ biểu đồ này, xem trục hoành ở phía dưới cùng (Blows/m), ta thấy tương ứng với $N = 147$ thì sức chịu tải tương ứng là khoảng **1600 kN $\approx$ 160 tấn** (trục tung, nửa dưới). Như vậy, sức chịu tải của cọc là 160 tấn, không đạt yêu cầu thiết kế (184 tấn).

Dóng tiếp lên đường đứt nét ở giữa, ta thấy ứng suất kéo phát sinh trong cọc sẽ khoảng 1.3 MPa (Tens Str, trục tung, nửa trên bên phải). Còn ứng suất nén sẽ khoảng 12 MPa (đường liền nét trên cùng - Comp Str, trục tung, nửa trên bên trái).



Hình 2.44. Biểu đồ sức chịu tải (Bearing Graph)

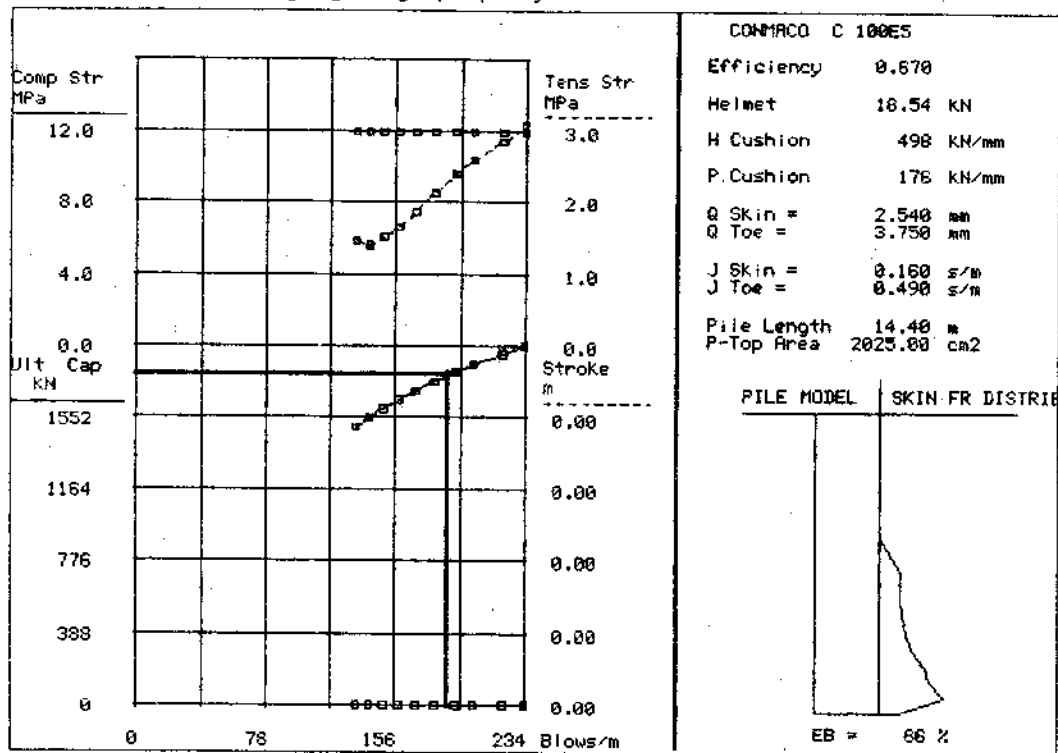
Ví dụ 2.13

Sau khi chọn búa 179 (CONMACO C100E5) cho cọc như ví dụ 2.11 (dự báo $e = 5.38$ mm ở độ sâu 11.9 m). Đem đi đóng cọc thực tế, mới tại độ sâu 9.9 m (còn 2 m nữa mới tới độ sâu thiết kế), độ chối thực đã đo được là $e = 5.38$ mm (số nhát búa là 186 nhát/m). Hỏi, sức chịu tải thực của cọc tại độ sâu này đã đủ chưa?

Sức kháng bên sẽ được chép lại từ bảng 2.19 vào bảng 2.23. Tuy nhiên, vì cọc mới đóng đến độ sâu 9.9 m, cột độ sâu z (m) tính từ đỉnh cọc sẽ được cộng thêm 2 m ($= 11.9 - 9.9$).

Điều này có nghĩa là, từ 0 đến 4.5 m cọc sẽ nằm trong không khí, còn $6.02 - 4.50 = 1.52$ m cọc tiếp theo vẫn có $f_t = 0$ vì đất yếu (xem lại bảng 2.4).

Kết quả được trình bày trong hình 2.45. Xem trục hoành ở phía dưới cùng (Blows/ m), ta thấy tương ứng với $N = 186$ thì sức chịu tải là khoảng **1770 kN**, như vậy xấp xỉ với giá trị thiết kế, do đó có thể ngừng đóng cọc tại đây.



Hình 2.45. Biểu đồ sức chịu tải (Bearing Graph)

Bảng 2.23. Sức kháng bên

z (m)	f_t (kPa)
0.00	0
6.02	0.00
7.55	26.08
9.07	26.08
0.6	34.10
1.36	41.79
12.12	56.16
12.88	62.85
13.64	80.90
14.4	23.79

Ví dụ 2.14

Làm lại ví dụ 2.11, tuy nhiên trong bước 1 ta dự báo sức chịu tải theo Nordlund và Thurman (xem ví dụ 2.3).

Ta chép lại kết quả ở bảng 2.9 vào cột 2 của bảng 2.24. Lưu ý rằng trong cột 1, $z(m)$ là độ sâu tính từ đỉnh cọc (khác với bảng 2.9 $z(m)$ là độ sâu tính từ mặt đất). Theo cách dự báo này, tại độ sâu thiết kế sức chịu tải cực hạn ($P_u = 2250$ kN) lớn hơn so với ví dụ 2.11. Với đầu vào thay đổi như vậy, ta chạy lại WEAP với búa CONMACO C 100E5. Kết quả trình bày trong bảng 2.25.

Tại độ sâu thiết kế, số nhát đập cần thiết là 335 nhát/ m $\Rightarrow e = 1000 / 335 = 3$ mm. Các số này hơi nằm ngoài yêu cầu đề ra ($e = 3.8 \div 8.0$ mm), tuy nhiên nếu không có khả năng thay búa khác thì vẫn có thể tạm dùng CONMACO C 100E5.

Bảng 2.24. Sức kháng theo Nordlund và Thurman

$z (m)$	$f_t (kPa)$	φ	Giá trị trung bình tại vị trí tính q_a	D/b	α_t	N'_q	$\sigma'_v (kPa)$	$q_a = \alpha_t N'_q \sigma'_v$ (kPa)	$Q_p (kN)$
0.00	0	0	0					0	
4.02	11.05	27.5	26.00	3.38	0.489	14.653	24.70	177	35.9
5.55	27.89	30.0	27.90	6.78	0.529	21.644	49.80	570	115.5
7.07	33.59	30.0	28.00	10.16	0.531	21.913	59.90	697	141.1
8.6	45.20	31.0	29.00	13.56	0.551	25.396	70.50	986	199.7
9.36	55.04	32.0	30.00	15.24	0.570	29.976	75.90	1297	262.6
10.12	66.31	33.0	31.00	16.93	0.588	35.316	81.60	1695	343.3
10.88	79.00	34.0	32.00	18.62	0.606	41.280	87.50	2190	443.4
11.64	93.53	35.0	33.00	20.31	0.623	47.929	93.90	2802	567.5
12.4	95.10	34.5	32.50	22.00	0.609	44.507	100.20	2716	549.9
13.17	106.25	35.0	33.30	23.71	0.619	50.091	106.70	3307	669.6
13.93	101.76	34.0	32.00	25.40	0.589	41.280	112.80	2742	555.2
14.4	181.77	38.0	35.54	26.44	0.654	70.152	117.30	5380	1089.4

Bảng 2.25. Kết quả GRL-WEAP nếu $P_u = 2250$ kN

Depth	Rut	Frictn	End Bg	Bl Ct	Com Str	Ten Str	Bl Rte	ENTHRU
4.0	.0	.0	.0	.0	.000	.000	.0	.0
5.6	108.6	48.6	60.0	14.0	11.842	- 4.570	60.0	20.2
7.1	223.5	124.6	98.9	17.8	11.849	- 3.858	60.0	21.5
8.6	401.0	236.2	164.8	28.3	11.861	- 2.866	60.0	21.5
9.4	537.7	309.0	228.7	38.6	11.869	- 2.153	60.0	21.2
10.1	701.4	393.1	308.3	50.3	11.886	- 1.554	60.0	21.2
10.9	906.1	496.4	409.7	67.7	11.915	- 1.620	60.0	20.9
11.6	1153.4	618.1	535.4	87.6	11.966	- 2.976	60.0	20.1
12.4	1270.1	746.6	523.5	96.1	12.014	- 3.147	60.0	19.7
13.2	1529.3	886.6	642.7	125.0	12.066	- 1.950	60.0	18.8
13.9	1562.4	1027.3	535.1	124.8	12.108	- 1.969	60.0	18.8
14.4	2216.5	1155.3	1061.2	335.6	12.165	- 3.814	60.0	15.9
Total Driving Time 9.68 min. for 60.0 bl / min; Total No. of Blows 580								

Ví dụ 2.15

Với cọc như ví dụ 2.11, tuy nhiên lớp đất 1 là đất sét chứ không phải bụi, và kết quả thí nghiệm SPT cũng thay đổi như trong bảng 2.26. Chọn búa và kiểm tra xem búa có phù hợp không.

Bảng 2.26. Số liệu lớp đất 1

z (m)	N	N_{60}	Đất
0	0	0.00	sét ①
1.52	0	0.00	
3.05	8	5.33	
4.57	8	5.33	
6.1	10	6.67	
6.86	13	8.67	
7.62	18	12.00	
8.38	20	13.33	
9.14	28	18.67	
9.9 đến 18.29	Như cũ (ví dụ 2.2 đến ví dụ 2.8)		

1) Sức chịu tải

Dự báo lại sức kháng bên theo cách tính Schmertmann SPT như bảng 2.27.

Bảng 2.27. Sức kháng bên f_i (kPa) của lớp sét

z (m)	N_{60}	$f_i = 2N_{60}(110 - N_{60}) / 41.84$	f_i ở giữa lớp phân tố	Δz_i (m)	$f_i \Delta z_i$
0.00	0	0.00	0.00	1.52	0.00
1.52	0	0.00	13.34	1.53	20.41
3.05	5.33	26.68	26.68	1.52	40.56
4.57	5.33	26.68	29.81	1.53	45.60
6.10	6.67	32.93	37.45	0.76	28.47
6.86	8.67	41.98	49.10	0.76	37.31
7.62	12.00	56.21	58.91	0.76	44.77
8.38	13.33	61.61	71.55	0.76	54.38
9.14	18.67	81.50	58.95	0.76	44.80
9.9	20	36.40 (số liệu cũ)	$\Sigma = 316.31$		
			$f_{bui} = 316.31 / 9.9 = 31.95 \text{ kPa}$		

So sánh với kết quả của ví dụ 2.2, ta thấy sức kháng bên trong lớp đất thứ nhất gần như không thay đổi. Sức kháng mũi sẽ thay đổi chút ít (do sự hiệu chỉnh sức kháng theo chiều sâu ngầm thực D_A), tuy nhiên để cho đơn giản ta giả thiết sức kháng bên và sức kháng mũi có giá trị giống hệt ví dụ 2.2 và ví dụ 2.11. Do đó, sức chịu tải cực hạn (lâu dài) là $P_u = 1840 \text{ kN}$.

2) **Chọn búa:** Chọn búa CONMACO C 100E5 (số 179).

3) **Các số liệu khác:** Có một vài số liệu khác với ví dụ 2.11 là: lớp đất đầu tiên là đất sét có hệ số damping $J = 0.65 \text{ s/m}$.

4) **Chạy GRL-WEAP:** Vì hệ số J của lớp 1 thay đổi, nên ta có kết quả như sau:

- Nếu coi đất sét không bị giảm sức kháng do xáo động, thì kết quả chạy WEAP là: độ chối $e = 1000 / 222 = 4.5 \text{ mm}$.
- Tuy nhiên, khi đóng cọc, đất sét sẽ bị xáo động làm giảm sức kháng (relaxation). Giả sử sức kháng bên trong đất này giảm đi 2.5 lần lúc đóng cọc (tức là giảm còn $1.0 / 2.5 = 0.4 = 40\%$ so với sức kháng lâu dài). Kết quả chạy GRL-WEAP là: độ chối $e = 1000 / 145 = 6.9 \text{ mm}$.

Ví dụ 2.16. Búa Diesel.

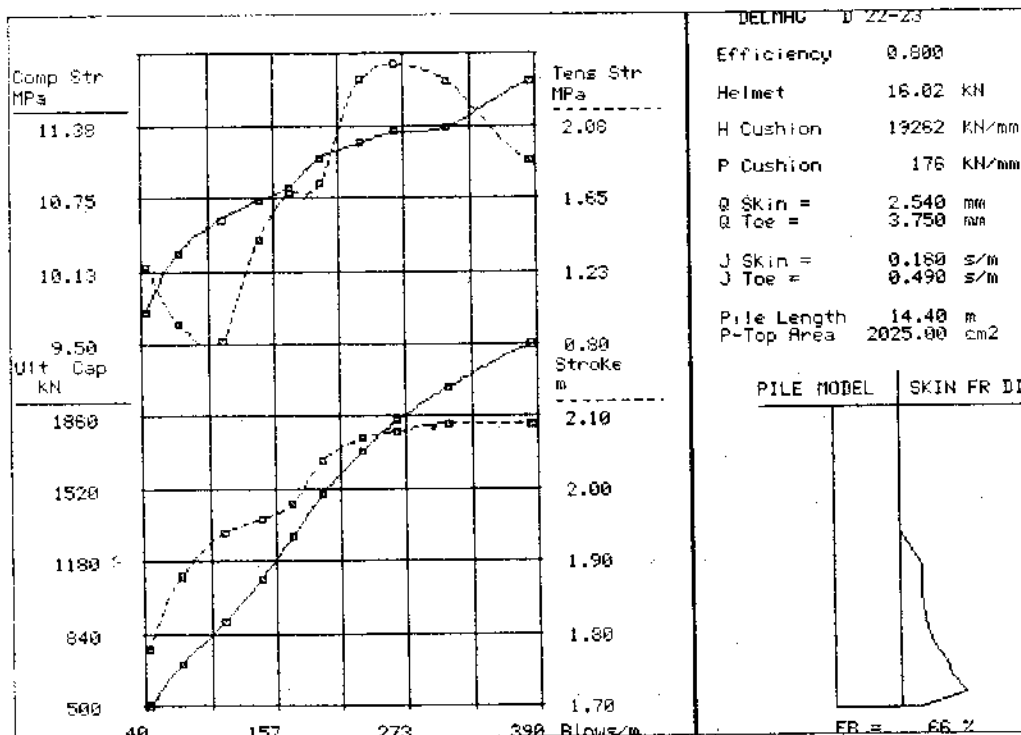
Kiểm tra khả năng đóng cọc trong ví dụ 2.11 với búa Diesel DELMAG D22-23 (số 9) (lưu ý với búa Diesel, chiều cao rơi búa không cố định như các ví dụ trước).

Chạy WEAP, ta được kết quả trên hình 2.46 (hình vẽ này tương tự hình 2.44). Đóng trên hình vẽ này, tương ứng với sức chịu tải 1840 kN (Ult Cap = 1840 kN) thì số nhát búa cần đập là 272 nhát/m $\Rightarrow e = 3.66$ mm. Kết quả này hơi nằm ngoài yêu cầu đề ra (260 nhát, hay 3.8 mm), tuy nhiên chấp nhận được. Nguyên nhân chủ yếu là do quả búa nhẹ hơn, rơi ở độ cao cao hơn, do đó không hiệu quả bằng búa nặng rơi thấp.

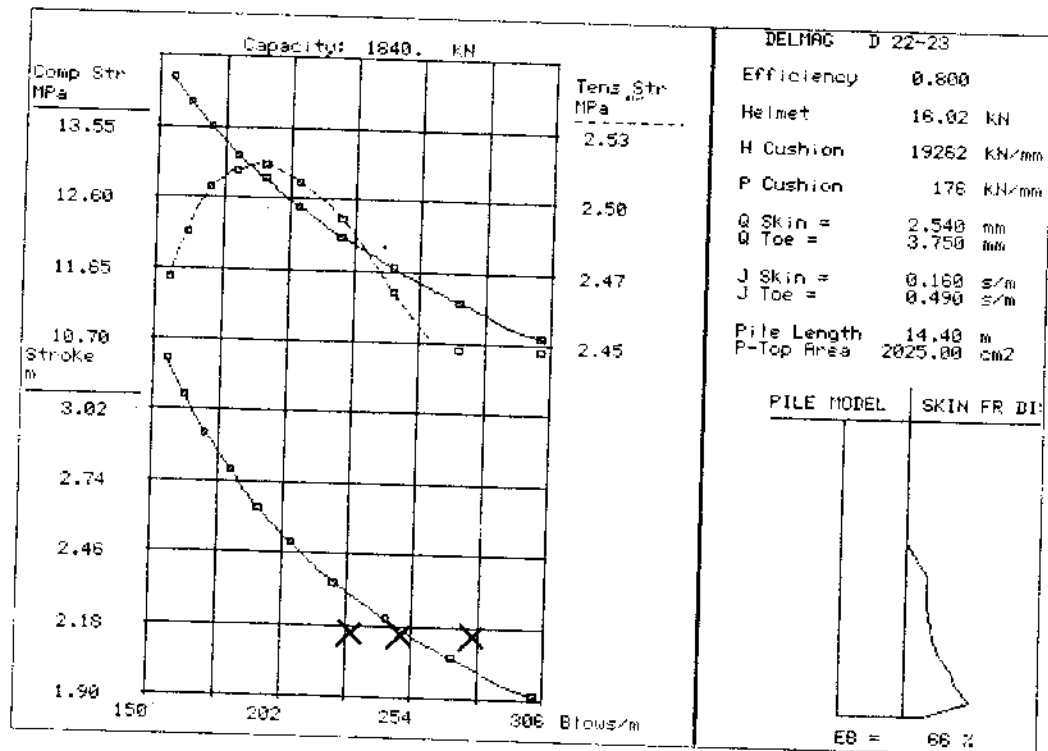
Hai đường cong trên cùng của hình 2.46 thì ta đã biết, đó là ứng suất nén cực đại (Comp Str MPa, đường liền nét), và ứng suất kéo cực đại trong cọc (Tens Str MPa, đường đứt nét).

Điểm khác biệt với hình 2.44 là: trên hình 2.46, ta còn có đường cong thứ tư - đường cong thể hiện chiều cao rơi của búa diesel ở những sức chịu tải khác nhau - đường này là đường đứt nét ở nửa dưới của hình vẽ (Stroke, m). Trên hình này ta thấy, tương ứng với sức chịu tải 1840 kN thì chiều cao rơi búa được dự báo là 2.08 m.

Ngoài ra, ta còn có kết quả ở hình 2.47 (chạy WEAP với stroke option = 2). Trong hình 2.47, sức chịu tải không đổi và là 1840 kN. Đường cong dưới cùng (đường stroke) mang ý nghĩa như sau: nếu công tác đóng cọc thực tế cho thấy chiều cao rơi búa (stroke) khác với dự báo, nhưng nếu số nhát búa (blows) đóng cọc thỏa mãn điểm có tọa độ (blows, stroke) nằm trên đường cong này, thì cọc vẫn đủ sức chịu tải. Ví dụ (272, 2.08) nằm trên đường này, nghĩa là chiều cao rơi búa là 2.08 m, số nhát đập là 272 nhát/m thì cọc sẽ có sức chịu tải 1840 kN. Tương tự như vậy với điểm (245, 2.18).



Hình 2.46. Biểu đồ sức chịu tải (Bearing Graph)



Hình 2.47. Biểu đồ chiều cao rơi búa

Giả sử công tác đóng cọc thực tế cho thấy tại độ sâu thiết kế ta thu được kết quả là:

- Nếu chiều cao rơi búa đo được là 2.18 m, số nhát búa là 228, như vậy điểm này (228, 2.18) nằm dưới đường cong stroke $\Rightarrow$ cọc chưa đạt được sức chịu tải 1840 kN.
- Nếu chiều cao rơi là 2.18 m, số nhát búa là 270, như vậy điểm (270, 2.18) nằm trên đường cong stroke $\Rightarrow$ sức chịu tải của cọc sẽ lớn hơn 1840 kN.

Những lưu ý khi phân tích động bằng phương trình sóng

Như trên đã đề cập, phương pháp phân tích động (sử dụng GRL-WEAP) rất đơn giản và rẻ tiền. Tuy tin cậy hơn rất nhiều so với công thức động, nhưng sức chịu tải thu được từ WEAP có độ chính xác chưa cao được như CAPWAP (và CAPWAP lại chưa chính xác bằng thí nghiệm nén tĩnh). Những sai số do phân tích WEAP có thể do:

- Giá trị quake và damping không chính xác.
- Dự báo sức chịu tải (bước 1 trong ví dụ 2.10 và ví dụ 2.11) không chính xác. Điều này có thể do việc khảo sát địa chất không chính xác hoặc do phương pháp dự báo.
- Tỷ lệ năng lượng hiệu quả của búa (r %) không chính xác. Sai số này được giảm thiểu với những búa hiện đại có hộp điều khiển (control panel) hiện rõ năng lượng thực của mỗi nhát búa.
- Búa không bảo dưỡng tốt, nhất là búa diesel. Ta biết rằng với búa diesel, chiều cao rơi búa thay đổi phụ thuộc vào sức kháng của đất với cọc. Khi sức kháng lớn, diesel cháy nhiều sẽ đẩy búa cao hơn. Tuy nhiên nếu bảo dưỡng búa diesel kém, có thể có hiện tượng đánh lửa sớm, và chỉ một phần nhỏ năng lượng (của

diesel cháy) sẽ vào cọc, phần lớn năng lượng còn lại sẽ đẩy búa lên cao hơn mức dự đoán.

- Các giá trị về đệm, nhất là đệm cọc (pile cushion) sai. Đệm cọc thường làm bằng gỗ dán. Ví dụ ban đầu mỗi tấm gỗ dán dày 19 mm, môđun $E = 207 \text{ MPa}$. Tuy nhiên, sau vài chục nhát búa, gỗ dán thường bị nén lại với bề dày còn $15 \div 17 \text{ mm/}$ tấm, môđun đàn hồi tăng lên. Ở độ sâu thiết kế, sau vài trăm nhát búa, gỗ dán chỉ còn khoảng $11 \div 13 \text{ mm/}$ tấm, môđun đàn hồi có khi tới 400 MPa, đồng thời hệ số phục hồi sẽ giảm xuống (nhỏ hơn 0.5). Sau 1500 nhát đập, nên thay đệm cọc mới.

Vì GRL-WEAP không tốn kém, do đó ta có thể sử dụng GRL-WEAP để theo dõi đóng của từng cọc một. Như vậy, ta có thể coi WEAP là preprocessor, còn CAPWAP là postprocessor (WEAP và CAPWAP làm hai nhiệm vụ hoàn toàn khác nhau chứ không phải là hai phần mềm tương tự nhau). Tại công trường, nếu có thí nghiệm vùi cọc với PDA và phân tích CAPWAP, nên so sánh kết quả giữa GRL-WEAP với CAPWAP để điều chỉnh các thông số đầu vào của WEAP cho phù hợp.

2.10.3. Thí nghiệm thử động biến dạng lớn (PDA - Pile Dynamic Analysis)

Vì thí nghiệm PDA tiến hành được trên cả cọc nhồi, nên chúng tôi đề cập thí nghiệm này trong phần 5.1 và 5.2.

2.11. ẢNH HƯỞNG VÀ CÁC BIỆN PHÁP GIẢM ẢNH HƯỞNG DO ĐÓNG CỌC ĐẾN CÔNG TRÌNH LÂN CẬN

Khi đóng cọc, sóng chấn động sẽ lan truyền trong lòng đất đến các công trình lân cận, gây những tác hại nhất định. Đề tài 021901 - TC 922 đề ra giá trị tối hạn của vận tốc dao động trong bảng 2.28. Trong đó, công trình được phân cấp từ 1 đến 8 trong bảng 2.30 (thứ tự từ công trình chịu chấn động tốt đến không chịu được chấn động), với cấp 8 là công trình đặc biệt quan trọng, hoặc công trình rất dễ hư hỏng do chấn động; Dạng móng được phân loại từ A đến C trong bảng 2.29 (thứ tự từ móng tốt đến yếu); Đất được phân loại từ a đến f trong bảng 2.31 (thứ tự từ đất chịu chấn động tốt đến kém). Ngoài vận tốc của sóng chấn động, còn nhiều yếu tố khác liên quan đến khả năng hư hại của công trình do đóng cọc, như trạng thái làm việc của kết cấu, tần số dao động, v.v.. (ví dụ, nếu tần số riêng của kết cấu trùng với tần số của dao động kích động thì sẽ xảy ra cộng hưởng, và có thể gây ra sự phá hủy công trình).

Vận tốc dao động tại vị trí các công trình lân cận có thể được dự báo bằng những phần mềm thương mại, hoặc thô thiển hơn bằng một trong các công thức kinh nghiệm sau:

$$V = k_1 E_{\text{bùn}}^{\alpha} / R^{\beta}; \quad (2.22a)$$

Bảng 2.29. Các dạng móng

Dạng móng	Mô tả
A	Móng cọc BTCT và cọc thép có giằng móng Móng bè BTCT có sườn, móng băng giao nhau Tường chắn trọng lực
B	Móng đơn có cọc BTCT Móng có tường móng mở rộng cho các nhà có tầng hầm Móng cọc tre hoặc cọc gỗ và móng có bè gỗ gia cường nền
C	Tường cử Móng gạch, đá hoặc viên đúc sẵn Không có móng, tường xây trực tiếp lên đất

Bảng 2.30. Phân cấp công trình theo khả năng chống đỡ dao động do đóng cọc

Cấp công trình	Nhóm nhà	
	1	2
1	Nhà công nghiệp nặng nhiều tầng, được thiết kế chống động đất. Các công trình nặng như cầu, thành lũy,....	Nhà công nghiệp 2 ÷ 3 tầng, nhà có kết cấu khung BTCT hoặc khung thép, bao che bằng panel rỗng, bằng khối xây gạch hoặc các viên đúc sẵn; sàn thép hoặc BT đúc sẵn. Nhà công nghiệp nặng có kết cấu thép và BTCT hoặc kết hợp nhiều loại vật liệu
2	Nhà khung gỗ, nhà công cộng được thiết kế chống động đất	Nhà tắm lớn 5 ÷ 9 tầng dùng làm nhà ở, trụ sở..., nhà công nghiệp có kết cấu khung nhẹ bằng BTCT hoặc thép, bao che bằng panel rỗng hoặc khối xây. Các nhà này không được thiết kế chống động đất
3	Nhà khung gỗ đứng độc lập, hoặc đứng liền nhau không bao che hoặc bao che bằng gỗ; Được thiết kế chống động đất	Nhà 1 tầng đứng độc lập, nhà công nghiệp dạng hở có khung nhẹ được giằng bởi các tường trong bằng thép / nhôm / gỗ; hoặc khung bê tông nhẹ, bao che bằng tôn, panel rỗng; thiết kế chống động đất
4	Nhà nhiều tầng làm kho, cao > 5 tầng.	Nhà 2 tầng đứng độc lập, hoặc đứng liền có kết cấu chịu lực là khối xây; sàn bằng BTCT hoặc tương tự; thiết kế chống động đất.
5	Nhà 4 ÷ 6 tầng xây bằng gạch, tường chịu lực có cấu trúc nặng nề; nhà kiểu biệt thự	Nhà ở 4 ÷ 10 tầng được xây bằng khối xây nhẹ, phần lớn được giằng bằng giằng trong. Sàn BTCT ít nhất là cách tầng
6	Nhà 2 tầng tường khối xây, sàn gỗ hoặc tấm nhỏ. Tháp đá / gạch được thiết kế chống động đất	Nhà ở, trụ sở,.... tường khối xây, sàn gỗ hoặc tấm nhỏ
7	Nhà thờ, công thự bằng đá / gạch kiểu vòm hoặc đốt. Nhà thờ kết cấu khung không giằng ngang. Nhà thô sơ, nhà để xe, nhà công nghiệp thấp, đền miếu; nhà tương tự có sàn nặng	Nhà 2 tầng, kết cấu nhẹ.
8	Nhà trong tình trạng dễ hư hỏng do chấn động. Các công trình có tầm quan trọng lịch sử thuộc cấp 7.	

Bảng 2.31. Phân loại đất theo chấn động

Loại đất	Mô tả
a	Đá chưa phong hoá/ phong hóa yếu; đất đá hạt lớn, chặt, ít ẩm
b	Đá chưa phong hóa mạnh; cát sỏi hạt lớn/ trung bình, chặt, ẩm/ ít ẩm
c	Cát hạt nhỏ; bụi; chặt - chặt vừa, ít ẩm
d	Mái dốc ở thể trượt
e	Cuội, sỏi, cát rời và sét cổ kết ngậm nước
f	Đất đắp

Để giảm tác hại xấu đến công trình lân cận, ta có hai giải pháp sau:

1) Giảm chấn động tại nguồn

- Chọn búa có trọng lượng lớn và giảm chiều cao rơi búa (tăng Q, giảm H).
- Khoan mũi trước khi đóng cọc. Tuy nhiên, biện pháp khoan mũi lại làm giảm sức chịu tải của cọc.

2) Giảm chấn động tại vùng (công trình) cần bảo vệ

- Đào hào giảm chấn nằm giữa nguồn chấn động (chính là cọc đang đóng) và công trình. Hào này thường sâu vài mét, rộng có thể tới $2 \div 3$ m. Hào này có tác dụng cắt mất một phần môi trường truyền sóng, do đó phía sau hào, sóng chấn động giảm đi đáng kể. Hào càng gần công trình cần bảo vệ thì sóng chấn động tới công trình này càng nhỏ. Tuy nhiên, khi đó cần quan tâm đến ổn định mái dốc (ổn định hố đào).
- Đặt phụ tải (ví dụ đất đắp) nằm giữa nguồn chấn động và công trình. Phụ tải này cũng có tác dụng tương tự hào giảm chấn: phía sau phụ tải, sóng chấn động giảm đi đáng kể.

2.12. ĐỘ LÚN CỦA CỌC ĐƠN

Ngoài phương pháp móng khối quy ước, trong phần này chúng tôi xin giới thiệu với bạn đọc cách dự báo độ lún của cọc đơn dựa trên quan hệ ứng suất biến dạng. Cách tính này không những áp dụng cho cọc chế sẵn mà còn áp dụng được cho cọc nhồi. Độ lún của nhóm cọc đã được trình bày trong phần 1.5.

Độ lún của cọc đơn gồm ba thành phần như sau:

$$S_d = \Delta_L + s_m + s_b, \quad (2.23)$$

trong đó: Δ_L - biến dạng đàn hồi của bản thân cọc;

s_m - độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dưới mũi cọc ($q_{p(thực)}$);

s_b - độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dọc thân cọc ($f_{l(thực)}$).

Biến dạng đàn hồi của bản thân cọc (tính toán như thanh chịu nén) được xác định một cách dễ dàng như sau:

$$\Delta_{lt} = \frac{Q_{lt}}{A_c E_c} L, \quad (2.24)$$

trong đó: A_c - diện tích tiết diện cọc;

E_c - môđun đàn hồi của bản thân cọc;

L - chiều dài cọc;

Q_{lt} - lực nén trung bình tác dụng lên cọc;

$$\text{ở đây: } Q_{lt} = Q_{p \text{ thực}} + \xi(N - Q_{p \text{ thực}}) = Q_{p \text{ thực}} + \xi Q_{f \text{ thực}} \quad (2.25)$$

trong công thức trên:

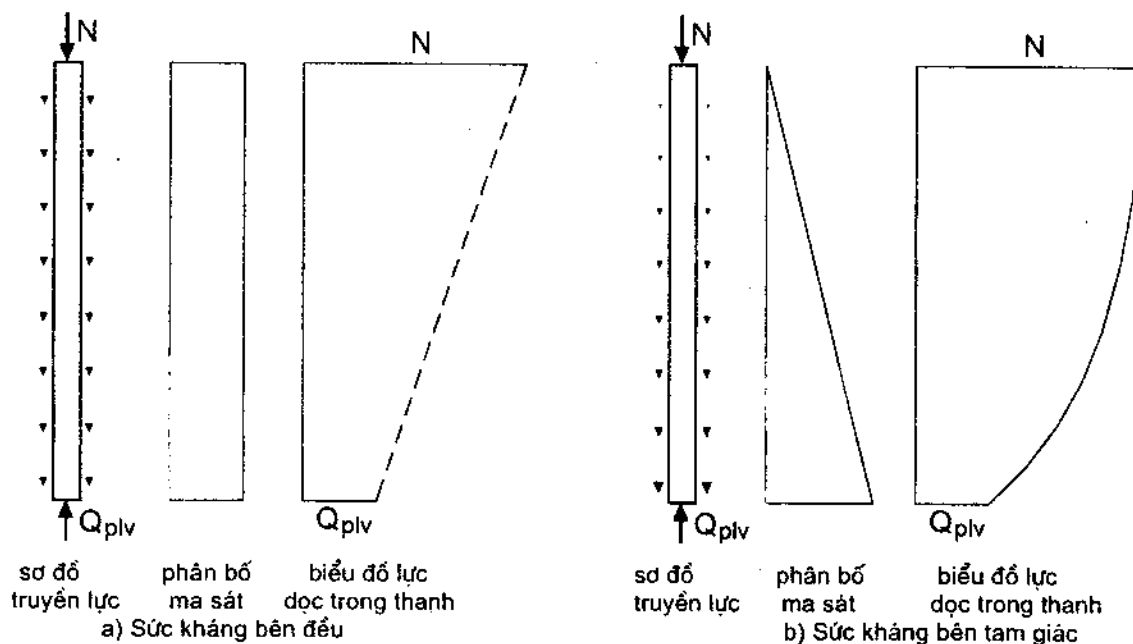
N - tải trọng làm việc truyền từ công trình xuống cọc;

$Q_{p \text{ thực}}$ - tổng sức kháng mũi ở tải trọng làm việc;

$Q_{f \text{ thực}}$ - tổng sức kháng bên ở tải trọng làm việc;

ξ - hệ số phụ thuộc vào phân bố ma sát bên (sức kháng bên $f_{i \text{ thực}}$);

Nếu $f_{i \text{ thực}}$ phân bố đều (hình 2.48a) thì $\xi = 0.5$; Nếu $f_{i \text{ thực}}$ phân bố tam giác (hình 2.48b - càng xuống sâu thì sức kháng bên càng lớn) thì $\xi = 0.67$; Trong thực tế, phân bố ma sát bên có dạng trung gian, do đó $\xi = 0.5 \div 0.67$.



Hình 2.48. Tính toán biến dạng nén đàn hồi của cọc

Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dưới mũi cọc được xác định theo biểu thức tương tự như cách xác định độ lún của móng nông đặt trên nền đàn hồi như sau:

$$s_m = \frac{q_{p\text{thực}} \times B\omega(1-\mu^2)}{E_d}, \quad (2.26)$$

trong đó: $q_{p\text{thực}}$ - sức kháng mũi đơn vị ở tải trọng làm việc; $q_{p\text{thực}} \times A_c = Q_{p\text{thực}}$;
 B - đường kính cọc hay cạnh cọc;
 μ - hệ số nở hông (Poisson) của đất ở dưới mũi cọc;
 E_d - môđun biến dạng của đất ở dưới mũi cọc;
 ω - hệ số phụ thuộc hình dáng cọc; nếu cọc tròn thì $\omega = 0.79$ còn cọc vuông thì $\omega = 0.88$. Nói chung, có thể luôn luôn lấy $\omega = 0.85$ mà sai số không đáng kể.

Ngoài ra, Vesic (1977) còn kiến nghị công thức sau:

$$s_m = \frac{q_{p\text{thực}} \times A_c C_p}{Bq_p}, \quad (2.27)$$

trong đó: q_p - sức kháng mũi đơn vị cực hạn;
 C_p - hệ số theo các thí nghiệm của Vesic, lấy theo bảng 2.32. Từ các giá trị này ta thấy, nếu cùng loại đất và cùng kích thước thì cọc nhồi lún nhiều hơn 2 đến 4 lần.

Bảng 2.32. Bảng các giá trị C_p

Loại đất	Cọc chế sắn	Cọc nhồi
Cát (chặt đến rời rạc)	0.02 ÷ 0.04	0.09 ÷ 0.18
Sét (cứng đến mềm)	0.02 ÷ 0.03	0.03 ÷ 0.06
Bùn (chặt đến rời rạc)	0.03 ÷ 0.05	0.09 ÷ 0.12

Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dọc thân cọc được xác định như sau:

$$s_b = \frac{f_{t\text{thực}} \times B\omega(1-\mu^2)}{E_d}, \quad (2.28)$$

trong đó: $f_{t\text{thực}}$ - sức kháng bên đơn vị ở tải trọng làm việc, tính trung bình cho toàn bộ cọc;

$$f_{t\text{thực}} \times u \times L = Q_{t\text{thực}}$$

ở đây: L - chiều dài cọc;

u - chu vi cọc;

ω_b - hệ số phụ thuộc độ mảnh của cọc,

$$\omega_b = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{B}}. \quad (2.29)$$

Ngoài ra, Vesic (1977) còn kiến nghị công thức sau:

$$s_b = \frac{Q_{f_{thực}} \times C_s}{L \times q_p}, \quad (2.30)$$

trong đó: C_s - hệ số theo các thí nghiệm của Vesic, được tính toán như sau:

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{B}}) C_p. \quad (2.31)$$

Tuy nhiên, khó khăn lớn nhất của cách dự báo độ lún này là việc xác định $q_{p_{thực}}$ và $f_{u_{thực}}$. Bởi vậy, với cọc nhồi thì ta có thể áp dụng cách tính riêng trình bày trong phần 3.9. Với cọc chế sẵn, muốn tìm các đại lượng này ta có thể tính lập như sau:

- Giả sử $f_{u_{thực}} = \omega_i f_i$, với f_i là sức kháng bên đơn vị cực hạn, còn ω_i ban đầu lấy khoảng $0.5 \div 0.8$;
- Tính độ lún của cọc S_d theo các phương trình trên;
- Tại giữa cọc, chuyển vị tương đối giữa cọc và đất xấp xỉ là $S_d - \frac{\Delta L}{2}$;
- Với đất cát, sức kháng bên đạt cực hạn (f_i) ở chuyển vị tới hạn là $z_{cr} \approx 2.5 \text{ mm}$, còn với đất sét thì $z_{cr} \approx 0.01B$. Như vậy, ta có thể lấy

$$\omega_i = \frac{S_d - \frac{\Delta L}{2}}{z_{cr}};$$

- So sánh ω_i này với giá trị chọn ban đầu, nếu khác xa nhau thì chọn lại ω_i .

CHƯƠNG 3

CỌC NHỒI

3.1. GIỚI THIỆU VỀ CỌC NHỒI

Cọc nhồi là một loại móng sâu được thi công bằng cách đổ bê tông tươi vào một hố (lỗ) khoan trước đó.

So với các loại cọc khác, cọc nhồi có một lịch sử tương đối mới. Năm 1908 đến năm 1920, các lỗ khoan cọc nhồi cỡ nhỏ (đường kính 0.3 m, dài 6 ÷ 12 m) được thi công bằng các máy khoan lỗ chạy bằng hơi nước, thậm chí bằng ngựa. Cuối những thập kỷ 40^(*) và đầu thập kỷ 50^(*), công nghệ khoan cọc nhồi đã khá phát triển. Người ta đã có thể làm cọc mở rộng chân, và khoan phá đá, cũng như đã biết cách sử dụng dung dịch (bentonite) để giữ thành hố khoan. Cọc nhồi hiện đại được giới thiệu vào Việt Nam đầu thập kỷ 90^(*). Kích thước phổ biến của cọc nhồi ở Việt Nam là: đường kính 1 ÷ 2 m, chiều dài 40 ÷ 70 m.

Mặc dù công nghệ thi công đã phát triển, nhưng lý thuyết / phân tích thiết kế (dự báo sức chịu tải và độ lún) lại chậm chân hơn. Mãi đến thập kỷ 60^(*) ÷ 70^(*), những chương trình nén tĩnh quy mô lớn mới giúp người ta hiểu rõ hơn sự làm việc của cọc nhồi, trong đó có một điểm mà đến nay nhiều kỹ sư nước ta vẫn chưa nhận ra, đó là cọc nhồi ít khi làm việc như cọc chống (dù đất ở mũi cọc rất tốt). Quá trình nghiên cứu, tìm hiểu về sự làm việc của cọc nhồi tiếp tục từ đó, xuyên suốt sang thập kỷ 80^(*) và 90^(*). FHWA (Federal Highway Administration - Cục Quản lý Đường bộ Liên bang Mỹ), một trong hai tổ chức lớn nhất về xây dựng ở Mỹ đã xuất bản tổng cộng ba lần Tuyển tập về Thi công và Thiết kế cọc nhồi (vào các năm 1977, 1988 và 1999). Tuyển tập năm 1999 là lần tái bản của hai lần trước, trong đó có rất nhiều hiệu chỉnh và bổ sung. Tập này dày tới 790 trang (kể cả phụ lục). Chương này sẽ trình bày cô đọng các kiến thức trong tuyển tập năm 1999.

^(*) Ở đây hiểu là những thập kỷ của thế kỷ XX.

3.2. TÓM TẮT VỀ CÔNG TÁC THI CÔNG CỌC NHỒI

Quá trình thi công cọc nhồi được chia làm các giai đoạn sau:

- a) Khoan tạo lỗ.
- b) Hạ lồng thép xuống lỗ.
- c) Đổ bê tông.

Quá trình khoan tạo lỗ (a) thường được tiến hành bởi máy cầu khoan (hình 3.1).

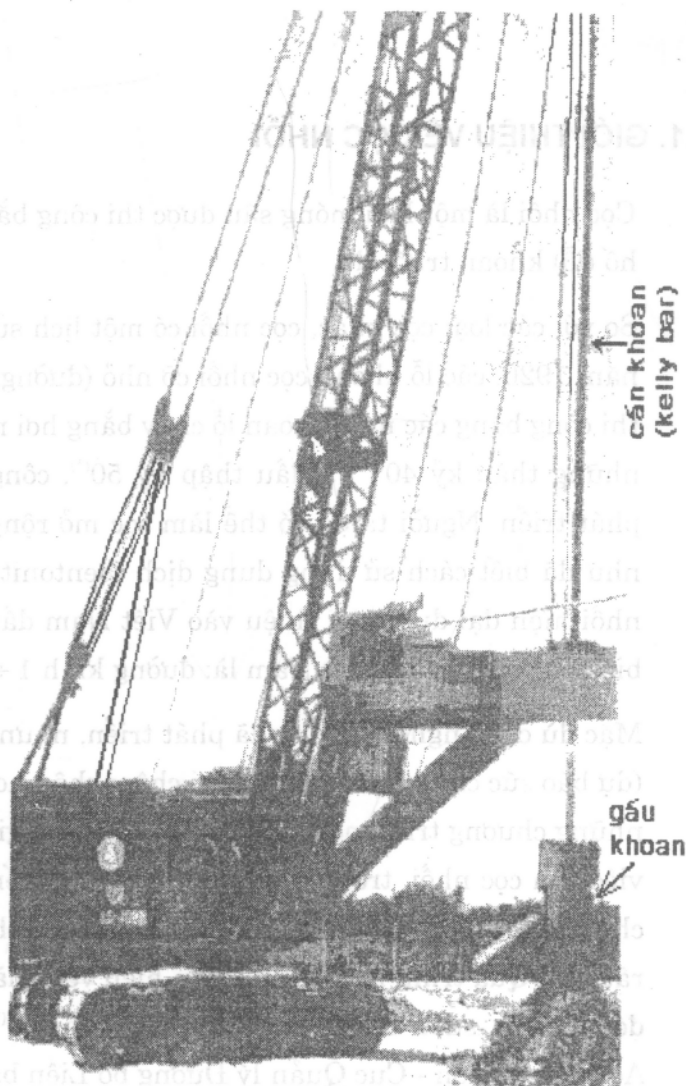
Cần khoan (kelly bar) có cấu tạo giống như ăngten râu của đài, tivi (có thể rút ra, rút vào để thay đổi chiều dài cần khoan). Ngoài ví dụ trên hình 3.1, còn có nhiều phương pháp khoan tạo lỗ khác nữa.

Nếu đất nền có nhiều đá tảng, sỏi cuội thì đường kính cọc nhồi càng lớn càng tốt, như vậy sẽ giảm bớt khó khăn khi khoan tạo lỗ. Để thành hố khoan không bị sập trong quá trình khoan, ta có thể sử dụng ống vách (ống giữ thành - casing) và/ hoặc dùng dung dịch bentonite.

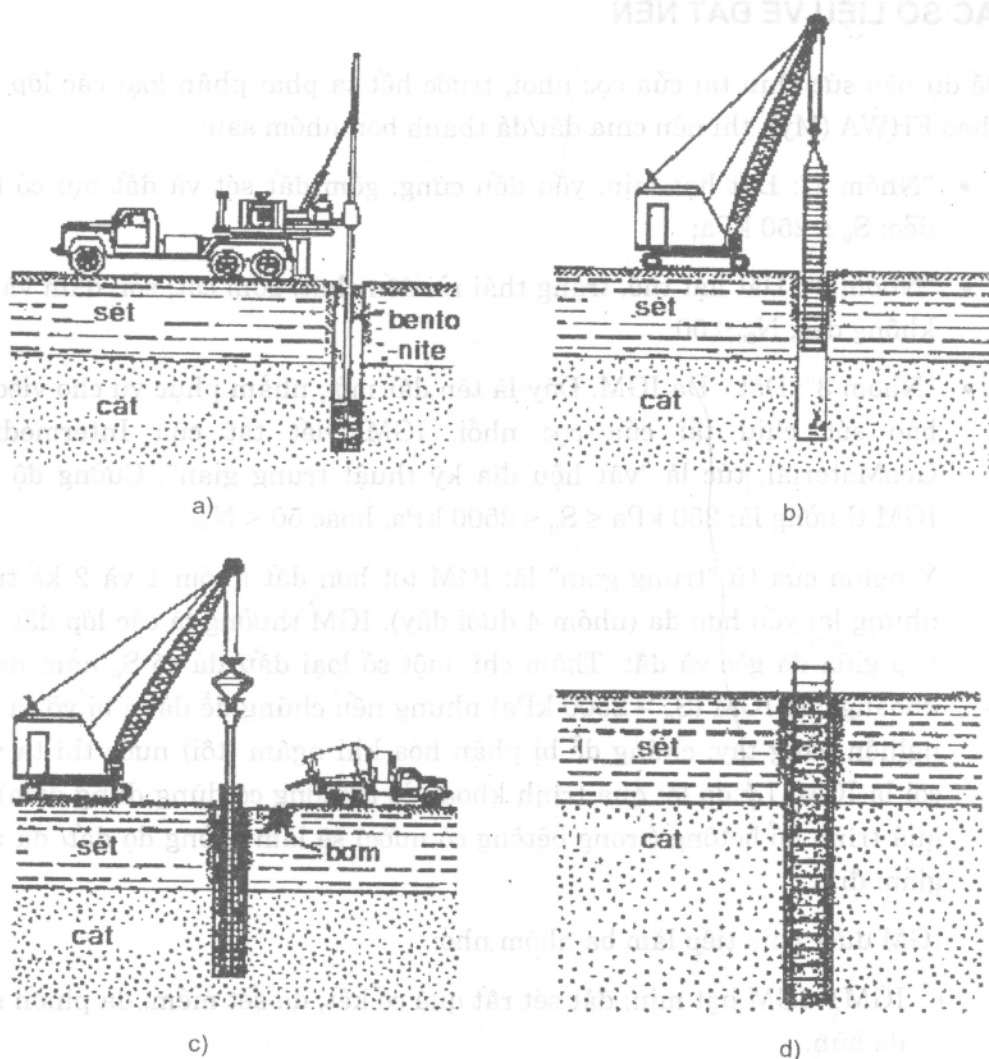
Hình 3.2 minh họa quá

trình thi công sử dụng dung dịch bentonite. Trên hình (c), khi bê tông được đổ xuống, dung dịch bentonite sẽ bị dâng lên, nó sẽ được bơm hút đi (có thể lọc và tái sử dụng).

Để có thể thi công được, bê tông dùng cho cọc nhồi thường có độ sụt lớn ($160 \div 200$ mm), và không có cốt liệu quá lớn.

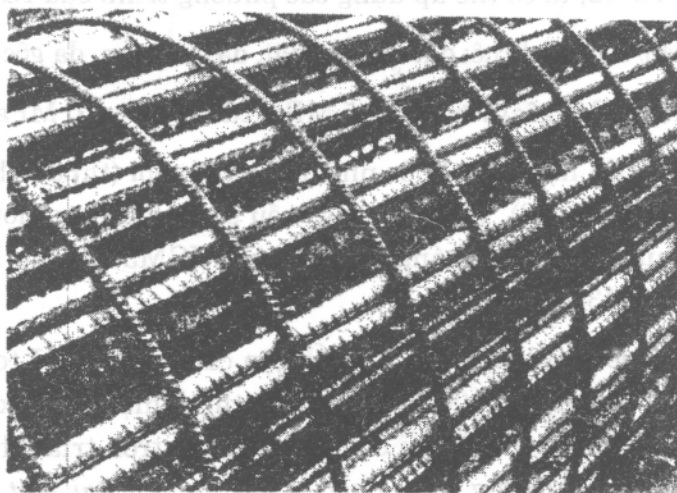


Hình 3.1. Máy cầu khoan tạo lỗ



Hình 3.2. Quá trình thi công cọc nhỏ có dùng dung dịch bentonite

- a) Khoan lỗ dùng dung dịch khoan; b) Đặt lồng thép;
 c) Đổ bê tông; d) Cọc nhỏ hoàn thiện



Hình 3.3. Lồng thép

3.3. CÁC SỐ LIỆU VỀ ĐẤT NỀN

Để dự báo sức chịu tải của cọc nhồi, trước hết ta phải phân loại các lớp đất. Theo FHWA (Mỹ), thì nên chia đất/đá thành bốn nhóm sau:

- "Nhóm 1": Đất hạt mịn, yếu đến cứng: gồm đất sét và đất bụi có tính dẻo; $S_u \leq 250$ kPa;
- "Nhóm 2": Đất hạt thô, trạng thái rời đến chặt: gồm cát, sỏi, dăm và bụi không dẻo; $N_{60} \leq 50$;
- "Nhóm 3": Đất - Đá IGM. Đây là tên đất mới, nhằm phục vụ cho việc dự báo sức chịu tải của cọc nhồi. IGM viết tắt của Intermediate GeoMaterial, tức là "vật liệu địa kỹ thuật trung gian". Cường độ của IGM thường là: $250 \text{ kPa} \leq S_u \leq 2500 \text{ kPa}$, hoặc $50 < N_{60}$.

Ý nghĩa của từ "trung gian" là: IGM tốt hơn đất nhóm 1 và 2 kể trên, nhưng lại yếu hơn đá (nhóm 4 dưới đây). IGM thường là các lớp đất xen kẽ giữa đá gốc và đất. Thậm chí, một số loại đất/ đá có S_u nằm ngoài khoảng của IGM ($S_u > 2500$ kPa) nhưng nếu chúng dễ dàng bị vỡ ra khi nghiền bằng tay; chúng dễ bị phân hóa khi ngâm (tôi) nước thì ta vẫn coi là IGM. Lý do là: quá trình khoan lỗ (thường có dùng dung dịch) và quá trình đổ bê tông (trong bê tông có nước) sẽ làm cường độ đất/ đá này giảm đi.

IGM được chia tiếp làm ba nhóm nhỏ:

- IGM1: IGM hạt mịn: đất sét rất quá cố kết, đá sét mềm, đá phiến sét, đá bùn.
- IGM2: IGM vôi: đá vôi. Tính chất của IGM2 tương tự với IGM1, do đó trong các phần 3.4 đến 3.9, nếu không có những phương trình riêng cho IGM2, ta có thể áp dụng các phương trình của IGM1 cho IGM2.
- IGM3: IGM hạt thô: đất rời rất chặt, đá cát mềm, đá gốc bị phong hoá.
- "Nhóm 4": Đá (gốc) với $S_u > 2.5$ MPa (tức là $q_u > 5.0$ MPa).

So sánh giữa IGM hạt thô (thuộc nhóm 3) và cát sỏi (thuộc nhóm 2) (các phần 3.4.3, 3.4.4, 3.5.2, 3.5.3), ta thấy rằng, nếu sử dụng cùng một giá trị SPT N_{60} thì cát sỏi thường có sức kháng bên nhỏ hơn IGM3, nhưng lại có sức kháng mũi lớn hơn IGM3.

Tại Hà Nội, ở độ sâu hơn 40 m, ta bắt gặp cát sỏi cuội, cỡ to nhỏ khác nhau đường kính từ 2 đến hơn 100 mm, kết quả thí nghiệm SPT khá cao ($N_{60} = 50$ đến hơn 100). Tuy nhiên, các sỏi cuội này thường tròn trịa, không góc cạnh, vì vậy sức kháng bên thường không cao. *Kiểm nghiệm tại một vài công trình ở Hà Nội cho thấy, mặc dù thỏa mãn điều kiện IGM3 (tức là $N_{60} > 50$), nhưng*

sỏi cuội ở địa chất Hà Nội vẫn nên coi là thuộc "Nhóm 2" khi dự báo sức kháng bên (phần 3.4.3). Còn về sức kháng mũi, nếu ta muốn hệ số an toàn cao thì lấy sức kháng mũi thấp của IGM 3 (phần 3.5.3).

Các ký hiệu được sử dụng ở trên là:

- S_u : sức kháng cắt không thoát nước của đất dính.
- N_{60} : số nhát đập thu được từ thí nghiệm SPT (xuyên tiêu chuẩn), được hiệu chỉnh về 60% năng lượng hữu ích (xem [1]).

Tính chất của vật liệu nhóm 3 (IGM) và nhóm 4 (đá) còn phụ thuộc vào độ nứt nẻ của đá. Vì vậy người ta còn chia ra thành: đá IGM và đá gốc nguyên khối (ít nứt nẻ); đá IGM và đá gốc nứt nẻ.

Những khe nứt trong đá đôi khi rất nhỏ, bằng mắt thường không thấy vết nứt mà chỉ biết rằng đá thường có dạng phiến xếp lớp lên nhau, đây được gọi là "khe nứt kín". Đôi khi các khe nứt khá lớn, và chứa những đất bùn yếu, mùn hữu cơ,..., chúng được gọi là "khe nứt hở".

Tính chất của vật liệu IGM1, IGM2 và đá (nhóm 4) thường được đánh giá bởi các giá trị thí nghiệm sau:

- N_{60} : số nhát đập để ống SPT đi được 30 cm, đã hiệu chỉnh về 60% năng lượng hữu ích trong thí nghiệm SPT (xuyên tiêu chuẩn):

$$N_{60} = N \times C_E$$

trong đó: N - số nhát đập đếm được để ống SPT đi được 30 cm;

$$C_E = \frac{E_h}{60}$$

ở đây: E_h - tỷ lệ phần trăm năng lượng hữu ích của thiết bị SPT (thông thường $E_h = 30 \div 60$).

q_u - sức kháng nén một trục nở hông, thường được xác định trên thử đá nguyên dạng; $q_u = 2S_u$.

Ngoài ra, cách tính của Mac Veight còn đòi hỏi sức kháng kéo tách q_t (split tensile strength). Theo Mac Veight, các loại đá và IGM, đặc biệt là đá vôi có sự thay đổi rất mạnh về các đặc trưng cơ học. Vì vậy trong một lớp đất, q_u không phải là giá trị trung bình $q_{u,th}$ mà lấy như sau:

$$q_u = q_{u,th} + \frac{2.58 \times \sigma_{q_u}}{\sqrt{n}}$$

trong đó: n - số mẫu thí nghiệm để đo q_u ;

$q_{u,th}$ - giá trị trung bình của n mẫu thí nghiệm;

σ_{q_u} - độ lệch chuẩn của chuỗi các giá trị q_u thí nghiệm.

- E_t : môđun đàn hồi vĩ mô của thỏi đá/IGM. E_t thường được xác định thông qua thí nghiệm trong phòng trên từng thỏi đá/IGM nguyên dạng. Vì tính chất của các thỏi IGM rất khác nhau ngay cả khi chúng ở lân cận nhau, do đó E_t thường được lấy là con số nằm giữa các dãy số thí nghiệm (median value), chứ không phải lấy giá trị trung bình (average value) như ta làm với đất.
- E_m : môđun đàn hồi vĩ mô của khối đá/IGM. Môđun đàn hồi không thể xác định bằng thí nghiệm trong phòng được vì không thể lấy mẫu lớn (vĩ mô) để xét được cả khối đá IGM lớn cùng cả các vết nứt giữa các thỏi đá/IGM. Vì vậy, E_m thường được xác định thông qua thí nghiệm hiện trường. E_m cũng có thể ước lượng thông qua E_t và bảng 3.1 của Carter và Kulhawy (1988). Tuy nhiên, lưu ý rằng khi RQD càng nhỏ ($RQD \leq 50\%$) thì quan hệ E_m/E_t cho trong bảng càng có độ tin cậy kém.

Nếu tính toán sơ bộ, trong trường hợp IGM nguyên khối, hoặc khe nứt kín, không lỗ rỗng thì có thể tạm lấy $E_m = (150 \div 250) q_u$ với IGM1, và $E_m = (75 \div 115) q_u$ với IGM2. Còn nếu có khe nứt hở thì E_m sẽ nhỏ đi.

Bảng 3.1. Dự báo E_m/E_t dựa trên RQD (Carter và Kulhawy, 1988)

RQD (%)	E_m / E_t	
	Khe nứt kín	Khe nứt hở
100	1.0	0.6
70	0.7	0.1
50	0.15	0.1
20	0.05	0.05

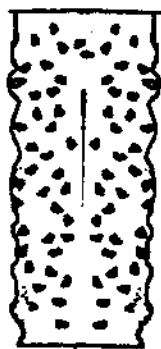
- RQD (Rock Quality Designation - Chỉ số chất lượng đá):

$$RQD = \sum \frac{\text{chiều dài các mẫu lõi (core)} \geq 100 \text{ mm}}{\text{tổng chiều dài lấy lõi}} \quad (3.1)$$

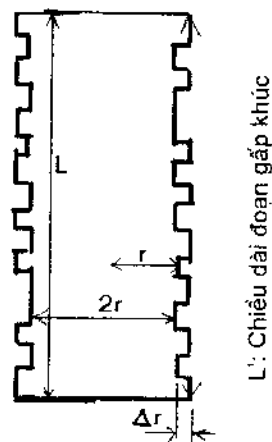
Sức kháng đơn vị của cọc nhồi trong IGM1 hoặc đá còn phụ thuộc vào độ ráp nhám của thành hố khoan, thành hố khoan càng nhám thì sức kháng càng cao. Định nghĩa của thành nhám và thành nhẵn như sau:

- **Thành (ráp) nhám:** trên thành hố khoan có những vết cắt sâu hơn 5 cm, các vết cắt (rãnh cắt) phủ kín 360° tròn xung quanh hố khoan, khoảng cách giữa các vết cắt theo chiều đứng phải nhỏ hơn 0.46 m, trên thành hố khoan không còn sót lại những vụn đất yếu (hình 3.4).

- **Thành nhẵn:** nếu thành hố khoan không thỏa mãn điều kiện trên thì thành là nhẵn. Nói chung, khi khoan sử dụng dung dịch sét (bentonite) thì thành coi là nhẵn.



Hình 3.4. Thành nhám



Hình 3.5. Các tham số Δr , r , L

Ngoài ra, ta còn có thể đánh giá định lượng độ nhám của thành hố khoan như sau:

$$RF = \frac{\Delta r L'}{r L}, \quad (3.2)$$

trong đó: Δr , r , L' và L - tham số định nghĩa trên hình 3.5;

Nếu $RF \leq 0.025$ thì thành được coi là nhẵn;

Nếu $RF > 0.08$ thì thành được coi là nhám;

Nếu $0.025 < RF \leq 0.08$ thì ta phải đánh giá theo cả hai trường hợp thành nhẵn và nhám, sau đó đưa ra kết quả trung gian.

3.4. SỨC KHÁNG BÊN CỦA CỌC NHỒI THEO FHWA 1999 (REESE VÀ O'NEILL)

3.4.1. Sức kháng bên của cọc nhồi trong đất dính (nhóm 1)

Sức kháng bên đơn vị cực hạn không thoát nước của cọc trong đất dính nói chung theo cách α dưới đây:

$$f_i = \alpha S_u. \quad (3.3)$$

Nếu cọc nhồi có đường kính $d = 0.7 - 1.8$ m; đất không quá yếu ($S_u \geq 50$ kPa) thì Chen và Kulhawy cho rằng:

$$\bullet \quad 1.5 \text{ (m) đoạn cọc đầu tiên: } \alpha = 0 \quad (3.4a)$$

$$\bullet \quad 1d \text{ (m) cọc cuối cùng: } \alpha = 0 \quad (3.4b)$$

$$\bullet \quad \text{Đoạn cọc ở giữa: } \alpha = 0.55 \text{ nếu } S_u \leq 1.5 \text{ bar} \quad (3.4c)$$

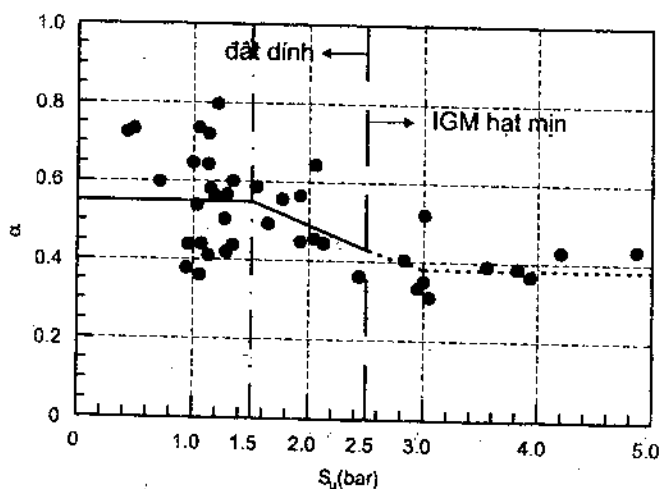
$$\alpha = 0.55 - 0.1 (S_u - 1.5) = 0.7 - 0.1 \times S_u \text{ nếu } 1.5 < S_u \leq 2.5 \text{ bar} \quad (3.4d)$$

Quan hệ trên được thể hiện trên hình 3.6, trong đó hệ số α tìm được dựa trên đường hồi quy từ kết quả các thí nghiệm nén tĩnh cọc nhồi. Giải thích về phương trình 3.4a. Chen và Kulhawy cho rằng: ở 1.5 m cọc đầu tiên (hình 3.7), đất và cọc thường không có sự tiếp xúc tốt (như ở cọc ép và đóng). Thậm chí, ở đoạn 1.5 m này còn thấy một khe nứt rõ rệt nếu vùng này nằm trên mực nước ngầm. khi khô đất sét sẽ co lại. Trong trường hợp tính cọc chịu tải trọng ngang, do chuyển vị ngang của cọc, đoạn cọc không tiếp xúc với đất có thể còn lớn hơn 1.5 m, khi đó hệ số α lấy bằng 0 cho đoạn cọc mà chuyển vị ngang lớn hơn $0.01d$. Còn ở 1d cọc cuối cùng (phương trình 3.4b), Chen và Kulhawy cho rằng, khi tính toán sức kháng mũi cực hạn đã bao gồm cả sức kháng của đoạn 1d này rồi. Ngoài ra, đoạn mũi cọc thường không sạch bằng các đoạn trên, do có thể còn sót lại đất bùn, bentonite.

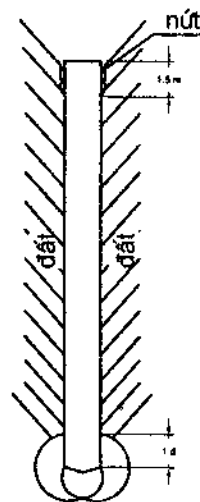
Còn nếu kể tất cả mọi loại đất dính (kể cả đất dính yếu với $S_u < 50$ kPa); và nếu không bỏ qua ma sát bên ở hai đoạn cọc kể trên (phương trình 3.4a và 3.4b) thì vẫn hai tác giả trên cho rằng:

$$\alpha = 0.29 + 0.19 S_u \text{ trường hợp cọc chịu nén.} \quad (3.5a)$$

$$\alpha = 0.31 + 0.17 S_u \text{ trường hợp cọc chịu kéo.} \quad (3.5b)$$



Hình 3.6. Hệ số α (Chen & Kulhawy)



Hình 3.7. Các đoạn mà $\alpha = 0$

3.4.2. Sức kháng bên của cọc nhồi trong đất cát (nhóm 2)

3.4.2.1. Theo lý thuyết

Ta có thể sử dụng phương trình 1.6 (phần 1.2.4.1) như sau:

$$f_l = K \sigma'_v \tan \delta.$$

trong đó: K - hệ số nén ngang của đất lên cọc,

- $K = 0.83K_0$ nếu ta thi công khoan cọc nhồi sử dụng ống vách (casing), và không dùng dung dịch bentonite;
- $K = 0.67K_0$ nếu ta thi công khoan cọc nhồi sử dụng dung dịch bentonite;
- K_0 - áp lực ngang tĩnh, thường được xác định thông qua thí nghiệm hiện trường trong giai đoạn khảo sát địa chất;
- δ - góc ma sát ngoài giữa đất và cọc: δ thường bằng φ_{cv} , là góc ma sát trong dưới biến dạng rất lớn. Hầu hết các loại cát có $\varphi_{cv} = 31 \div 33^\circ$ (mặc dù, φ'_{cv} có thể là 40°). Về φ_{cv} , bạn đọc tham khảo phần P.2.2.1.

Tuy nhiên, theo cách này các giá trị K và δ đôi khi không chính xác vì ảnh hưởng của quá trình khoan, ảnh hưởng của dung dịch khoan, ảnh hưởng của loại đất và thành phần hạt rất phức tạp, không dễ dàng xác định bằng số được.

3.4.2.2. Cách đơn giản hóa (cách β)

Sức kháng bên đơn vị cực hạn của đoạn cọc nhồi trong đất cát là giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$f_i = \beta \sigma'_z; \quad (3.6a)$$

$$f_i \leq 2 \text{ kG/cm}^2 \approx 200 \text{ kPa}, \quad (3.6b)$$

$$\text{trong đó: } \beta = \frac{\min(N_{60}, 15)}{15} \times [1.5 - 0.2445\sqrt{z}] \quad (3.6c)$$

và β phải nằm trong khoảng 0.25 đến 1.2;

ở đây: N_{60} - kết quả thí nghiệm SPT, được chuẩn hóa theo 60% năng lượng hữu ích;

$\min(N_{60}, 15)$ - giá trị nhỏ nhất giữa hai giá trị: N_{60} và 15.

Từ phương trình (3.6c) ta thấy: nếu $z = 26$ m thì $\beta = 0.25$. Như vậy, nếu cọc nhồi dài hơn 26 m, thì theo cách tính này ta có:

- Từ 26 m đến khoảng $50 \div 70$ m, giá trị β là hằng số (0.25), tức là sức kháng bên đơn vị f_i tăng tuyến tính theo độ sâu: $f_i = 0.25 \sigma'_z$;
- Từ khoảng $50 \div 70$ m trở xuống nữa (khi $\sigma'_z \geq 8$ bar), f_i lấy giá trị hạn chế là 2 bar (phương trình 3.6b). Như vậy, từ độ sâu này trở xuống f_i là hằng số - đó là giới hạn trên của sức kháng bên.

Theo O'Neill thì cách tính này thường an toàn (tức là cho sức chịu tải thấp hơn giá trị thực có). Chú ý rằng, theo phương trình (3.6) thì f_i không phụ thuộc góc φ. Thông số duy nhất cần biết để tính sức kháng bên là khối lượng riêng γ' của các lớp đất. Giải thích về điều này Reese và O'Neill cho rằng: " Do quá trình khoan và giảm ứng suất, tại thành hố khoan, cát có biến dạng lớn.

Do đó dù ban đầu ở trạng thái chặt hay rời, cát đều có góc ma sát trong tiến về cùng một giá trị là φ_{cv} . Tóm lại, hệ số β đối với cọc nhồi không phụ thuộc góc ma sát trong ban đầu (φ). Các thí nghiệm nén hiện trường đã kiểm chứng điều này".

3.4.3. Sức kháng bên f_t trong cát sỏi hoặc sỏi có $N \geq 15$

Cách tính sức kháng bên f_t trong cát sỏi/ sỏi hoàn toàn tương tự trên. Chỉ có khác một chút là hệ số β lớn hơn theo biểu thức dưới đây:

$$\beta = [2.0 - 0.15z^{0.75}] \quad (3.6d)$$

và β phải nằm trong khoảng 0.25 đến 1.8.

3.4.4. Sức kháng bên f_t của cọc nhồi trong IGM hạt thô (nhóm 3, IGM3)

Theo Mayne và Harris, ta có thể tạm sử dụng phương trình (1.6) (phần 1.2.4.1):

$$f_t = K\sigma'_z \tan \delta,$$

trong đó: σ'_z - ứng suất hữu hiệu do bản thân đất gây ra tại đoạn cọc đang xét, tính bằng bar ($1 \text{ bar} \approx 1 \text{ kG/cm}^2$);

δ - góc ma sát ngoài; $\delta = 0.75\varphi$ nếu quá trình khoan sử dụng dung dịch bentonite dưới sự kiểm soát chất lượng tốt. Nếu sự kiểm soát chất lượng không tốt lắm, nên giảm δ xuống;

φ - góc ma sát trong; theo Schmertmann (xem phần 3.3.4.1, sách [1]) thì có thể ước tính φ của đất hạt thô qua thí nghiệm SPT như sau:

$$\varphi = \arctg\{[N_{60}/(12.2 + 20.3\sigma'_z)]^{0.34}\}; \quad (3.7)$$

N_{60} - kết quả thí nghiệm SPT, đã hiệu chỉnh theo 60% năng lượng hữu ích. Nếu $N_{60} \geq 100$ thì lấy $N_{60} = 100$;

K - hệ số nén ngang của đất vào cọc; K có thể coi là K_0 (tức là, sau khi khoan lỗ trong IGM hạt thô, quá trình đổ bê tông ngay sau đó sẽ đưa áp lực ngang tĩnh trong đất về giá trị cũ). K_0 tạm ước tính qua phương trình sau (xem phần 1.2.3, sách [1]):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \text{OCR}^{\sin \varphi}, \quad (3.8)$$

ở đây hệ số quá cố kết OCR có thể tạm ước tính qua thí nghiệm SPT như sau:

$$\text{OCR} = \frac{0.2N_{60}}{\sigma'_z}. \quad (3.9)$$

Như vậy, hệ số áp lực ngang lên cọc nhồi là:

$$K = (1 - \sin \varphi) \left[\frac{0.2N_{60}}{\sigma'_z} \right]^{\sin \varphi}. \quad (3.10)$$

3.4.5. Sức kháng bên f_t của cọc nhồi trong IGM hạt mịn (nhóm 3, IGM1)

Sức kháng bên đơn vị cực hạn của cọc nhồi chịu nén trong đá IGM1 là:

$$f_t = 2\alpha K_u S_u \alpha_E \text{ với thành nhẵn.} \quad (3.11a)$$

$$f_t = S_u \alpha_E \text{ với thành ráp (nhám).} \quad (3.11b)$$

Điều kiện sử dụng phương trình trên là tỷ số E_m/q_u phải nằm trong khoảng $115 \div 500$ (với IGM1, E_m thường khoảng $250 q_u$, còn với IGM2, $E_m \approx 115q_u$). Các thông số cần thiết cho phương trình trên là:

- α - hệ số không thứ nguyên tra trên hình 3.8;
- φ_{rc} - góc ma sát ngoài giữa đá IGM và bê tông (rc là viết tắt của rock - concrete);
- K_u - hệ số phụ thuộc góc ma sát ngoài theo biểu thức dưới đây:

$$K_u = \frac{\tan \varphi_{rc}}{\tan 30^\circ} = 1.73 \tan \varphi_{rc} \quad (3.12)$$

- E_t - mô đun đàn hồi vi mô của thỏi IGM1 (xem phần 3.3);
- E_m - mô đun đàn hồi vi mô của khối IGM1 (xem phần 3.3);
- q_u - sức kháng nén đơn của IGM, $q_u = 2 S_u$;
- σ_n - áp lực ngang tác động vào thành hố khoan do vữa bê tông tươi lúc đổ cọc. Nếu tốc độ đổ bê tông lớn hơn 12 m/h thì có thể ước tính σ_n như sau (O'Neill, Bernal, Reese và cộng sự):

$$\sigma_n = M \gamma_{bt} z, \quad (3.13)$$

trong đó: γ_{bt} - trọng lượng riêng của vữa bê tông tươi. Thông thường, khi trên mực nước ngầm, $\gamma_{bt} = 2.3 \div 2.4 \text{ t/m}^3$, còn dưới mực nước ngầm,

ta sử dụng trọng lượng riêng đẩy nổi là $\gamma_{bt} = 1.3 \div 1.4 \text{ t/m}^3$;

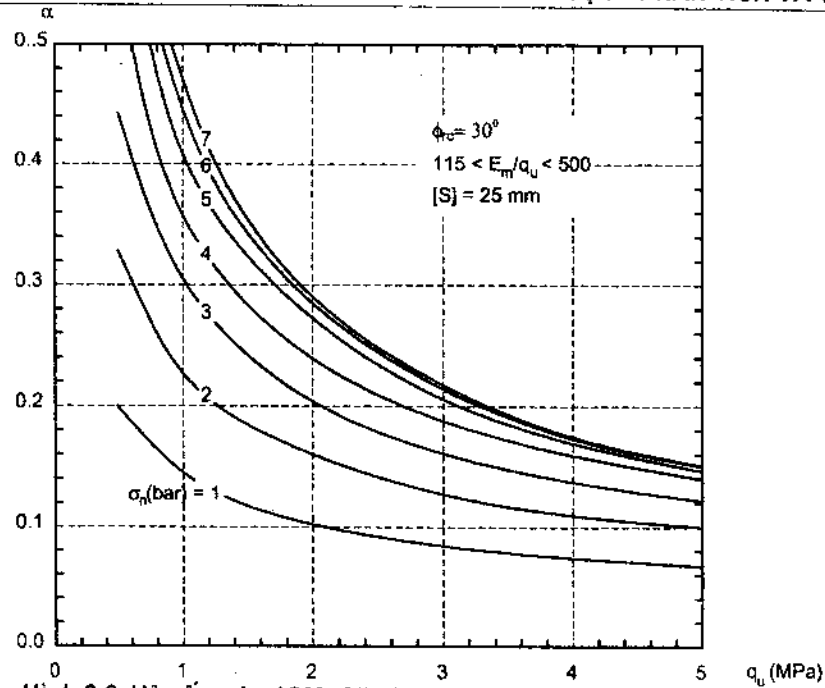
z - chiều sâu của đoạn cọc đang xét;

M - hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào độ sụt của vữa bê tông tươi (hình 3.9) và độ sâu z (m) của đoạn cọc đang xét;

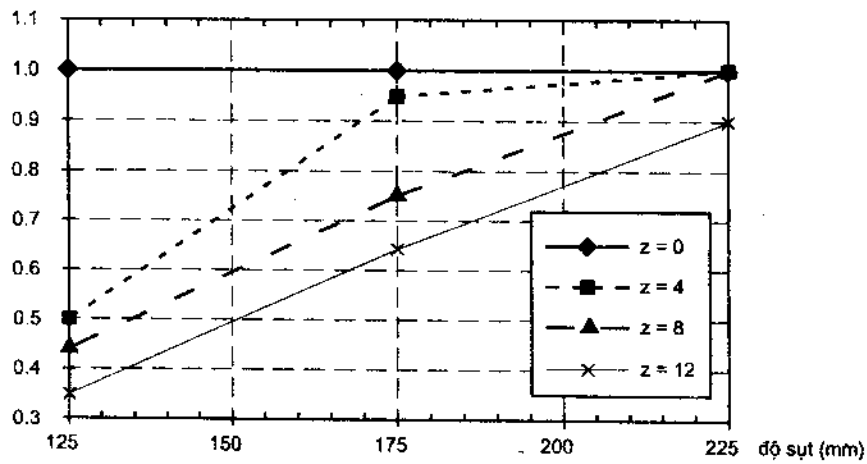
- α_E - hệ số phụ thuộc vào tỷ số mô đun vi mô (E_m) và vi mô (E_t). Như vậy, với đá và IGM nguyên khối (không có sự nứt nẻ, $E_m = E_t$) thì $\alpha_E = 1$. Với đá và IGM nứt nẻ, α_E được lấy trong bảng 3.2. Từ số liệu trong bảng này, có thể lấy xấp xỉ:

$$\alpha_E \approx 0.9762 \left(\frac{E_m}{E_t} \right)^{0.2379} \approx \sqrt[4]{\frac{E_m}{E_t}} \quad (3.14)$$

- α_E cũng có thể tra từ bảng 3.3 (thực chất được suy ra từ bảng 3.1 và bảng 3.2).



Hình 3.8. Hệ số α cho IGM (O'Neill và cộng sự, 1996 - 1999)



Hình 3.9. Quan hệ giữa hệ số M và độ sụt của bê tông cọc nhồi (O'Neill và cộng sự, 1996 - 1999)

Bảng 3.2. Đánh giá hệ số α_E từ mô đun biến dạng (O'Neill và cộng sự 1996/ 1999)

E_m/E_t	1	0.5	0.3	0.1	0.05	0.02
α_E	1	0.8	0.7	0.55	0.45	0.30

Bảng 3.3. Đánh giá hệ số α_E từ chỉ tiêu RQD của đá

RQD (%)		100	70	50	30	20
α_E	Khe nứt kín	1.0	0.85	0.60	0.50	0.45
	Khe nứt hở	0.85	0.55	0.55	0.50	0.45

Tuy nhiên, giá trị cực hạn f_i của cọc nhồi trong đá tính ở phương trình (3.11) được huy động dưới chuyển vị khá lớn, đặc biệt với trường hợp thành nhám. Trong khi đó, quy phạm Mỹ chỉ cho phép độ lún cho phép là $[S] = 2.5 \text{ cm}$. Do đó, FHWA khuyến nghị sử dụng hệ số K_f làm giảm f_i đi nhằm hạn chế độ lún:

$$f_{i[S] \leq 2.5 \text{ cm}} = K_f f_i \quad (3.15)$$

$$K_f = \frac{H_f - n^2}{H_f - 2n + 1} \leq 1 \quad (\text{không thứ nguyên}); \quad (3.16)$$

$$H_f = \frac{E_m \Omega}{\pi L_{ng} \Pi_i} [S] \text{ với } [S] = 0.025 \text{ m}; \quad (\text{không thứ nguyên}); \quad (3.17)$$

$$n = \sigma_n / q_u \text{ với thành nhám} \quad (3.18)$$

n tra trên hình 3.10 với thành nhẵn:

$$\Omega = 1.14 \sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - 0.05 \left[\sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - 1 \right] \log \frac{E_r}{E_m} - 0.04 \quad (\text{không thứ nguyên}); \quad (3.19)$$

$$\Gamma = 0.37 \sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - 0.15 \left[\sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - 1 \right] \log \frac{E_c}{E_m} + 0.13 \quad (\text{không thứ nguyên}); \quad (3.20)$$

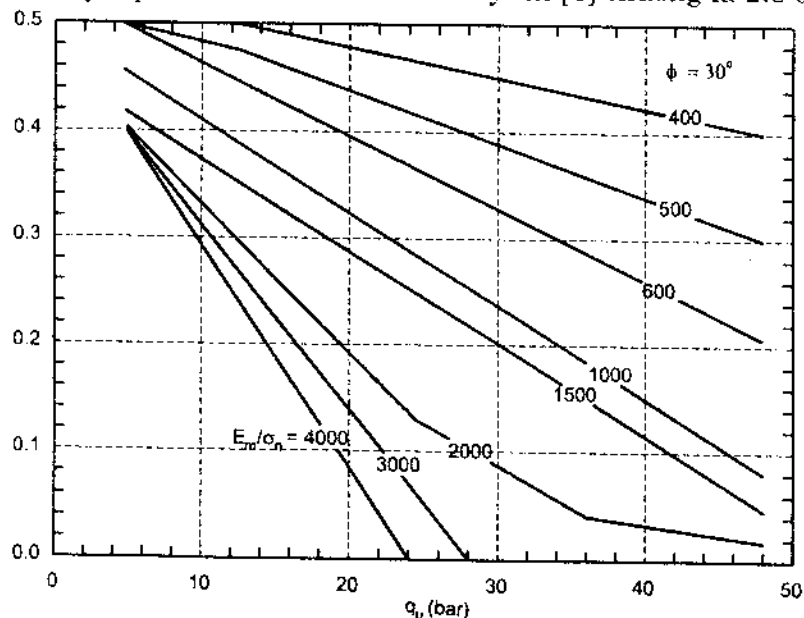
L_{ng} - tổng chiều dài đoạn cọc nằm trong IGM, kể cả đá gốc nếu có;

d - đường kính đoạn cọc nằm trong IGM;

E_c - mô đun đàn hồi của tiết diện cọc, có kể cả thép;

E_m - mô đun đàn hồi vĩ mô của IGM, tính trung bình cho toàn bộ IGM nằm trong phạm vi L_{ng} ;

$[S]$ - độ lún cho phép, theo các tiêu chuẩn ở Mỹ thì $[S]$ thường là 2.5 cm ;



Hình 3.10. Giá trị n trường hợp thành nhẵn

Như vậy, trong hai trường hợp thành nhám và nhẵn, giá trị Ω và Γ là giống nhau; còn các giá trị n , H_f và K_f là khác nhau. Với thành nhám, K_f thường khá bé. Còn với thành nhẵn, K_f có thể sát với 1.

Ví dụ 3.1

Cọc nhồi có đường kính $d = 1$ m. Cọc dài $L = 7$ m, trong đó 2 m đầu là đất; 5 m tiếp theo là đá sét lộ thiên (loại IGM1). Mực nước ngầm rất sâu;

$RQD = 50\%$. Các khe nứt hở và có chứa những vụn đất yếu;

$$q_u = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ bar} = 2500 \text{ kPa} \Rightarrow S_u = 1.25 \text{ MPa}; E_t = 500 \text{ MPa};$$

Vữa bê tông tươi có độ sụt = 175 mm, trọng lượng riêng $\gamma_{bt} = 23.55 \text{ kN/m}^3$; Tốc độ đổ bê tông 12 m/h; Mô đun của cọc là $E_c = 30 \text{ GPa} = 3 \times 10^7 \text{ kPa}$ (có tính đến cả thép); Dự báo sức kháng bên của đoạn cọc nằm trong đá sét cho cả hai khả năng thành nhẵn và nhám.

1) Thành nhẵn

a) Xác định α :

Tại độ sâu $z = 4.5$ m (giữa của lớp IGM), độ sụt = 175, tra hình 3.9 ta có $M \approx 0.95$;

$$\sigma_n = M\gamma_{bt} z = 0.95 \times 23.55 \times 4.5 = 100.7 \text{ kPa} \approx 1 \text{ bar};$$

Tra trên hình 3.8 với $\sigma_n \approx 1$ bar (hay $\sigma_n/p_a = 1$) và $q_u = 2.5 \text{ MPa}$ ta có $\alpha \approx 0.09$.

b) Xác định α_E

Với $RQD = 50\%$, từ bảng 3.1 ta có $E_m/E_t = 0.1$;

Sau đó, từ bảng 3.2 hoặc phương trình (3.14) ta có $\alpha_E = 0.55$.

Ta giả sử $\varphi_{tc} = 30^\circ \Rightarrow K_\alpha = 1$;

$$f_i = 2\alpha K_\alpha S_u \alpha_E = 2 \times 0.09 \times 1 \times 1.25 \times 0.55 = 0.124 \text{ MPa} = 124 \text{ kPa}.$$

c) Xác định K_f :

$$E_m/E_t = 0.1 \Rightarrow E_m = 0.1 \times 500 = 50 \text{ MPa};$$

$$\sigma_n = 100.7 \text{ kPa} \Rightarrow E_m/\sigma_n \approx 500;$$

$$n = 0.42 \text{ (hình 3.10);}$$

$$L_{ng}/d = 5 / 1 = 5;$$

$$\begin{aligned} \Gamma &= 0.37 \sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - 0.15 \left[\sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - 1 \right] \log \frac{E_c}{E_m} + 0.13 \\ &= 0.37 \sqrt{5} - 0.15 [\sqrt{5} - 1] \log \frac{30000}{50} + 0.13 = 0.442; \end{aligned}$$

$$\Omega = 1.14 \sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - 0.05 \left[\sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - 1 \right] \log \frac{E_c}{E_m} - 0.04 = 1.937;$$

$$[S] = 0.025 \text{ m};$$

$$H_f = \frac{E_m \Omega}{\pi L_{ng} \Gamma f_i} [S] = \frac{50 \times 1.937}{\pi \times 5 \times 0.442 \times 0.124} \times 0.025 = 2.812;$$

$$K_f = \frac{H_f - n^2}{H_f - 2n + 1} = \frac{2.812 - 0.1764}{2.812 - 0.84 + 1} = 0.887.$$

d) Trong đoạn IGM, $Q_f = u \sum f_i \times \Delta z_i = \pi \times 1 \times 124 \times 5 \approx 1950 \text{ kN} = 195 \text{ tấn};$

$$f_{i[s] = 2.5 \text{ cm}} = K_f \times f_i = 0.887 \times 124 = 110 \text{ kPa};$$

$$Q_{f[s] = 2.5 \text{ cm}} = K_f \times Q_f = 0.887 \times 195 = 172.7 \text{ tấn};$$

$$[Q_f] = Q_{f[s] = 2.5 \text{ cm}} / F_f = 172.7 / 2 = 86.4 \text{ tấn}.$$

2) Thành ráp (nhám)

$$\alpha_E = 0.55 \text{ như trên}; f_i = S_u \alpha_E = 1.25 \times 0.55 = 0.688 \text{ MPa} = 688 \text{ kPa};$$

Xác định K_f :

$$\sigma_n = 100.7 \text{ kPa};$$

$$n = \sigma_n / q_u = 100.7 / 2500 = 0.04;$$

$$E_m = 50 \text{ MPa}; L_{ng}/d = 5;$$

$$\Gamma = 0.442; \Omega = 1.937;$$

$$H_f = \frac{E_m \Omega}{\pi L_{ng} \Gamma f_i} [S] = \frac{50 \times 1.937}{\pi \times 5 \times 0.442 \times 0.688} \times 0.025 = 0.507;$$

$$K_f = \frac{H_f - n^2}{H_f - 2n + 1} = \frac{0.507 - 0.0016}{0.507 - 0.08 + 1} = 0.354.$$

$$f_{i[s] = 2.5 \text{ cm}} = K_f \times f_i = 0.354 \times 688 = 243 \text{ kPa}.$$

Trong đoạn IGM, $Q_f = u \sum f_i \times \Delta z_i = \pi \times 1 \times 688 \times 5 \approx 10799 \text{ kN} \approx 1080 \text{ tấn};$

$$Q_{f[s] = 2.5 \text{ cm}} = K_f \times Q_f = 0.354 \times 10799 \approx 3820 \text{ kN} = 382 \text{ tấn};$$

$$[Q_f] = Q_f / F_f = 382 / 2 = 191 \text{ tấn}.$$

Giá trị $f_{i[s] = 2.5 \text{ cm}} = 243 \text{ kPa}$ lớn hơn hai lần so với trường hợp thành hố khoan là nhẵn (110 kPa) (trong khi đó, thực ra giá trị cực hạn là 688 kPa lớn gấp tới 5.5 lần). Do đó khi thiết kế cọc nhồi nên cân nhắc yếu tố chi phí như sau: nếu thi công thành nhám (đòi hỏi thiết bị đặc biệt) thì chi phí thi công cao, nhưng sẽ tăng sức chịu tải của cọc, do đó giảm số lượng cọc và ngược lại.

3.4.6. Sức kháng bên f_i của cọc nhồi trong đá (nhóm 4)

Tương tự phần 3.4.5 (IGM hạt mịn), ta phân biệt hai trường hợp: *thành nhẵn* và *thành nhám* như trình bày dưới đây.

3.4.6.1. Thành nhẵn

Horvath và Kenney (1979) tiến hành thí nghiệm nén tĩnh cọc trong đá ở nam Ontario (Canada) và kiến nghị dự báo sức kháng bên đơn vị cực hạn như sau:

$$f_i = 0.65 \sqrt{q_u} \alpha_E = 0.92 \sqrt{S_u} \alpha_E. \quad (3.21)$$

Nếu sức kháng nén q_u của đá lớn hơn của bê tông ($q_u > R_{28}$) thì lấy $q_u = R_{28}$;

R_{28} là cường độ chịu nén trung bình của mẫu bê tông hình trụ tròn ở 28 ngày. Ví dụ, bê tông mác #300 thì $R_{28} \approx 300 \text{ kG/cm}^2$; q_u và R_{28} đều tính bằng bar ($1 \text{ bar} \approx 1 \text{ kG/cm}^2$).

3.4.6.2. Thành nhám

- Theo Horvath và Kenney (1979 ÷ 1983), phương trình dưới đây áp dụng cho cả đá và IGM1:

$$f_i = 0.8 RF^{0.45} q_u \alpha_E. \quad (3.22)$$

Nếu $q_u > 0.75 R_{28}$ thì lấy $q_u = 0.75 R_{28}$;

RF xem định nghĩa ở cuối phần 3.3.

- Còn Carter, Kulhawy (1988), Rowe và Armitage (1984) cũng tiến hành thí nghiệm nén tĩnh trên 25 cọc nhồi trong đá và kiến nghị sức kháng bên đơn vị cực hạn của cọc nhồi trong lỗ khoan đá thành nhám như sau:

$$f_i = 1.9 \sqrt{q_u} \alpha_E = 2.69 \sqrt{S_u} \alpha_E. \quad (3.23)$$

Nếu $q_u > R_{28}$ thì lấy $f_i = 0.05 R_{28}$.

Trong các công thức trên, α_E là hệ số giảm sức kháng bên do sự nứt nẻ của đá. Với đá nguyên khối, $\alpha_E = 1$; Với đá nứt nẻ, α_E tính như ở phần 3.4.5.

3.5. SỨC KHÁNG MŨI CỦA CỌC NHỒI THEO FHWA 1999 (REESE VÀ O'NEILL)

3.5.1. Sức kháng mũi của cọc nhồi trong đất dính (nhóm 1) không thoát nước

Ta áp dụng hoàn toàn kiến thức ở phần 1.2.5.2:

$$q_p = N_c S_u. \quad (3.24)$$

Thông thường $N_c = 9$ và với đất càng yếu thì N_c càng nhỏ.

Nếu chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất tương đối tốt quá ngắn ($L_{ng} < 3B$), thì sức kháng mũi giảm đi như trong phương trình sau:

$$q_p = \left(\frac{2}{3} + \frac{L_{ng}}{9B} \right) N_c S_u. \quad (3.25)$$

3.5.2. Sức kháng mũi của cọc nhồi trong đất cát (nhóm 2) thoát nước

Sức kháng mũi đơn vị của cọc nhồi trong đất cát được dự báo dựa trên kết quả thí nghiệm SPT như phương trình dưới đây. Trong đó, giá trị q_p nhỏ hơn rất

nhiều so với giá trị mà chúng ta thường sử dụng là 120 N. Các thí nghiệm nén tĩnh đã chứng tỏ rằng thừa số 57.5 là phù hợp nhất:

$$q_p = 0.575 N_{60} \text{ (bar)} = 57.5 N_{60} \text{ (kPa)}. \quad (3.26)$$

3.5.3. Sức kháng mũi của cọc nhồi trong IGM hạt thô (nhóm 3, IGM3)

Mayne và Harris (1993) dự báo sức kháng mũi đơn vị của cọc nhồi dựa trên kết quả thí nghiệm SPT như sau:

$$q_p = 0.59 \left[\frac{N_{60}}{\sigma'_{vmũi}} \right]^{0.8} \sigma'_{vmũi} \text{ (bar)}, \quad (3.27)$$

trong đó: $\sigma'_{vmũi}$ - ứng suất hữu hiệu do bản thân đất tại mũi cọc, tính bằng bar;
 N_{60} - kết quả SPT (hiệu chỉnh theo năng lượng). Nếu $N_{60} \geq 100$ thì lấy $N_{60} = 100$;

Giả sử $\sigma'_{vmũi} = 4$ bar (tức là ở độ sâu khoảng 40 m, mực nước ngầm tại mặt đất), với IGM3 có $N_{60} = 90$ sẽ cho ta $q_p = 28.5$ bar = 2850 kPa. Ta thấy rằng đất cát có $N_{60} = 50$ cũng sẽ cho một giá trị q_p như vậy (phương trình 3.26). Rõ ràng quá trình khoan tạo lỗ đã làm giảm sức kháng bên của các loại đất này.

3.5.4. Sức kháng mũi của cọc nhồi trong IGM hạt mịn (IGM1) và đá (nhóm 4) nguyên khối (ít nứt nẻ) không thoát nước

Phương trình dự báo sức kháng mũi đơn vị của Rowe và Armitage (1987) thường được sử dụng cho đá IGM và đá nguyên khối:

$$q_p = 2.5 q_u = 5.0 S_u \text{ khi } L_{ng} > 1.5 d, \quad (3.28)$$

trong đó: L_{ng} - chiều dài đoạn cọc ngầm trong lớp đá IGM hoặc đá.

Nếu $L_{ng} < 1.5d$ và bên trên lớp đá IGM hoặc đá là đất yếu, thì sức kháng mũi đơn vị sẽ nhỏ hơn:

$$q_p \leq 2.0 q_u. \quad (3.29)$$

Williams và cộng sự (1980) cho rằng, với đá bùn (thuộc nhóm IGM1), giá trị q_p nên lấy nhỏ hơn nữa:

$$q_p = 0.5 q_u = S_u. \quad (3.30)$$

Mặc dù giá trị $0.5q_u$ không phải là sức kháng cực hạn, nhưng Williams cho rằng cần áp dụng biểu thức này để hạn chế độ lún của cọc trong đá bùn.

Với đá IGM và đá gốc có một chút nứt nẻ ($RQD = 70 \div 100\%$), các khe nứt đều kín và gần nằm ngang, ta nên sử dụng phương trình sau đây của Zhang và Einstein (1998):

$$q_p \text{ (MPa)} = 4.83 [q_u \text{ (MPa)}]^{0.51}. \quad (3.31)$$

3.5.5. Sức kháng mũi của cọc nhồi trong IGM hạt mịn (IGM1) và đá (nhóm 4) nứt nẻ không thoát nước

Theo Carter, Kulhawy (1988), Hoek (1983) thì ta có thể dự báo "an toàn" như sau:

$$q_p = \left[\sqrt{s} + \sqrt{m\sqrt{s} + s} \right] q_u, \quad (3.32)$$

trong đó: q_u - sức kháng nén đơn của sỏi đá nguyên vẹn;

s, m - hệ số cho trong bảng 3.4. Trong đó, m phụ thuộc vào loại đá (từ A đến E, được định nghĩa ở bảng 3.5).

Bảng 3.4. Giá trị của s và m (Carter và Kulhawy, 1988)

Chất lượng đá	Mô tả nứt nẻ; Khoảng cách khe nứt	s	m				
		loại đá	A	B	C	D	E
tuyệt vời	khe rất nhỏ (kín); khoảng cách > 3 m	1	7	10	15	17	25
rất tốt	gần kín; khoảng cách 1 ÷ 3 m	0.1	3.5	5	7.5	8.5	12.5
tốt	phong hóa nhẹ; khoảng cách 1 ÷ 3 m	0.04	0.7	1	1.5	1.7	2.5
trung bình	phong hóa trung bình; khoảng cách 0.3 ÷ 1 m	10^{-4}	0.14	0.2	0.3	0.34	0.5
kém	phong hóa, có mùn; khoảng cách 0.03 ÷ 0.3 m	10^{-5}	0.04	0.05	0.08	0.09	0.13
rất kém	phong hóa mạnh; khoảng cách ≤ 0.05 m	0	0.007	0.01	0.015	0.017	0.025

Bảng 3.5. Loại đá để tìm m (Hoek, 1983)

Loại đá	Chất lượng	Mô tả
A	kém	Đá có chứa cacbonat.
B		Đá có chứa sét: đá bùn, đá bụi, đá phiến sét.
C		Đá có chứa cát: đá cát, đá cát thạch anh.
D		Đá hòa thành (đá nham thạch) hạt mịn: andesite (đá núi lửa có chứa feldspar), dolerite, đá diabasa, đá riolit.
▼ E	tốt	Đá hòa thành hạt thô, đá tinh thể biến chất: granit, đá gabbro, đá gơnai.

Ví dụ 3.2

Mũi cọc nhồi được thiết kế đặt trong lớp đá phiến sét, khảo sát cho thấy có rất nhiều nứt nẻ, khoảng cách giữa các khe nứt khoảng 0.3 m, và vật liệu nằm trong các khe này bị phong hóa trung bình. Đá phiến sét có $q_u = 6 \text{ MPa}$. Hãy dự báo sức kháng mũi của cọc.

Từ bảng 3.5, ta có đá thuộc loại B;

Từ bảng 3.4, ta thấy chất lượng của đá là trung bình;

Do đó, ta có $s = 10^{-4}$ và $m = 0.2$;

Sức kháng mũi đơn vị là:

$$\begin{aligned} q_p &= \left[\sqrt{10^{-4}} + \sqrt{0.2 \sqrt{10^{-4}} + 10^{-4}} \right] q_u \\ &= [0.01 + \sqrt{0.0201}] q_u \\ &= 0.056 q_u = 335 \text{ kPa}. \end{aligned}$$

Ta thấy rằng q_p chỉ bằng 5.6% của q_u , cho thấy ảnh hưởng lớn của sự nứt nẻ tới sức kháng mũi của cọc nhồi. Tuy nhiên, như đã nói đây là dự báo "an toàn", do đó trên thực tế q_p có thể lớn hơn.

3.5.6. Sức kháng mũi của cọc nhồi trong đá (nhóm 4) có nứt nghiêng, thoát nước

Khi mũi cọc nhồi nằm trong đá mà các khe nứt nằm nghiêng (và thường các khe nứt song song nhau), ta có thể coi nước lỗ rỗng tiêu tán tốt khi có tải trọng. Davis, Carter và Kulhawy kiến nghị cách dự báo sức kháng mũi thoát nước như sau:

$$q_p = N_{cs} [c_t + \sigma'_{vmũi} \times \text{tg}(\varphi_t)], \quad (3.33)$$

trong đó: c_t và φ_t - lực dính và góc ma sát trong của thỏi đá (nguyên khối);

$\sigma'_{vmũi}$ - ứng suất hữu hiệu do bản thân đất tại mũi cọc;

N_{cs} - hệ số sức chịu tải tra từ hình 3.11; trên hình này,

$$c_{jr} = \frac{c_k + \sigma'_{vmũi} \text{tg}\varphi_k}{c_t + \sigma'_{vmũi} \text{tg}\varphi_t},$$

ở đây: c_k và φ_k - lực dính và góc ma sát trong của vật liệu lấp trong khe nứt;

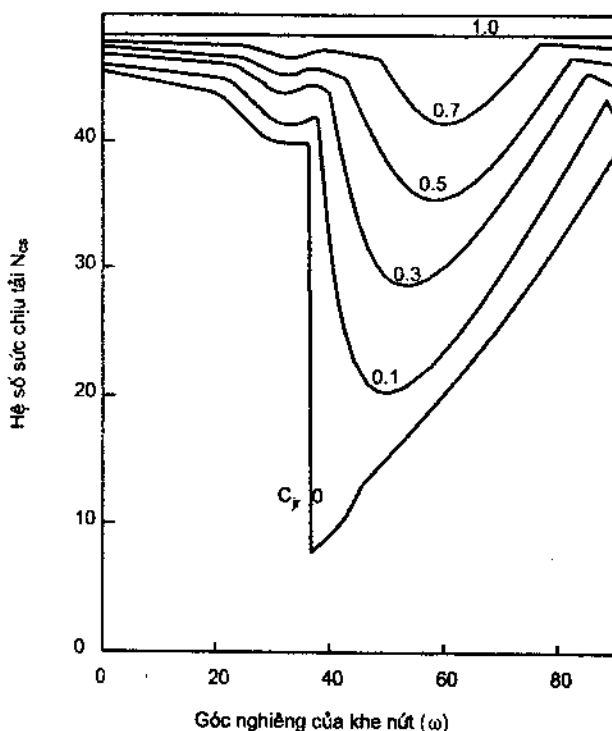
Thông thường c_k rất nhỏ, do đó ta có thể bỏ qua. Nếu coi $\varphi_k = \varphi_t = 35^\circ$ thì ta có:

$$c_{jr} = \frac{0.7 \sigma'_{vmũi}}{c_t + 0.7 \sigma'_{vmũi}}. \quad (3.34)$$

Đối với đá, người ta thường chỉ làm thí nghiệm xác định q_u và q_t (sức kháng nén và sức kháng kéo), còn rất hiếm khi làm thí nghiệm xác định c_t . Mac Veight (1992) chứng minh rằng, có thể ước lượng c_t qua q_u và q_t như sau:

$$c_t = 0.5 \sqrt{q_u q_t}. \quad (3.35)$$

Từ hình 3.11, ta thấy rằng N_{cs} rất nhỏ khi góc nghiêng của khe nứt $\omega \approx \varphi_k = \varphi_t = 35^\circ$. Và khe nứt là nguy hiểm nhất khi có độ nghiêng $\omega \approx 35^\circ$.



Hình 3.11. Quan hệ giữa N_{cs} với góc nghiêng ω và sức kháng cắt

Ví dụ 3.3

Một cọc nhồi dài 26 m có mũi đặt vào một lớp đá, khe nứt của đá nghiêng góc $\omega = 45^\circ$. Mực nước ngầm tại 5 m, trọng lượng riêng của các lớp đất đá trên mực nước ngầm là $\gamma_1 = 17.4 \text{ kN/m}^3$, dưới mực nước ngầm là $\gamma_{n2} = 20.43 \text{ kN/m}^3$. Sức kháng nén đơn của đá là $q_u = 9000 \text{ kPa}$, sức kháng kéo đơn là $q_t = 500 \text{ kPa}$. Yêu cầu dự báo sức kháng mũi q_p .

Ứng suất bản thân hữu hiệu tại mũi cọc là:

$$\sigma'_{vmũi} = 5 \times 17.4 + 21 \times (20.43 - 10) = 306 \text{ kPa}.$$

Theo Mac Veight thì $c_t \approx 0.5 \sqrt{q_u q_t} \approx 1060 \text{ kPa}$.

$$\text{Nếu giả thiết } \varphi_t = \varphi_k = 35^\circ, \text{ ta có: } c_r = \frac{0.7 \sigma'_{vmũi}}{c_t + 0.7 \sigma'_{vmũi}} = \frac{0.7 \times 306}{1060 + 0.7 \times 306} = 0.168.$$

Từ hình 3.11, với $\omega = 45$ và $c_r = 0.168$, ta nội suy ra được $N_{cs} \approx 22$;

$$\Rightarrow q_p = N_{cs} [c_t + \sigma'_{vmũi} \times \tan(\varphi_t)] = 22[1060 + 306 \times 0.7] = 28000 \text{ kPa} = 28 \text{ MPa} = 3.1 q_u.$$

Đây là q_p điều kiện thoát nước. Ta biết rằng, dưới điều kiện không thoát nước, $q_p = 2.5 q_u$ (phần 3.5.4). Do đó khi thiết kế, ta phải lấy giá trị nhỏ hơn, tức là $q_p = 2.5 q_u = 22.5 \text{ MPa}$.

3.6. CÁC CÁCH TÍNH KHÁC DỰA TRÊN CÁC ĐẶC TRƯNG CƠ LÝ

3.6.1. Sức kháng bên của cọc nhồi trong IGM hạt mịn và đá

Ngoài cách tính ở phần 3.4.5 và 3.4.6, ta có thể còn dùng các cách tính sau:

- Với đá và IGM nguyên khối:

Theo Williams (1980):

$$f_i = 1.842 q_u^{0.367} \text{ (bar)}. \quad (3.36)$$

Theo Reynolds và Kaderabek (1980):

$$f_i = (0.15 + 0.30) q_u. \quad (3.37)$$

Theo Mac Veight (1992, FDOT và FHWA, cách tính này được đánh giá là phù hợp cho loại IGM2 và các loại đá tương tự rắn hơn):

$$f_i = 0.5 \sqrt{q_u q_{ti}}. \quad (3.38)$$

Theo Rowe và Armitage (1987):

$$f_i = \left[1 - t + t \left(\frac{f_k}{\lambda \sqrt{q_u}} \right) \right] \lambda \sqrt{q_u}, \quad (3.39)$$

trong đó: $t = \frac{\text{tổng chiều dày các khe nứt}}{L_{ng}}$;

f_k - sức kháng cực hạn của đất / mùn nằm trong khe nứt;
có thể lấy $f_k = 0.25q_u = 0.5S_u$; và q_u , f_i và f_k tính bằng MPa;

$\lambda = 0.60$ với hố khoan sạch, thành nhám; $\lambda = 0.45$ với các trường hợp khác;

Trong trường hợp nền biến động mạnh, nên giảm f_i đi từ 30 ÷ 50% so với giá trị tính được trong phương trình trên.

- Với đá và IGM nứt nẻ, ta cũng giảm sức kháng bên đi một đại lượng là α_E như trình bày ở phần 3.4.5.

3.6.2. Sức kháng mũi của cọc nhồi trong IGM hạt mịn (nhóm 3, IGM1) và đá (nhóm 4)

Ngoài cách tính ở phần 3.5.4 và 3.5.5, ta có thể sử dụng cách tính dưới đây (O'Neill và cộng sự, 1995) cho cả IGM1 và đá, dù là nguyên khối (hoặc khe nứt kín) hay nứt nẻ (xin xem thêm trong phần 3.9.2).

- Tính Ω và Γ (phương trình (3.19) và (3.20) phần 3.4.5);
- Nếu đáy hố khoan sạch thì ở một độ lún s_i nào đó, sức kháng mũi là:

$$q_p = \Lambda s_1^{0.67}, \quad (3.40)$$

$$\text{trong đó: } \Lambda = 0.0134 E_m \frac{L_{ng}}{d} \left[\frac{200 \left(\sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - \Omega \right) \left(1 + \frac{L_{ng}}{d} \right)}{\pi L_{ng} \Gamma} \right]^{0.67} \quad (3.41)$$

- Nếu đáy hố khoan bần ta nên giảm q_p đi, thậm chí giảm q_p về 0.

3.6.3. Sức kháng mũi của cọc nhồi trong IGM hạt mịn (nhóm 3, IGM1) và đá (nhóm 4) nứt nẻ không thoát nước

Ngoài cách tính ở phần 3.5.5, ta có thể còn dùng cách tính của Canada (1985) được trình bày trong Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM) như sau:

$$q_p = K_{sp} \theta q_u, \quad (3.42)$$

trong đó: θ - hệ số độ sâu, $\theta = 1 + 0.4 L_{ng}/d$ nếu $L_{ng} \leq 6d$; $\theta = 3.4$ nếu $L_{ng} > 6d$;

L_{ng} - chiều dài đoạn cọc ngàm trong đá hoặc IGM;

d - đường kính cọc nhồi;

K_{sp} - hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào sự nứt nẻ của đá hoặc IGM;

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_v}{d}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_v}}}, \quad (3.43)$$

ở đây: s_v - khoảng cách giữa các khe nứt;

t_d - bề rộng khe nứt;

Công thức trên áp dụng khi $0.05 < s_v/d < 2.0$ và $0 < t_d/s_v < 0.02$

$\Rightarrow K_{sp} = 0.115 \div 0.50$;

Công thức của CFEM phù hợp nhất cho IGM hoặc đá ở nhóm B trong bảng 3.5.

Ví dụ 3.4

Ngoài các thông số cho ở ví dụ 3.2 (phần 3.5.5), ta biết thêm vài thông số sau: cọc nhồi đường kính $d = 1$ m, chiều dài cọc ngàm trong đá là 0.5 m. Khe nứt có bề rộng 2 mm. Dự báo sức kháng mũi q_p .

$$\theta = 1 + 0.4 L_{ng}/d = 1.2;$$

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_v}{d}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_v}}} = \frac{3 + \frac{0.3}{1}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{0.002}{0.3}}} = 0.19;$$

$$q_p = K_{sp} \theta q_u = 0.228 q_u = 1370 \text{ kPa.}$$

3.7. CÁC CÁCH TÍNH KHÁC DỰA TRÊN KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CPT

3.7.1. Cách tính của LCPC dựa trên thí nghiệm CPT

Cách tính của LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Pháp), xin tham khảo phần móng cọc chế sẵn (phần 2.7.2).

3.7.2. Cách tính của Alsamman (1995) dựa trên thí nghiệm CPT

Cách tính này dựa trên kết quả q_c (thí nghiệm CPT) tại từng đoạn cọc đang xét.

3.7.2.1. Sức kháng bên (ma sát bên) đơn vị

Trong đất dính:

$$f_i = 0.0225 q_c \quad \text{nếu } q_c \leq 37.8 \text{ bar};$$

$$f_i = 0.85 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 37.8 \text{ bar}.$$

Trong đất cát, cát lẫn bụi:

$$f_i = 0.015 q_c \quad \text{nếu } q_c \leq 47.2 \text{ bar};$$

$$f_i = 0.71 + 0.00167[q_c - 47.2] \quad \text{nếu } 47.2 < q_c \leq 189 \text{ bar};$$

$$f_i = 0.945 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 189 \text{ bar}.$$

Trong đá dăm, đất cát lẫn sỏi:

$$f_i = 0.02 q_c \quad \text{nếu } q_c \leq 47.2 \text{ bar};$$

$$f_i = 0.945 + 0.0025 [q_c - 47.2] \quad \text{nếu } 47.2 < q_c \leq 189 \text{ bar};$$

$$f_i = 1.3 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 189 \text{ bar}.$$

3.7.2.2. Sức kháng mũi đơn vị

Trong đất dính: $q_p = 0.27(q_{cb} - \sigma_{vmin})$.

Trong đất rời: $q_p = 0.15q_{cb}$ nếu $q_{cb} \leq 94.5 \text{ bar}$;

$$q_p = 14.2 + 0.075[q_{cb} - 94.5] \quad \text{nếu } 94.5 < q_c \leq 283.4 \text{ bar};$$

$$q_p = 28.3 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 283.4 \text{ bar}.$$

trong đó: q_{cb} - giá trị trung bình của q_c (thí nghiệm CPT) trong khoảng 1B kể từ mũi cọc;

σ_{vmin} - ứng suất bản thân của đất (ở độ sâu tại mũi cọc).

Ghi chú: Trong các công thức trên, Alsamman áp dụng với kết quả xuyên đo bằng cơ học (MCPT). Nếu sử dụng xuyên đo bằng điện, ta cần sử dụng công thức chuyển đổi của Kulhawy và Mayne (xem [1]):

$$q_{T(ECPT)} \approx 0.47 q_{c(MCTT)}^{1.19} \Rightarrow q_{c(MCTT)} = 1.886 q_{T(ECPT)}^{0.84} \quad (3.44)$$

Tất cả các thứ nguyên đều là bar.

3.8. SỨC CHỊU TẢI KÉO DỌC TRỤC CỦA CỌC NHỒI

3.8.1. Sức kháng bên của cọc nhồi chịu kéo

Với cọc nhồi chịu kéo thì sức kháng bên đơn vị cực hạn giảm đi so với cọc chịu nén như sau:

$$f_{\text{kéo}} = \psi f_{\text{mép}} \quad (3.45)$$

- Trong đất dính, $\psi = 0.9 \div 1.0$.
- Trong IGM hạt mịn (nhóm 3, IGM1) hoặc đá:

$$\psi = 0.9 \div 1.0 \text{ nếu } \geq \frac{E_c}{E_m} \frac{d}{L} \geq 4 \text{ (cọc cứng hơn nhiều so với đất/ đá);}$$

$$\psi = 0.7 \div 0.8 \text{ nếu } < \frac{E_c}{E_m} \frac{d}{L} < 4 \text{ (cọc không cứng hơn nhiều so với đất/ đá).}$$

ở đây: L - chiều dài cọc, không kể các phần cọc nằm trong đất yếu (như bùn, đất nhiều hữu cơ...);

E_c - môđun đàn hồi của vật liệu cọc (tính cả phần thép);

E_m - môđun biến dạng vĩ mô của khối IGM hoặc đá.

- Trong đất hạt thô và IGM hạt thô (nhóm 3, IGM3): $\psi = 0.75$.

3.8.2. Sức kháng mũi của cọc nhồi chịu kéo

Cọc nhồi chịu kéo chỉ có sức kháng mũi nếu mũi cọc được mở rộng chân (ngoài ra, còn có thể có lực hút bám rất nhỏ giữa mặt mũi cọc và đất/ đá). Việc mở rộng chân chỉ thực hiện được trong đất dính (đất rời thì rất dễ sụp lở, còn đá thì khó có khả năng phá ngang rộng để mở chân). Trong đất dính, phần mở rộng chân, sức kháng mũi đơn vị của cọc nhồi chịu kéo là:

$$q_p = N_u S_u \quad (3.46)$$

trong đó: S_u - sức kháng cắt không thoát nước của đất dính, tính trung bình ở khoảng $2d$ từ phần mở rộng chân lên trên;

N_u - hệ số sức chịu tải kéo;

ở đây: $N_u = 3.5 L_{ng} / d$ và ≤ 9 với đất sét không nứt nẻ;

$N_u = 0.7 L_{ng} / d$ và ≤ 9 với đất sét nứt nẻ;

L_{ng} - chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất tốt; d là đường kính cọc.

3.9. DỰ BÁO ĐỘ LÚN CỦA CỌC NHỎ ĐƠN

Ngoài phương pháp móng khối quy ước, trong phần này chúng tôi xin giới thiệu với bạn đọc cách dự báo độ lún của cọc đơn dựa trên quan hệ ứng suất biến dạng. Độ lún của nhóm cọc đã được trình bày trong phần 1.5.

3.9.1. Dự báo độ lún của cọc nhỏ trong đất

Dựa vào nhiều thí nghiệm nén tĩnh, FHWA đưa ra cách dự báo độ lún (S_d) của cọc nhỏ trong đất như sau:

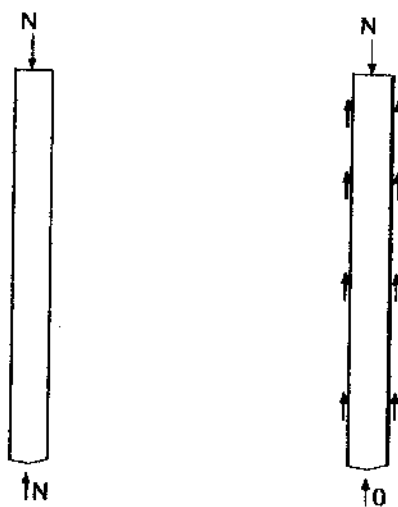
- 1) Dưới tải trọng dọc trục N của công trình truyền xuống cọc, dự báo độ lún S_d ban đầu nào đó ở đầu trên cọc nhỏ.
- 2) Tính toán biến dạng đàn hồi của bản thân cọc nhỏ:

$$\Delta_L = k \frac{N}{E_c A_c} L \quad (3.47)$$

trong đó: E_c và A_c - mô đun đàn hồi và diện tích tiết diện của cọc nhỏ;

L - chiều dài của cọc nhỏ;

k - hệ số phụ thuộc vào sự làm việc của cọc: $k = 1$ với cọc chống hoàn toàn (hình 3.12a); $k = 0.5$ với cọc treo (hình 3.12b); thông thường, $k \approx 0.67$.



a) Cọc chống

b) Cọc ma sát

Hình 3.12. Cọc chống và cọc ma sát

- 3) Độ lún ở mũi cọc là: $S_{mũi} = S_d - \Delta_L$.
- 4) Độ lún trung bình của cọc là: $S = S_d - \Delta_L / 2$.
- 5) Với mỗi lớp đất (lớp i):
 - a) Tính S / d (%);

- b) Dùng hình 3.13 hoặc hình 3.15 để tìm tỷ số

$$\omega_i = \frac{\text{sức kháng bền}}{\text{sức kháng bền cực hạn } f_i};$$

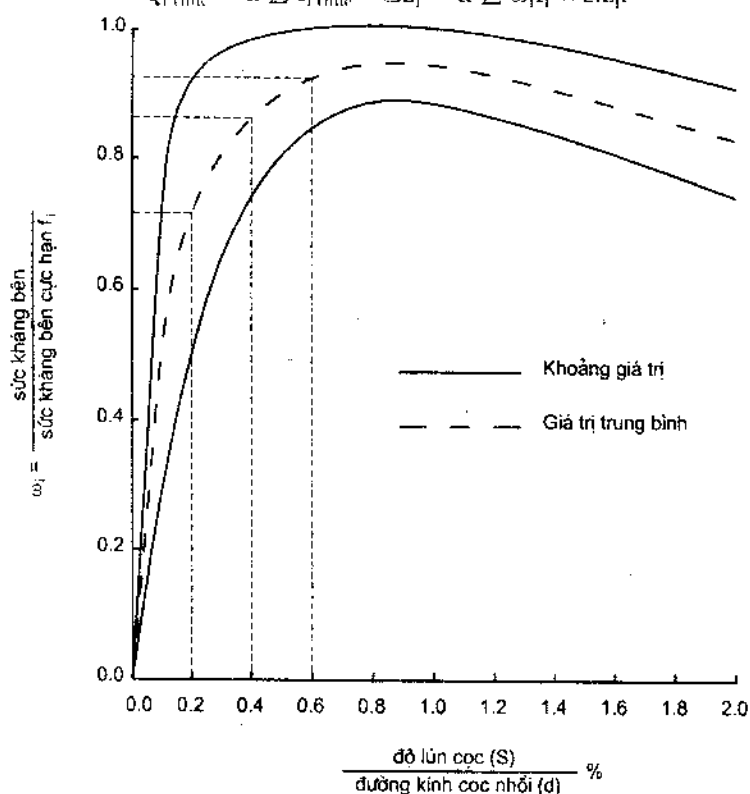
Khi sử dụng các hình này, người kỹ sư phải xem xét nên sử dụng giá trị nào trong khoảng giá trị cho trong đồ thị.

- c) Như vậy, sức kháng bền ở lớp i dưới tải trọng thực của công trình là:

$$f_{i \text{ thực}} = \omega_i f_i;$$

- d) Tổng sức kháng bền huy động là:

$$Q_{f \text{ thực}} = u \sum f_{i \text{ thực}} \times \Delta z_i = u \sum \omega_i f_i \times \Delta z_i.$$



Hình 3.13. Phần trăm huy động sức kháng bền trong đất dính

- 6) Tính $S_{m\ddot{u}i} / d$ (%).

Sử dụng giá trị $S_{m\ddot{u}i} / d$ (%), tra đồ thị trên hình 3.14 hoặc hình 3.16 để tìm

$$\text{tỷ số } \omega_m = \frac{\text{sức kháng mũi}}{\text{sức kháng mũi cực hạn } q_p};$$

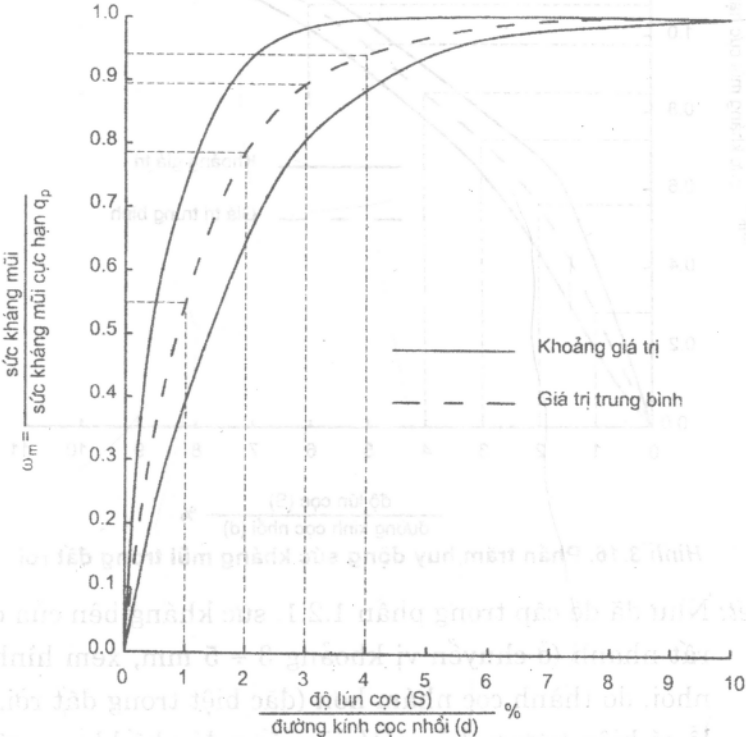
Sức kháng mũi huy động (dưới tải trọng thực của công trình) là:

$$Q_{p \text{ thực}} = q_{p \text{ thực}} A_c = \omega_m q_p A_c.$$

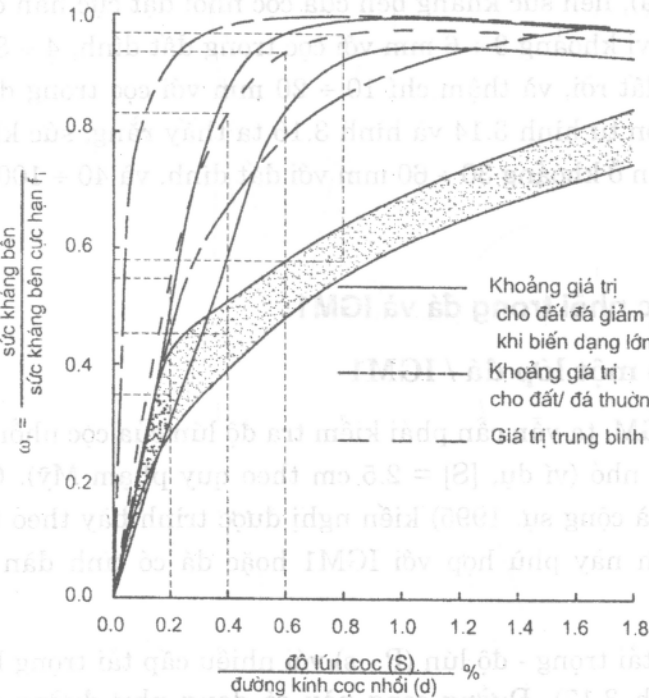
- 7) Tổng sức kháng lên cọc là: $Q_{\text{thực}} = Q_{f \text{ thực}} + Q_{p \text{ thực}}$.

- 8) So sánh $Q_{\text{thực}}$ với N . Nếu hai giá trị này khác xa nhau thì chọn lại S_d , và lập

lại các bước từ 1 đến 9. Giá trị S_d cuối cùng là độ lún (tại đầu trên cọc) mà ta cần tìm. Với vòng lặp sau, sử dụng $Q_{thực}$ và $Q_{pthực}$ ta có thể xác định Δ_L theo phương trình (2.24) (để tăng mức độ chính xác lên một chút so với phương trình (3.47)).

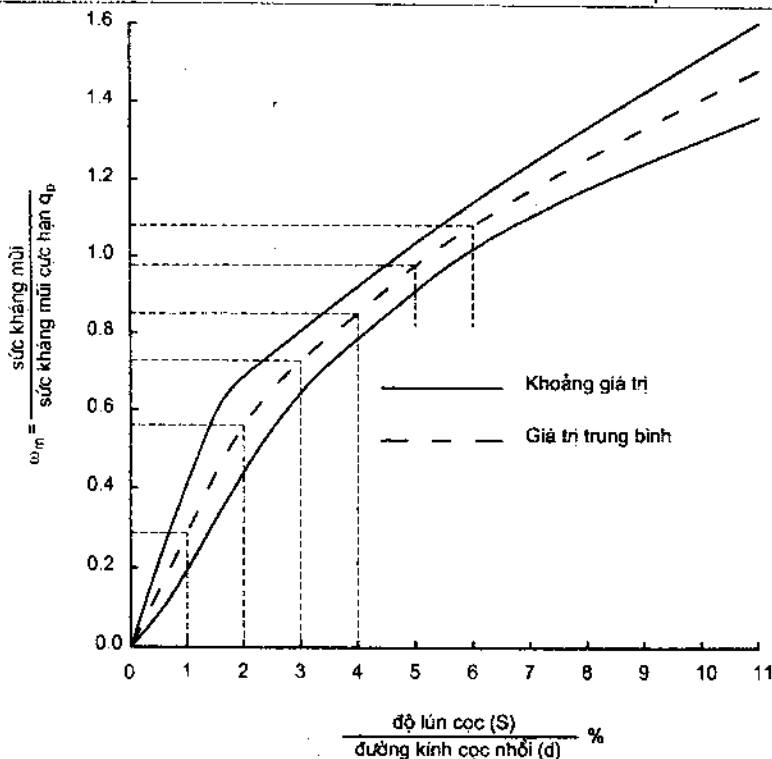


Hình 3.14. Phần trăm huy động sức kháng mũi trong đất dính



Ghi chú: Khoảng giá trị cho sỏi cũng phù hợp cho một số loại IGM1 và IGM3.

Hình 3.15. Phần trăm huy động sức kháng bên trong đất rời



Hình 3.16. Phần trăm huy động sức kháng mũi trong đất rời

Nhận xét: Như đã đề cập trong phần 1.2.1, sức kháng bên của cọc đạt cực hạn rất nhanh (ở chuyển vị khoảng $3 \div 5$ mm, xem hình 3.13). Với cọc nhồi, do thành cọc nhám hơn (đặc biệt trong đất rời, khi khoan tạo lỗ có hiện tượng chảy cát/sỏi xuống đáy hố khoan nên tiết diện cọc có thể phình ra), nên sức kháng bên của cọc nhồi đạt cực hạn chậm hơn: ở chuyển vị khoảng $3 \div 6$ mm với cọc trong đất dính, $4 \div 8$ mm với cọc trong đất rời, và thậm chí $10 \div 20$ mm với cọc trong đá sỏi (hình 3.15). Còn từ hình 3.14 và hình 3.16 ta thấy rằng, sức kháng mũi đạt cực hạn ở khoảng $30 \div 60$ mm với đất dính, và $40 \div 100$ mm với đất rời.

3.9.2. Dự báo độ lún của cọc nhồi trong đá và IGM1

3.9.2.1. Trường hợp chỉ có một lớp đá / IGM1

Với các loại đá mềm và IGM, ta vẫn cần phải kiểm tra độ lún của cọc nhồi, đặc biệt khi độ lún cho phép nhỏ (ví dụ, $[S] = 2.5$ cm theo quy phạm Mỹ). Cách tính do FHWA (O'Neill và cộng sự, 1995) kiến nghị được trình bày theo từng bước dưới đây. Cách tính này phù hợp với IGM1 hoặc đá có tính đàn hồi, không giòn:

- 1) Thiết lập đường cong tải trọng - độ lún ($P - s$) với nhiều cấp tải trọng khác nhau (ví dụ trên hình 3.17). Đường cong này có dạng như đường cong trong thí nghiệm nén tĩnh (ta có thể gọi đây là đường cong nén tĩnh ảo. Nếu có thí nghiệm nén tĩnh thật thì ta có thể so sánh với đường cong này

để xem xét loại đá/ IGM của ta có phù hợp để sử dụng các công thức đã trình bày hay không, nếu không phù hợp thì cần hiệu chỉnh các công thức thế nào để phù hợp). Cách thiết lập như sau:

a) Cho trước một độ lún s_i (tại đầu trên của cọc).

b) Xác định H_f theo (3.17b):

$$H_f = \frac{E_m \Omega}{\pi L_{ng} \Gamma f_i} s_i \text{ (biến số là } s_i).$$

c) Xác định K_f theo (3.16):

$$K_f = \frac{H_f - n^2}{H_f - 2n + 1}.$$

d) Xác định sức kháng bên huy động khi độ lún là s_i :

$$f_i = H_f f_{imax} \text{ nếu } H_f \leq n; \quad (3.48)$$

$$f_i = K_f f_{imax} \text{ nếu } H_f > n. \quad (3.49)$$

f_{imax} là sức kháng bên cực hạn, xác định theo phương trình (3.11).

e) Xác định sức kháng mũi huy động khi độ lún là s_i (xem phần 3.6.2):

Theo (3.40) ta có:

$$q_p = A s_i^{0.67}.$$

Theo (3.41) ta có:

$$A = 0.0134 E_m \frac{L_{ng}}{d} \frac{1}{L_{ng} + 1} \left[\frac{200 \left(\sqrt{\frac{L_{ng}}{d}} - \Omega \right) \left(1 + \frac{L_{ng}}{d} \right)}{\pi L_{ng} \Gamma} \right]$$

f) Tính tải trọng tác dụng lên cọc để có được độ lún s_i :

$$P_i = Q_i + Q_p = u \sum \Delta z_i \times f_i + A_c q_p;$$

u và A_c là chu vi và diện tích tiết diện cọc.

g) Cho một độ lún s_i khác, lặp lại các bước a đến f. Cuối cùng, ta vẽ được đường cong tải trọng - độ lún $P_i - s_i$ tương tự như trên hình 3.17.

2) Từ đường cong trên, tra tải trọng P đã cho ta sẽ được độ lún cần dự báo s (tại đầu trên cọc).

3.9.2.2. Trường hợp có nhiều lớp đá / IGM1

Nếu ta có N lớp đá/ IGM1, trước tiên ta cần tính trung bình trọng số các đại lượng E_{mth} , f_{imaxth} , và n_{th} như sau:

$$E_{\text{mtr}} = \frac{\sum_{i=1}^N E_{\text{mi}} L_i}{\sum_{i=1}^N L_i};$$

$$f_{\text{maxtr}} = \frac{\sum_{i=1}^N f_{i \text{maxi}} L_i}{\sum_{i=1}^N L_i};$$

($f_{i \text{maxi}}$ là sức kháng bên cực hạn của lớp i , tính bằng phương trình (3.11)).

Thay giá trị E_{mtr} vào các phương trình (3.19), (3.20) và (3.17) ta tìm được Ω_{tr} , Γ_{tr} , H_{tr} .

Xác định n_i của mỗi lớp i (phương trình (3.18) hoặc hình 3.10). Sau đó tính n_{tr} như sau:

$$n_{\text{tr}} = \frac{\sum_{i=1}^N n_i L_i}{\sum_{i=1}^N L_i}.$$

Thay H_{tr} và n_{tr} vào phương trình 3.16 ta tính được K_{tr} .

Tính f_{tr} (trung bình cho toàn bộ các lớp đá/IGM) bằng phương trình (3.48) hoặc (3.49).

Tính tiếp các bước e, f, g như ở phần trên.

Ví dụ 3.5

Cho các số liệu như ví dụ 3.1, đó là: $d = 1 \text{ m}$, $L = 7 \text{ m}$ (5 m cuối là đá sét lộ thiên - IGM1); $q_u = 2.5 \text{ MPa} = 2500 \text{ kPa} = 25 \text{ bar} \Rightarrow S_u = 1.25 \text{ MPa}$; $E_i = 500 \text{ MPa}$; $E_m = 50 \text{ MPa}$; $E_c = 30 \text{ GPa} = 3 \times 10^7 \text{ kPa}$. Dự báo độ lún của cọc đơn dưới tải trọng $P = 1250 \text{ kN}$ nếu giả thiết thành nhẵn.

Từ ví dụ 3.1, ta có $n = 0.42$; $\Gamma = 0.442$; $\Omega = 1.937$; $f_{i \text{max}} = 124 \text{ kPa}$;

$$H_i = \frac{E_m \Omega}{\pi L_{\text{ng}} \Gamma f_i} s = \frac{50 \times 1.937}{\pi \times 5 \times 0.442 \times 0.124} s = 112.5 s;$$

$$K_i = \frac{H_i - n^2}{H_i - 2n + 1} = \frac{112.5 \times s - 0.1764}{112.5 \times s + 0.16};$$

f_i xác định theo phương trình (3.48) và (3.49). Sau đó $Q_i = u f_i L_{\text{ng}}$ được tính và lập trong bảng 3.6;

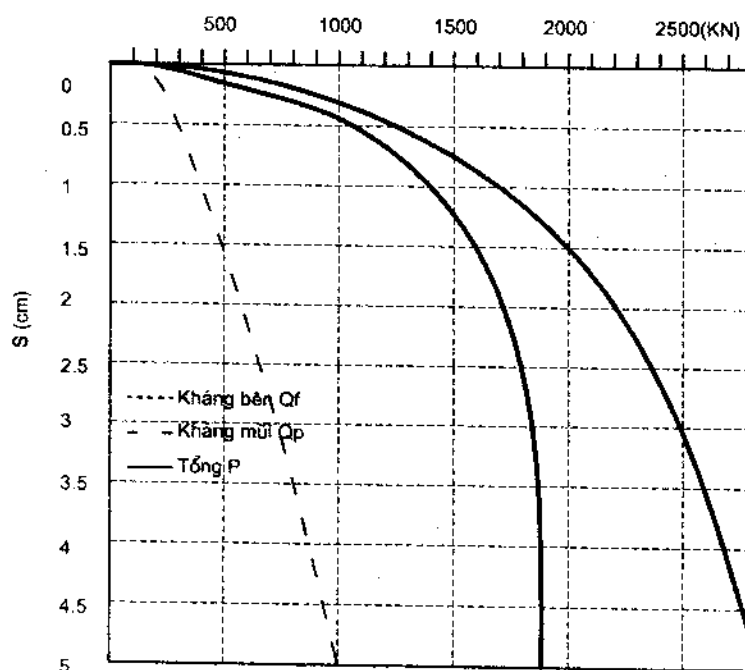
$$\Lambda = 0.0134 E_m \frac{L_{\text{ng}}}{L_{\text{ng}} + 1} \left[\frac{200 \left(\sqrt{\frac{L_{\text{ng}}}{d} - \Omega} \right) \left(1 + \frac{L_{\text{ng}}}{d} \right)}{\pi L_{\text{ng}} \Gamma} \right]^{0.67}$$

$$= 0.0134 \times 50000 \frac{5}{6} \left[\frac{200 (\sqrt{5} - 1.937) \times 6}{\pi \times 5 \times 0.442} \right]^{0.67} = 9420.17 \left(\frac{\text{kPa}}{0.67} \right);$$

Kết quả tính toán được lập thành bảng 3.6 và minh họa trên hình 3.17; Dóng trên hình 3.17, tương ứng với $P = 1250$ kN, ta có độ lún của cọc nhồi là 0.5 cm. Ta thấy rằng, tại vị trí này thì sức kháng bên đã huy động được 1040 kN (khoảng 55% sức kháng bên cực hạn), trong khi sức kháng mũi mới huy động được 210 kN.

Bảng 3.6. Kết quả tính toán quan hệ tải trọng - độ lún

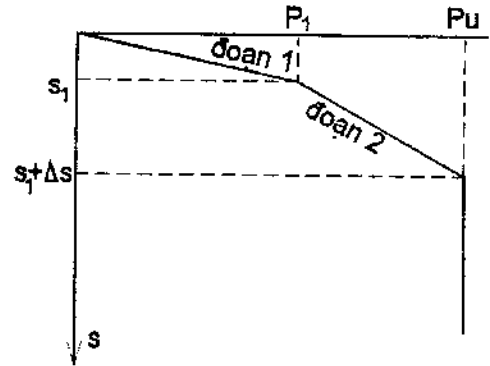
s (m)	$H_r = 112.5s$	$K_r = \frac{112.5s - 0.1764}{112.5s + 0.16}$	$Q_r = u \times f_r \times L_{ng}$	$Q_p = A_c \times \lambda \times s^{0.67}$	$P = Q_r + Q_p$
0	0.000		0.0	0.0	0.0
0.0010	0.113		219.1	72.3	291.4
0.0037	0.420	0.420	818.1	174.8	992.8
0.0050	0.563	0.534	1040.9	212.5	1253.4
0.0100	1.125	0.738	1437.9	338.2	1776.1
0.0200	2.250	0.860	1675.9	538.1	2214.0
0.0250	2.813	0.887	1727.4	624.8	2352.2
0.0300	3.375	0.905	1762.4	706.0	2468.5
0.0400	4.500	0.928	1807.2	856.1	2663.3
0.0500	5.625	0.942	1834.5	994.2	2828.7



Hình 3.17. Biểu đồ dự báo tải trọng - độ lún

3.9.3. Dự báo độ lún của cọc nhồi trong IGM3

Phương pháp của FHWA (Mayne và Harris, 1993) kiến nghị cho IGM3 cũng là phương pháp xây dựng đường quan hệ *tải trọng - độ lún* (có thể gọi là đường nén tĩnh cọc ảo cho dễ hình dung). Tuy nhiên, đường *tải trọng - độ lún* của cọc nhồi trong IGM3 (IGM hạt rời) không cong mà là đường gấp khúc ba đoạn như trên hình 3.18.



Hình 3.18. Đường tải trọng - độ lún cho IGM3

Cách xây dựng đường gấp khúc như sau:

- a) Ước lượng, đánh giá môđun biến dạng của IGM3. Nếu không có thí nghiệm nào khác ngoài SPT, thì Mayne và Harris kiến nghị phương trình dự báo sau:

$$E_s \approx 22 N_{60}^{0.82} \text{ (bar)}. \quad (3.50)$$

Phương trình này chỉ dựa trên một loại IGM3 ở Mỹ, do đó khi ứng dụng ở các vùng đất/ đá khác thì phải kiểm chứng cho phù hợp.

- b) Tải trọng P_1 (ở cuối đoạn 1) là tải trọng mà tại đó, sức kháng bên đã huy động được 100% (Q_p), còn sức kháng mũi mới huy động được một phần rất nhỏ:

$$P_1 = \frac{Q_p}{1 - \xi \cos(\eta L_{ng})(1 - \nu^2)} = \frac{f_{i \max} \pi d L_{ng}}{1 - \xi \cos(\eta L_{ng})(1 - \nu^2)} \quad (3.51)$$

Độ lún tại tải trọng P_1 là:

$$s_1 = \frac{P_1 l}{E_{sl} d}, \quad (3.52)$$

trong đó: $f_{i \max}$ - sức kháng bên cực hạn, dự báo theo phần 3.4.4 (Mayne và Harris);

$$I = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8 \operatorname{tg}(\eta L_{ng}) L_{ng}}{\xi \pi \lambda (1 - \nu)(\eta L_{ng}) d}}{4 + \frac{\pi E_{sg} \operatorname{tg}(\eta L_{ng}) L_{ng}}{E_{sl} \xi (1 - \nu)} + \frac{\xi (\eta L_{ng}) d}{\xi (\eta L_{ng}) d}}; \quad (3.53)$$

ν - Hệ số nở hông Poisson, đối với IGM3, $\nu = 0.3 \div 0.4$ (có thể lấy $\nu = 0.4$);

$$\eta L_{ng} = 2 \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda}} \frac{L_{ng}}{d}; \quad (3.54)$$

$$\zeta = \ln \left\{ \left[2.5 \xi \frac{E_{sg}}{E_{sl}} (1 - \nu) + 0.25 - 0.25 \xi \right] \frac{2L_{ng}}{d} \right\}; \quad (3.55)$$

$$\lambda = 2(1 + \nu)E_s/E_{sl}; \quad (3.56)$$

$$\xi = 2.5 \text{ với IGM3};$$

E_s - môđun đàn hồi của vật liệu cọc;

E_{sg} - môđun biến dạng của IGM3 tính trung bình cho đoạn cọc đang xét;

E_{sl} - môđun biến dạng của IGM3 tại phần ngay trên mũi cọc;

$$\operatorname{tg}(x) = \sin(x)/\cos(x);$$

$$\cos(x) = (e^x + e^{-x})/2.$$

c) Tải trọng P_u (ở cuối đoạn 2) chính là tải trọng cực hạn:

$$P_u = Q_r + Q_p = f_{imax} \pi d L_{ng} + q_{pmax} \pi d^2/4;$$

f_{imax} dự báo theo phần 3.4.4, còn q_{pmax} dự báo theo phần 3.5.3 (Mayne và Harris);

Phần lún thêm Δs là do phần tải thêm ($P_u - P_l$). Phần tải thêm này hoàn toàn truyền xuống mũi, do đó ta có công thức đàn hồi sau (tương tự công thức tính lún của bần nén tròn):

$$\Delta s = (P_u - P_l) \frac{1 - \nu^2}{E_L d}. \quad (3.57)$$

E_L - môđun biến dạng của IGM3 ở phía dưới mũi (khác với E_{sl}). Do quá trình khoan, môđun biến dạng của IGM3 ở phía dưới mũi cọc sẽ bị giảm đi. Theo Mayne và Harris, thì môđun bị giảm đi ξ lần (với IGM3, $\xi = 2.5$), tức là:

$$E_L \approx 22 / \xi N_{60}^{0.82} \text{ (bar)}. \quad (3.58)$$

Với N_{60} là kết quả SPT (đã hiệu chỉnh theo 60% năng lượng hữu ích) của IGM3 ở phía dưới mũi cọc.

Ví dụ 3.6

Cho cọc nhỏ như trên hình 3.19. Khoan tạo lỗ có dùng dung dịch bentonite, kiểm soát chất lượng tốt ($\delta = 0.75\varphi$). Đường kính cọc $d = 1 \text{ m}$, chiều dài $L = 50 \text{ m}$. 40 m đầu tiên trong đất yếu (bỏ qua sức chịu tải). 10 m cuối cùng nằm trong IGM hạt rời (IGM3) như trong hình vẽ.

Mực nước ngầm tại 20 m.

Kết quả của thí nghiệm SPT được tính trung bình là:

$$\text{Lớp 2: } N_{60} = 75;$$

$$\text{Lớp 3: } N_{60} = 90;$$

Dưới mũi cọc: $N_{60} = 100$ (vì $N_{60} > 100$ nên lấy $N_{60} = 100$).

Bê tông cọc có $E_{bt} = 24 \text{ GPa} = 2.4 \times 10^7 \text{ kPa}$; Thép cọc có diện tích là $F_a = 120 \text{ cm}^2$, với $E_a = 200 \text{ GPa}$.

Xác định độ lún khi $P = 5000 \text{ kN}$ và $P = 9000 \text{ kN}$.

1) Trước tiên, ta tính các mô đun:

- Mô đun đàn hồi của cọc:

$$\begin{aligned} E_c &= (E_{bt} \times F_{bt} + E_a F_a) / F \\ &= [24 \times (0.785 - 0.012) + 200 \times 0.012] / 0.785 \\ &= 26.7 \text{ GPa} = 267000 \text{ bar}, \end{aligned}$$

trong đó: F - diện tích tiết diện cọc; $F = \pi \times 1^2 / 4 = 0.785 \text{ m}^2$;

F_{bt} - diện tích phần bê tông cọc;

F_a - diện tích cốt thép cọc.

- Mô đun biến dạng các lớp đất (theo phương trình (3.50) và (3.58)):

$$E_{s2} = 22 \times 75^{0.82} = 758.5 \text{ bar};$$

$$E_{s3} = E_{sL} = 22 \times 90^{0.82} = 880.8 \text{ bar};$$

$$E_{sg} = (6.5 \times 758.5 + 3.5 \times 880.8) / (6.5 + 3.5) = 801.3 \text{ bar};$$

$$E_L = 22 / \xi \times 100^{0.82} = 384.1 \text{ bar}.$$

2) Tính sức kháng đơn vị theo các phương trình trong phần 3.4.4, kết quả lập trong bảng 3.7. Từ đó ta có tổng sức kháng bên của cọc là:

$$Q_r = u \sum f_i l_i = \pi \times 1 \times (2.24 \times 6.5 + 2.61 \times 3.5) \times 100 = 7444 \text{ kN}.$$

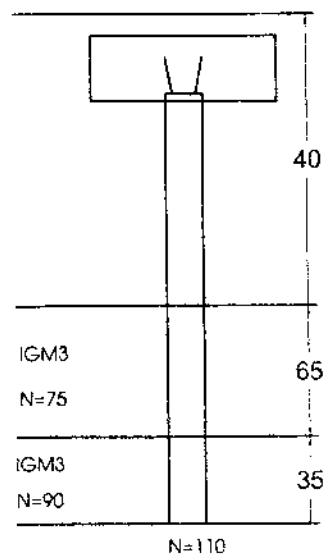
Bảng 3.7. Dự báo sức kháng bên đơn vị

$z_i \text{ (m)}$	N_{60}	σ'_{vo} (bar)	$OCR = 0.2N / \sigma'_{vo}$ (P.t. (3.9))	φ (P.t. (3.7))	$K_0 = (1 - \sin \varphi) \cdot OCR^{\sin \varphi}$	$f_i = K_0 \sigma'_{vo} \tan 0.75 \varphi$ (bar)
43.25	75	6.158	2.44	39.2	0.647	2.24
48.25	90	6.708	2.68	40.2	0.671	2.61
50	100	6.9	2.90	40.9		

Theo phương trình (3.27) thì:

$$q_p = 0.59 \left[\frac{N_{60}}{\sigma'_{vmũi}} \right]^{0.8} \sigma'_{vmũi} = 0.59 \times \left[\frac{100}{6.9} \right]^{0.8} 6.9 = 34.56 \text{ bar};$$

$$Q_p = A_c q_p = \pi \times 1^2 / 4 \times 3456 \approx 2714 \text{ kN}.$$



Hình 3.19. Ví dụ 3-6

3) Các hệ số:

$$L_{ng} / d = 10 / 1 = 10; \quad \nu = 0.4;$$

$$\zeta = \ln \left\{ \left[6.25 \frac{E_{sg}}{E_{sl}} (1 - \nu) - 0.375 \right] \frac{2L_{ng}}{d} \right\}$$

$$= \ln \left\{ \left[6.25 \frac{801.3}{880.8} (1 - 0.4) - 0.375 \right] \frac{2 \times 10}{1} \right\} = 4.11;$$

$$\lambda = 2(1 + \nu) E_c / E_{sl} = 2.8 \times 267000 / 880.8 = 847.77;$$

$$\eta L_{ng} = 2 \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda} \frac{L_{ng}}{d}} = 2 \sqrt{\frac{2}{4.11 \times 847.77} \times 10} = 0.479;$$

$$I = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{3.2 \operatorname{tg}(\eta L_{ng}) L_{ng}}{\pi \lambda (1 - \nu) (\eta L_{ng}) d}}{1.6 + \frac{4\pi \frac{E_{sg}}{E_{sl}} \operatorname{tg}(\eta L_{ng}) L_{ng}}{\zeta (\eta L_{ng}) d}}$$

$$= 5.6 \times \frac{1 + \frac{3.2 \operatorname{tg}(0.479) 10}{\pi \times 847.77 \times 0.6 \times 0.479}}{2.667 + \frac{4\pi \times 0.91 \times \operatorname{tg}(0.479) \times 10}{4.11 \times 0.479}} = 0.2.$$

4) Xác định đoạn 1:

$$P_1 = \frac{Q_1}{1 - \frac{2.5 \cos(\eta L_{ng}) (1 - \nu^2)}{I}}$$

$$= \frac{7444}{1 - \frac{0.2}{2.5 \cos(0.479) (1 - 0.16)}}$$

$$= 8138 \text{ kN};$$

$$s_1 = \frac{P_1 I}{E_{sl} d} = \frac{8138 \times 0.2}{88080 \times 1}$$

$$= 0.0185 \text{ m} = 1.85 \text{ cm}.$$

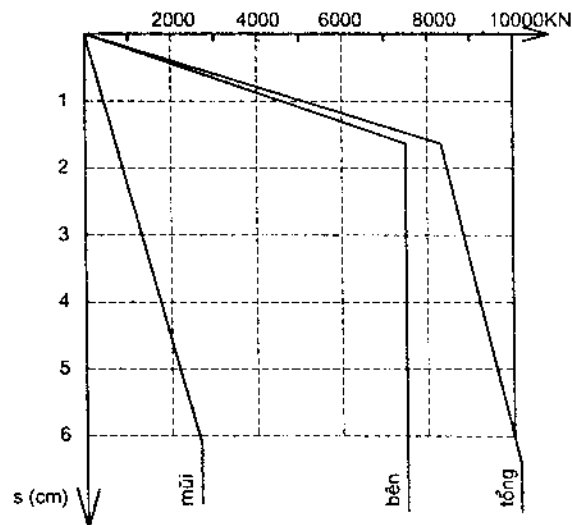
5) Xác định đoạn 2:

$$P_u = Q_1 + Q_p = 7444 + 2714$$

$$= 10158 \text{ kN};$$

$$\Delta s = (P_u - P_1) \frac{1 - \nu^2}{E_c d} = 2020 \times \frac{0.84}{38410 \times 1} = 0.0442 \text{ m} = 4.42 \text{ cm};$$

$$s_u = 1.85 + 4.42 = 6.27 \text{ cm}.$$



Hình 3.20. Ví dụ 3.6

Từ kết quả của 4) và 5) ta vẽ được đường gấp khúc trên hình 3.20. Tra trên hình này ta có:

Khi $P = 5000 \text{ kN} \Rightarrow s = 1.14 \text{ cm}$;

Khi $P = 9000 \text{ kN} \Rightarrow s = 3.74 \text{ cm}$.

3.9.4. Dự báo độ lún của cọc nhồi trong đá giòn

Ngoài cách dự báo độ lún theo phần 3.9.2, Kulhawy và Carter (1992) còn kiến nghị cách dự báo độ lún riêng cho trường hợp cọc nhồi trong đá giòn. Cách tính này khá tương tự phần 3.9.3 (đường tải trọng - độ lún cũng là đường gấp khúc ba đoạn như trên hình 3.18). Cách xây dựng đường gấp khúc như sau:

- a) Ước lượng, đánh giá môđun biến dạng của đá (tham khảo phần 3.3). Khác với phần 3.9.3, môđun biến dạng của đá dưới mũi cọc (E_d) không bị giảm đi 2.5 lần, vì hệ số $\xi = 1$ với đá (phương trình (3.51) + (3.58)).
- b) Tải trọng P_1 và độ lún s_1 (ở cuối đoạn 1) xác định giống như phần 3.9.3. Chỉ có hai điểm lưu ý là:
 - $f_{i \max}$ phải dự báo theo phần 3.4.6;
 - Hệ số nở hông Poisson của đá thường nhỏ hơn và trong khoảng $0.25 \div 0.35$.
- c) Tuy nhiên, tải trọng P_u (ở cuối đoạn 2) nhỏ hơn ($Q_1 + Q_u$) vì đây là đá giòn. Khi sức kháng mũi đạt giá trị cực hạn là Q_u , thì sức kháng bên lại bị giảm đi nhỏ hơn Q_r (đá giảm yếu khi biến dạng lớn, tham khảo hình 1.3b, phần 1.2.1); Độ lún $s_u = s_1 + \Delta s$ (ở cuối đoạn 2) là:

$$s_u = F_3 \frac{P_u}{\pi E_g d} + F_1 d; \quad (3.59)$$

$$F_3 = a_1 (\lambda_1 d C_3 - \lambda_2 d C_1) - 4a_3; \quad (3.60)$$

$$F_1 = \left[1 - a_1 d \frac{\lambda_1 - \lambda_2}{D_4 - D_3} \right] a_2 c / E_g; \quad (3.61)$$

$$a_1 = 1.15 \ln[5(1 - \nu)L_{ng} / d] + a_2; \quad (3.62)$$

$$a_2 = \frac{0.85 E_g / E_c + 1 + \nu}{2 \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} \psi}; \quad (3.63)$$

$$\lambda_1 = \frac{-\beta + \sqrt{\beta^2 + 4\alpha}}{2\alpha}; \quad (3.64)$$

$$\lambda_2 = \frac{-\beta - \sqrt{\beta^2 + 4\alpha}}{2\alpha}; \quad (3.65)$$

$$\beta = a_3 d E_c / E_g; \quad (3.66)$$

$$a_2 = \frac{0.075}{\operatorname{tg} \psi} \frac{E_g}{E_c} ; \quad (3.67)$$

$$\alpha = a_1 (E_c / E_g) d^2 / 4; \quad (3.68)$$

$$C_3 = \frac{D_3}{D_4 - D_3} ; \quad (3.69)$$

$$C_1 = \frac{D_1}{D_1 - D_3} ; \quad (3.70)$$

$$D_3 = [\pi (1 - \nu^2) E_g / E_L + 4a_3 + a_1 \lambda_2 d] e^{\operatorname{tg} \lambda_2}; \quad (3.71)$$

$$D_1 = [\pi (1 - \nu^2) E_g / E_L + 4a_3 + a_1 \lambda_1 d] e^{\operatorname{tg} \lambda_1}; \quad (3.72)$$

d - đường kính cọc;

φ - góc ma sát ngoài giữa đá và bê tông;

ψ - góc dãn ngang của đá (dilation) khi chịu lực, có thể giả thiết là $\psi = 5^\circ$.

Theo O'Neill và cộng sự, ta có thể dự báo như sau:

$$\operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \psi = 0.001 q_u^{0.67} \text{ với } q_u \text{ tính bằng bar.} \quad (3.73)$$

c - lực dính dư trong đá sau khi đá đã bị phá hoại. Cũng theo O'Neill thì:

$$c = 0.1 q_u^{0.67} \text{ (bar) với } q_u \text{ tính bằng bar.} \quad (3.74)$$

Trên đồ thị hình 3.18, dọc theo đoạn 2, nếu tổng sức kháng là P thì sức kháng mũi được huy động là:

$$Q_{p \text{ huy động}} = P \times \left[P_3 + P_4 \frac{\pi d^2 c}{P} \right]; \quad (3.75)$$

$$\text{với } P_3 = a_1 (\lambda_1 + \lambda_2) d e^{(\lambda_1 + \lambda_2) L_{\operatorname{mg}}}; \quad (3.76)$$

$$P_1 = a_2 \frac{e^{\lambda_2 L_{\operatorname{mg}}} - e^{\lambda_1 L_{\operatorname{mg}}}}{D_4 - D_3}. \quad (3.77)$$

Để hiểu rõ hơn về cách dự báo độ lún của cọc nhồi trong đá, xem ví dụ 3.7.

3.10. MỘT SỐ VÍ DỤ THIẾT KẾ CỌC NHỒI

Ví dụ 3.7

Cọc nhồi đài thấp được thiết kế trong nền đất/ đá như ở hình 3.21, mực nước ngầm ngay tại mặt đất.

Sét tương đối yếu;

$$S_u = 30 \div 60 \text{ kPa.}$$

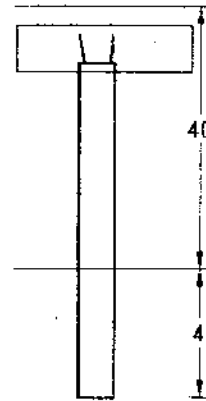
Đá cát, xi măng hóa rất cứng; $q_u = 8800 \text{ kPa}$;

$$RQD_{\text{trung bình}} = 50\%; E_t = 2.6 \text{ GPa};$$

Khe nứt rộng 2.5 mm, chứa các mùn yếu;

Khoảng cách giữa các khe $s_v \approx 0.61 \text{ m}$;

Đá cát này khá giòn, vì khi thí nghiệm cắt, thấy khi mẫu bị phá hoại, lực cắt giảm rất mạnh.



Hình 3.21. Cọc nhồi ngàm trong đá

- Tham khảo các công ty xây dựng trong vùng, bên thiết kế nhận thấy có những nhà thầu có đủ năng lực và kinh nghiệm khoan đá ở độ sâu lớn. Bên thiết kế quyết định thiết kế cọc nhồi ngàm vào trong lớp đá 4 m, thành hố khoan không làm nhám. Đường kính cọc được chọn là 1 m, môđun của cọc $E_c \approx 23.6 \text{ GPa}$.
- Nhà thầu thi công bằng phương pháp khoan lỗ có sử dụng ống vách (casing) suốt cả chiều dày lớp đất sét ở trên. Việc yêu cầu ống vách dài cũng đòi hỏi nhà thầu phải có năng lực thi công tốt. Không nên sử dụng dung dịch khoan (bentonite), vì có thể gây tắc các đường lỗ rỗng trong đá cát, do đó liên kết giữa bê tông tươi và đá cát sau này bị giảm đi.

- Kỹ sư kết cấu bên trên cung cấp tải trọng như sau:

Tĩnh tải, tải thiết bị, và lớp mặt: $P_D = 2300 \text{ kN}$;

Hoạt tải sử dụng: $P_L = 15500 \text{ kN}$;

Tải trọng gió (phần gây ra lực nén xuống móng): $P_G = 666.7 \text{ kN}$;

$$\gamma_D P_D + \gamma_L P_L = 30000 \text{ kN (cường độ I, theo LRFD, phần 1.2.7)};$$

$$P_D + P_L + 0.3 P_G = 18000 \text{ kN (sử dụng I, theo LRFD, phần 1.2.7)}.$$

- Sức kháng của lớp đất (lớp 1) không đáng kể so với lớp đá (lớp 2), do đó ta bỏ qua sức kháng trong lớp đất này.

- Dự báo sức kháng bên:

Theo bảng 3.3, với $RQD = 50\%$ và khe nứt hở, ta có $\alpha_E = 0.55$;

Theo cách tính của Horvath và Kenney (phần 3.4.6), ta có:

$$f_i = 0.65 \sqrt{q_u} \quad \alpha_E = 0.65 \times \sqrt{88 \text{ bar}} \times 0.55 \approx 3.37 \text{ bar} = 337 \text{ kPa};$$

Theo phương trình (1.4) ta có: $Q_r = u f_i L_{ng} = \pi \times 337 \times 4 \approx 4235 \text{ kN}$.

- Dự báo sức kháng mũi:

Theo cách tính CFEM (Canada - phần 3.6.3):

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_v}{d}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_v}}} = \frac{3 + 0.61}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{0.0025}{0.61}}} \approx 0.24;$$

$$L_{ng} = 4 \leq 6d \quad \Rightarrow \theta = 1 + 0.4 L_{ng} / d = 2.6;$$

$$q_p = 3 K_{sp} \theta q_u = 1.872 q_u \approx 16470 \text{ kPa};$$

Theo phương trình (1.5) ta có: $Q_p = q_p A_c = 16470 \times \pi / 4 \approx 12940 \text{ kN}$.

- 4) Nếu thiết kế theo ASD, ta có:

Khảo sát cho thấy đá này khá giòn ("đá giảm yếu khi biến dạng lớn"). Vì vậy, sức kháng sẽ huy động theo dạng trên hình 1.3b. Như vậy, sức chịu tải cực hạn của cọc là $P_u < Q_r + Q_p = 17\,175 \text{ kN}$ (xem thêm bước 8 dưới đây). Sức chịu tải cho phép của cọc (nếu chọn hệ số an toàn là $F_r = 2$ và $F_p = 5$):

$$[P] < Q_r / 2 + Q_p / 5 = 4235 / 2 + 12940 / 5 = 4615 \text{ kN};$$

$$\text{Số cọc cần thiết là: } n = \frac{P_D + P_L + 0.3P_G}{[P]} > \frac{18000}{4615} = 3.9 \text{ cọc};$$

Ta chọn $n = 4$ cọc.

- 5) Nếu thiết kế theo LRFD, ta có:

Theo bảng 1.4, ta có hệ số sức chịu tải cho Q_r là $\Phi_r = 0.65$ (hàng Horvath & Kenny), còn Q_p là $\Phi_p = 0.50$ (hàng CFEM) (trường hợp các số liệu về nền đất không có độ tin cậy cao lắm, ta có thể giảm Φ_r và Φ_p xuống). Cũng từ hình 1.3b, một cọc sẽ có sức kháng huy động (theo LRFD) là:

$$\Phi Q < \Phi_r Q_r + \Phi_p Q_p = 0.65 \times 4235 + 0.5 \times 12940;$$

$$\Rightarrow \Phi Q < 9\,223 \text{ kN};$$

$$\text{Như vậy, số cọc nhỏ cần thiết là: } n = \frac{\lambda_D P_D + \lambda_L P_L}{\Phi Q} > \frac{30000}{9223} > 3.25 \text{ cọc};$$

Ta cũng chọn $n = 4$ cọc.

- 6) Như vậy, tải trọng theo điều kiện sử dụng I lên mỗi cọc là:

$$P_{sd} = \frac{P_D + P_L + 0.3P_G}{n} = \frac{18000}{4} = 4500 \text{ kN (đây coi là tải trọng tiêu chuẩn)};$$

Tải trọng theo điều kiện cường độ I lên mỗi cọc là:

$$P_{cd} = \frac{\lambda_D P_D + \lambda_L P_L}{\Phi Q} = \frac{30000}{4} = 7500 \text{ kN}.$$

- 7) Dự báo độ lún của cọc đơn dưới tải sử dụng là $P_{sd} = 4500 \text{ kN}$ (phần 3.9.4)

- a) Tính các môđun:

Môđun đàn hồi của cọc: $E_c = 23.6 \text{ GPa}$;

Môđun đàn hồi của đá: $E_g = E_L = 0.1 E_r = 0.26 \text{ GPa}$ (tra bảng 3.1 với RQD = 50%).

- b) Các hệ số (xem phần 3.9.3):

$$L_{ng}/d = 4/1 = 4; \quad \nu = 0.2; \quad \xi = 1;$$

$$\zeta = \ln \left\{ \left[2.5 \xi \frac{E_{sg}}{E_{sl}} (1 - \nu) + 0.25 - 0.25 \xi \right] \frac{2L_{ng}}{d} \right\} = \ln \{ [2.5 \times 0.8] \times 2 \times 4 \} \approx 2.773;$$

$$\lambda = 2(1 + \nu) E_c / E_{sl} = 2.4 \times 23.6 / 0.26 \approx 218;$$

$$\eta L_{ng} = 2 \sqrt{\frac{2}{\xi \lambda} \frac{L_{ng}}{d}} = 2 \sqrt{\frac{2}{2.773 \times 218} \times 4} \approx 0.460;$$

$$I = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8 \operatorname{tg}(\eta L_{ng}) L_{ng}}{\xi \pi \lambda (1 - \nu)(\eta L_{ng}) d}}{4 + \frac{4 \pi E_{sg} \operatorname{tg}(\eta L_{ng}) L_{ng}}{E_{sl} \xi (1 - \nu) + \xi (\eta L_{ng}) d}} \\ = 4.8 \times \frac{1 + \frac{8 \operatorname{tg}(0.460) \times 4}{2.773 \times 218 \times 0.8 \times 0.46}}{5 + \frac{4 \pi \times \operatorname{tg}(0.460) \times 4}{2.773 \times 0.460}} \approx 0.231.$$

c) Xác định đoạn 1:

$$P_1 = \frac{Q_1}{1 - \frac{\xi \cos(\eta L_{ng}) (1 - \nu^2)}{1 - \cos(0.46) \times 0.96}} = \frac{4235}{0.231} \approx 5409 \text{ kN};$$

$$s_1 = \frac{P_1 I}{E_{sl} d} = \frac{5409 \times 0.231}{260000 \times 1} \approx 0.00481 \text{ m} = 0.481 \text{ cm}.$$

Tại điểm này, sức kháng bên là cực đại ($Q_1 = 4235 \text{ kN}$). Còn sức kháng mũi mới huy động được là: $5409 - 4235 = 1174 \text{ kN}$.

Từ hình 3.22 ta thấy, dưới tải trọng $P_1 = 4500 \text{ kN}$ thì độ lún là $s_1 \approx 0.4 \text{ cm}$.

d) Xác định đoạn 2:

Thực ra, ta không cần xác định đoạn 2 (vì $P_{isd} < P_1 = 5409 \text{ kN}$, do đó ta đã biết đáp số $s_1 \approx 0.4 \text{ cm}$). Tuy nhiên, để hiểu rõ hơn về sự làm việc của đá giòn, ta làm thêm phần này.

$$\operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \psi = 0.001 q_u^{0.67} = 0.001 \times 88^{0.67} = 0.02;$$

$$c = 0.1 q_u^{0.67} \approx 2.01 \text{ bar} = 0.201 \text{ MPa};$$

$$a_2 = \frac{0.85 E_g / E_c + 1 + \nu}{2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \psi} = \frac{0.85 \times 0.26 / 23.6 + 1.2}{0.04} \approx 30.2;$$

$$a_1 = 1.15 \ln[5(1 - \nu) L_{ng} / d] + a_2 = 1.15 \ln 16 + 30.2 \approx 33.4;$$

$$a_3 = \frac{0.075 E_g}{\operatorname{tg} \psi E_c} = \frac{0.075 \times 0.26}{0.0875 \times 23.6} \approx 0.0095;$$

$$\beta = a_3 d E_c / E_g = 0.0095 \times 23.6 / 0.26 \approx 0.862 \text{ m};$$

$$\alpha = a_1 (E_c / E_g) d^2 / 4 = 33.4 \times 23.6 / 0.26 / 4 = 758 \text{ m}^2;$$

$$\lambda_1 = \frac{-\beta + \sqrt{\beta^2 + 4\alpha}}{2\alpha} = \frac{0.862 + \sqrt{0.862^2 + 4 \times 758}}{2 \times 758} = 0.0358 \text{ m}^{-1};$$

$$\lambda_2 = \frac{-\beta - \sqrt{\beta^2 + 4\alpha}}{2\alpha} = \frac{0.862 - \sqrt{0.862^2 + 4 \times 758}}{2 \times 758} = -0.0369 \text{ m}^{-1};$$

$$\begin{aligned} D_3 &= [\pi (1 - \nu^2) E_g / E_L + 4a_3 + a_1 \lambda_2 d] e^{\text{Lng} \lambda_2} \\ &= (0.96 \pi + 4 \times 0.0095 - 33.4 \times 0.0369) e^{-4 \times 0.0369} \approx 1.57; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_4 &= [\pi (1 - \nu^2) E_g / E_L + 4a_3 + a_1 \lambda_1 d] e^{\text{Lng} \lambda_1} \\ &= (0.96 \pi + 4 \times 0.0095 + 33.4 \times 0.0358) e^{4 \times 0.0358} \approx 4.90; \end{aligned}$$

$$C_3 = \frac{D_3}{D_4 - D_3} = \frac{1.57}{4.9 - 1.57} \approx 0.471;$$

$$C_4 = \frac{D_4}{D_4 - D_3} = \frac{4.9}{4.9 - 1.57} \approx 1.471;$$

$$\begin{aligned} F_3 &= a_1 (\lambda_1 d C_3 - \lambda_2 d C_4) - 4a_3 \\ &= 33.4 (0.0358 \times 0.471 + 0.0369 \times 1.471) - 4 \times 0.0095 \approx 2.338; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_4 &= \left[1 - a_1 d \frac{\lambda_1 - \lambda_2}{D_4 - D_3} \right] a_2 c / E_g \\ &= \left(1 - 33.4 \frac{0.0358 + 0.0369}{4.9 - 1.57} \right) 30.2 \times 0.201 / 260 \approx 0.00632; \end{aligned}$$

Dưới tải trọng $P_{\text{icd}} = 7500 \text{ kN}$, thì độ lún là:

$$s_{\text{icd}} = F_3 \frac{P_{\text{icd}}}{\pi E_g d} - F_4 d = 2.338 \frac{7500}{\pi \times 260000} - 0.00632 \approx 0.0151 \text{ m} = 1.51 \text{ cm}.$$

Để xem sức kháng mũi đã được huy động được bao nhiêu, ta tính tiếp theo phương trình (3.76), (3.77) và (3.75):

$$P_3 = a_1 (\lambda_1 - \lambda_2) d e^{\frac{\lambda_1 - \lambda_2}{D_4 - D_3} \text{Lng}} = 33.4 (0.0358 + 0.0369) e^{\frac{0.0358 - 0.0369}{4.9 - 1.57} \times 4} \approx 0.726;$$

$$P_4 = a_2 \frac{e^{\lambda_2 \text{Lng}} - e^{\lambda_1 \text{Lng}}}{D_4 - D_3} = 30.2 \frac{e^{-0.0369 \cdot 4} - e^{0.0358 \cdot 4}}{4.9 - 1.57} \approx -2.64;$$

$$Q_{\text{p huy động}} = P_{\text{icd}} \times \left[P_3 + P_4 \frac{\pi d^2 c}{P} \right] = P_{\text{icd}} \times [0.726 - 2.64 \times \pi \times 201 / 7500]$$

$$= 0.504 \times 7500 = 3780 \text{ kN}.$$

Như vậy, sức kháng bên tại thời điểm này là: $7500 - 3780 = 3720 \text{ kN}$. Ta thấy, tại thời điểm này sức kháng mũi mới huy động được $3780 / 12940 = 29\%$. Còn sức kháng bên lại giảm từ $Q_r = 4235 \text{ kN}$ xuống 3720 kN (mất đi 12%).

Với các số liệu trên, ta vẽ được đồ thị tải trọng - độ lún trên hình 3.22.

8) Kiểm tra lại điều kiện về sức chịu tải (giả sử coi sức kháng bên chỉ giảm đến 3720 kN):

- Nếu tính theo ASD:

Sức chịu tải cực hạn là $P_u = 3720 + 12940 = 16660 \text{ kN}$;

Hệ số an toàn tổng thể $F_s = P_u / P = 16660 / 4500 \approx 3.7$;

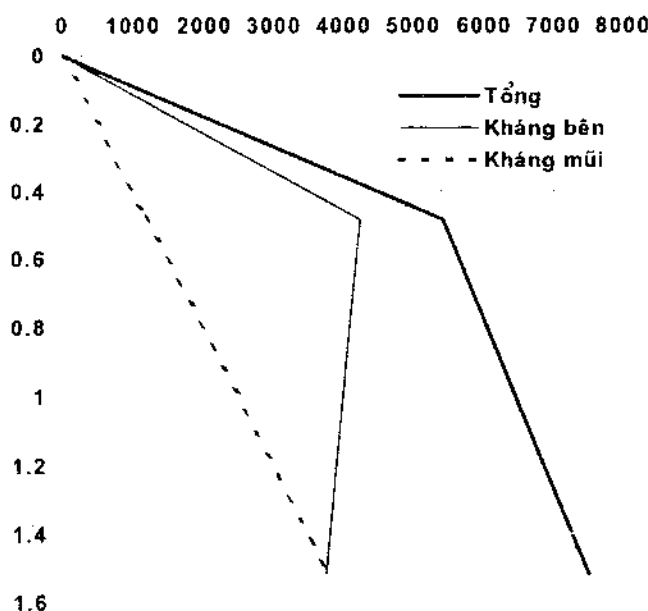
$\Rightarrow$ An toàn về mặt sức chịu tải.

- Nếu tính theo LRFD:

Sức kháng huy động là: $\Phi P = \Phi_t \times 3720 + \Phi_p \times 12940 = 8888 \text{ kN}$;

Tải trọng theo điều kiện cường độ I lên mỗi cọc là $7500 \text{ kN} < 8888 \text{ kN}$;

$\Rightarrow$ An toàn về mặt sức chịu tải.



Hình 3.22. Đường tải trọng - độ lún trong Ví dụ 3-7

- 9) Dự báo độ lún của nhóm bốn cọc nhồi dưới tải trọng sử dụng. Biết rằng cọc được bố trí theo lưới 2×2 , và khoảng cách giữa tâm hai cọc là 3 m. Như vậy, khoảng cách giữa hai mép ngoài của nhóm cọc là 4 m.

Theo phương trình (1.26) của Vesic, độ lún của nhóm cọc nhồi là:

$$S_{nhóm} = S_{đơn} \sqrt{\frac{B_{mép ngoài nhóm cọc}}{d}} = 0.4 \times \sqrt{\frac{4}{1}} = 0.8 \text{ cm};$$

Độ lún này nhỏ hơn độ lún giới hạn, như vậy công trình an toàn.

Ví dụ 3.8

Cọc nhồi dài cao được thiết kế trong nền đất/ đá như ở hình 3.23. Thí nghiệm SPT có kết quả là N ghi trong hình vẽ. Năng lượng hữu ích của thiết bị SPT này là 60%, như vậy $N = N_{60}$.

Chiều dài đoạn cọc tính toán nằm trong đất là 23 m, đường kính là 1 m.

Khi khảo sát địa chất, mực nước ngầm nằm ở độ sâu 4 m. Tuy nhiên, công trình này ở ngay bờ sông có mực nước lên xuống thất thường. Vì vậy, để an toàn ta thiết kế với giả thiết mực nước ngầm ngay tại mặt đất

Trong lượng riêng no nước của hai lớp đất là:

$$\gamma_1 = 19.0 \text{ kN/m}^3 \text{ và } \gamma_2 = 21.4 \text{ kN/m}^3.$$

Hố khoan được thi công có sử dụng dung dịch bentonite. Bê tông tươi có độ sụt là 200 mm, đổ với tốc độ nhanh hơn 12m/h, sau 28 ngày bê tông đạt cường độ nén tiêu chuẩn là $R_{28} = 275.6 \text{ bar}$;

Kỹ sư kết cấu bên trên cung cấp tải trọng như sau:

Tải nền theo tổ hợp sử dụng I:

$$P_{n\text{sd}} = P_D + P_L + 0.3 P_G = 4090 \text{ kN};$$

Tải kéo theo tổ hợp sử dụng I:

$$P_{k\text{sd}} = P_D + P_L + 0.3 P_G = 1820 \text{ kN}.$$

1) Dự báo sức kháng bên:

Mặc dù lớp 1 có $N > 15$ nhưng vì đây là cát chứ không phải cát sỏi, nên ta áp dụng phần 3.4.2. Sức kháng bên của cọc trong lớp 1 được tính toán trong bảng 3.8.

Bảng 3.8. Sức kháng bên trong lớp 1

Lớp phân tố	$z \text{ (m)}$	$\sigma'_z \text{ (kPa)}$	$\beta \text{ (Pt 3.6.c)}$	$f_i \text{ (kPa)}$	$u \times \Delta z_i$	$u \times \Delta z_i \times f_i$
0 ÷ 2 m	1	9	1.2	10.80	6.28	68
2 ÷ 4 m	3	27	1.077	29.07	6.28	183
4 ÷ 6 m	5	45	0.953	42.90	6.28	270
6 ÷ 8 m	7	63	0.853	53.75	6.28	338
8 ÷ 10 m	9	81	0.767	62.09	6.28	390
10 ÷ 12 m	11	99	0.689	68.22	6.28	429
12 ÷ 14.3 m	13.15	118.35	0.613	72.59	7.23	525

$$Q_{s1} = \sum Q_{si} = 2201 \text{ kN}$$

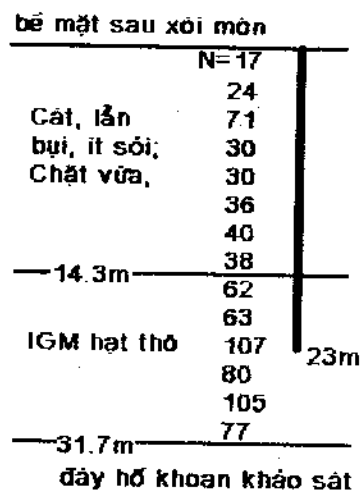
Sức kháng bên trong lớp 2 được tính toán theo phần 3.4.4:

Giá trị N_{60} trung bình trong lớp 2 là: $N_{60} = (62 + 63 + 100) / 3 = 75$;

Ứng suất hữu hiệu ở giữa lớp (độ sâu 18.65m) là:

$$\begin{aligned} \sigma'_z &= 14.3\text{m} \times (19 - 10) \text{ kN/m}^3 + (18.65 - 14.3)\text{m} \times (21.4 - 10) \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 178.3 \text{ kPa} = 1.783 \text{ bar}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Theo phương trình (3.7): } \varphi &= \arctg\{[N_{60} / (12.2 + 20.3 \sigma'_z)]^{0.34}\} \\ &= \arctg\{[75 / (12.2 + 20.3 \times 1.783)]^{0.34}\} \approx 49^\circ; \end{aligned}$$



Hình 3.23. Mặt cắt địa chất

Theo phương trình (3.9): $OCR = \frac{0.2N_{60}}{\sigma'_z} \approx 8.41.$

Theo phương trình (3.8): $K_0 = (1 - \sin\varphi) OCR^{\sin\varphi} = 0.245 \times 8.41^{0.755} \approx 1.23.$

Vì bê tông đổ nhanh, nên ta có thể giả thiết hệ số áp lực ngang của đất lên cọc không đổi và là K_0 . Cũng giả thiết $\delta = \varphi$, áp dụng phương trình (1.6) ta có:

$$f_l = K \sigma'_z \operatorname{tg} \delta = 1.23 \times 1.783 \times \operatorname{tg} 49 \approx 2.52 \text{ bar};$$

$$Q_{s2} = u \Delta Z_1 f_l = \pi \times 8.7 \times 252 \approx 6887 \text{ kN}.$$

Như vậy, tổng sức kháng bên là: $Q_s = 2201 + 6887 = 9088 \text{ kN}.$

2) Dự báo sức kháng mũi:

Ứng suất hữu hiệu ở mũi cọc:

$$\begin{aligned} \sigma'_{vmũi} &= 14.3\text{m} \times (19 - 10) \text{ kN/m}^3 + (23 - 14.3)\text{m} \times (21.4 - 10) \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 228 \text{ kPa} = 2.28 \text{ bar}; \end{aligned}$$

Dưới mũi cọc, giá trị N_{60} trung bình là: $(100 + 80) / 2 = 90$ (giá trị 107 lớn hơn 100, vì vậy bị cắt còn 100);

$$q_p = 0.59 \left[\frac{N_{60}}{\sigma'_{vmũi}} \right]^{0.8} \sigma'_{vmũi} = 0.59 \left[\frac{90}{2.28} \right]^{0.8} \times 2.28 \approx 25.66 \text{ bar};$$

Theo phương trình (1.5) ta có:

$$Q_p = q_p A_c = 2566 \times \pi / 4 \approx 2020 \text{ kN}.$$

3) Sức chịu tải nén cực hạn của cọc là:

$$P_{un} = Q_s + Q_p = 9088 + 2020 = 11\,108 \text{ kN}.$$

Sức chịu tải nén cho phép là:

$$[P]_n = Q_s / F_l + Q_p / F_p = 9088 / 2 + 2020 / 5 = 4948 \text{ kN (hệ số an toàn là 2 và 5)}.$$

Sức chịu tải kéo cực hạn của cọc là:

$$P_{uk} = \psi Q_s = 0.75 \times 9088 \text{ kN} = 6816 \text{ kN } (\psi = 0.75 \text{ theo phần 3.8.1}).$$

Sức chịu tải kéo cho phép là:

$$[P]_k = P_{uk} / F_t = 6816 / 2.5 = 2726 \text{ kN (hệ số an toàn kéo chọn là 2.5)}.$$

4) Nếu thiết kế theo ASD, ta chọn số cọc là 1 ($n = 1$). Như vậy, cả hai điều kiện về kéo và nén đều thỏa mãn:

$$P_{nsd} = 4090 < [P]_n \text{ và } P_{ksd} = 1820 < [P]_k.$$

Ta thấy rằng, tỷ lệ sức chịu tải do lớp 1 cung cấp chỉ là: $2201 / 11108 \approx 20\%$, còn lớp 2 cung cấp tới 80% sức chịu tải. Do đó khi tính lún, ta sẽ tính lún cho cọc trong đất IGM hạt thô (lớp 2). Bạn đọc tự tính và kiểm chứng với đáp số là 0.94 cm khi tải trọng là $P_{nsd} = 4090 \text{ kN}.$

CHƯƠNG 4

TÍNH TOÁN CỌC LÀM VIỆC ĐỒNG THỜI VỚI NỀN

4.1. GIỚI THIỆU

Với sự phát triển của máy tính cá nhân và phương pháp phần tử hữu hạn, hiện nay ở các nước Tây Âu - Bắc Mỹ, người ta thường tính toán cọc làm việc đồng thời với nền (nhất là bài toán cọc chịu tải ngang - móng cọc dài cao).

Trong đó, dưới tải trọng đứng (kéo hoặc nén), nền đất sẽ tương tác với cọc qua những gối đàn hồi theo phương đứng (các gối z_i trên hình 4.1). Quan hệ giữa phản lực (ký hiệu là t) và chuyển vị đứng của các gối đàn hồi (ký hiệu là z) là $t = k_z z$, với k_z là độ cứng của gối đàn hồi theo phương đứng. *Quan hệ giữa t và z gọi là "đường cong $t-z$ ".*

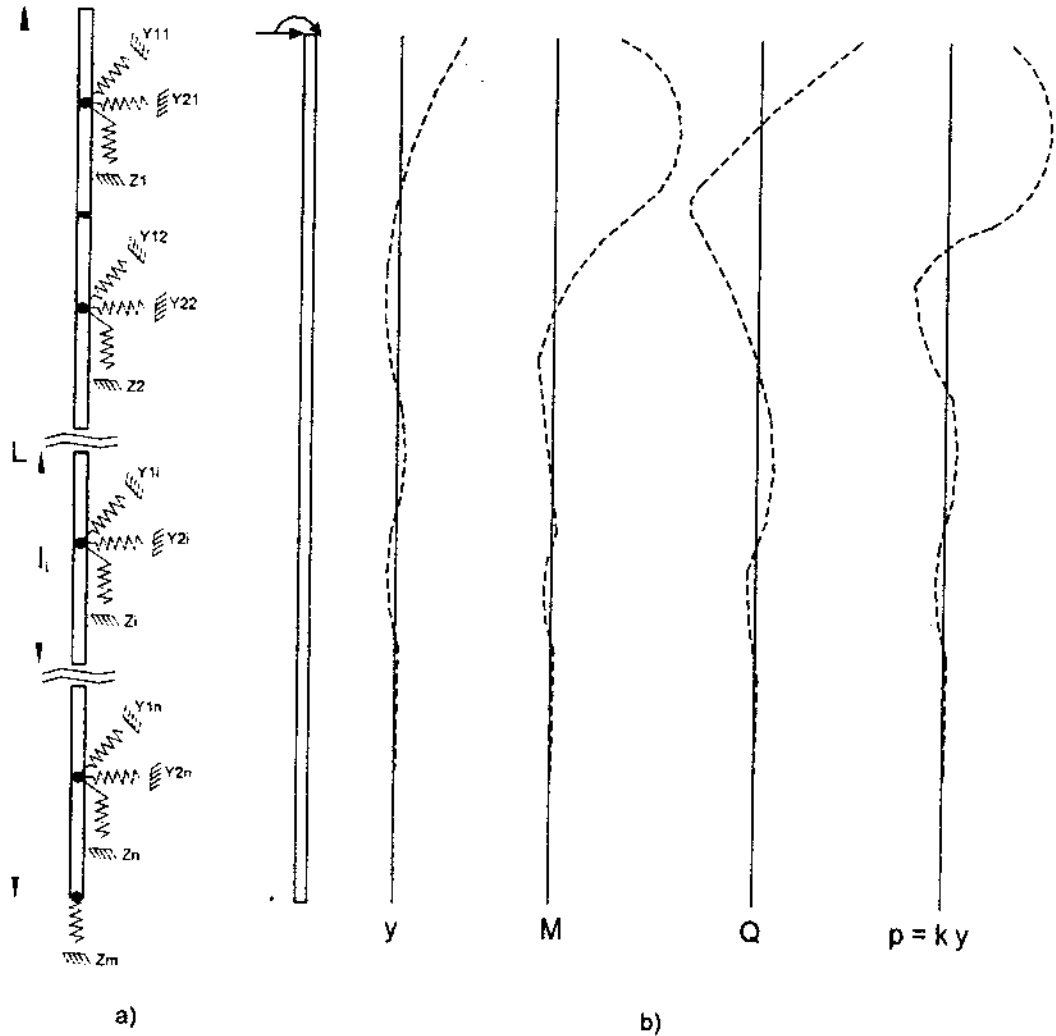
Dưới tải trọng ngang, nền đất sẽ tương tác với cọc qua những gối đàn hồi theo phương ngang (các gối y_{1i} và y_{2i} trên hình 4.1). Quan hệ giữa phản lực (ký hiệu là p) và chuyển vị ngang của các gối đàn hồi (ký hiệu là y) là $p = k_y y$, với k_y là độ cứng của gối đàn hồi theo phương ngang. *Quan hệ giữa p và y gọi là "đường cong $p-y$ ".*

Như vậy, phương pháp này sử dụng phần tử hữu hạn kết hợp với mô hình nền Winkler (tức là mô hình nền bằng các gối đàn hồi làm việc độc lập) phi tuyến. Tóm tắt của phương pháp như sau:

- Chia cọc thành nhiều phần tử (đoạn) nhỏ như minh họa trên hình 4.1a;
- Trên mỗi đoạn, tương tác giữa cọc và đất được mô hình bởi các gối đàn hồi;
- Thông thường, ta cần phải sử dụng máy tính (PC) để giải bài toán trên (do khối lượng tính toán rất lớn). Hiện nay có rất nhiều phần mềm sử dụng phương pháp này như: COM624-P^(*), LATPILE.UBC, LTBASE, BMCOL76, FL-PIER (hay DEEPF). Kết quả là biểu đồ chuyển vị ngang, lực cắt, mômen trong cọc, phản lực đất lên cọc như ở hình 4.1b.

(*) Download miễn phí tại địa chỉ "<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/geosoft.htm#com624p>"

Trong các đề mục tiếp theo, chúng tôi chỉ trình bày đường cong $p-y$ và $t-z$ cho cọc đơn, trường hợp nền đất nằm ngang và nền đồng nhất. Trường hợp nhóm cọc, hoặc nền đất dốc, hoặc nền nhiều lớp, chúng tôi hy vọng sẽ được đề cập đến trong lần tái bản tiếp theo của cuốn sách này.



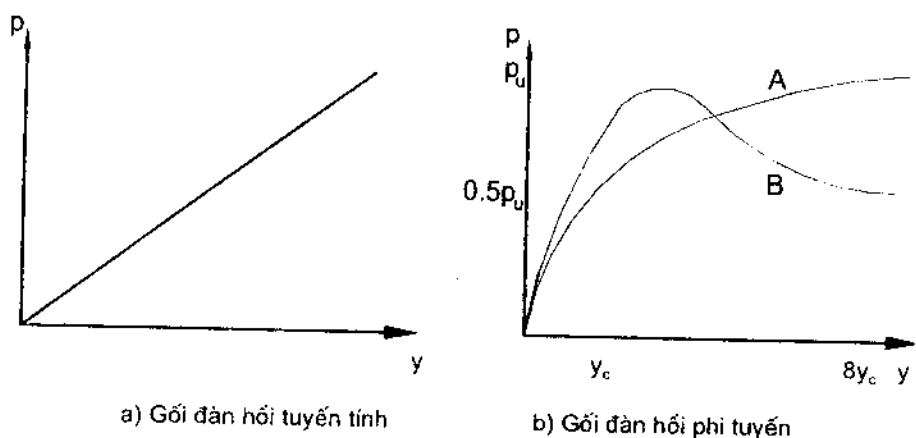
Hình 4.1. Mô hình cọc-đất và kết quả bài toán

4.2. ĐƯỜNG CONG P-Y

Ta biết rằng, đất không phải là vật liệu đàn hồi tuyến tính, vì vậy độ cứng của gối đàn hồi ngang ($k_y = p/y$) không phải là hằng số như quan hệ tuyến tính trên hình 4.2a mà giảm dần như trong quan hệ phi tuyến trên hình 4.2b (chuyển vị của cọc - y - càng lớn thì gối đàn hồi càng mềm). Trong hình 4.2b, đường cong A là dạng ứng xử hay gặp nhất đối với nhiều loại đất; đường cong B được gọi là cho đất giòn (brittle soil), ứng xử dạng này chỉ gặp với một số ít đất sét cứng dưới tác động của tải trọng động. Hình dạng và độ dốc của đường cong không những phụ thuộc vào tính chất của đất, mà còn phụ thuộc vào độ

sâu đoạn cọc đang xét, kích thước cọc, mực nước ngầm và dạng tải trọng (tĩnh hay động). Phần 4.2.1 đến phần 4.2.9 sẽ trình bày chi tiết các đường cong p-y cho các loại đất khác nhau, các đường cong này được FHWA (Hiệp hội đường liên bang Mỹ), API (Viện nghiên cứu dầu Mỹ) và nhiều tổ chức khác kiến nghị sử dụng.

Thoạt nhìn qua, ta thấy phương trình mô tả đường cong p-y trình bày trong các phần dưới đây khá phức tạp. Tuy nhiên, khi sử dụng các phần mềm sẵn có (như COM624P,...), thì các phần mềm đã sẵn có các thư viện đường cong p-y (mà chúng tôi trình bày dưới đây). Bởi vậy, người dùng chỉ cần nhập một vài thông số rất đơn giản, như B (đường kính cọc), γ' (trọng lượng riêng của các lớp đất), ε_{50} và S_u (đất sét), ϕ (đất cát). Ngoài ra, hầu như ta không cần nhập thêm thông tin nào khác.



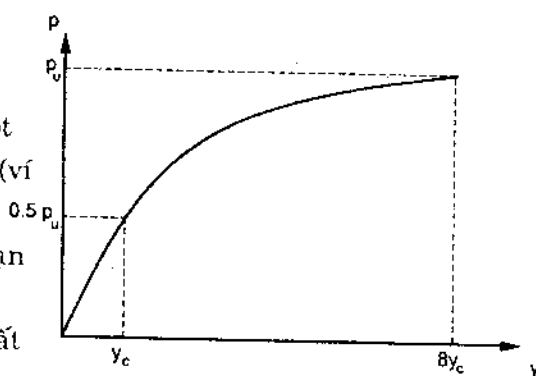
Hình 4.2. Quan hệ giữa tải trọng ngang p và chuyển vị ngang y (P.y)

4.2.1. Đường cong p-y của đất sét yếu/ dẻo dưới mực nước ngầm chịu tải tĩnh

Matlock (1970) đã tiến hành thí nghiệm nén tĩnh ngang đối với các cọc trong vùng đất sét yếu đến dẻo có sức kháng cắt không thoát nước S_u (tức c_u) từ 15 đến 40 kPa và rút ra quan hệ tải trọng - biến dạng ngang như sau:

$$p = 0.5p_u \left(\frac{y}{y_c} \right)^{0.33}, \quad (4.1)$$

trong đó: p - phản lực của đất lên một đơn vị chiều dài (đoạn) cọc (ví dụ N/cm hay t/m);
 y - chuyển vị ngang của đoạn cọc (cm);
 p_u - phản lực cực hạn của đất lên đoạn cọc ở độ sâu đang xét;



Hình 4.3. Đất sét yếu chịu tải tĩnh

y_c - chuyển vị ngang của cọc khi $p = 0.5p_u$; y_c còn gọi là y_{50} .

Theo phương trình 4.1, p đạt được giá trị cực hạn p_u khi chuyển vị y là $8y_c$; sau khi $y > 8y_c$ thì lấy $p = p_u$. Đồ thị của phương trình này được vẽ trên hình 4.3.

Theo Matlock, p_u được tính như sau:

$$p_u = N_p S_u B, \quad (4.2)$$

trong đó: S_u - sức kháng cắt không thoát nước của đất ở lân cận đoạn cọc đang xét;

B - đường kính, hay cạnh cọc;

N_p - lấy giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị sau:

$$N_p = 3 + \frac{\sigma'_{vo}}{S_u} + J \frac{H}{B}; \quad (4.3a)$$

$$N_p = 9, \quad (4.3b)$$

ở đây: J - hệ số phụ thuộc loại sét:

$J = 0.5$ với sét yếu; $J = 0.25$ với sét trung bình (dẻo);

H - độ sâu tại phân đoạn cọc đang xét;

σ'_{vo} - ứng suất đứng hữu hiệu tại độ sâu H .

Giá trị y_c (còn ký hiệu là y_{50}) thì có nhiều cách tính như sau:

- Theo Matlock (1970):

$$y_c = 2.5 \varepsilon_{50} B, \quad (4.4)$$

trong đó: ε_{50} - biến dạng của đất trong thí nghiệm nén ba trục khi ứng suất bằng 50% của ứng suất phá hoại. Nếu không tiến hành thí nghiệm ba trục thì có thể tạm lấy ε_{50} như trong bảng 4.1.

Bảng 4.1. Giá trị ε_{50} cho đất sét

Trạng thái đất sét	Nhão	Dẻo mềm/ dẻo	Dẻo cứng	Cứng/ rất cứng	Rất rắn
Giá trị S_u (kPa)	12 ÷ 24	24 ÷ 48	48 ÷ 95	95 ÷ 190	> 190
Giá trị ε_{50}	0.02	0.01	0.007	0.005	0.004

- Theo Stevens và Audibert (1979) (với y_c và B đều phải sử dụng đơn vị cm):

$$y_c = 14.2 \varepsilon_{50} B^{0.5}. \quad (4.5)$$

Robertson và cộng sự áp dụng phương trình 4.5, và ước lượng ε_{50} theo thí nghiệm DMT như sau:

$$\varepsilon_{50} = 1.67 S_u / 10 E_p, \quad (4.6)$$

thay vào phương trình (4.5) ta có (với y_c và B đều phải sử dụng đơn vị cm):

$$y_c = \frac{23.67 S_u \sqrt{B}}{10 E_D} \quad (4.7)$$

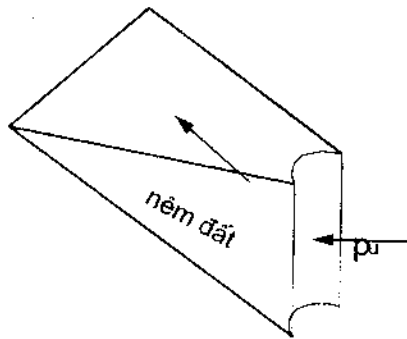
trong đó: E_D - môđun DMT xác định từ thí nghiệm nén ngang DMT ^(*)
(E_D chưa phải là môđun biến dạng);

4.2.2. Đường cong p-y của đất sét yếu/ dẻo dưới mực nước ngầm chịu tải lặp

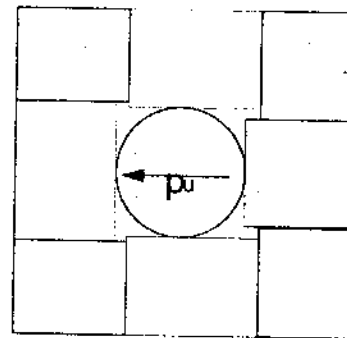
Khi cọc chịu tải trọng lặp tuần hoàn (cyclic loading) thì gối đàn hồi p-y mềm hơn trường hợp trên (với cùng giá trị chuyển vị y , thì cọc chịu được tải ngang p nhỏ hơn). Xem xét phương trình (4.3), khi độ sâu H nhỏ thì $3 + \frac{\sigma'_{vo}}{S_u} + J \frac{H}{B} < 9$, còn khi

độ sâu H lớn thì $3 + \frac{\sigma'_{vo}}{S_u} + J \frac{H}{B} > 9$. Giá trị độ sâu H_r mà $3 + \frac{\sigma'_{vo}}{S_u} + J \frac{H}{B} = 9$ được

gọi là độ sâu chuyển tiếp (lưu ý rằng σ'_{vo} cũng phụ thuộc độ sâu đoạn cọc đang xét H). Các nghiên cứu thấy rằng ở tải trọng cực hạn p_u , nếu $H < H_r$ thì đất ở xung quanh cọc bị phá hoại trượt theo dạng khối nêm (hình 4.4a), còn khi $H > H_r$ thì đất ở xung quanh cọc bị phá hoại theo dạng chảy ngang quanh thân cọc (hình 4.4b). Nếu nền đất đồng nhất thì $\sigma'_{vo} = \gamma' H$ và $H_r = \frac{6 S_u B}{\gamma' B + J S_u}$.



a) Trượt khối nêm, $H < H_r$



b) Mô hình các phân tố đất chảy quanh thân cọc tròn, $H > H_r$

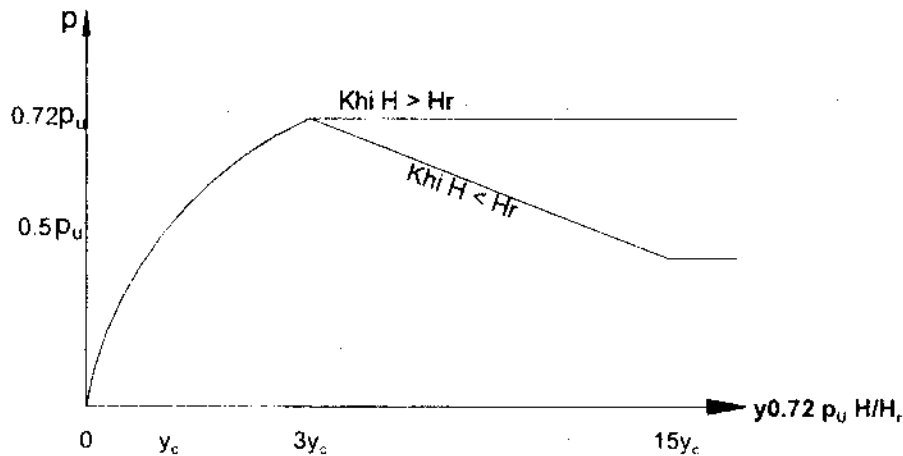
Hình 4.4. Sự phá hoại của đất khi tải trọng ngang đạt cực hạn p_u

Quá trình xây dựng đường cong p-y cho đất sét yếu/ dẻo chịu tải trọng lặp như sau:

- Xây dựng đoạn đường cong như ở phần trên cho đến giá trị y bằng $3y_c$, thay $y=3y_c$ vào phương trình (4.1) ta được p bằng $0.72 p_u$ (hình 4.5):

^(*) Xem "Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng"

- Sau $0.72 p_u$, với đoạn cọc có $H > H_r$ thì p không đổi và là $0.72 p_u$; với đoạn cọc có $H < H_r$ thì giá trị của p giảm từ $0.72 p_u$ xuống còn $0.72 p_u \frac{H}{H_r}$, giá trị này của p tương ứng với chuyển vị ngang của cọc từ $3y_c$ đến $15 y_c$; sau đó thì p không đổi.



Hình 4.5. Đất sét yếu chịu tải lặp tuần hoàn

4.2.3. Đường cong p - y của đất sét cứng dưới mực nước ngầm chịu tải tĩnh

Reese, Cox và Koop (1975) tiến hành thí nghiệm nén tĩnh ngang đối với các cọc trong vùng đất sét cứng có sức kháng cắt không thoát nước S_u (tức c_u) từ 100 đến 290 kPa, các tác giả này cho rằng quan hệ tải trọng - biến dạng ngang (P - y) của đất này gồm năm đoạn như minh họa trên hình 4.6. Cách xây dựng đường cong như sau:

Đoạn ①: Đoạn này có quan hệ tuyến tính thể hiện qua phương trình (4.8):

$$p = k_s H y \quad (4.8)$$

trong đó: k_s - hệ số tra trong bảng 4.2;

H - độ sâu của đoạn cọc đang xét.

Bảng 4.2. Giá trị k của đất sét

S_u (kPa)	12 ÷ 24	24 ÷ 48	48 ÷ 95	95 ÷ 190	> 190
k_s cho tải tĩnh (static) N/cm ³	8.14	27.15	136	271	543
k_c cho tải lặp (cyclic) N/cm ³			54.3	108.5	217

Đoạn ②: Đoạn này có quan hệ parabol theo phương trình (4.9), đoạn ② kéo dài từ giao điểm của phương trình (4.8) với phương trình (4.9) đến điểm có chuyển vị là $A_s y_c$:

$$p = 0.5p_u \sqrt{\frac{y}{y_c}}, \quad (4.9)$$

trong đó: $y_c = \varepsilon_{s0} B$, (4.10)

ở đây: ε_{s0} đã đề cập đến trong phần 4.2.1 và bảng 4.1 (các cột cuối cùng);
 A_s - hệ số tra trên hình 4.7. Từ trên hình này, ta có thể lấy xấp xỉ như sau:

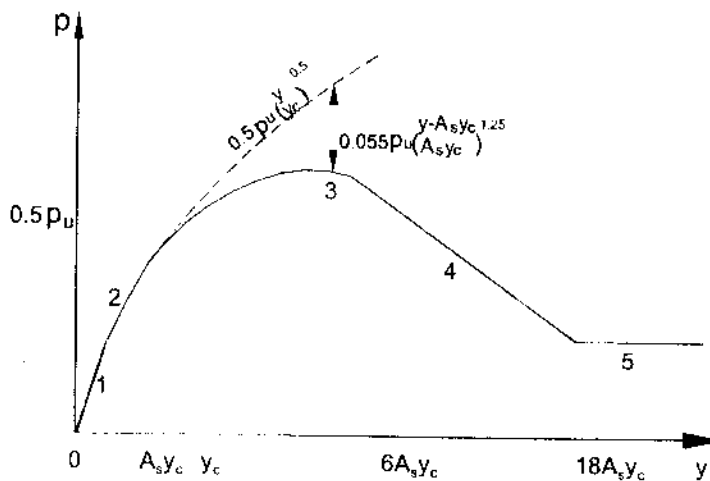
$$A_s \approx 0.2 + \frac{H/B}{2.0544H/B + 2.1948}, \quad (4.11)$$

ở đây: H - độ sâu của đoạn cọc đang xét;
 B - đường kính hay cạnh cọc.
 p_u - sức chịu tải cực hạn; $p_u = N_p S_u B$ và N_p là giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị sau:

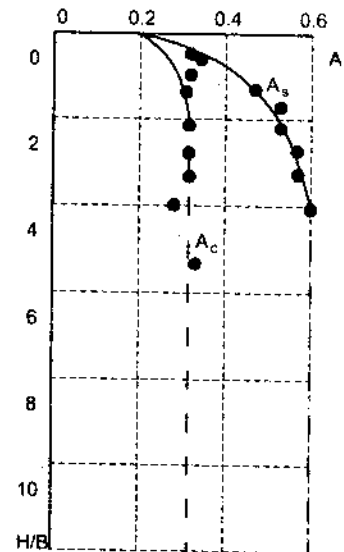
$$N_p = 2 + \frac{\sigma'_{v0}}{S_u} + 2.83 \frac{H}{B}; \quad (4.12a)$$

$$N_p = 11. \quad (4.12b)$$

Ghi chú: Nếu phương trình (4.8) và (4.9) không giao nhau, thì đường cong p - y được định nghĩa bởi các đoạn ② đến ⑤, trong đó đoạn ② sẽ kéo dài từ gốc tọa độ.



Hình 4.6. Đất sét cứng dưới mực nước ngầm chịu tải tĩnh



Hình 4.7. Giá trị A_s và A_c

Đoạn ③: Đoạn này cũng có quan hệ parabol, nhưng theo phương trình (4.13), đoạn ③ kéo dài từ điểm có chuyển vị là $A_s y_c$ đến $6A_s y_c$:

$$p = 0.5p_u \sqrt{\frac{y}{y_c}} - 0.055p_u \left(\frac{y - A_s y_c}{A_s y_c} \right)^{1.25} \quad (4.13)$$

Đoạn ②: Là đoạn thẳng theo phương trình (4.14), đoạn ② có độ dốc là $\left(-\frac{0.0625}{y_c} p_u\right)$ và kéo dài từ điểm có chuyển vị là $6A_s y_c$ đến $18A_s y_c$:

$$p = 0.5 p_u \sqrt{6A_s} - 0.411 p_u - \frac{0.0625}{y_c} p_u (y - 6A_s y_c). \quad (4.14)$$

Đoạn ③: Là đoạn thẳng nằm ngang kéo dài từ điểm có chuyển vị là $18A_s y_c$ ra ngoài. Giá trị p là hằng số như sau:

$$p = (1.225 \sqrt{A_s} - 0.75 A_s - 0.411) p_u. \quad (4.15)$$

4.2.4. Đường cong p-y của đất sét cứng dưới mực nước ngầm chịu tải lặp

Cũng tương tự như phần 4.2.3, đường cong p-y (hình 4.8) khi tải là tuần hoàn lặp gồm năm đoạn như trên. Trong đó có một vài sự khác nhau sau:

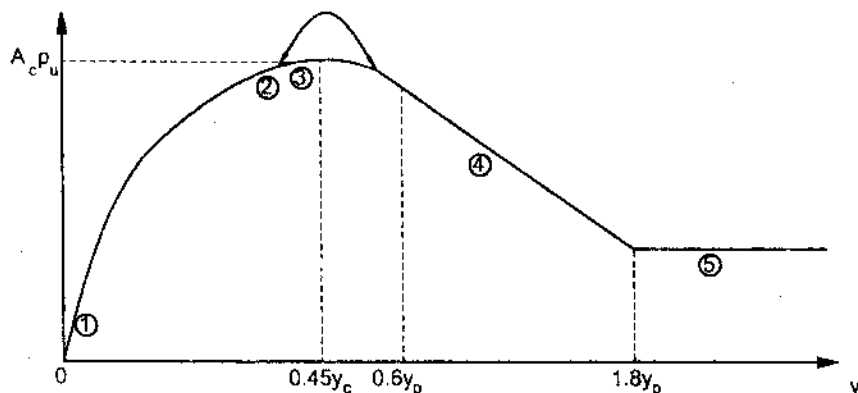
- Ta dùng giá trị k_c (bảng 4.2) và A_c (hình 4.7) thay vì k_s và A_s ;
- Đoạn ② và ③ gộp lại và theo phương trình (4.16), đoạn này kéo dài từ giao điểm của phương trình (4.8) với phương trình (4.16) đến điểm có chuyển vị là $0.6y_p$:

$$p = A_c p_u \left[1 - \left| \frac{y - 0.45 y_p}{0.45 y_p} \right|^{2.5} \right], \quad (4.16)$$

$$\text{trong đó:} \quad y_p = 4.1 A_c y_c. \quad (4.17)$$

- Đoạn ④ theo phương trình (4.18) và kéo dài từ điểm có chuyển vị là $0.6y_p$ đến $1.8y_p$:

$$p = 0.936 A_c p_u - \frac{0.085}{y_c} p_u (y - 0.6y_p). \quad (4.18)$$



Hình 4.8. Đất sét cứng dưới mực nước ngầm chịu tải lặp

- Đoạn ⑤ cũng là đoạn thẳng tiếp theo, nhưng có giá trị là:

$$p = 0.936 A_c p_u - \frac{0.102}{y_c} p_u y_p \quad (4.19)$$

4.2.5. Đường cong p-y của đất sét cứng trên mực nước ngầm chịu tải tĩnh

Reese, Welch (1975) tiến hành thí nghiệm nén tĩnh ngang đối với các cọc trong vùng đất sét cứng có sức kháng cắt không thoát nước S_u (tức c_u) từ 100 đến 200 kPa, các tác giả này cho rằng quan hệ tải trọng - biến dạng ngang (P,y) của đất này (hình 4.9) như sau:

$$p = 0.5 p_u \left(\frac{y}{y_c} \right)^{0.25} \quad (4.20)$$

Theo Matlock, p_u được tính như sau:

$$p_u = N_p S_u B.$$

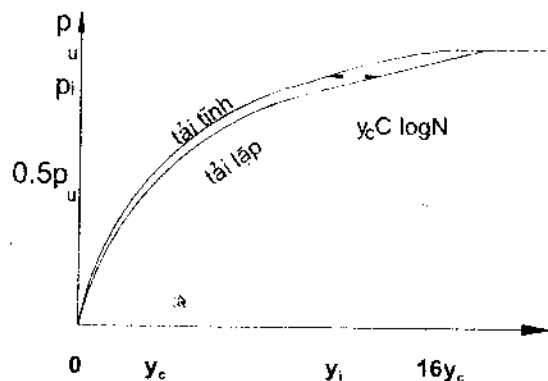
N_p là giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị sau:

$$N_p = 3 + \frac{\sigma'_{vo}}{S_u} + 0.5 \frac{H}{B} \quad (4.22a)$$

$$N_p = 9. \quad (4.22b)$$

Giá trị y_c được tính như sau:

$$y_c = 2.5 \varepsilon_{50} B. \quad (4.23)$$



Hình 4.9. Đất sét trên mực nước ngầm

4.2.6. Đường cong p-y của đất sét cứng trên mực nước ngầm chịu tải lặp

Đường cong p-y khi tải trọng lặp gần tương tự như trên, cách xây dựng như sau: Với mỗi giá trị tải trọng ngang p_i , ta có chuyển vị khi tải tĩnh là y_i , chuyển vị khi tải lặp là y như sau (minh họa trên hình 4.9):

$$y = y_i + y_c C \log N, \quad (4.24)$$

trong đó: C - hệ số do ảnh hưởng của tải trọng lặp: ở đây $C = 9.6 (p_i / p_u)^{1/4}$;

N - số lần lặp của tải trọng.

4.2.7. Đường cong p-y của đất cát theo Reese

Reese, Cox và Grubbs (1974) tiến hành thí nghiệm nén tĩnh ngang đối với các cọc trong vùng đất cát (cả trên và dưới mực nước ngầm, cả với tải tĩnh và tải lặp), với giả thiết hệ số áp lực ngang tĩnh là $K_0 = 0.4$, các tác giả cho rằng

quan hệ tải trọng - biến dạng ngang ($P.y$) của đất này (hình 4.10) gồm bốn đoạn như sau:

Đoạn ①: Đoạn này có quan hệ tuyến tính như sau:

$$p = kHy, \quad (4.25)$$

trong đó: k - hệ số tra trong bảng 4.3;

H - độ sâu của đoạn cọc đang xét.

Bảng 4.3. Giá trị k (N/cm^3) của đất cát

	Cát rời	Cát chặt vừa	Cát chặt
Dưới mực nước ngầm	5.4	16.3	33.9
Trên mực nước ngầm	6.8	24.43	61

Đoạn ②: Đoạn này có quan hệ parabol theo phương trình (4.26):

$$p = C_1 y^{1/n}, \quad (4.26)$$

$$\text{trong đó: } n = \frac{p_m}{m y_m}; \quad (4.27)$$

$$C_1 = \frac{p_m}{y_m^{1/n}}; \quad (4.28)$$

$$\text{ở đây: } m = \frac{p_{\max} - p_m}{y_u - y_m};$$

$$y_m = B/60;$$

$$y_u = 3B/80;$$

$$p_m = B_i p_s;$$

B_i tra trên hình 4.11;

p_s là giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị sau:

$$p_s = \sigma'_{vo} \left[\frac{K_o H \tan \varphi \tan \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos(\varphi/2)} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (B + H \tan(\varphi/2) \tan \beta + \right. \\ \left. + K_o H \tan \beta \tan\left(\frac{\varphi}{2}\right) \sin \beta - \tan\left(\frac{\varphi}{2}\right) - K_a B \right]; \quad (4.29)$$

$$p_s = K_a B \sigma'_{vo} (\tan^2 \beta - 1) + K_o B \sigma'_{vo} \tan \varphi \tan^4 \beta; \quad (4.30)$$

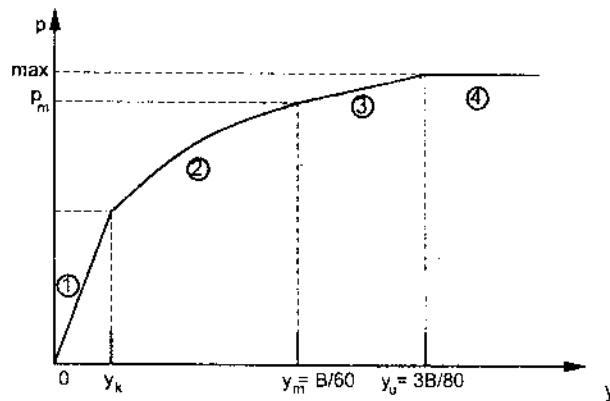
φ - góc ma sát trong của đất cát;

$$\beta = 45 + \varphi/2;$$

K_a - hệ số áp lực chủ động; $K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$;

$p_{\max} = A_i p_s$; với A_i tra trên hình 4.12.

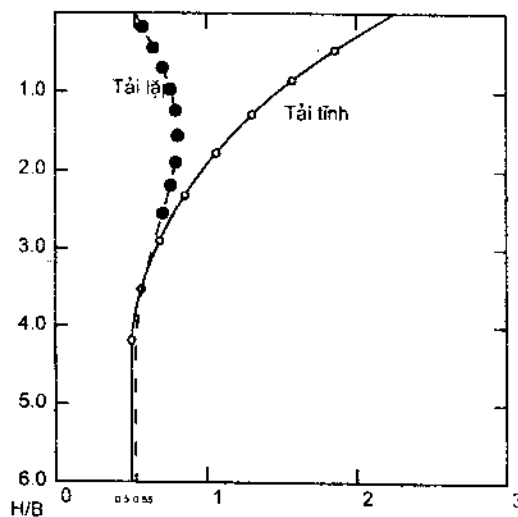
Giao điểm của đoạn ① và đoạn ② là nghiệm của phương trình cân bằng giữa (4.25) và (4.26) đó là tại chuyển vị $y_k = \left(\frac{C_1}{kH} \right)^{\frac{n}{n-1}}$. Như vậy đoạn ② kéo dài từ điểm có chuyển vị là y_k đến y_m .



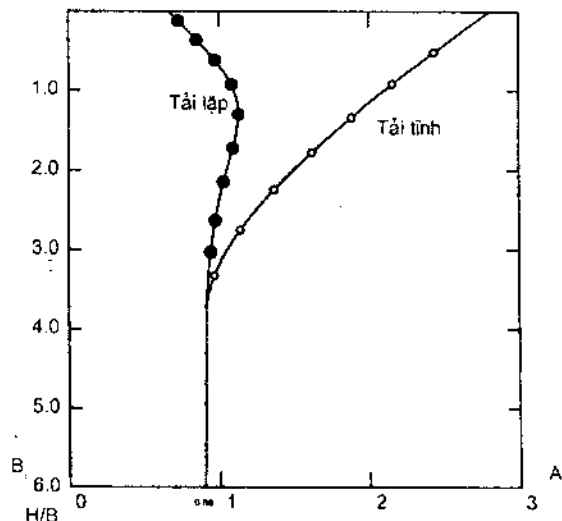
Hình 4.10. Quan hệ p-y của đất cát

Đoạn ②: Đoạn này có quan hệ tuyến tính, và độ dốc của đoạn này là m . Đoạn này kéo dài từ điểm có chuyển vị y_m đến điểm có chuyển vị y_u .

Đoạn ④: Đoạn này có quan hệ tuyến tính, và độ dốc của đoạn này là 0 (nằm ngang).



Hình 4.11. Giá trị B_i



Hình 4.12. Giá trị A_i

4.2.8. Đường cong p-y của đất cát theo Robertson

Robertson và cộng sự (1989) dựa trên kết quả của thí nghiệm nén ngang xuyên DMT và kiến nghị quan hệ p-y như sau:

$$p = 0.5p_u \left(\frac{y}{y_c} \right)^{0.33}, \quad (4.31)$$

trong đó: p_u - sức chịu tải cực hạn trên một đơn vị chiều dài cọc, bằng giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị sau:

$$p_u = \sigma'_{vo} [B(K_p - K_a) + H K_p \tan \varphi \tan \beta]; \quad (4.32a)$$

$$p_u = \sigma'_{vo} B [K_p^3 + 2K_0 K_p^2 \tan \varphi + \tan \varphi - K_a], \quad (4.32b)$$

ở đây: H - độ sâu đoạn cọc đang xét;
 B - đường kính hay cạnh cọc;
 φ - góc ma sát trong hữu hiệu;
 K_a - hệ số áp lực ngang chủ động, theo Rankine

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2);$$

K_p - hệ số áp lực ngang bị động, theo Rankine: $K_p = 1 / K_a$;

K_0 - hệ số áp lực ngang tĩnh;

β - góc $45^\circ + \varphi / 2$;

y_c - chuyển vị ngang của cọc khi $p = 0.5p_u$; y_c còn gọi là y_{30} và xác định như sau:

$$y_c = \frac{4.17 \sin \varphi \times \sigma'_{vo}}{2E_p(1 - \sin \varphi)} B, \quad (4.33)$$

ở đây: E_p - môđun DMT xác định từ thí nghiệm nén ngang DMT^(*)
 (E_p chưa phải là môđun biến dạng).

4.2.9. Đường cong p-y của cát theo Gabr và Borden

Gabr và Borden (1988) cũng dựa trên kết quả của thí nghiệm nén ngang xuyên DMT, đồng thời sử dụng quan hệ của Murchison và O'neil (1984) như sau:

$$P = n A p_u \tan \left[\frac{k_o H}{A n P_u} y \right], \quad (4.34)$$

trong đó: n - hệ số tiết diện, $n = 1.5$ với cọc tiết diện đều; $n = 1.0$ với cọc nêm tròn;
 A - hệ số tải trọng, $A = 0.9$ với tải trọng động;

(*) Xem "Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng"

- $A = \min(0.9; 3 - 0.8 \times H / D)$ với tải trọng tĩnh;
 p_u - lấy như phương pháp Robertson (tức là dùng phương trình 4.32);
 $\operatorname{tg}(x) = \sin(x)/\cos(x)$; $\cos(x) = (e^x + e^{-x}) / 2$;
 k_0 - hệ số nền ban đầu, được Gabr và Borden đề nghị tính như sau:

$$k_0 = \frac{p_0 - \sigma'_h}{h};$$

- ở đây: p_0 - áp lực do được ban đầu (khi chưa có chuyển vị) của thí nghiệm DMT (tương ứng với số đọc A);
 σ'_h - áp lực ngang hữu hiệu, $\sigma'_h = K_0 \sigma'_{vo}$;
 h - nửa bề dày mũi xuyên DMT, $h = 7 \div 7.5$ mm.

4.2.10. Đường cong p-y của đá vôi

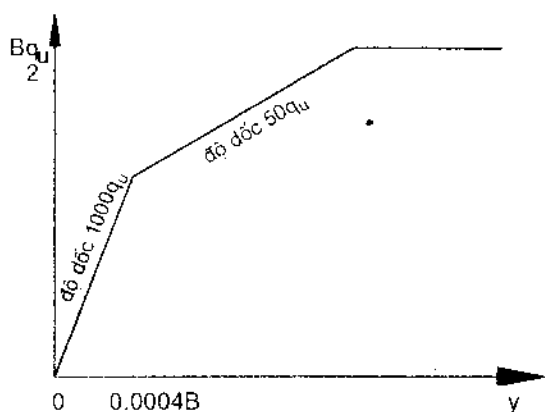
Tại Florida Keys (Hoa kỳ), Reese và Nyman (1978) tiến hành một thí nghiệm nén ngang trên cọc nhồi đường kính 1.2 m, dài 16.5 m, trong đó đoạn 13.3 m phía dưới cọc được ngàm vào đá vôi lộ thiên có sức kháng nén đơn q_u ($q_u = 2S_u$) khoảng 3500 kPa. Sau đó, các tác giả này kiến nghị đường cong p-y cho đá vôi như trên hình 4.13. Tuy nhiên, các tác giả cũng nhấn mạnh, vì số lượng thí nghiệm quá ít, khi sử dụng đường cong p-y này cần thận trọng, nhất là tính chất của đá thì thay đổi rất mạnh (do vết nứt, do hiện tượng rỗng cát,...).

4.3. ĐƯỜNG CONG T-Z

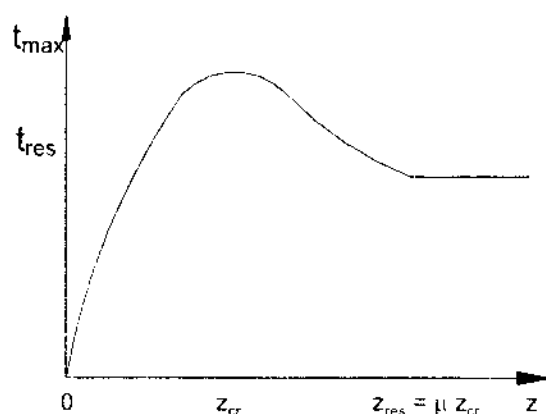
Tương tự như đường cong p-y, độ cứng của gối đàn hồi đứng ($k_z = t / z$) không phải là hằng số, và quan hệ giữa tải trọng đứng (t) và chuyển vị đứng (z) là phi tuyến, và có thể gồm nhiều đoạn.

Hình 4.14 minh họa ví dụ một đường cong t-z điển hình. Trong đó có các ký hiệu sau:

- $t_{\max}$ - sức kháng cực hạn của đất. Nếu gối đàn hồi đang xét nằm trên thân cọc thì $t_{\max}$ là sức kháng bên f_1 , còn nếu gối đàn hồi đó nằm ở mũi cọc thì $t_{\max}$ là sức kháng mũi q_p . Việc dự báo f_1 và q_p đã được trình bày kỹ trong các phần 2.5 ÷ 2.8 và 3.4 ÷ 3.8;
 t_{res} - sức kháng dư (residual - sức kháng ở biến dạng dẻo);
 ξ - tỷ số giữa t_{res} và $t_{\max}$ ($\xi \leq 1$);
 z_{cr} - chuyển vị đứng tương ứng với $t_{\max}$;
 z_{res} - chuyển vị đứng ở trạng thái biến dạng dẻo;
 μ - tỷ số giữa z_{res} và z_{cr} ($\mu \geq 1$).



Hình 4.13. Đường cong p-y cho đá vôi

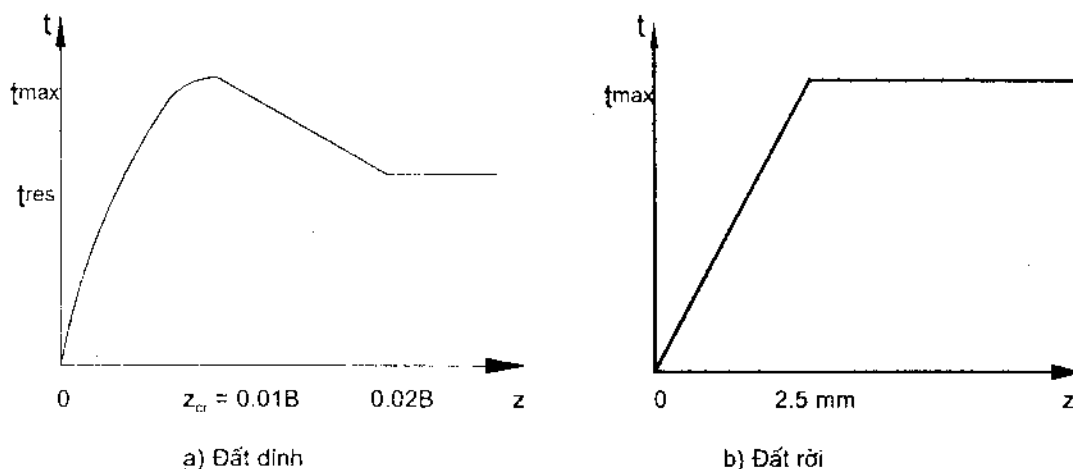


Hình 4.14. Quan hệ t-z

4.3.1. Đường cong t-z với sức kháng bên

Đường cong t-z của cọc chế sẵn trong đất dính gồm ba đoạn được thể hiện trên hình 4.15a, trong đó đoạn cong đầu tiên được xây dựng qua những điểm thể hiện trong bảng 4.4. Còn giá trị $\xi = t_{res} / t_{max}$ thì biến thiên trong khoảng $0.7 \div 0.9$ tương ứng với sét mềm - sét cứng. Đối với cọc nhồi thì đường cong t-z cũng tương tự như với cọc chế sẵn, đường cong này đã được thể hiện trên hình 3.13, trong đó $z_{cr} \approx 0.004B \div 0.006B$.

Đường cong t-z của cọc chế sẵn trong đất rời thì gồm hai đoạn rất đơn giản như trên hình 4.15b, trong đó z_{cr} thường không phụ thuộc vào đường kính cọc mà có giá trị khoảng 2.5 mm. Còn đường cong t-z của cọc nhồi thì đã thể hiện trên hình 3.15, trong đó $z_{cr} \approx 0.004B \div 0.008B$, riêng đối với sỏi thì z_{cr} khá lớn.



Hình 4.15. Đường cong t-z cho ma sát bên của cọc chế sẵn

Bảng 4.4. Các điểm trên đoạn cong thứ nhất - Đường cong t-z cọc chế sẵn

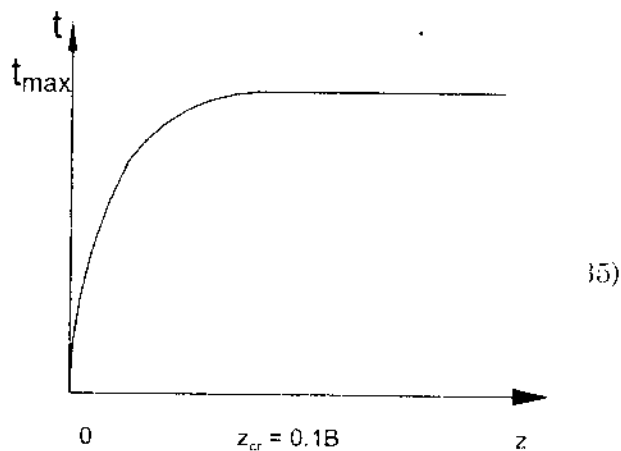
z	0	0.0016B	0.0031B	0.0057B	0.008B	0.01B
t	0	$0.3 t_{max}$	$0.5 t_{max}$	$0.75 t_{max}$	$0.9 t_{max}$	t_{max}

4.3.2. Đường cong t-z với sức kháng mũi

Đối với cọc chế sẵn, đường cong t-z được thể hiện trên hình 4.16. Đoạn cong đầu tiên có phương trình như sau:

$$t = t_{\max} \left(\frac{z}{z_{cr}} \right)^{1/3}.$$

Đối với cọc nhồi, đường cong t-z đã được thể hiện trên hình 3.14 và hình 3.16.



Hình 4.16. Đường cong t-z cho sức kháng mũi của cọc chế sẵn

CHƯƠNG 5

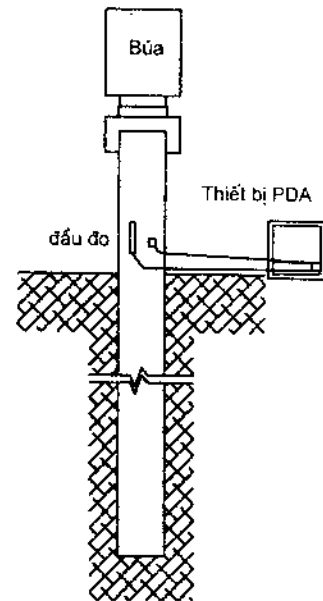
MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM CỌC

5.1. THÍ NGHIỆM THỦ ĐỘNG BIẾN DẠNG LỚN (PDA - PILE DYNAMIC ANALYSIS)

5.1.1. Giới thiệu

Thí nghiệm thủ động biến dạng lớn (PDA - hình 5.1) được biết đầu tiên vào năm 1958 bởi Luận án Thạc sỹ của Eiber dưới sự hướng dẫn của giáo sư Nara tại Viện công nghệ Case (và do đó, phương pháp được gọi là phương pháp CASE). Năm 1964 luận án này được phát triển thành một dự án quy mô do giáo sư Scanlan và giáo sư Goble dẫn dắt, với sự hỗ trợ về tài chính từ Bộ giao thông bang Ohio, từ FHWA và nhiều công ty tư nhân khác. Từ năm 1964 đến năm 1976, dự án được tiến hành theo bốn hướng khác nhau, và tất cả các thí nghiệm đều được kiểm nghiệm bằng thí nghiệm nén tĩnh cọc. Năm 1972, PDA mới bắt đầu được sử dụng vào mục đích thương mại cùng với sự ra đời của phần mềm phân tích CAPWAP. Mặc dù có những thiết bị và phần mềm tương tự ở châu Âu (FPDS và TNOWAVE^(*)), nhưng PDA và CAPWAP vẫn được dùng nhiều.

Trong thí nghiệm PDA, người ta gắn các đầu đo gia tốc và biến dạng ở đầu cọc. Tại mỗi nhát búa đóng cọc, gia tốc và biến dạng trong cọc được ghi lại và xử lý bằng thiết bị PDA (Pile Driving Analyser). Kết quả này cũng có thể được xử lý tiếp bằng phần mềm CAPWAP.



Hình 5.1. Thí nghiệm PDA

^(*) Các phần mềm ở Châu Âu thường quy ước dấu ngược với phần mềm ở Bắc Mỹ: ở châu Âu, sóng dương được thể hiện xuống dưới (bên dưới trục hoành).

5.1.2. Ứng dụng của PDA và CAPWAP

PDA và CAPWAP có rất nhiều ứng dụng sau:

Đánh giá sức chịu tải của cọc

- 1) Đánh giá được sức chịu tải của cọc tại thời điểm thí nghiệm PDA. Nếu làm thí nghiệm PDA lúc cọc vừa hạ xong (gọi là EOD - End of driving) và làm thí nghiệm PDA sau một thời gian cọc nghỉ (gọi là BOR - beginning of restrike), ta sẽ đánh giá được sự tăng (soil setup) hay sự giảm sức chịu tải (relaxation) theo thời gian.
- 2) Thí nghiệm từ lúc đầu đóng (hạ) cọc đến lúc hạ cọc xong, ta sẽ đánh giá được sức chịu tải của cọc ở những chiều dài cọc khác nhau. Từ đó, giúp điều chỉnh chiều dài cọc thiết kế theo thực tế đất nền.
- 3) Sử dụng CAPWAP có thể đánh giá sự phân bố sức kháng (bên và mũi), đánh giá hệ số quake và cản nhớt (damping) của đất (bằng việc tính lặp).

Đánh giá sự làm việc của búa đóng cọc

- 1) Đánh giá phần trăm năng lượng hiệu quả của búa. Đánh giá ảnh hưởng của đệm búa (hammer cushion) và đệm cọc (pile cushion) đến số nhát búa.
- 2) Xác định những sự cố của búa, ví dụ như đánh lửa quá sớm (búa diesel), hoặc cửa rò rỉ hơi (búa hơi).
- 3) Nếu số nhát búa thực đóng khác với số nhát búa dự đoán, xác định được nguyên nhân là do điều kiện địa chất hay do sự làm việc của búa.

Đánh giá ứng suất phát sinh trong cọc và sự toàn vẹn của cọc

- 1) Dự báo ứng suất kéo và nén phát sinh trong toàn bộ cọc khi đóng, từ đó kiểm tra khả năng cọc bị phá hỏng.
- 2) Khi cọc đã đóng xong rồi, có thể dùng PDA để kiểm tra sự toàn vẹn của cọc, nếu có cọc hư hỏng ta sẽ kịp thời đề ra biện pháp để thêm cọc hoặc giảm tải.

5.1.3. Thiết bị thí nghiệm

Thông thường, thí nghiệm PDA đòi hỏi phải gắn tối thiểu hai đầu đo biến dạng (strain transducer) và hai đầu đo gia tốc (accelerometer) đối diện nhau qua tiết diện cọc, và cách đầu cọc khoảng $2d \div 3d$ (d là đường kính cọc).

Trong hình 5.2, người thí nghiệm đang khoan lỗ và bắt các neo bê tông, chuẩn bị cho việc gắn các thiết bị thí nghiệm lên cọc. Trên hình 5.3, người thí

nghiệm đang treo lên cọc để bắt bulông vào các đầu đo. Nếu thí nghiệm sau khi cọc đã nghỉ (BOR), thì ta có thể bắt bulông khi cọc đã hạ xong nên không cần treo. Hình 5.4 chụp cận cảnh sau khi lắp các đầu đo biến dạng và gia tốc xong.

Quy trình thí nghiệm PDA như sau: sử dụng phương trình (2.1) hoặc chạy phần mềm GRL-WEAP (phần 2.10.2) để chọn búa phù hợp. Sau đó, sử dụng búa đóng cọc để đóng cọc. Với cọc nhồi, sau khi cọc nhồi thi công xong và bê tông đã đủ cường độ, ta sẽ dùng búa để đóng vài nhát thí nghiệm mà thôi.

Thiết bị PDA trên hình 5.5 sẽ chuyển đổi các tín hiệu biến dạng và gia tốc đo được sang lực và vận tốc (tại thời điểm t) như sau:

$$F(t) = EA \varepsilon(t) \text{ (theo định luật Hook);} \quad (5.1)$$

$$V(t) = \int a(t) dt, \quad (5.2)$$

trong đó: $F(t)$ - lực tác động vào phân tố cọc (vị trí đặt đầu đo) tại thời điểm t ;

$V(t)$ - vận tốc chuyển động của phân tố cọc (vị trí đặt đầu đo) tại thời điểm t ;

E - môđun đàn hồi của cọc;

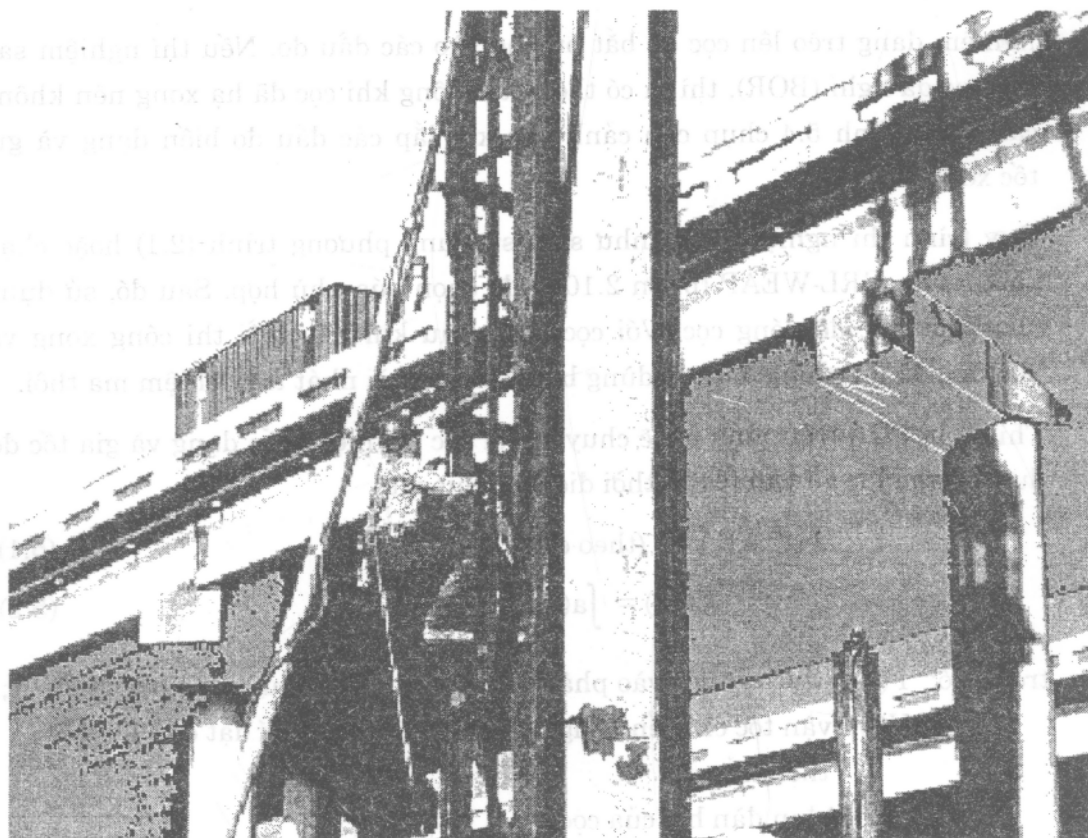
A - tiết diện cọc;

$\varepsilon(t)$ - biến dạng đo được ở thời điểm t ;

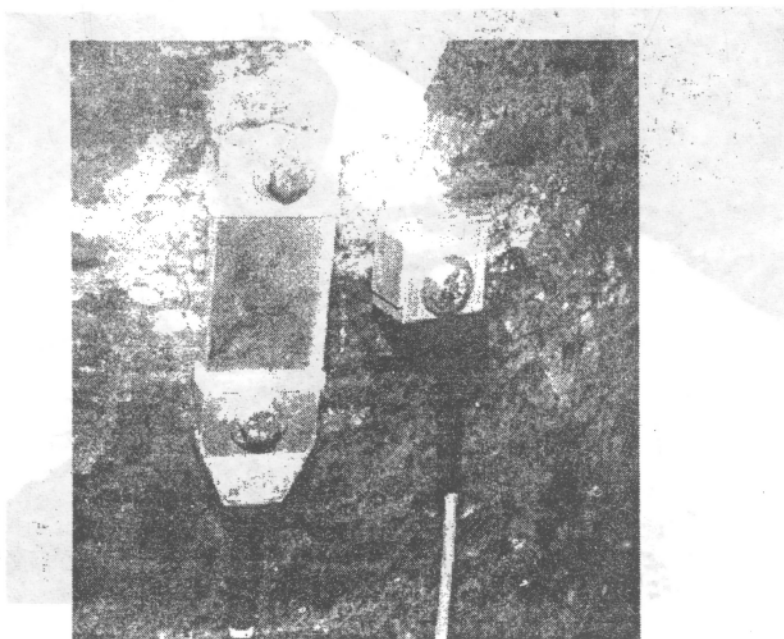
$a(t)$ - gia tốc chuyển động của phân tố cọc đo được tại thời điểm t .



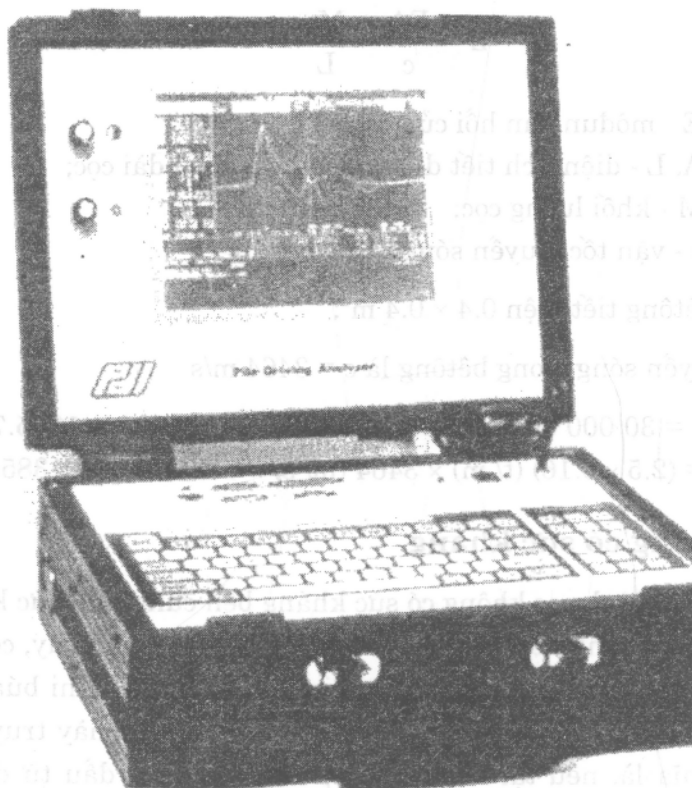
Hình 5.2. Chuẩn bị gắn các thiết bị thí nghiệm lên cọc



Hình 5.3. Dựng cọc và gắn các đồng hồ đo



Hình 5.4. Bắt bulông vào đầu đo biến dạng và gia tốc



Hình 5.5. Thiết bị thu và xử lý PDA

5.1.4. Giới thiệu về cơ học sóng (Wave Mechanics)

Khi đóng một nhát búa xuống đầu cọc, đầu cọc chịu một lực nén là F (do đó, ứng suất nén là $\sigma = F / A$), đồng thời đầu *cọc chuyển động xuống với vận tốc V* . Tuy nhiên, ở thời điểm $t = 0$ thì mũi cọc vẫn chưa chịu lực, cũng chưa chuyển động xuống. Sau một thời gian là $t = L / c$ (L là chiều dài cọc, c là vận tốc lan truyền của sóng lực F và sóng vận tốc V), thì tác động ở đầu cọc mới lan truyền và ảnh hưởng đến mũi cọc.

Cần lưu ý rằng, c là hằng số phụ thuộc bản chất vật liệu, trong khi V là đại lượng thay đổi phụ thuộc vào độ lớn của nhát búa đóng cọc và phụ thuộc vào sức kháng của đất; c thường lớn gấp vài nghìn lần V .

Từ các giá trị F và V ở các thời điểm khác nhau, ta sẽ dự báo được sức chịu tải của cọc. Trước tiên, ta xét hai trường hợp lý tưởng hoá: cọc không có sức kháng của đất tác dụng (phần 5.1.4.1) và cọc chống (ngầm cứng ở mũi - phần 5.1.4.2). Sau khi đã hiểu rõ hai mô hình này, ta sẽ xem xét một cọc trong đất thực tế (phần 5.1.4.3). Trong các phần này ta cần biết một tham số trung gian quan trọng là trở kháng của cọc, ký hiệu là Z , bởi vì các đồ thị thường thể hiện giá trị F và VZ , chứ không thể hiện giá trị F và V (vì F và VZ có cùng thứ nguyên):

$$Z = \frac{EA}{c} = \frac{Mc}{L} \quad (5.3)^{(*)}$$

trong đó: E - môđun đàn hồi của cọc;

A , L - diện tích tiết diện ngang và chiều dài cọc;

M - khối lượng cọc;

c - vận tốc truyền sóng.

Ví dụ cọc bê tông tiết diện $0.4 \times 0.4 \text{ m}^2$:

Vận tốc truyền sóng trong bê tông là $c = 3464 \text{ m/s}$

$\Rightarrow Z = EA/c = 30\,000\,000(\text{kPa}) \times 0.16(\text{m}^2) / 3464 (\text{m/s}) = 1385.7 \text{ kN s/m}$; hoặc

$Z = Mc / L = (2.5 \times 0.16) (\text{t/m}) \times 3464 (\text{m/s}) = 1385.7 \text{ t/s} = 1385.7 \text{ kN s/m}$.

5.1.4.1. Cọc không có sức kháng

Ta xét một mô hình cọc không có sức kháng bên cũng như sức kháng mũi trên hình 5.6a. Trên hình này, để tiện thể hiện các đồ thị sau này, cọc được vẽ theo phương ngang, đầu cọc ở bên trái, mũi cọc ở bên phải. Khi búa đóng vào cọc, sẽ tạo ra sóng lực (nén) và sóng vận tốc hạt. Hai sóng này truyền với vận tốc là c . Có nghĩa là, nếu tại thời điểm $t_1 = 0$, sóng bắt đầu từ đầu cọc, thì tại $t_2 = L/c$, sóng truyền được tới mũi cọc (hình 5.6a, với L là chiều dài cọc).

Tại $t_1 = 0$, $F_1 > 0$:

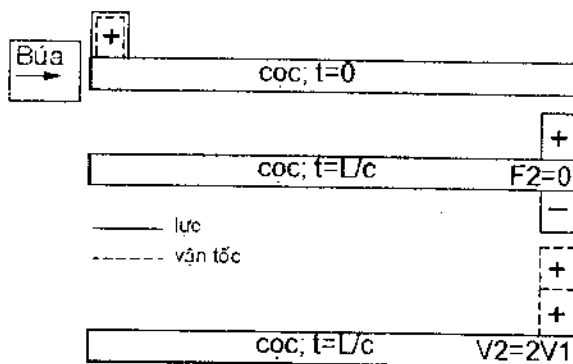
Tại $t_2 = L/c$, vì mũi cọc không có sức kháng mũi, nên ta cân bằng lực sẽ được $F_2 = 0$. $F_2 = 0$ là do có một sóng ứng suất kéo (dấu âm) truyền ngược từ mũi cọc lên (hình 5.6b).

Như vậy, cọc không có sức kháng (hoặc sức kháng nhỏ - tức là đất yếu) thì dễ bị phá hoại do ứng suất kéo. Sóng ứng suất kéo truyền ngược lên sẽ làm vận tốc V_2 được gấp đôi lên (hình 5.6b). Tuy nhiên, ở mũi cọc ta không gắn các đầu đo biến dạng và gia tốc, mà ta chỉ gắn các đầu đo ở gần đầu cọc (xem phần 5.1.3). Hình 5.6c thể hiện kết quả đo được ở các đầu đo này. L là khoảng cách từ vị trí đầu đo đến mũi cọc (xấp xỉ bằng chiều dài cọc, vì các đầu đo chỉ đặt cách đầu cọc một đoạn $2d \div 3d$). Trên hình này, ta có:

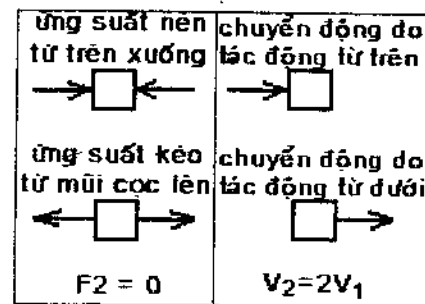
- Điểm A là điểm bắt đầu xuất hiện các sóng tại các đầu đo. Tuy nhiên, ta không quan tâm nhiều đến điểm này;
- Điểm B là điểm xuất hiện sóng cực trị. Tại đây, $F_1 \approx 2050 \text{ kN}$ và $V_1 \approx 2050 / 1385.7 \approx 1.48 \text{ m/s}$ (giả sử trở kháng $Z = 1385.7 \text{ kN s/m}$);

^(*) $E = \rho c^2$; $M = \rho A L$. (ρ là khối lượng riêng);
do đó $EA/c = Mc/L$. Lưu ý: $N = \text{kGm/s}^2$ và $\text{kN} = \text{tấn m/s}^2$.

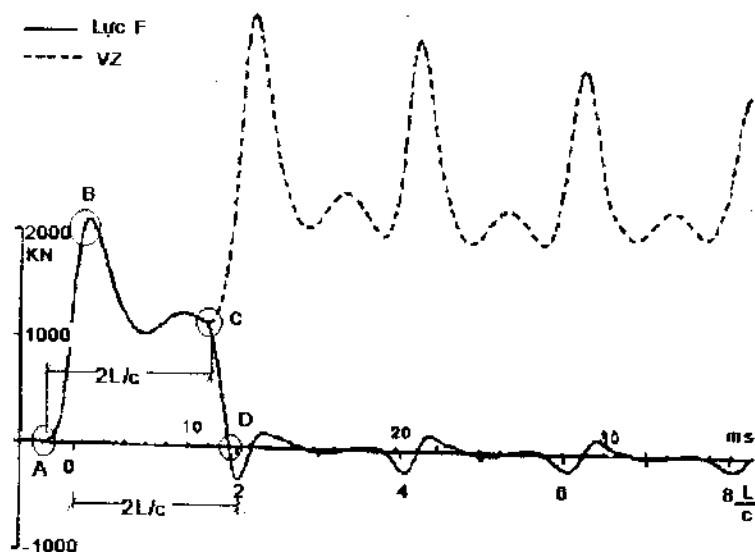
- Tại thời điểm $t = L / c$, các sóng mới truyền đến mũi cọc, tuy nhiên chưa đi ngược lại đến vị trí các đầu đo. Các sóng này cần một thời gian là L / c nữa để đi ngược đến các đầu đo;
- Điểm C là điểm đầu đo bắt đầu nhận được các sóng phản hồi (thời gian ứng với đoạn AC bằng $2L/c$). Bắt đầu từ điểm C, lực F giảm dần đi, trong khi vận tốc V tăng dần lên. Từ A tới C, đồ thị lực F và đồ thị $V \times Z$ trùng nhau, sau điểm C, hai đồ thị này tách xa dần ra;
- Điểm D là điểm cách điểm B một đoạn thời gian $2L/c$. Tại đây, lực $F_2 = 0$ còn $V_2 = 2V_1 = 1.48 \times 2 \approx 2.96 \text{ m/s}$.
- Sau điểm D, có rất nhiều sóng lên và xuống lẫn lộn nhau, do đó rất khó phân tích. Người ta thường không xem xét đồ thị sau điểm D.



a) Mô hình cọc



b) Lực và vận tốc ở mũi cọc tại t



c) Kết quả đo

Hình 5.6. Kết quả đo được từ PDA với cọc không sức kháng

5.1.4.2. Mũi cọc ngầm cứng

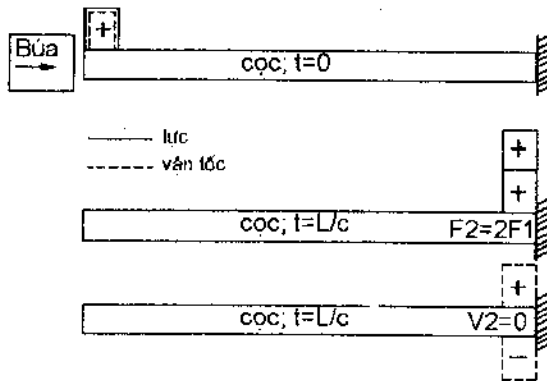
Ta xét một mô hình cọc không có sức kháng bên nhưng có sức kháng mũi là vô cùng lớn trên hình 5.7a (xem như mũi cọc chống lên đá).

Tại $t = L/c$, mũi cọc được ngầm nên không có chuyển động, vì vậy $V_2 = 0$ (hình 5.7b). Để $V_2 = 0$ thì cần có một sóng ứng suất nén phản hồi lại, và sóng nén này làm cho ứng suất ở mũi cọc gấp đôi lên ($F_2 = 2F_1$, hình 5.7b). Như vậy, cọc chống thì dễ bị phá hoại ở mũi cọc (vô do ứng suất nén quá lớn).

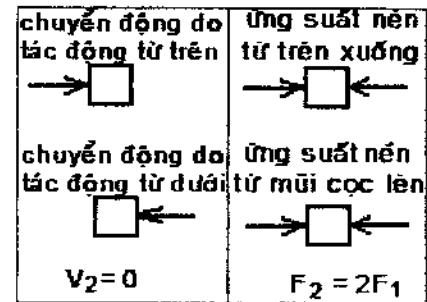
Xét hình 5.7c ghi lại kết quả ở các đầu đo.

Tại điểm C, các đầu đo bắt đầu nhận được sóng phản hồi từ mũi cọc, do đó hai đồ thị bắt đầu tách ra xa nhau;

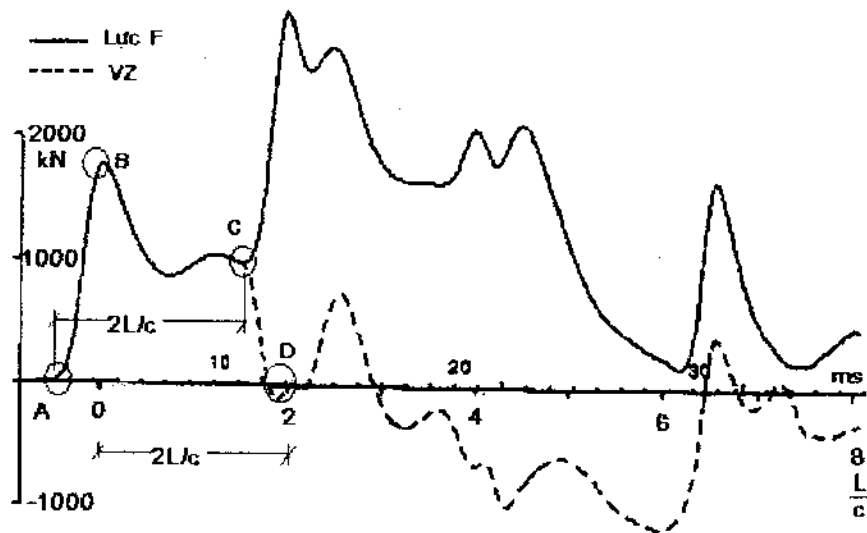
Tại điểm D ($t_2 = 2L/c$ so với điểm B), $V_2 = 0$, $F_2 = 2F_1$.



a) Mô hình cọc



b) Lực và vận tốc ở mũi cọc tại t



c) Kết quả đo

Hình 5.7. Kết quả đo được từ PDA với cọc ngầm tại mũi

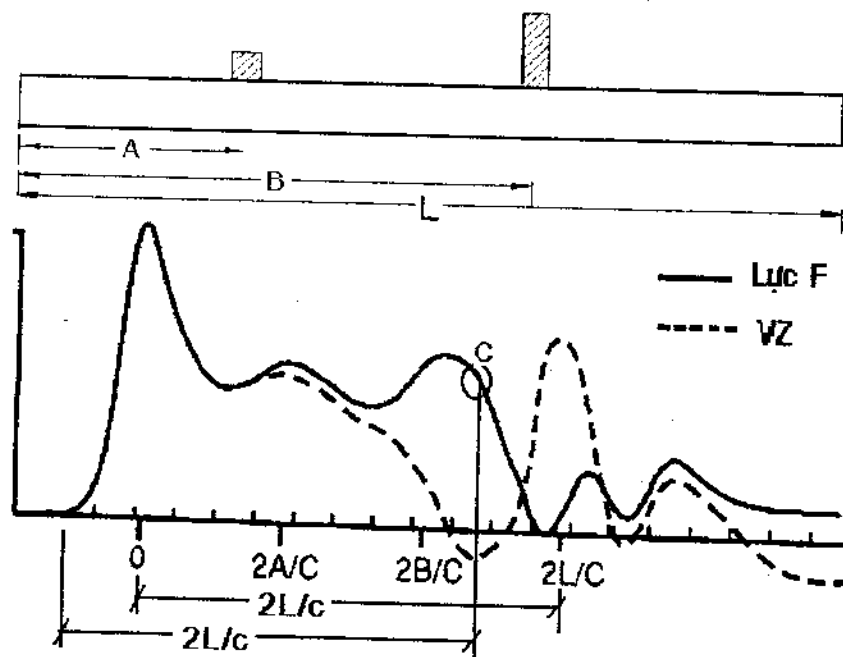
5.1.4.3. Cọc thực tế

Từ các phân trên, ta có nhận xét:

- Nếu cọc tiết diện đều, khi gặp sức kháng của đất thì lực F tăng lên, còn vận tốc V giảm đi (hình 5.7c);
- Ngược lại, nếu tiết diện bị thu nhỏ lại (ví dụ, cọc hư hỏng hoặc hết chiều dài cọc) thì lực F giảm đi, còn vận tốc V tăng lên (hình 5.6c);

Ta xét một ví dụ đơn giản để minh họa cho nhận xét này: trên hình 5.8, cọc chỉ tiếp xúc với đất ở điểm A (cách đầu cọc một đoạn là A) và B (cách đầu cọc một đoạn là B).

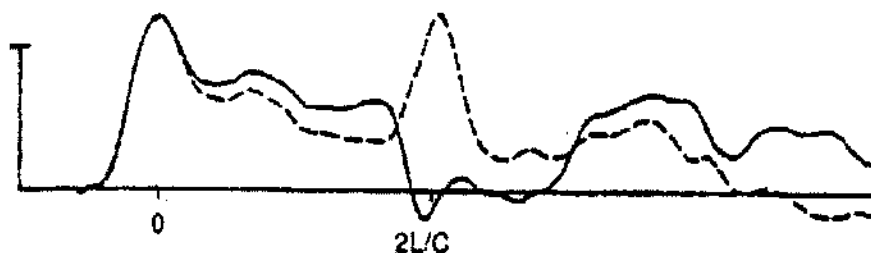
- Tại thời điểm A/c , sóng đi đến điểm A, bị phản hồi lại;
- Tại thời điểm $t = 2A/c$, sóng phản hồi gặp lại các đầu đo, do đó lực F sẽ tăng lên chút ít, trong khi vận tốc V sẽ giảm đi chút ít. Hai đồ thị bắt đầu tách ra và đi song song một đoạn;
- Tương tự, tại thời điểm $t = 2B/c$, sóng phản hồi do sức kháng của đất ở điểm B cũng gặp các đầu đo, do đó hai đồ thị tiếp tục tách ra xa hơn và đi song song một đoạn đến điểm C;
- Điểm C là điểm cách điểm bắt đầu đo một đoạn là $2L/c$. Sau điểm C, lực F giảm đi và vận tốc V tăng lên do gặp sóng kéo phản hồi từ mũi cọc (tiết diện cọc bị thu nhỏ bằng 0 tại mũi cọc).



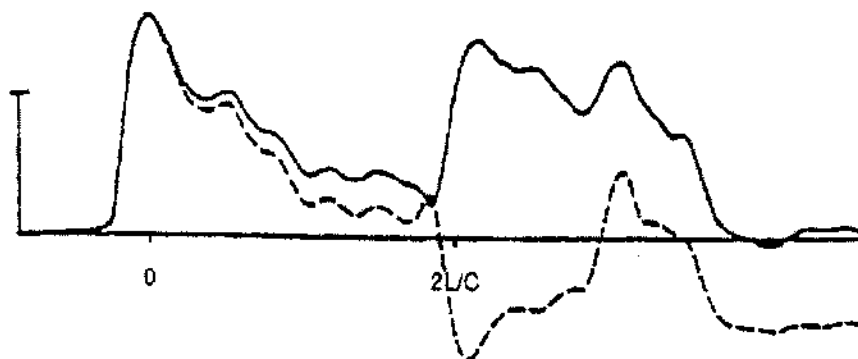
Hình 5.8. Kết quả đo được từ PDA với cọc có sức kháng tại A và B

Ta xét tiếp ba ví dụ khác như sau:

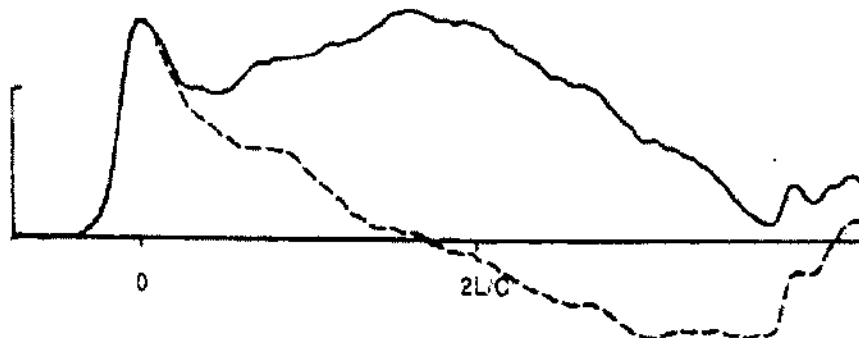
- Trên hình 5.9 ta thấy, trong khoảng thời gian $2L/c$ ban đầu, hai đồ thị này tách dần nhau ra nhưng rất ít, như vậy sức kháng bên là nhỏ. Tại gần điểm $2L/c$, lực F lại giảm, và vận tốc V tăng (do xuất hiện sóng ứng suất kéo), như vậy sức kháng mũi cũng gần như không có (tương tự hình 5.6). Tóm lại, cọc này nằm trong đất yếu;
- Trên hình 5.10, sức kháng bên là nhỏ. Tuy nhiên, sức kháng mũi là lớn vì tại lân cận điểm $2L/c$, lực F tăng mạnh và vận tốc V giảm mạnh (tương tự hình 5.7);
- Trên hình 5.11, hai đồ thị tách ra rất nhanh, chứng tỏ sức kháng bên là lớn. Tuy nhiên, cọc này có sức kháng mũi rất nhỏ.



Hình 5.9. Kết quả đo được từ PDA với cọc có sức kháng bên và mũi nhỏ



Hình 5.10. Kết quả đo được từ PDA với cọc có sức kháng mũi lớn



Hình 5.11. Kết quả đo được từ PDA với cọc có sức kháng bên lớn

5.1.5. Xác định hư hỏng trong cọc

Cọc được đặt trong đất, vì vậy cọc luôn có sức kháng bên dọc suốt thân cọc. Theo như phân tích ở phần 5.1.4.3, nếu cọc không thay đổi tiết diện, thì hai đồ thị luôn luôn phải tách dần nhau ra (trong đoạn $2L/c$ đầu tiên).

Nếu cọc bị hư hỏng, tiết diện cọc bị thu hẹp lại, thì hai đồ thị (F và $V \times Z$) sẽ gần nhau lại. Mức độ gần nhau của hai đồ thị này gọi là BTA (hay β). Theo Rauche và Goble, có thể đánh giá mức độ hư hỏng của cọc dựa trên giá trị của BTA như trong bảng 5.1. Khi thí nghiệm PDA, mức độ hư hỏng (BTA) của cọc sẽ được hiện lên thiết bị PDA luôn (xem phần 5.1.8).

Bảng 5.1. Mức độ hư hỏng của cọc

BTA	1.0	$0.8 \div 1.0$	$0.6 \div 0.8$	< 0.6
Mức độ hư hỏng	không	nhẹ	vừa	gây nặng

5.1.6. Phương pháp CASE

Ngay tại hiện trường, bộ "Phân tích đóng cọc" ("Pile Driving Analyser") sử dụng phương pháp CASE đã có thể dự báo sức chịu tải của cọc, dự báo ứng suất trong cọc. Phương pháp CASE chuẩn (Standard CASE method - RSP) được Goble và cộng sự kiến nghị vào năm 1975 để dự báo sức chịu tải cực hạn của cọc như sau:

$$P_u = (1 - J_c) \frac{F_1 + ZV_1}{2} + (1 + J_c) \frac{F_2 - ZV_2}{2}, \quad (5.4)$$

trong đó: Z - trở kháng của cọc (phương trình 5.3);

F_1 và V_1 - lực và vận tốc đo^(*) được tại các đầu đo ở thời điểm t_1 ; t_1 là thời điểm mà hai sóng này đạt cực trị đầu tiên;

F_2 và V_2 - lực và vận tốc đo^(*) được tại các đầu đo ở thời điểm t_2 ;

$$t_2 = t_1 + 2L/c;$$

J_c - hệ số cản nhót (hay cản động) Case. Rất lưu ý rằng, hệ số J_c này là không thứ nguyên và khác với hệ số J của Smith trình bày cuối phần 2.10.2. Hệ số J_c ban đầu được Goble kiến nghị như ở cột 2 trong bảng 5.2, tuy nhiên năm 1996 các tác giả đã cập nhật và kiến nghị lại như ở cột 3 trong bảng này;

Hình 5.12 trình bày một ví dụ dự báo P_u theo phương pháp CASE chuẩn. Ý nghĩa của phương pháp CASE chuẩn như sau: sức chịu tải của cọc càng lớn

^(*) Thực ra, các đầu đo đo được biến dạng $\varepsilon(t)$ và gia tốc $a(t)$, sau đó sử dụng phương trình (4.1) và (4.2) ta sẽ thu được lực F và vận tốc V .

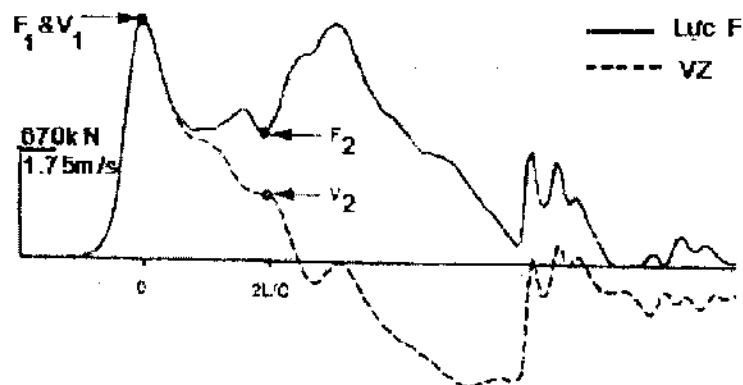
khí: (i) điểm F_1 càng cao; (ii) điểm F_2 càng xa điểm V_2 (hai sóng càng tách xa nhau tại t_2). Tuy nhiên, với cọc chống hoặc cọc nén chặt đất nhiều thì ta nên sử dụng phương pháp CASE max (Maximum CASE method, RMX). Phương pháp CASE max khác phương pháp CASE chuẩn ở hai điểm:

- Ta phải tìm thời điểm t_1 để sao cho sức chịu tải P_u là lớn nhất. Hình 5.13 trình bày một ví dụ dự báo P_u theo phương pháp CASE max;
- Hệ số J_c phải có giá trị tối thiểu là 0.4 (với sỏi, cuội thì tối thiểu là 0.3), và thường lớn hơn hệ số J_c của phương pháp CASE chuẩn từ 0.2 đến 0.3 (cột 4, bảng 5.2).

Ngoài hai phương pháp CASE trên, còn có hai phương pháp nữa là phương pháp CASE tự động RAU và RA2. Tuy nhiên, hai phương pháp này ít dùng hơn.

Bảng 5.2. Giá trị J_c sử dụng trong thí nghiệm biến dạng lớn PDA

Đất ở mũi cọc	Kiến nghị cũ (1975)	Kiến nghị mới (1996)	J_c cho CASE max
Cát sạch	0.05 - 0.20	0.10 - 0.15	0.40 - 0.50
Cát lẫn bụi, Bụi chứa cát	0.15 - 0.30	0.15 - 0.25	
Bụi	0.20 - 0.45	0.25 - 0.40	0.50 - 0.70
Sét lẫn bụi, Bụi lẫn sét	0.40 - 0.70	0.40 - 0.70	
Sét	0.60 - 1.0	≥ 0.70	0.70 - 1.0



Trở kháng của cọc: $Z = 380.5 \text{ kN s/m}$;

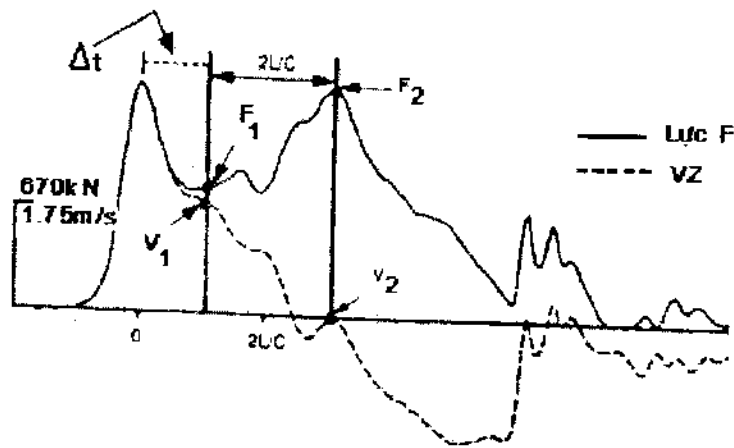
Đất ở mũi cọc là bụi, có lẫn một ít sét và hệ số damping là: $J_c = 0.4$;

$F_1 = 1487 \text{ kN}$; $V_1 = 3.91 \text{ m/s}$;

$F_2 = 819 \text{ kN}$; $V_2 = 1.07 \text{ m/s}$.

$$P_u = (1 - J_c) \frac{F_1 + ZV_1}{2} + (1 + J_c) \frac{F_2 - ZV_2}{2} = 0.6 \frac{1487 + 1487}{2} + 1.4 \frac{819 - 407}{2} = 1181 \text{ kN} \approx 118 \text{ tấn.}$$

Hình 5.12. Phương pháp CASE chuẩn (Standard, RSP)



$$J_c = 0.7;$$

$$F_1 = 819 \text{ kN}; V_1 = 1.92 \text{ m/s};$$

$$F_2 = 1487 \text{ kN}; V_2 = 0.0 \text{ m/s}.$$

$$P_u = (1 - J_c) \frac{F_1 + ZV_1}{2} + (1 + J_c) \frac{F_2 - ZV_2}{2} = 0.3 \frac{819 + 730.5}{2} + 1.7 \frac{1487 - 0}{2} = 1496 \text{ kN} \approx 150 \text{ tấn}.$$

Hình 5.13. Phương pháp CASE max (Maximum, RMX)

5.1.7. Xác định tỷ lệ năng lượng tiếp thu

Tỷ lệ năng lượng tiếp thu ($E_r\%$) là một thông số quan trọng của thiết bị đóng cọc. Kết quả của thí nghiệm PDA cho phép ta đánh giá được tỷ lệ E_r như sau:

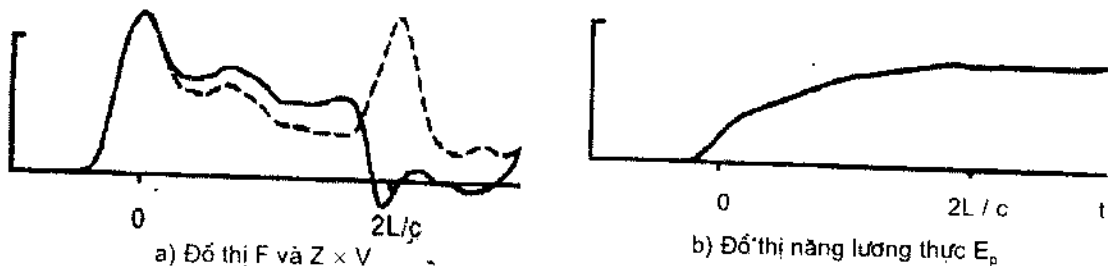
$$E_r = \frac{E_p(t)}{E_{búa}}, \quad (5.5a)$$

trong đó: $E_{búa}$ - năng lượng danh định của búa;

$E_p(t)$ - năng lượng thực truyền vào cọc;

$$E_p(t) = \int_0^t F(t) \times V(t) dt. \quad (5.5b)$$

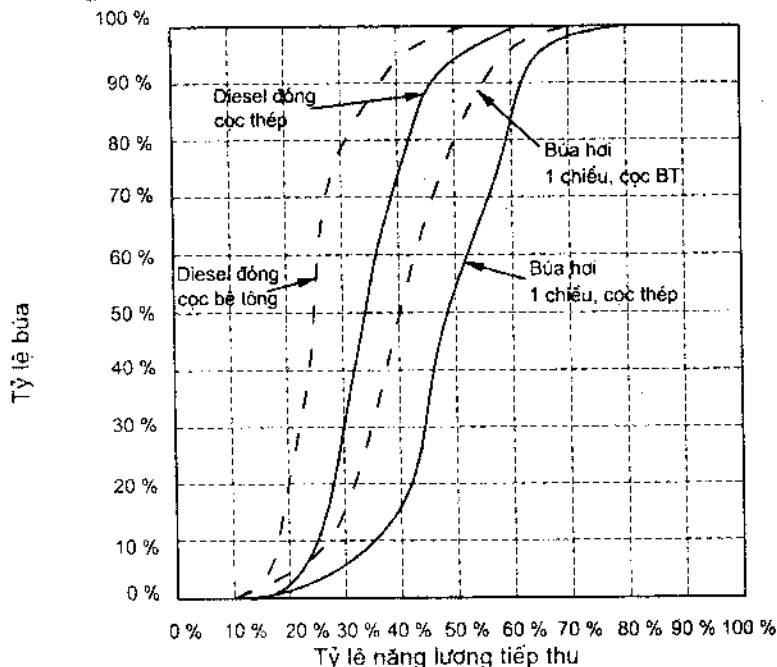
Ví dụ của đồ thị $E_p(t)$ được thể hiện trên hình 5.14b.



Hình 5.14. Năng lượng truyền vào cọc

Tiến hành đo đạc nhiều búa (sử dụng phương trình (5.5)), người ta thống kê được tỷ lệ năng lượng tiếp thu trên hình 5.15. Ta thấy búa diesel đóng cọc

bê tông có tỷ lệ tiếp thu năng lượng trung bình khoảng 25% (dóng từ số 50% trên trục tung sang), trong khi búa hơi một chiều đóng cọc thép có tỷ lệ tiếp thu khoảng 50%.



Hình 5.15. Tỷ lệ năng lượng tiếp thu của một số búa

5.1.8. Trình bày kết quả từ bộ xử lý PDA

Sau mỗi nhát búa tại hiện trường, thiết bị PDA (Pile Driving Analyser) sẽ hiển thị ngay lập tức nhiều thông tin hữu ích, ví dụ như trong các hình 5.16 đến hình 5.18.

Trong những hình này, các ký hiệu là:

- Nhóm "Đầu vào":

LE: chiều dài cọc tính từ đầu đo đến mũi cọc;

AR: diện tích tiết diện cọc;

EM: môđun đàn hồi của cọc;

SP: trọng lượng riêng của vật liệu cọc;

WS: vận tốc sóng truyền trong cọc;

JC: Giá trị damping J_c (lấy theo bảng 5.2).

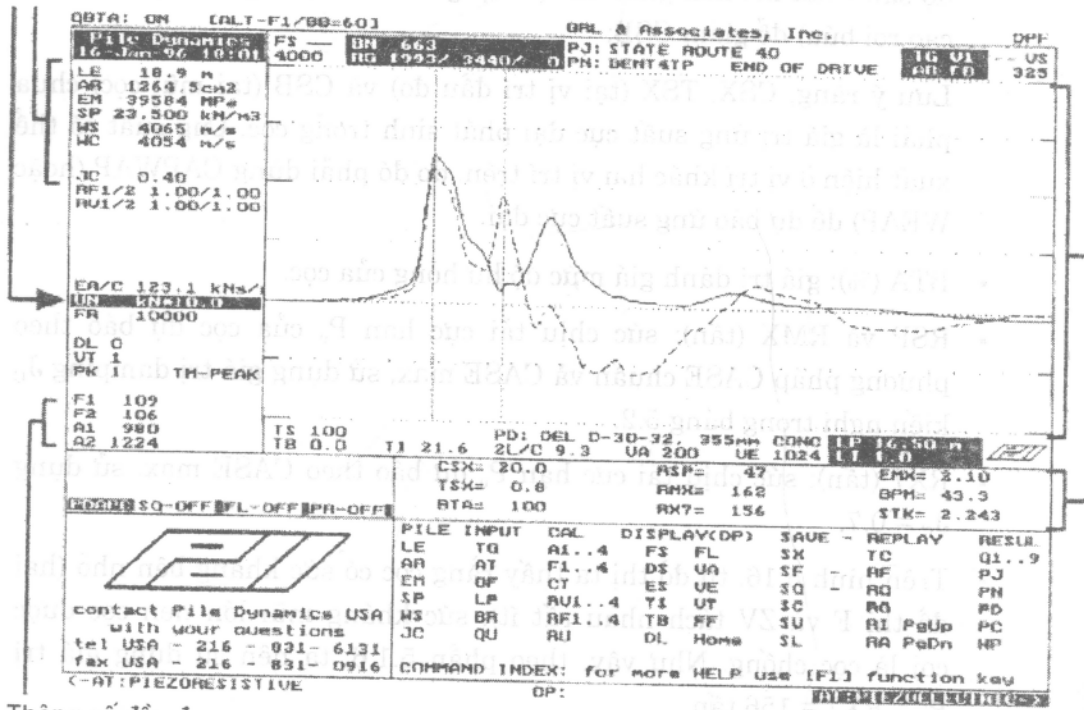
- Nhóm "Thứ nguyên":

Lưu ý rằng, thứ nguyên thường là $\text{kN} \times 10$, hay chính là tấn. Có nghĩa là, sức chịu tải sẽ tính bằng tấn, còn năng lượng sẽ là tấn $\times$ m.

Thứ nguyên

Đầu vào

Đồ thị kết quả



Thông số đầu đo

Kết quả

Hình 5.16. Cọc bê tông đúc sẵn ứng suất trước 35x35 cm²

- Nhóm "Đồ thị kết quả":

Đường thẳng đứng thứ nhất: thời điểm t_1 , là lúc hai sóng đạt cực trị đầu tiên:

Đường thẳng đứng thứ hai: thời điểm $t_2 = t_1 + 2L/c$;

Trên hình 5.17, nếu cọc bị hư hỏng thì còn có một đường đứt nét ở giữa (đường D-D). Khi đó, trên màn hình sẽ xuất hiện một cửa sổ nhỏ, trong đó ghi giá trị BTA. Trên hình 5.17, tại vị trí đường D-D ta thấy hai đồ thị F và ZV xích lại gần nhau chứng tỏ cọc có hư hỏng. Trong hình này, BTA = 89%, tức là cọc bị hư hỏng nhẹ, vị trí hư hỏng trong hình này là LTD = 14.9 m tính từ vị trí đầu đo.

- Nhóm "Kết quả":

- CSX và TSX (MPa): ứng suất nén và ứng suất kéo tại vị trí đầu đo;

CSB (MPa): ứng suất nén dự báo tương đối ở mũi cọc;

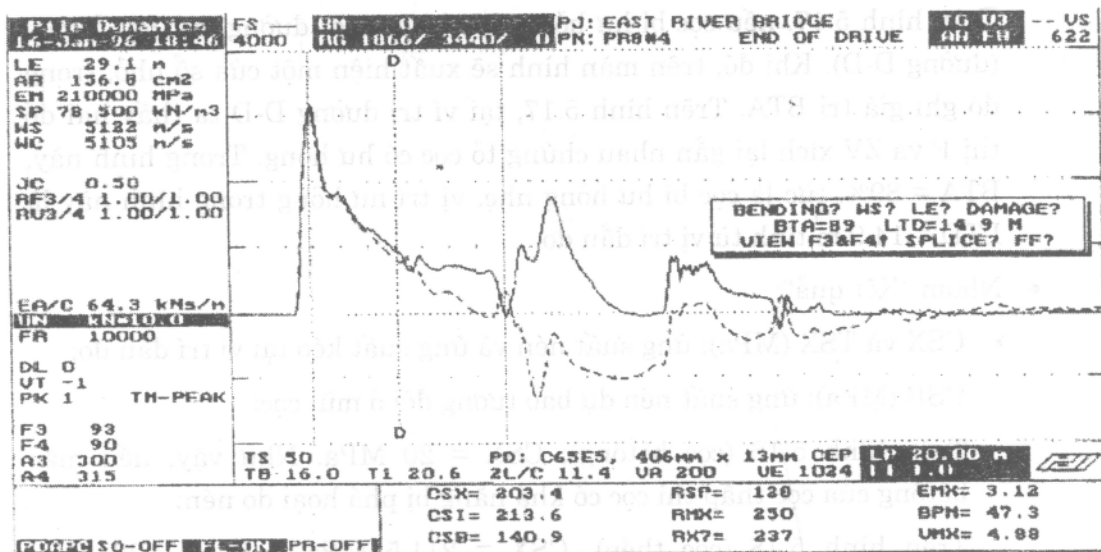
Trên hình 5.16 (cọc bê tông), CSX = 20 MPa. Như vậy, nếu mác bê tông của cọc thấp thì cọc có khả năng bị phá hoại do nén;

Trên hình 5.18 (cọc thép), CSX = 211.5 MPa < $R_{nd} \approx 220$ MPa của thép làm cọc ống và cọc thép hình chữ H.

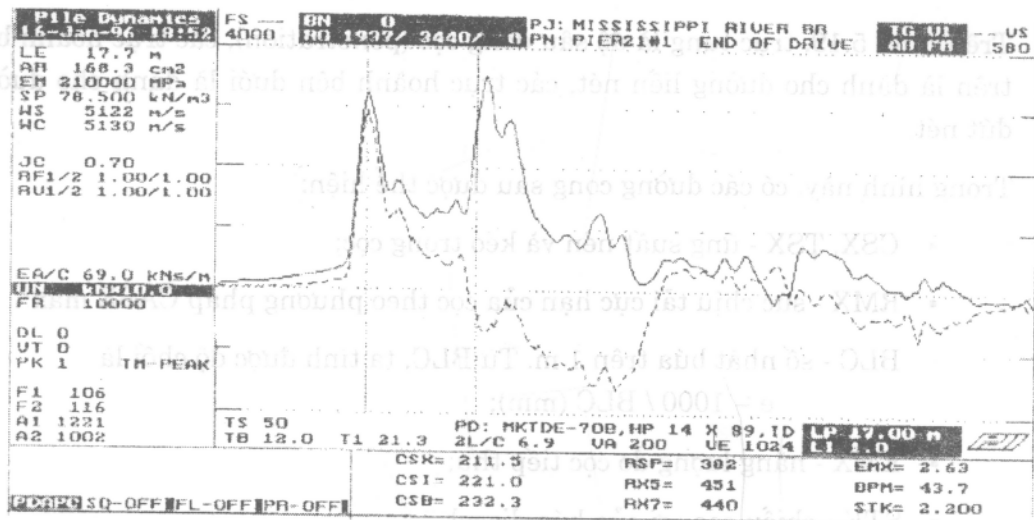
Tuy nhiên, CSB (mũi cọc) = 232.3 MPa sẽ lớn hơn cường độ chịu nén cho phép khi đóng R_{ad} của thép làm cọc, vì vậy khi đóng cọc này đến độ sâu thiết kế, nên giảm năng lượng của búa (bằng cách giảm chiều cao rơi búa) để giảm CSB;

Lưu ý rằng, CSX, TSX (tại vị trí đầu đo) và CSB (tại mũi cọc) chưa phải là giá trị ứng suất cực đại phát sinh trong cọc. Ứng suất có thể xuất hiện ở vị trí khác hai vị trí trên, do đó phải dùng CAPWAP (hoặc WEAP) để dự báo ứng suất cực đại.

- BTA (%): giá trị đánh giá mức độ hư hỏng của cọc.
- RSP và RMX (tấn): sức chịu tải cực hạn P_u của cọc dự báo theo phương pháp CASE chuẩn và CASE max, sử dụng giá trị damping J_c kiến nghị trong bảng 5.2.
- RX7 (tấn): sức chịu tải cực hạn P_u dự báo theo CASE max, sử dụng $J_c = 0.7$;
- Trên hình 5.16, từ đồ thị ta thấy rằng cọc có sức kháng bên nhỏ (hai đồ thị F và ZV tách nhau rất ít), sức kháng mũi lớn nên cọc được coi là cọc chống. Như vậy, theo phần 5.1.6, ta nên sử dụng giá trị $P_u = RX7 = 156$ tấn.
- EMX (tm): năng lượng do cọc tiếp thu. Trên hình 5.16, $EMX = 2.1$ tm = 21 kNm. Biết rằng búa đóng cọc là búa diesel DELMAG D-30-32 có năng lượng biểu kiến $E_{búa} = 89.6$ kNm $\Rightarrow E_r = 21 / 89.6 \approx 23\%$.
- BPM: số nhát búa đóng trong một phút.
- STK (m): chiều cao rơi búa, tính toán cho búa diesel.



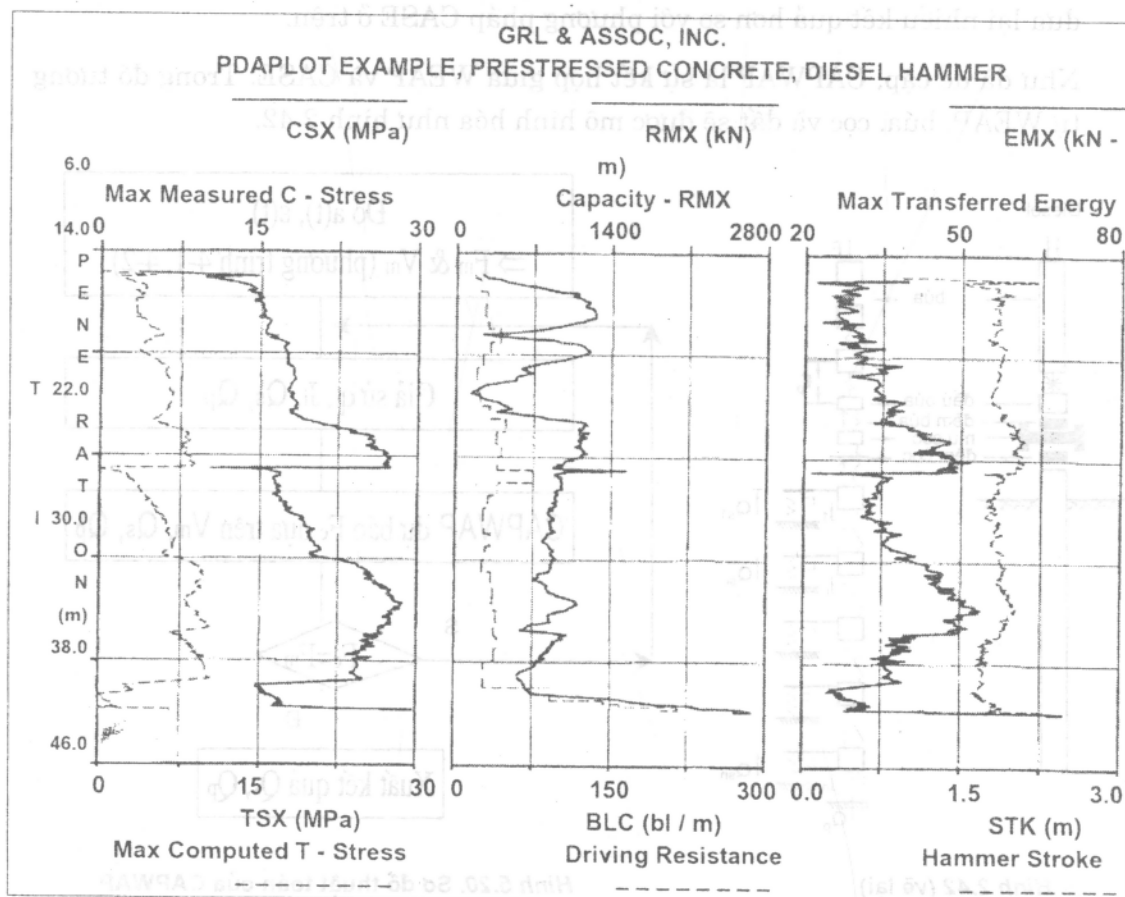
Hình 5.17. Cọc ống thép $d = 406$ mm, dày 13 mm, bịt kín mũi



Hình 5.18. Cọc chữ H 360 x 132, chống lên đá

5.1.9. Biểu diễn bằng PDAPlot

Sau mỗi nhát búa, ta thu được kết quả như biểu diễn trên hình 5.16. Với cọc đóng, thu thập các số liệu riêng lẻ như trên trong suốt quá trình đóng cọc và vẽ lên đồ thị, ta sẽ biểu diễn được trên hình 5.19.



Hình 5.19. Đồ thị PDAPlot

Trên hình 5.19, trục tung là độ sâu đóng cọc (penetration), các trục hoành bên trên là dành cho đường liên nét, các trục hoành bên dưới là dành cho đường đứt nét.

Trong hình này, có các đường cong sau được thể hiện:

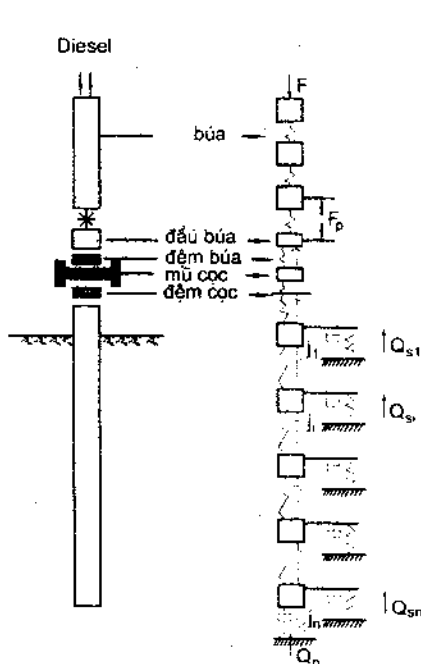
- CSX, TSX - ứng suất nén và kéo trong cọc;
- RMX - sức chịu tải cực hạn của cọc theo phương pháp CASE max;
- BLC - số nhát búa trên 1 m. Từ BLC, ta tính được độ chối là $e = 1000 / \text{BLC} \text{ (mm)}$;
- EMX - năng lượng do cọc tiếp thủ;
- STK - chiều cao rơi của búa diesel.

5.2. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH CAPWAP

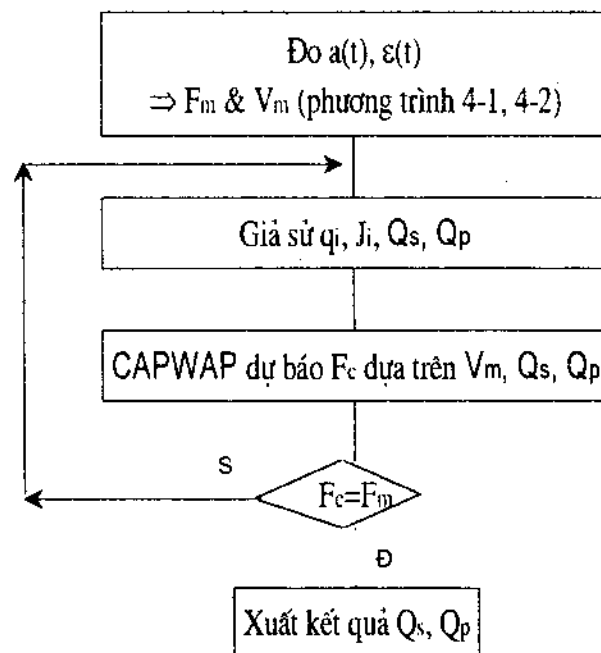
5.2.1. Tìm hiểu thuật toán bên trong CAPWAP

Phần mềm CAPWAP vẫn sử dụng các kết quả đo được trong thí nghiệm PDA, tuy nhiên, quá trình phân tích của CAPWAP chặt chẽ hơn, chính xác hơn và đưa lại nhiều kết quả hơn so với phương pháp CASE ở trên.

Như đã đề cập, CAPWAP là sự kết hợp giữa WEAP và CASE. Trong đó tương tự WEAP, búa, cọc và đất sẽ được mô hình hóa như hình 2.42.



Hình 2.42 (vẽ lại)



Hình 5.20. Sơ đồ thuật toán của CAPWAP

Trong CAPWAP, các hệ số quake q và damping J sẽ được tính lập như trên hình 5.20. Đối với cọc, từ các đầu đo chúng ta đo được gia tốc $a(t)$ và biến dạng $\epsilon(t)$, do đó tính được vận tốc V_m và lực F_m (m là viết tắt của measured) tương ứng tại vị trí điểm đo. Đối với đất, ban đầu ta giả sử các giá trị quake q_i và damping J_i (mô hình của Smith, xem các giá trị thường gặp ở cuối phần 2.10.2) và phân bố sức kháng bên Q_{si} và sức kháng mũi Q_{pi} . Dựa vào các thông số này, CAPWAP tính toán giá trị lực tại đầu cọc F_c (c là viết tắt của computed).

So sánh F_c với F_m , thông thường thì ở những vòng lặp đầu, hai giá trị này thường khá xa nhau, do đó ta phải chọn lại các giá trị đầu vào và lặp đến khi $F_c \approx F_m$. Trong CAPWAP, việc so sánh F_c và F_m thực ra thông qua việc xem xét chỉ số MQ (match quality). Nếu MQ càng nhỏ thì F_c càng gần với F_m .

5.2.2. Kết quả của CAPWAP

- Bảng 5.3 minh họa một ví dụ về kết quả tóm tắt của CAPWAP cho cọc có tiết diện 168.4 cm^2 trong nền sét lẫn ít bụi. Trong bảng này ta có:
 - Dòng 6 chỉ ra rằng, sức chịu tải cực hạn là: $P_u = 2187 \text{ kN}$, trong đó ma sát bên là $Q_s = 612.1 \text{ kN}$ và sức kháng mũi là $Q_p = 1575 \text{ kN}$;
 - Trong các dòng tiếp theo, cột 2 là độ sâu tính từ các đầu đo, cột 3 là độ sâu tính từ mặt đất thiên nhiên, cột 9 và 10 là giá trị damping (J) và quake (q) trong mô hình Smith trình bày cuối phần 2.10.2. Dòng 19 và 20 là giá trị trung bình, tương ứng cho thân cọc và mũi cọc. Trong bảng 5.3, với thân cọc thì $J = 0.55 \text{ s/m}$, $q = 2.3 \text{ mm}$; với mũi cọc thì $J = 0.29 \text{ s/m}$, $q = 3.6 \text{ mm}$;
 - Dòng 22 là giá trị damping (J_c) trong phương pháp của CASE (phần 5.1.6). Các giá trị J và J_c (theo cả Smith và CASE) và q đều đã được tìm ra theo cách tính lập như thuật toán trình bày trong hình 5.20.
- Bảng 5.4 minh họa một ví dụ về sự phân bố ứng suất trong cọc theo cách tính CAPWAP. Trong bảng này, từ dòng 22 ta thấy, ứng suất nén cực đại phát sinh trong cọc là ở 16.3 m và $CSX = 20.065 \text{ kN/cm}^2 \approx 200.6 \text{ MPa}$. Từ dòng 23 ta thấy, ứng suất kéo cực đại phát sinh trong cọc là ở 14.3 m và $TSX = 0.832 \text{ kN/cm}^2 \approx 8.3 \text{ MPa}$.
- Hình 5.21 minh họa đồ thị kết quả CAPWAP của một ví dụ khác. Trong hình này, lực có thứ nguyên là kip ($1 \text{ kip} = 4.45 \text{ kN} \approx 0.45 \text{ tấn}$); trong đó ta có:
 - Góc đầu tiên minh họa hai đồ thị: đồ thị F_c (For Cpt - viết tắt của force computed, là lực tính toán theo CAPWAP - xem thuật toán ở

Bảng 5.4. Ví dụ phân bố ứng suất dự báo bằng CAPWAP

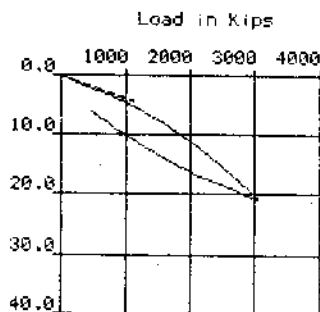
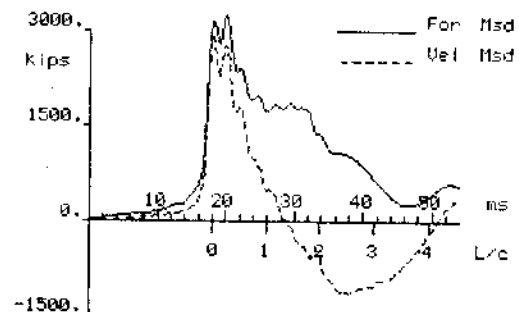
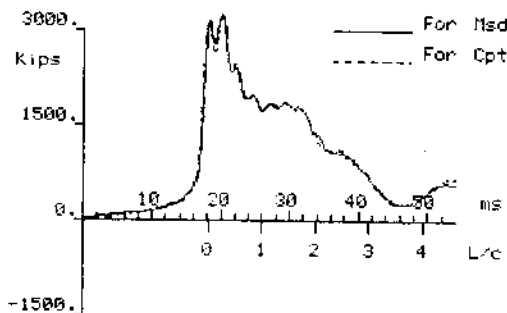
1	Goble Rausche Likins & Associates, Inc.							
2								
3	PEACH FREEWAY BRIDGE							09-Nov-95
4	Pile: PIER-2L Blow: 526							
5	Collected: 01-Oct-92							
6	CAPWAP(R) Ver. 1.994-1							
7	EXTREMA TABLE							
8	Pile	Depth	max.	min.	max.	max.	max.	max.
9	Sgmt	Below	Force	Force	Comp.	Tension	Transf.	Displ.
10	No.	Gages			Stress	Stress	Energy	
11		m	kN	kN	kN/cm2	kN/cm2	kN-m	m/s
12	1	1.0	3174.0	-72.5	18.848	-.430	32.31	4.4
13	2	2.0	3195.0	.0	18.973	.000	31.13	4.3
14	4	4.1	3214.2	.0	19.086	.000	29.83	4.3
15	6	6.1	3235.5	.0	19.213	.000	28.49	4.2
16	8	8.2	3273.7	.0	19.440	.000	27.20	4.2
17	10	10.2	3342.5	-60.9	19.848	-.362	25.92	4.1
18	12	12.2	3257.1	-83.6	19.342	-.497	23.56	4.0
19	14	14.3	3252.0	-140.1	19.311	-.632	21.75	3.9
20	16	16.3	3379.0	-126.5	20.065	-.751	20.15	3.6
21	18	18.4	3182.0	-49.7	18.895	-.295	17.11	3.4
22	19	19.4	2718.8	.0	16.145	.000	14.02	3.3
23	20	20.4	3005.1	.0	17.845	.000	11.97	3.0
24	Absolute	16.3			20.065		(T=	24.7 ms)
25		14.3				-.832	(T=	41.2 ms)

CAPWAP EXAMPLE #5.

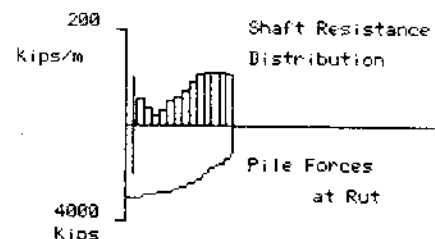
07-Nov-1997

Dr. J.P. Seidel

CAPWAP(R) Version 1997-1



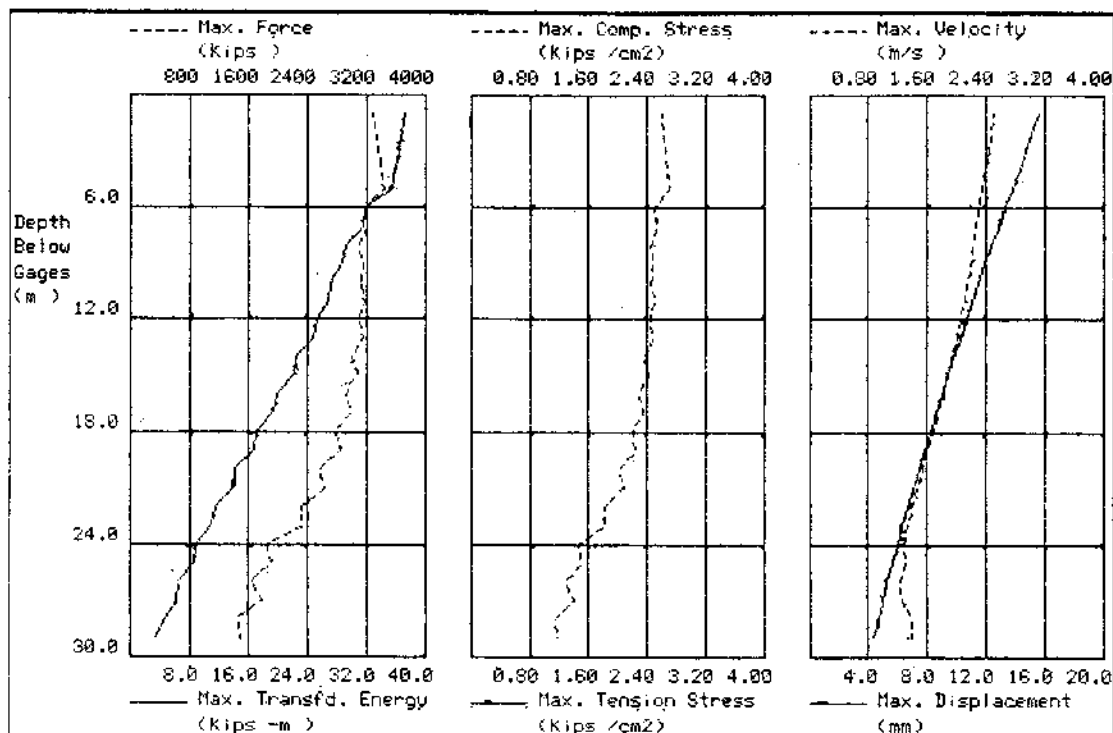
Ru = 3656.4 Kips
 Rs = 1920.6 Kips
 Rb = 1135.8 Kips
 Dy = 20.9 mm
 Dmx = 20.9 mm



displacement in mm

Hình 5.21. Đồ thị kết quả CAPWAP

- Hình 5.22 minh họa các đồ thị vẽ theo chiều sâu z (m), trong hình này, các đồ thị sau được thể hiện: lực mà cọc tiếp thu (Max. Force), năng lượng mà cọc tiếp thu (Max. Transfd. Energy), ứng suất nén (Max. Comp. Stress) và kéo (Max. Tension Stress) lớn nhất trong cọc, vận tốc lớn nhất (Max. Velocity) và chuyển vị lớn nhất của cọc (Max. Displacement).



Hình 5.22. Biểu đồ phân bố theo chiều sâu từ CAPWAP

5.3. THÍ NGHIỆM BIẾN DẠNG NHỎ KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG CỌC (PIT)

5.3.1. Giới thiệu

Phương pháp thí nghiệm biến dạng nhỏ có tên tiếng Anh là Pile Integrity Test (PIT - Thí nghiệm đánh giá độ toàn vẹn của cọc). Thí nghiệm PIT đánh giá khuyết tật lớn trong cọc, đánh giá chiều dài cọc. Tuy nhiên, thí nghiệm này không dự báo sức chịu tải của cọc, và nó chỉ phù hợp cho cọc có trở kháng lớn. Vì vậy, PIT không dùng được cho cọc có trở kháng nhỏ như cọc chữ H, cọc ống thép không nhồi lõi bằng bê tông. Những khuyết tật nhỏ như vết nứt nhỏ, chất lượng bê tông kém cũng không thể được phát hiện bởi thí nghiệm PIT.

Thí nghiệm PIT cũng sử dụng nguyên lý truyền sóng trong cọc, tuy nhiên thiết bị của thí nghiệm này đơn giản, gọn nhẹ hơn rất nhiều so với thí nghiệm PDA. Ta chỉ cần gắn một đầu đo gia tốc (accelerometer) ở gần đầu cọc, dùng một búa cầm tay (nặng từ 0.5 đến 4 kg) để gõ vào đầu cọc (hình 5.23). Tín

hiệu sóng thu được sẽ được hiển thị ngay tại hiện trường qua thiết bị hiện trường (gọi là IT - system, hoặc Integrity Tester), số liệu sóng cũng có thể lưu lại để xử lý bằng những phần mềm cho máy tính cá nhân. Nếu cọc có khuyết tật, trở kháng của cọc sẽ thay đổi, do đó có sóng phản hồi và đồ thị sóng sẽ có thay đổi đột ngột.

Thiết bị PIT hiện đại ngày nay thường được trang bị hai đầu đo (gọi là thiết bị Stereo), do đó cho phép đo được vận tốc tại nhiều điểm trên thân cọc. Loại thiết bị với một đầu đo gia tốc hầu như không có khả năng đo sóng ở các vị trí cách vị trí gõ búa quá 20 cm. Khi thí nghiệm, bề mặt cọc phải được chuẩn bị phẳng, sạch (có thể dùng máy mài để tạo bề mặt), vị trí đặt đầu đo thường cách vị trí gõ búa dưới 30 cm. Ta thường thực hiện nhiều nhất búa và lưu tín hiệu của các nhát búa này.



Hình 5.23. Thí nghiệm PIT

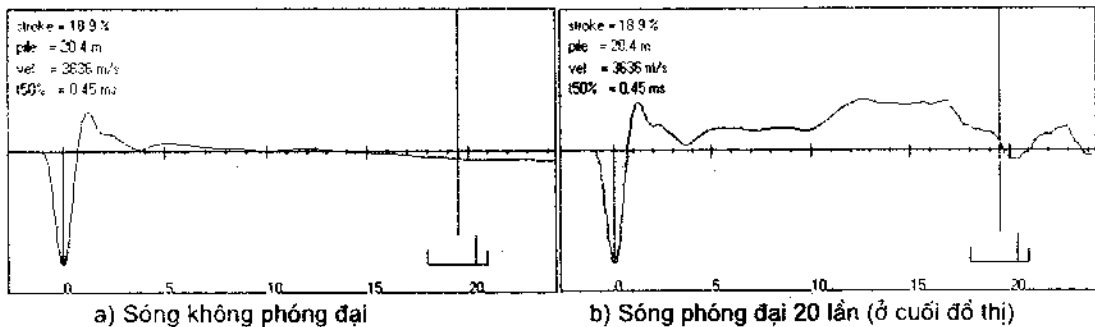
Hiện nay, việc phân tích và diễn giải kết quả đo sóng được thực hiện theo một trong ba phương pháp sau:

- 1) Pulse echo method: phân tích theo thời gian (phương pháp phản hồi xung);
- 2) Transient response method: ứng xử nhanh (hay phân tích theo tần số dao động);
- 3) Signal matching method: phân tích bằng tín hiệu phù hợp.

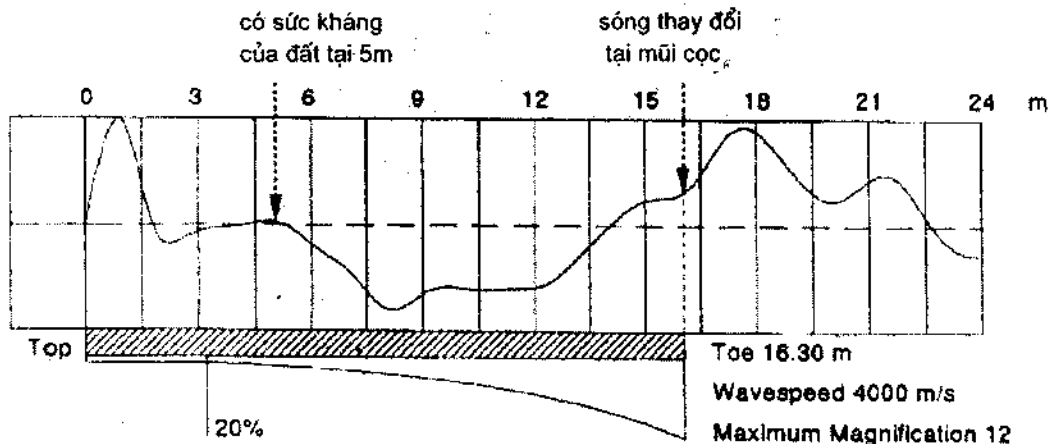
Các phương pháp này được trình bày ở các phần dưới đây.

5.3.2. Phương pháp phản hồi xung (Pulse Echo Method - PEM)

Với cùng một cọc, ta gõ nhiều nhất búa và sóng phản hồi xung của từng nhát búa sẽ được ghi lại bằng đầu đo gia tốc. Hộp điều khiển (display panel) sẽ hiển thị sóng trung bình của những nhát búa này và trình bày trên đồ thị tương tự như hình 5.24. Hình này được vẽ theo quy ước dấu của châu Âu (vận tốc dương ở phía dưới). Vì xung lực của búa cầm tay khá nhỏ, nên nếu không phóng đại sóng (hình 5.24a), thì sẽ rất khó phân tích sóng ở mũi cọc. Vì vậy, người ta thường phóng đại đoạn sau của sóng lên, ví dụ trong hình 5.24b, sóng ở cuối đồ thị đã được phóng đại lên 20 lần (gọi là Amplification, hay Maximum magnification); điểm đầu của sóng không được phóng đại, còn giữa điểm đầu và điểm cuối, sóng được phóng đại dần lên theo quy luật mũ.



Hình 5.24. Vận tốc phản hồi xung (tọa độ theo Châu Âu)



Ghi chú: Toe: vị trí mũi cọc; Wave Speed: vận tốc truyền sóng
Maximum magnification: độ phóng đại lớn nhất (ở cuối đồ thị).

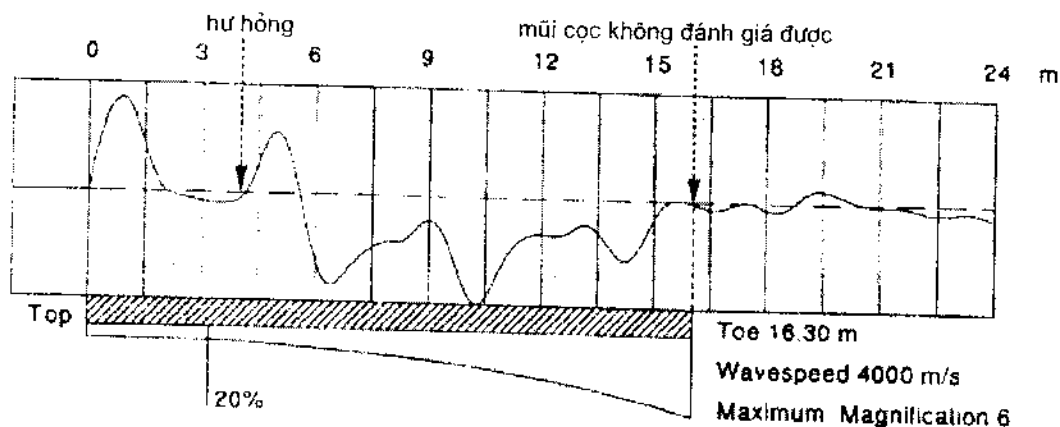
Hình 5.25. Vận tốc phản hồi xung của cọc nguyên vẹn (tọa độ theo Bắc Mỹ)

Tại mũi cọc, sẽ có sóng phản hồi đi về phía đầu cọc. Với cọc nguyên vẹn và các lớp đất không có sự thay đổi đột ngột, sóng sẽ chỉ có những thay đổi đột ngột tại mũi cọc. Ví dụ trên hình 5.25, cọc bê tông dài cao $30 \times 30 \text{ cm}^2$, dài 16.3 m, phần cọc nằm trên mặt đất là 5 m. Ta thấy tại 16.3 m, sóng tăng lên rõ rệt. Sau 5 m, bắt đầu đã có sóng phản hồi từ đất tiếp xúc quanh cọc. Từ đoạn 5 m

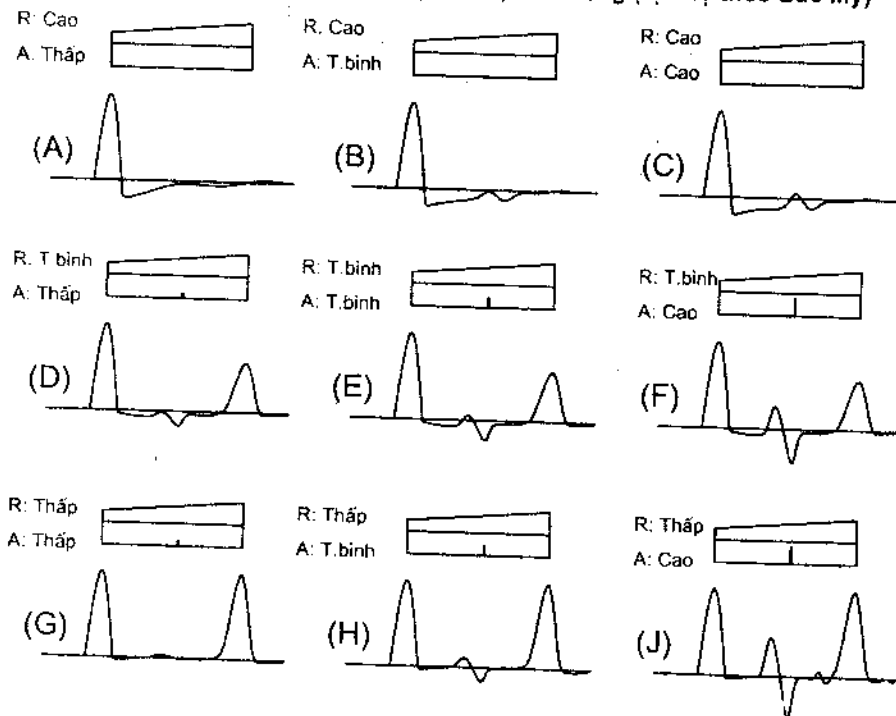
đến 16.3 m. không có những thay đổi đột ngột, vì vậy có thể kết luận cọc không có những hư hỏng lớn.

Nếu trước vị trí mũi cọc, sóng có sự thay đổi đột ngột, với hướng thay đổi trùng với hướng xung ban đầu, thì có hai nguyên nhân:

- Hoặc cọc có khuyết tật (trở kháng của cọc giảm);
- Hoặc địa chất thay đổi đột ngột (từ đất rất tốt sang đất yếu, mặt phân lớp rất rõ ràng).



Hình 5.26. Vận tốc phản hồi xung của cọc hư hỏng (tọa độ theo Bắc Mỹ)



Ghi chú: R: sức kháng của đất; A: mức độ khuyết tật của cọc

Hình 5.27. Chín biểu đồ sóng mẫu

Hình 5.26 minh họa đồ thị sóng phản hồi xung của một cọc bị hư hỏng ở vị trí 4 m. Ta thấy ở vị trí này, sóng có sự thay đổi đột ngột, mặc dù địa chất (theo

khảo sát) không thay đổi mạnh. Sau vị trí này các sóng đi và về đan xen nhau, vì vậy tại 16.3 m (mũi cọc), ta không phát hiện được sự thay đổi đáng kể của sóng.

Hãng GRL có đưa ra chín biểu đồ sóng phản hồi xung mẫu (hình 5.27), dựa vào các đồ thị này, người sử dụng PIT có thể phân tích đồ thị sóng một cách dễ dàng hơn.

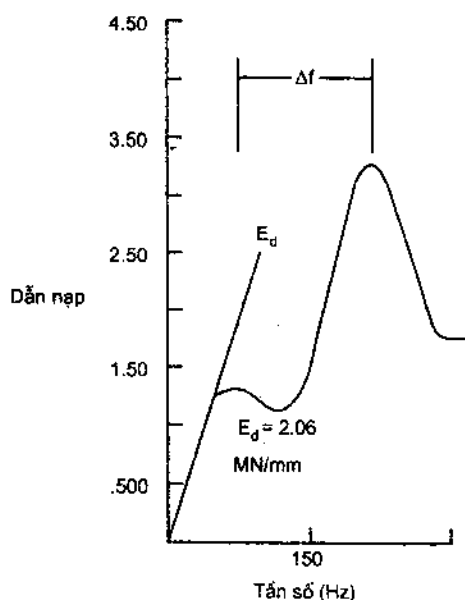
Như vậy, phương pháp PEM chỉ phát hiện vị trí khuyết tật, chứ không phát hiện được mức độ khuyết tật. Phương pháp này cũng không phát hiện được khuyết tật ở quá gần đỉnh cọc.

5.3.3. Phương pháp ứng xử nhanh (hay phân tích theo tần số dao động - Transient Response Method - TRM)

Phương pháp phân tích này đòi hỏi búa thí nghiệm phải được trang bị thêm bộ phận đo lực. Kết quả của phương pháp này được vẽ trên đồ thị tương tự hình 5.28. Trong đó, trục hoành là tần số sóng, trục tung là một đại lượng có tên là dẫn nạp (mobility), đây là tỷ số giữa biên độ vận tốc và biên độ lực.

Hiệu số giữa hai hoành độ của hai cực trị của đồ thị gọi là $\Delta f \Rightarrow z = \frac{c}{2\Delta f}$;

Trong đó, nếu cọc có khuyết tật thì z chính là khoảng cách từ đầu cọc đến vị trí khuyết tật, nếu không thì z chính bằng chiều dài cọc. Ví dụ trên hình 5.28, biết cọc có chiều dài $L = 10.3$ m, vận tốc sóng $c \approx 3400$ m/s, $\Delta f \approx 165$ Hz $\Rightarrow z = \frac{3400}{2 \times 165} \approx 10.3$ m. Vì $z = L$ nên cọc không có khuyết tật.



Hình 5.28. Phân tích theo tần số dao động

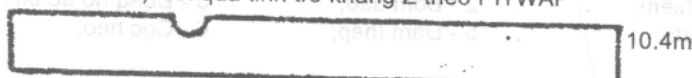
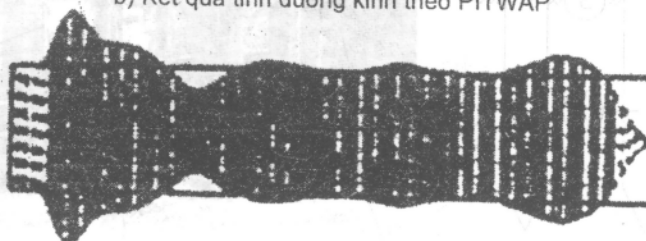
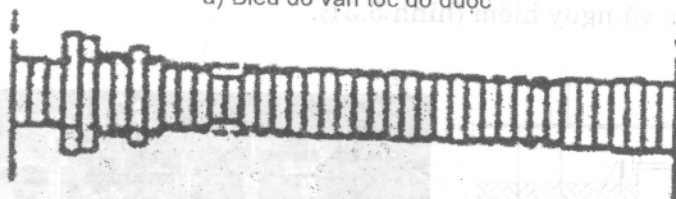
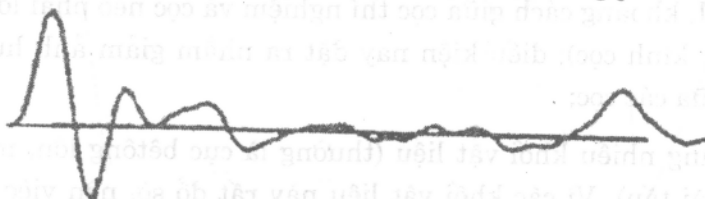
Một cách đánh giá khác là dựa vào độ cứng động E_d . E_d là độ dốc của đoạn đầu đồ thị. So sánh nhiều giá trị E_d cho nhiều cọc có kích thước giống nhau và ở cùng một khu vực (được coi là có chung điều kiện địa chất), nếu các cọc đều nguyên vẹn thì các giá trị E_d sẽ tương tự nhau. Như vậy, nếu có giá trị E_d nhỏ hơn thì cọc đó có khả năng có khuyết tật.

5.3.4. Phương pháp tín hiệu phù hợp (Signal Matching Method - SMM)

Phương pháp này được các phần mềm như TNOWAVE hay PITWAP sử dụng. Trong đó, người ta đánh giá khuyết tật của cọc như sau:

- Coi cọc không có khuyết tật và có tiết diện không đổi. Tiến hành thí nghiệm PIT trên nhiều cọc và đo xung lực. Xác định biểu đồ "sóng của cọc đặc trưng";
- Xác định các thông số của mô hình nền bằng phương pháp tính lặp cho đến khi xung lực tính được gần giống như xung lực đo được;
- Nhận biết cọc có khuyết tật: là cọc có sóng phản hồi khác với "sóng đặc trưng";
- Dựa vào các thông số mô hình nền vừa tính ở trên, đánh giá khuyết tật của cọc: vị trí khuyết tật, mức độ khuyết tật.

Hình 5.29 minh họa kết quả phân tích khuyết tật bằng phần mềm PITWAP.



Hình 5.29. Kết quả phân tích khuyết tật bằng PITWAP

Các phương pháp kể trên đều coi cọc làm việc như một thanh đàn hồi, tiết diện thanh luôn phẳng. Đối với cọc nhồi, vì tiết diện cọc rất lớn nên việc phân tích như ba phương pháp trên là không phù hợp, ta nên phân tích sóng truyền trong cọc theo phương pháp phân tử hữu hạn. Ở nước ta Trịnh Việt Cường có phát triển phần mềm PIT-BP sử dụng phương pháp này, tuy nhiên mới áp dụng cho bài toán đối xứng trục (cọc tròn).

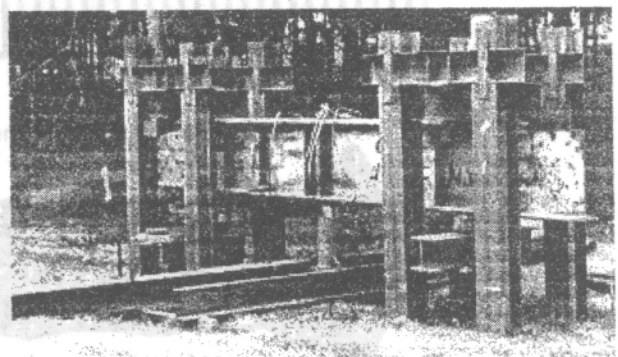
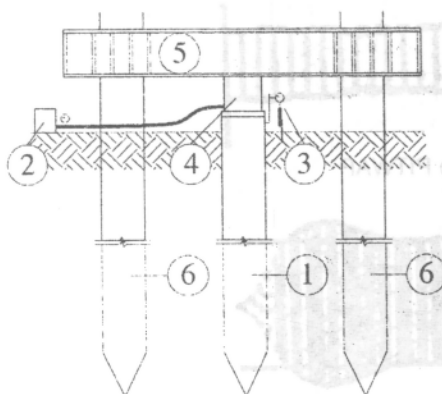
5.4. THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC

5.4.1. Nguyên lý

Thí nghiệm nén tĩnh cọc nhằm xác định, kiểm tra sức chịu tải của cọc. Quy trình nén tĩnh cọc đã được trình bày chi tiết trong nhiều giáo trình và tiêu chuẩn ở Việt Nam. Do đó chúng tôi chỉ trình bày vắn tắt ở đây.

Sử dụng kích thủy lực (số 4, hình 5.30, hình 5.31) để gia tải vào đầu cọc. Ở Việt Nam, ta thường tăng lực vào kích này qua một bơm dầu (số 2). Để làm đối trọng cho kích thủy lực, ta có các cách sau:

- Sử dụng cọc neo, thường là 4, 6 hoặc 8 cọc (hình 5.30). Như vậy, nếu ta thí nghiệm nén cọc, thì các cọc neo này sẽ chịu nhỏ, vì vậy, ta phải kiểm tra xem sức chịu tải kéo của các cọc này có thỏa mãn không. Theo ASTM, khoảng cách giữa cọc thí nghiệm và cọc neo phải lớn hơn $5d$ (d là đường kính cọc); điều kiện này đặt ra nhằm giảm ảnh hưởng do tương tác giữa các cọc;
- Sử dụng nhiều khối vật liệu (thường là cọc bê tông lớn, mỗi cọc từ một đến vài tấn). Vì các khối vật liệu này rất đồ sộ, nên việc di chuyển rất tốn kém và nguy hiểm (hình 5.31).

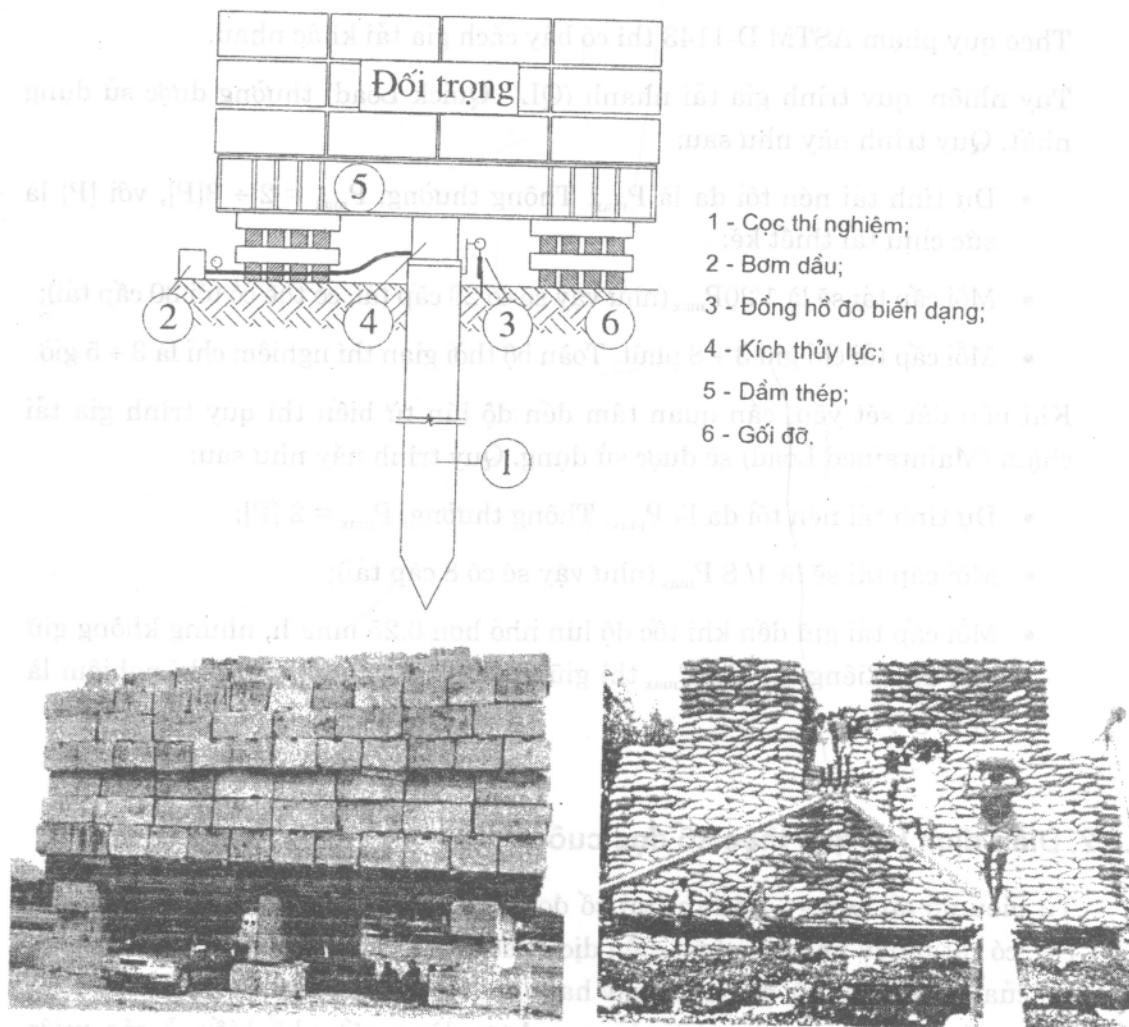


1 - Cọc thí nghiệm;
4 - Kích thủy lực;

2 - Bơm dầu;
5 - Dầm thép;

3 - Đồng hồ đo biến dạng;
6 - Cọc neo.

Hình 5.30. Thí nghiệm nén tĩnh cọc sử dụng cọc neo



Hình 5.31. Thí nghiệm nén tĩnh cọc sử dụng khối vật liệu lớn

Theo quy phạm Việt Nam, quy trình tăng tải trọng như sau:

- Dự tính tải nén tối đa là P_{max} , là tải trọng mà cọc sẽ lún khoảng 40 mm. Có thể lấy P_{max} là sức chịu tải cực hạn P_u ; P_u dự báo theo các phương pháp khác (ví dụ như thống kê, xuyên tĩnh - Schmertmann hay LCPC,...). Cũng có thể lấy $P_{max} = 2.0 \div 2.5 [P]$, với $[P]$ là tải trọng dự báo mà cọc sẽ làm việc trong giai đoạn sử dụng công trình;
- Mỗi cấp tải sẽ là $1/15 \div 1/10 P_{max}$ (như vậy sẽ có 10 ÷ 15 cấp tải). Ghi lại độ lún tại các thời điểm: 0', 15', 30', 45', 1h, 1.5h, 2h, 3h, 4h...;
- Chỉ tăng tải đến cấp tiếp theo nếu độ lún của cọc đã ổn định (độ lún của cọc bằng hoặc nhỏ hơn 0.1 mm trong vòng 30 phút với cát, 60 phút với sét);
- Kết quả tải trọng - độ lún (ở cuối từng cấp) được vẽ lên đồ thị như đường liền nét trên hình 5.33.

Theo quy phạm ASTM D-1143 thì có bảy cách gia tải khác nhau.

Tuy nhiên, quy trình gia tải nhanh (QL - Quick Load) thường được sử dụng nhất. Quy trình này như sau:

- Dự tính tải nén tối đa là $P_{\max}$. Thông thường, $P_{\max} = 2 \div 3[P]$, với $[P]$ là sức chịu tải thiết kế;
- Mỗi cấp tải sẽ là $1/20P_{\max}$ (như vậy sẽ có 20 cấp tải, có thể có tới 30 cấp tải);
- Mỗi cấp tải chỉ giữ 3 ÷ 8 phút. Toàn bộ thời gian thí nghiệm chỉ là 3 ÷ 5 giờ.

Khi nền đất sét yếu, cần quan tâm đến độ lún từ biến thì quy trình gia tải chậm (Maintained Load) sẽ được sử dụng. Quy trình này như sau:

- Dự tính tải nén tối đa là $P_{\max}$. Thông thường, $P_{\max} = 2 [P]$;
- Mỗi cấp tải sẽ là $1/8 P_{\max}$ (như vậy sẽ có 8 cấp tải);
- Mỗi cấp tải giữ đến khi tốc độ lún nhỏ hơn 0.25 mm/h, nhưng không giữ quá 2h. Riêng tại cấp $P_{\max}$ thì giữ 24 h. Toàn bộ thời gian thí nghiệm là hai ngày.

5.4.2. Diễn dịch kết quả theo số đọc cuối cùng

Từ biểu đồ *tải trọng - độ lún* (tại số đọc cuối cùng) của thí nghiệm nén tĩnh cọc, có rất nhiều phương pháp diễn dịch kết quả khác nhau để dự báo sức chịu tải của cọc. Chúng tôi chỉ trình bày hai phương pháp diễn dịch (tức là phương pháp xác định sức chịu tải) của cọc được dùng rất phổ biến ở các nước phát triển.

Hình 5.32 minh họa phương pháp De Beer: Ta vẽ kết quả nén tĩnh trên đồ thị log - log. Nếu trên đồ thị có hai đoạn gần thẳng rõ ràng như hình vẽ, thì giao của hai đoạn tương ứng với sức chịu tải huy động P_{hd} .

Trong ví dụ trên hình 5.32, $P_{hd} \approx 190$ tấn, tại đó $\Delta \approx 8.5$ mm.

Phương pháp De Beer có nhược điểm là: không phải bao giờ ta cũng có hai đoạn thẳng rõ ràng như hình 5.32, do đó khó xác định P_{hd} .

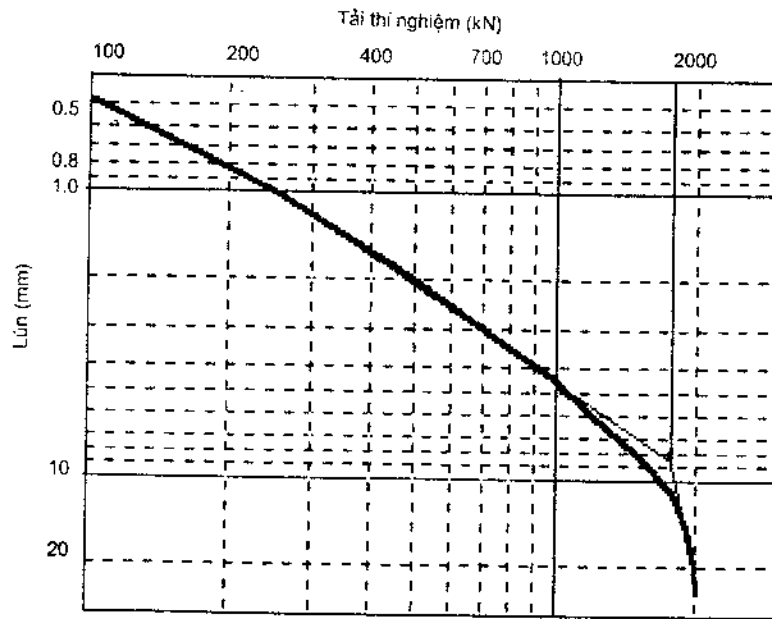
Hình 5.33 minh họa phương pháp Davisson. Các bước xác định P_{hd} như sau:

- Vẽ kết quả nén tĩnh trên đồ thị thường;
- Đường "dàn hồi" là đường có phương trình sau: $P = \frac{EA_c}{L} \Delta$;

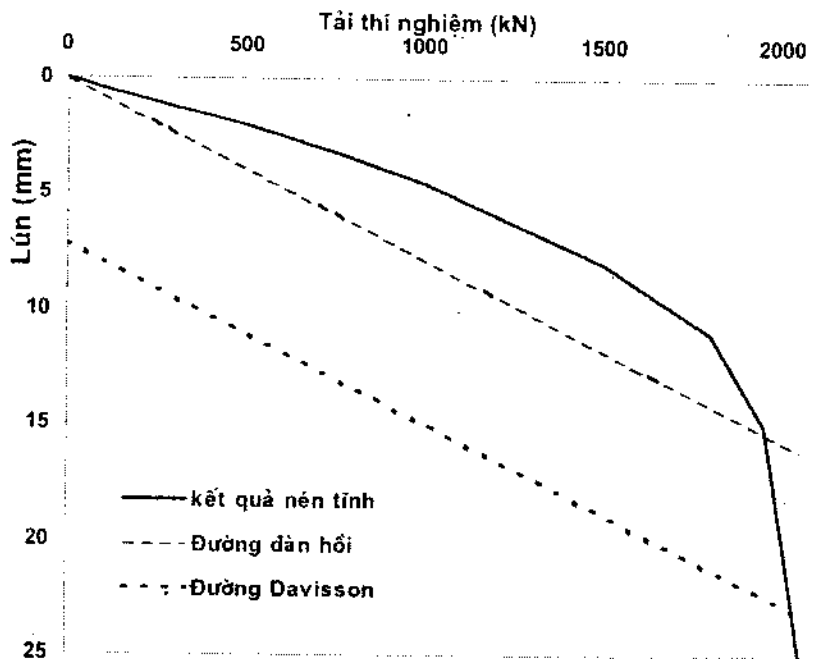
trong đó: A_c - tiết diện cọc (m^2);

E - môđun đàn hồi của cọc (kN/m^2);

L, Δ - chiều dài cọc và chuyển vị của cọc (cùng đơn vị).



Hình 5.32. Phương pháp De Beer



Hình 5.33. Phương pháp Davisson

- Đường Davisson là đường song song với đường "đàn hồi", khoảng cách giữa hai đường là: $3.8 + \frac{B}{120}$ (mm) nếu đường kính cọc $B \leq 600$ mm; $\frac{B}{30}$ (mm) nếu $B > 600$ mm (Kyfor và cộng sự kiến nghị bổ sung).

- Giao điểm của đường Davisson với đường kết quả nén tĩnh là sức chịu tải huy động P_{hd} . Trên hình vẽ, $P_{hd} \approx 201$ tấn, tại đó $\Delta \approx 23$ mm.

Phương pháp Davisson dễ dùng, phù hợp với cả quy trình nén tĩnh nhanh và chậm. Một hạn chế nhỏ của phương pháp này là nó không phù hợp với cọc chống (cọc có ma sát bên nhỏ).

Trong cả hai phương pháp trên, sức chịu tải cho phép sẽ là:

$$[P] = 0.5 P_{hd}. \quad (5.6)$$

Phân tích ưu điểm của phương pháp Davisson

Với các số liệu cho trong hình 5.33, ngoài ra ta còn biết thêm là: cọc dài 30 m, tiết diện $0.40 \times 0.40 = 0.16 \text{ m}^2$. Thân cọc đặt vào đất tốt. Mũi cọc đặt vào lớp đất cát, thí nghiệm SPT cho thấy $N_{60} \approx 40$. Theo cách tính Schmertmann SPT (phần 2.6) thì

$$q_p = 306 \times N_{60} = 12240 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow Q_p = q_p \times A_c = 12240 \times 0.16 = 1960 \text{ kN} = 196 \text{ tấn}.$$

Trong thí nghiệm nén tĩnh, khi lực ép từ kích xuống là 150 tấn, người ta đo được độ lún (ổn định tại cấp tải này) là 8 mm ①.

Giả sử cọc là hỗn hợp ma sát + chống, và biến dạng đàn hồi của cọc tại cấp tải trọng này là:

$$\Delta z \approx 0.67 \frac{P}{EA_c} L = 0.67 \frac{1500 \text{ kN}}{2.4 \times 10^7 \text{ kN/m}^2 \times 0.16 \text{ m}^2} \times 30000 \text{ mm} \approx 8 \text{ mm} \text{ ②}$$

Theo cách tính phổ biến ở Việt Nam hiện nay:

Sức chịu tải cho phép là $[P] = P / 1.25$;

trong đó: P là tải trọng nén tĩnh mà tại đó độ lún là ξ [S];

ξ thường bằng 0.1 đến 0.2;

[S] thường bằng 80 mm (độ lún cho phép của công trình);

Như vậy, theo cách tính Việt Nam ở ví dụ này thì tại $\xi[S] = 0.8 \text{ mm}$ ta có $P = 150$ tấn. Tuy nhiên, dựa vào con số 8 mm^(*), ta thấy rằng mũi cọc gần như chưa chuyển vị. Do đó 150 tấn này chỉ bao gồm sức kháng bên, còn sức kháng mũi chưa thể huy động (trong khi đó, sức kháng mũi cực hạn Q_p dự báo theo thí nghiệm SPT ở trên là 196 tấn). Tóm lại, theo cách tính này ta sẽ không biết cụ thể hệ số an toàn về cường độ là bao nhiêu.

^(*) Tiêu chuẩn Việt Nam dựa vào tiêu chuẩn của Liên Xô (cũ) với $\xi = 0.1$; $\xi[S] = 8\text{mm}$; với $\xi = 0.2$ (theo tiêu chuẩn mới hơn của Liên Xô) $\xi[S] = 16 \text{ mm}$. Với $\xi = 0.2$ phân lượng tải trọng ở mũi cọc có tăng lên.

Theo cách tính Davisson:

Khi tải trọng thí nghiệm là $P_{hd} = 201$ tấn thì chuyển vị đo được (ở đầu trên cọc) là:

$$\frac{P_{hd}}{EA_c} L + 3.8 + \frac{B}{120} \text{ mm} = \frac{2010}{2.4 \times 10^7 \times 0.16} \times 30000 + 3.8 + \frac{400}{120} = 23 \text{ mm};$$

Biến dạng đàn hồi của bản thân cọc dự báo là:

$$0.67 \frac{P_{hd}}{EA_c} L = 10.5 \text{ mm}.$$

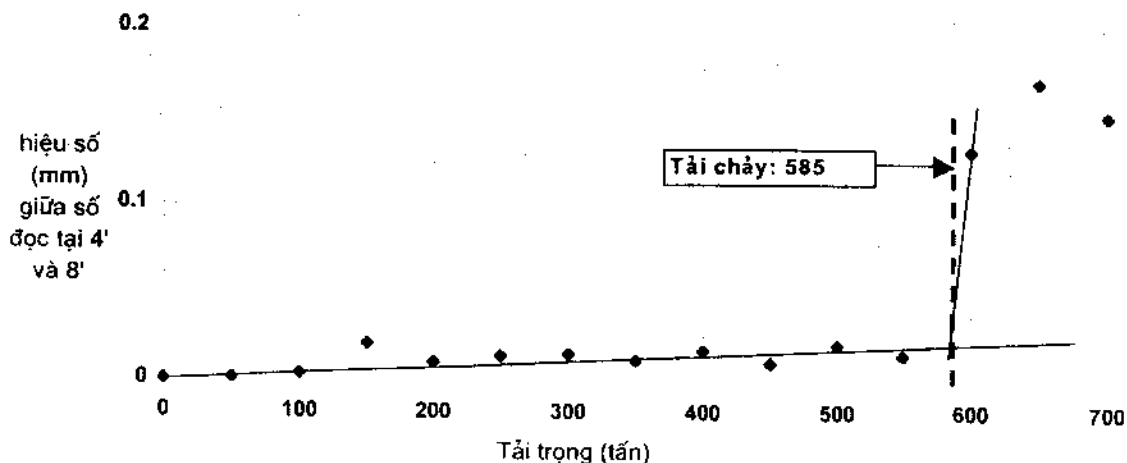
Như vậy, chuyển vị ở mũi cọc (đầu dưới của cọc) là $23 - 10.5 = 12.5$ mm.

Dưới chuyển vị như vậy (tham khảo hình 1.3, phần 1.2.1), cả sức kháng mũi và sức kháng bên đều đã được huy động. Như vậy, cách tính này rất hợp lý.

5.4.3. Diễn dịch theo tốc độ biến dạng

Dựa vào tốc độ biến dạng, ta có thể đánh giá được sức chịu tải của cọc. Ta gọi tải trọng giới hạn chảy (creep limit - P_c) của cọc là tải trọng mà kể từ đó tốc độ lún có sự thay đổi đột ngột. Để xác định tải trọng giới hạn chảy ta làm như sau:

- Tại từng cấp tải trọng, ta lấy hiệu số giữa độ lún tại thời điểm cuối cùng và độ lún tại thời điểm đọc trước đó. Ví dụ trong thí nghiệm gia tải nhanh (QL), ta lấy độ lún ghi lúc 8 phút trừ đi độ lún ghi lúc 4 phút; còn trong thí nghiệm gia tải chậm (ML), ta lấy độ lún ghi lúc 2h trừ đi độ lún ghi lúc 1.5h (hoặc 1h). Hiệu số này thể hiện tốc độ biến dạng.
- Sau đó vẽ biểu đồ quan hệ giữa hiệu số trên và các cấp tải trọng (hình 5.34). Trên biểu đồ ta sẽ thấy có sự thay đổi đột ngột về tốc độ biến dạng. Tải trọng tương ứng với điểm này là tải trọng giới hạn chảy (ví dụ 585 tấn trên hình 5.34).



Hình 5.34. Xác định tải trọng giới hạn chảy (creep limit)

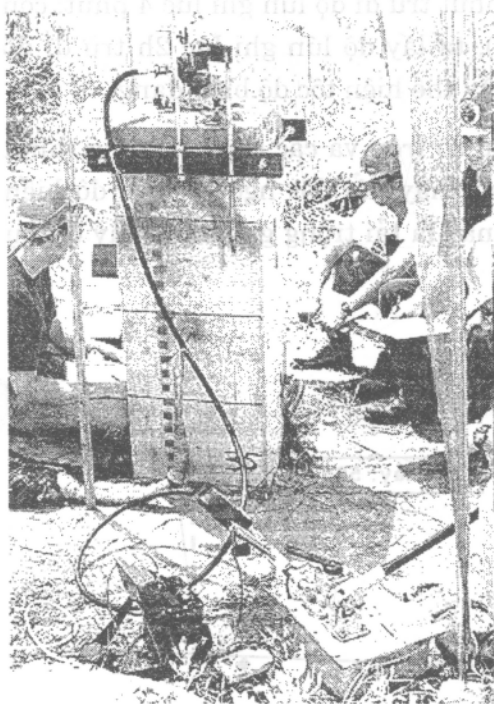
Sau tải trọng giới hạn chảy, tốc độ biến dạng ngày càng phát triển mạnh. Tuy nhiên, với tải trọng nhỏ hơn tải trọng chảy thì độ lún theo thời gian là không đáng kể. Từ tải trọng chảy, ta có thể lấy sức chịu tải cho phép của cọc là $[P] = 0.6 \div 0.8 P_c$.

5.5. THÍ NGHIỆM OSTERBERG

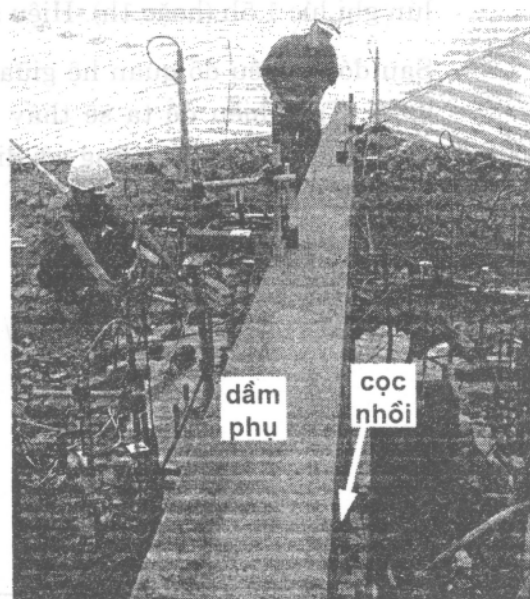
5.5.1. Giới thiệu về thí nghiệm Osterberg

Thí nghiệm Osterberg (còn gọi là O-cell) về thực chất là thí nghiệm nén tĩnh cọc (phần 5.4). Tuy nhiên, thí nghiệm này không đòi hỏi cọc neo hay các khối vật liệu làm đối trọng cho kích thủy lực như phương pháp nén tĩnh thông thường (xem chi tiết trong phần 5.5.2). Đây là phương pháp thí nghiệm mới, lần đầu tiên được áp dụng vào năm 1984 cho cọc nhồi bởi giáo sư Jorj Osterberg (Đại học Northwestern, Mỹ).

Thí nghiệm này được áp dụng cho cả cọc nhồi và cọc chế sẵn (hình 5.35). Năm 1987, thí nghiệm Osterberg lần đầu tiên trên cọc chế sẵn được thực hiện, đó là cọc ống thép kín mũi, đường kính 45 cm. Năm 1994, thí nghiệm này lần đầu tiên được thực hiện trên cọc bê tông ứng suất trước kích thước $45 \times 45 \text{ cm}^2$. Đối với những cọc chế sẵn này, tiết diện của hộp Osterberg thường bằng tiết diện cọc, và hộp Osterberg được đúc sẵn (trong nhà máy) vào trong mũi cọc. Do hình dáng của hộp Osterberg, thí nghiệm này không phù hợp cho cọc chữ H và cọc cừ ván thép.



a) Cọc chế sẵn

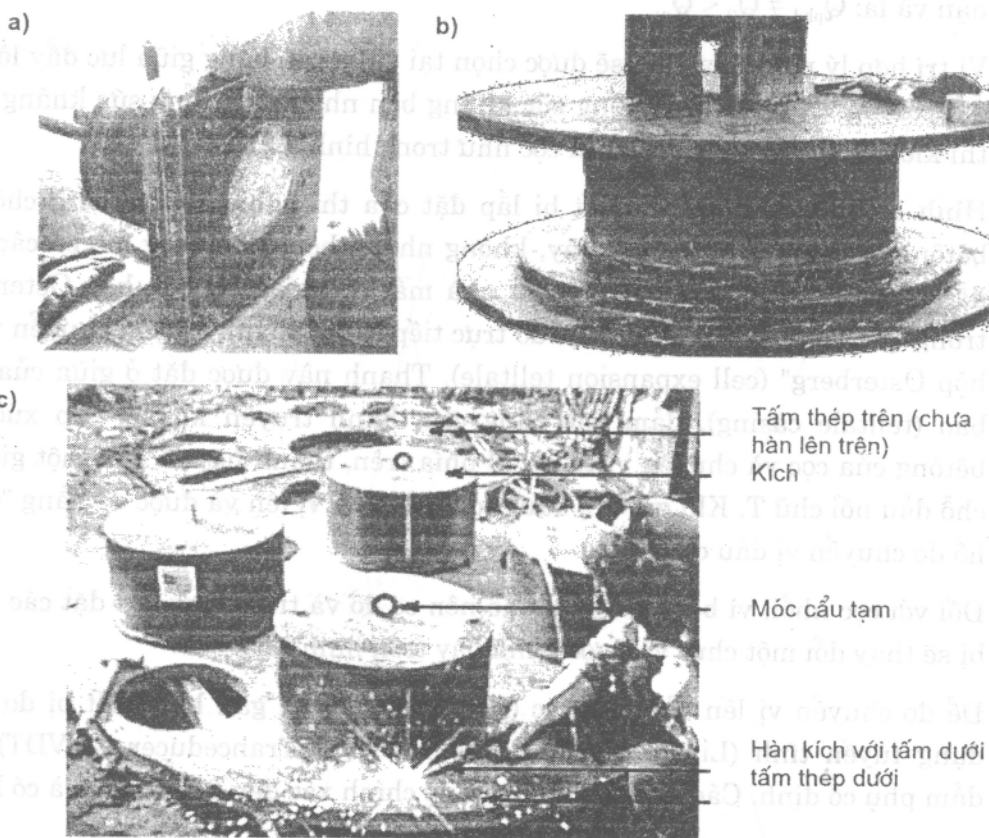


b) Cọc nhồi (nằm phía dưới dầm phụ)

Hình 5.35. Quang cảnh thí nghiệm Osterberg

5.5.2. Thiết bị và nguyên lý thí nghiệm Osterberg

Bộ phận quan trọng nhất trong thí nghiệm là hộp Osterberg hay O-cell (hình 5.36). Đây thực chất là một kích thủy lực, được đặt ở mũi cọc. Sau khi thí nghiệm xong, ta phải bỏ lại kích này vì không có cách nào lấy lại kích được. Với cọc chế sẵn, hộp Osterberg được đúc liền cùng cọc, vì vậy nó phải được thiết kế để không bị phá hoại trong quá trình hạ cọc, đặc biệt là hạ bằng phương pháp đóng. Sau khi đúc xong cọc, phần duy nhất của hộp Osterberg mà ta nhìn thấy được là tấm thép ở đáy hộp. Đối với cọc nhồi, phía trên và phía dưới của kích O-cell là tấm thép dày 50 mm, nằm vừa khít và hàn vào trong lồng thép. Pittông trong kích Osterberg, thay vì chuyển động lên trên (như ở thí nghiệm nén tĩnh thông thường), lại chuyển động xuống dưới. Hành trình lớn nhất mà pittông đi trong xilanh là 15 cm (có thể lớn hơn nếu đặt hàng đặc biệt). Áp lực trong hộp Osterberg lên tới 69 MPa (năm 2000). Người ta đã từng thí nghiệm Osterberg trên cọc chế sẵn với hợp lực từ hộp Osterberg lên tới $Q_0 = 800$ tấn (sức chịu tải $P_u \approx 2Q_0 = 1600$ tấn). Còn với cọc nhồi, con số đó là $Q_0 = 7500$ tấn. Đây là cọc nhồi dài 41.3 m, đường kính 2.44 m, sức chịu tải $P_u \approx 15\,000$ tấn ở Tucson, Arizona (2001)!



a) Hộp Osterberg cọc đóng; b) Một kích giữa hai tấm thép, cọc nhồi nhỏ; c) Hệ bốn kích, cọc nhồi lớn

Hình 5.36. Hộp Osterberg

Ở nước ta, tính đến cuối năm 2002 đã có bốn công trình được thí nghiệm Osterberg. Tại cầu Mỹ Thuận, cọc nhồi dài 85.6 m, đường kính $2.5 \div 3$ m được thí nghiệm Osterberg với tải trọng $Q_0 = 2500 \div 3000$ tấn, và sức chịu tải $P_u \approx 5000 \div 6000$ tấn. Tại tòa nhà Vietcombank, cọc có sức chịu tải cực hạn là $P_u \approx 4300$ tấn. Tại cầu Lạc Quân, $P_u \approx 2000$ tấn. Gần đây nhất là tại 101 Láng Hạ (khu Nhà tiêu chuẩn cao 27 tầng), cọc barratte tiết diện 2.8×1.5 m² có sức chịu tải $P_u \approx 4200$ tấn; thí nghiệm được thực hiện bởi Trung tâm kỹ thuật nền móng công trình. Tại những công trình này, bơm áp lực để gia tải sử dụng nước (chứ không sử dụng dầu) để truyền lực vào kích, và áp lực từ bơm được nhân lên nhiều lần bởi áp lực khí nén (từ máy nén khí).

Nguyên lý của thí nghiệm Osterberg được minh họa trên hình 5.37. Trên hình 5.37a, kích thủy lực (hộp Osterberg) được đặt ở mũi cọc, kích này gây ra *lực nén cả lên trên* (do đó cân bằng với ma sát bên huy động Q_s) và *xuống dưới* (do đó cân bằng với sức kháng mũi huy động Q_p). Tải trọng cứ tăng dần cho đến khi một trong hai thành phần (hoặc ma sát bên, hoặc sức kháng mũi) đạt giá trị cực hạn (phá hoại) là Q_0 . Ví dụ, nếu ma sát bên đạt giá trị cực hạn trước thì $Q_s = Q_0 - w'$ ^(*). Còn sức kháng mũi lúc bấy giờ chưa đạt giá trị cực hạn và là: $Q_{phá} = Q_0 < Q_p$.

Vị trí hợp lý nhất của kích sẽ được chọn tại vị trí cân bằng giữa lực đẩy lên và đẩy xuống^(**). Nếu cọc có tổng sức kháng bên nhiều hơn tổng sức kháng mũi thì kích được đặt phía trên mũi cọc như trong hình 5.37b.

Hình 5.38 minh họa các thiết bị lắp đặt của thí nghiệm Osterberg cho cọc bê tông chế sẵn. Với loại cọc này, không những hộp Osterberg mà cả các ống dẫn cũng được đúc liền cùng cọc ở nhà máy. Sự giãn nở của hộp Osterberg trong quá trình tăng tải sẽ được đo trực tiếp bằng "thanh truyền chuyển vị nở hộp Osterberg" (cell expansion telltale). Thanh này được đặt ở giữa của ống bao (telltale casing), đảm bảo rằng các thanh truyền không tiếp xúc với bê tông của cọc và chuyển vị tự do. Ở phía trên, thanh này đi qua một gioăng chống dầu nổi chữ T. Khi gia tải, dầu cọc sẽ chuyển vị lên và được đo bằng "đồng hồ đo chuyển vị dầu cọc".

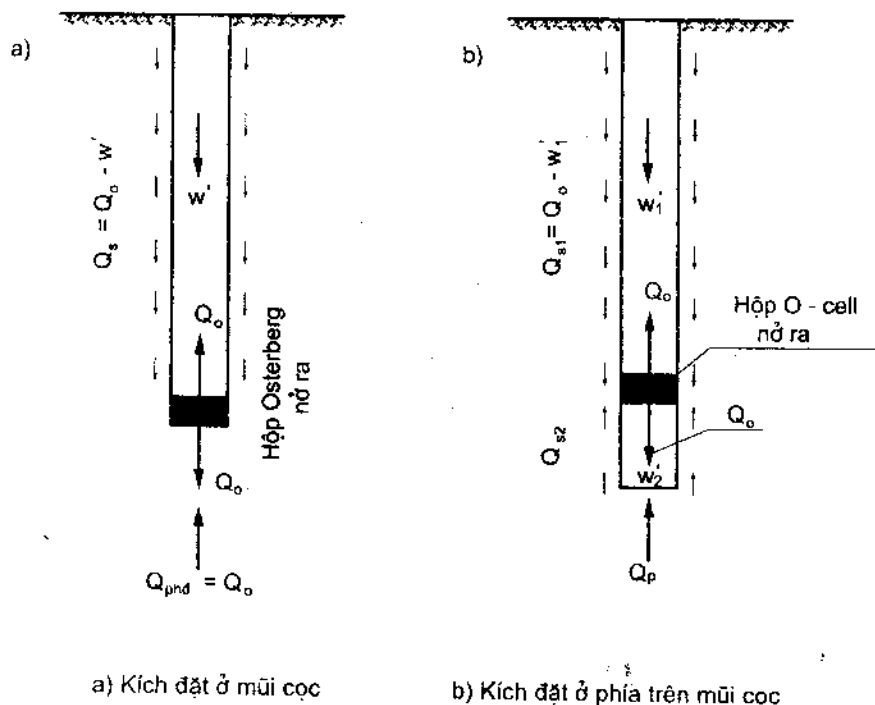
Đối với cọc nhồi, vì bê tông đổ tại chỗ nên sơ đồ và tiến trình lắp đặt các thiết bị sẽ thay đổi một chút và được trình bày trên hình 5.39.

Để đo chuyển vị lên của đầu cọc (A & B), người ta gắn hai thiết bị đo biến dạng tuyến tính (Linear Variable Displacement Transducer - LVDT) vào dầm phụ cố định. Các LVDT thường có độ chính xác đến 0.025 mm và có hành

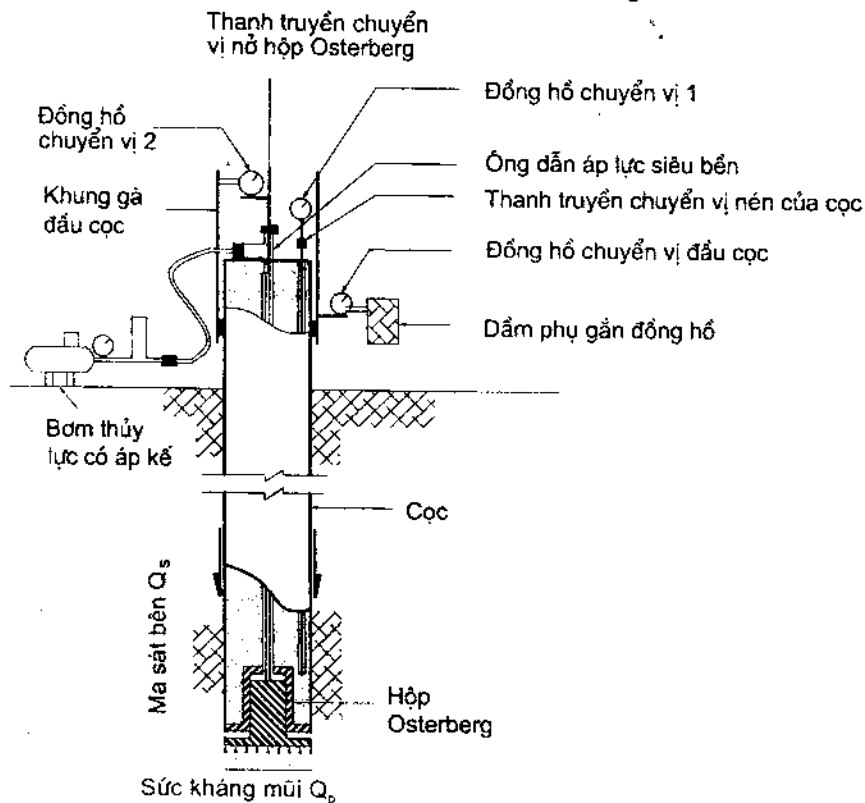
(*) w' là trọng lượng bản thân cọc, có kể đến sự đẩy nổi với đoạn cọc dưới mực nước ngầm.

(**) Với cọc nhồi hoặc barrette, vị trí của O-cell còn phải ở vị trí cách mũi cọc ít nhất $1.5d$ (nếu đặt ở vị trí nhỏ hơn, kích có thể bị nghiêng do biến dạng không đều của đất ở mũi cọc).

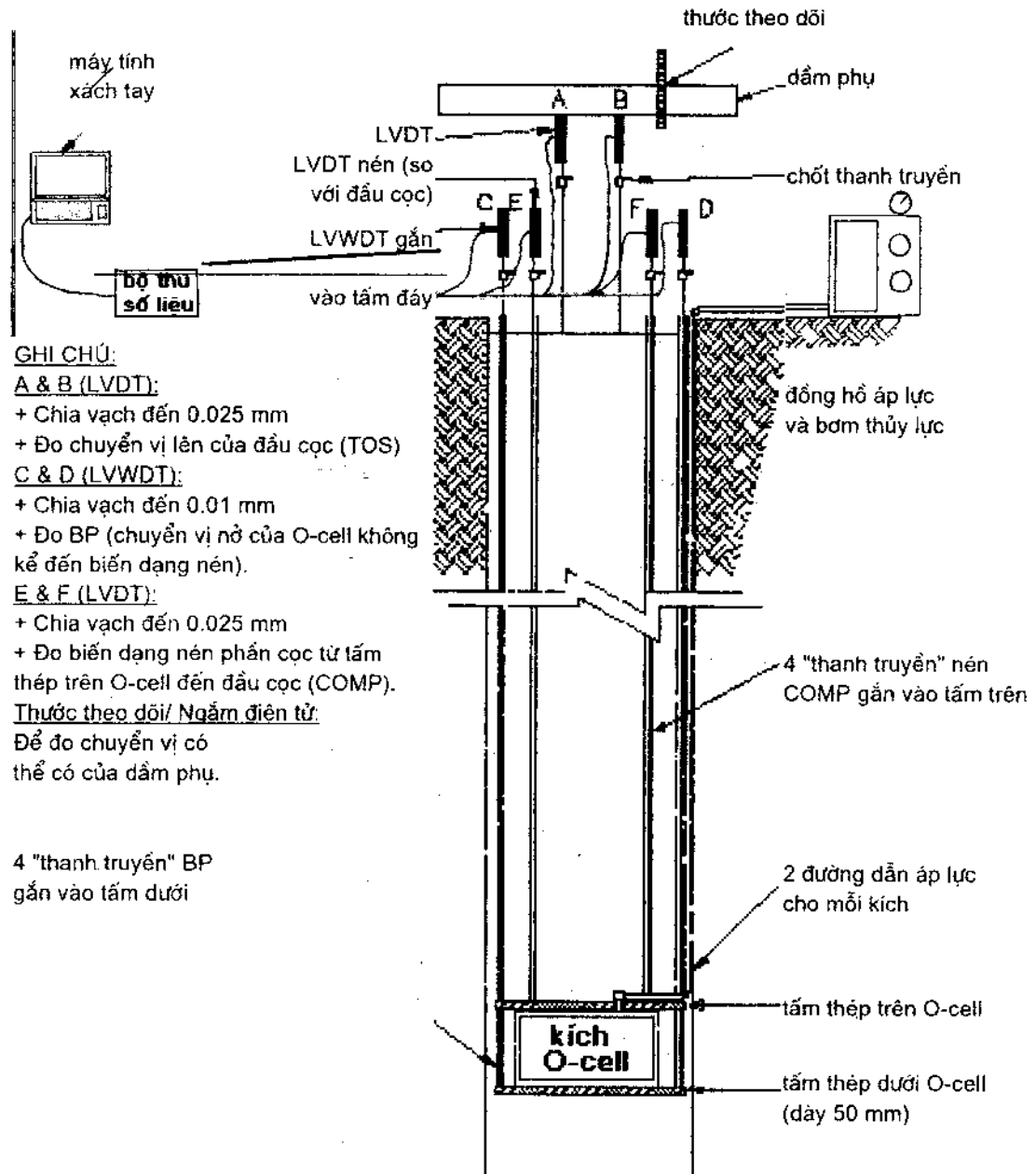
trình cực đại là 100 mm. Chuyển vị này sau khi hiệu chỉnh do sự dao động của đầm phụ được ký hiệu là TOS* (top of shaft movement).



Hình 5.37. Nguyên lý thí nghiệm Osterberg



Hình 5.38. Sơ đồ thí nghiệm Osterberg cho cọc đóng



Ghi chú: Tất cả các "thanh truyền" đều được bao ngoài bằng ống bao (casing) $\Phi 12 \div 15$.

Hình 5.39. Sơ đồ thí nghiệm Osterberg cho cọc nhồi

Bốn "thanh truyền" (telltale^(*)) gắn với tấm thép trên của O-cell cho phép ta đo được biến dạng nén của cọc ở phần phía trên của O-cell (E & F). Số đọc (so với đầu cọc) được thu trực tiếp bằng bốn LVDT. Các LVDT thường có độ chính xác đến 0.025 mm và có hành trình cực đại là 25 mm. Biến dạng này ký hiệu là COMP (compression).

^(*) Telltale hình tròn, làm bằng thép non, đường kính 6.4 mm, mỗi đoạn 0.5 ÷ 1.0m nối với nhau bằng ren thành cây dài suốt từ hộp kích O-cell lên mặt đất.

Để đo chuyển vị nở của O-cell, người ta hàn bốn "thanh truyền" (telltale) vào tấm thép ở đáy của O-cell. Số liệu thu được qua các thanh truyền này là hiệu số giữa chuyển vị nở của O-cell và biến dạng nén của cọc. Từ đó cho phép ta biết được chuyển vị xuống của cọc. Số đọc (so với đầu cọc) được thu bằng bốn thiết bị đo biến dạng rung tuyến tính (Linear Vibrating Wire Displacement Transducer - LVWDT). Các LVWDT thường có độ chính xác đến 0.01 mm và có hành trình cực đại là 150 mm. Chuyển vị này ký hiệu là BP (bottom plate).

Sau khi thí nghiệm xong, ta bơm vữa bít qua những ống lắp sẵn (thường là hai ống đường kính $15 \div 20$ mm) để làm kín tất cả những lỗ hổng trong cọc sau khi thí nghiệm.

5.5.3. Quy trình thí nghiệm và diễn dịch kết quả thí nghiệm Osterberg

Các quy trình tăng tải từ kích thủy lực Osterberg cũng tương tự như thí nghiệm nén tĩnh thông thường. Tuy nhiên, người ta thường sử dụng phương pháp gia tải nhanh ASTM D-1143. Các chuyển vị thu được gồm:

+ TOS*: Chuyển vị lên của đầu cọc;

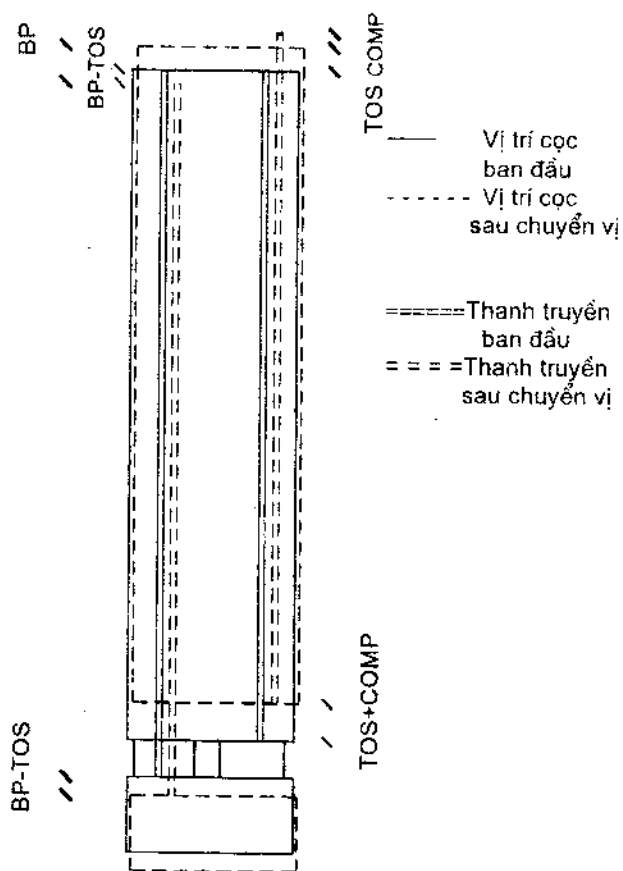
+ COMP: Biến dạng nén đàn hồi của đoạn cọc phía trên kích;

+ BP: Chuyển vị xuống của tấm thép dưới (so với đầu cọc);

+ BP + COMP: Hành trình của O-cell (chuyển vị nở của O-cell);

+ $s_{\uparrow} = \text{TOS}^* + \text{COMP}$: Chuyển vị lên của tấm trên O-cell;

+ $s_{\downarrow} = \text{BP} - \text{TOS}^*$: Chuyển vị xuống của tấm dưới O-cell.



Hình 5.40. Các chuyển vị

Ta có thể xây dựng đường cong tải trọng - độ lún (tương tự đường cong thí nghiệm nén tĩnh thông thường) như trong phần 5.5.4 bằng một trong hai cách dưới đây.

5.5.3.1. Cách quy đổi đơn giản

Tải lớn nhất trong đường cong nén tĩnh tương đương là:

$$P_{\max} \approx 2Q_0 - w'_1,$$

trong đó: Q_0 - tải trọng lớn nhất trong thí nghiệm;

w'_1 - trọng lượng của bản thân cọc tính từ O-cell trở lên (có kể đến sự đẩy nổi nếu dưới mực nước ngầm).

5.5.3.2. Cách quy đổi chi tiết

- Tại một chuyển vị bất kỳ s , lực đẩy xuống mà đất phải tiếp thu là:

$$Q'_\downarrow = Q_\downarrow + w'_2, \quad (5.7)$$

trong đó: $Q_\downarrow$ - lực do O-cell đẩy xuống ở chuyển vị là s ;

w'_2 - trọng lượng của bản thân cọc tính từ O-cell trở xuống (có kể đến sự đẩy nổi nếu dưới mực nước ngầm).

- Tại cùng chuyển vị s đó, lực đẩy lên mà đất tiếp thu là:

$$Q'_\uparrow = (Q_\uparrow - w'_1) \times F, \quad (5.8)$$

trong đó: w'_1 - trọng lượng của bản thân cọc tính từ O-cell trở lên

(có kể đến sự đẩy nổi nếu dưới mực nước ngầm);

F - hệ số kể đến sự khác nhau về ma sát bên giữa nén tĩnh thông thường và nén Osterberg;

ở đây $F = 1.00$ với cọc trong đá, sét tốt;

$F = 0.95$ với cọc trong đất rời.

- Tại s , tổng của lực đẩy lên và lực đẩy xuống sẽ là tải mà đất tiếp thu:

$$P = Q'_\downarrow + Q'_\uparrow = Q_\downarrow + w'_2 + (Q_\uparrow - w'_1) \times F. \quad (5.9)$$

Tuy nhiên trong trường hợp nén từ trên xuống, thì đất đã chịu sẵn một phần là trọng lượng bản thân cọc, do đó tải trọng đặt tại đỉnh cọc là:

$$P_e = P - w'_1 - w'_2 = Q_\downarrow + (Q_\uparrow - w'_1) \times F - w'_1. \quad (5.10)$$

- Tại tải trọng là P_e (gia tải từ trên xuống) thì độ lún của cọc là $s + \Delta_s$. Trong đó số gia Δ_s là để kể đến biến dạng nén đàn hồi của cọc (xem tiếp phần 5.5.3.3).
- Lập lại các bước trên với các vị trí s khác nhau, từ đó ta vẽ được đường cong nén tĩnh tương đương với các cặp số liệu ($P_e, s + \Delta_s$) (xem ví dụ trong hình 5.44).
- Nếu tại một vị trí nào đó, mà s nằm ngoài khoảng của một đường cong (ví dụ đường cong sức kháng bên của đoạn cọc trên kích, hình 5.46) thì ta chọn một trong hai giải pháp sau:

- Hoặc lấy lực đẩy lên là không đổi (coi là giá trị cực hạn) và bằng sức kháng bên lớn nhất thí nghiệm được;
- Hoặc ngoại suy đoạn tiếp theo của đường cong sức kháng bên. Tuy nhiên, việc ngoại suy này có sai số, vì nếu thân cọc rất gồ ghề (lồi lõm), thì sức kháng bên đạt cực hạn chậm hơn; ngược lại, thân cọc ít lồi lõm thì sức kháng bên đạt cực hạn nhanh hơn.

5.5.3.3. Số gia biến dạng nén đàn hồi

Biến dạng nén đàn hồi của cọc khi chất tải từ trên xuống lớn hơn so với biến dạng nén đàn hồi trong thí nghiệm O-cell (xem hình 5.41).

Trong hình 5.41, đường liền nét thể hiện **dạng** của biểu đồ lực dọc trong thanh. Trong hình 5.41a, biến dạng đàn hồi cho đoạn trên O-cell là:

$$\delta_o = C_1 \frac{Q \uparrow}{AE} L_o \quad (5.11)$$

trong đó: L_o - chiều dài từ tấm thép trên O-cell đến đỉnh cọc;

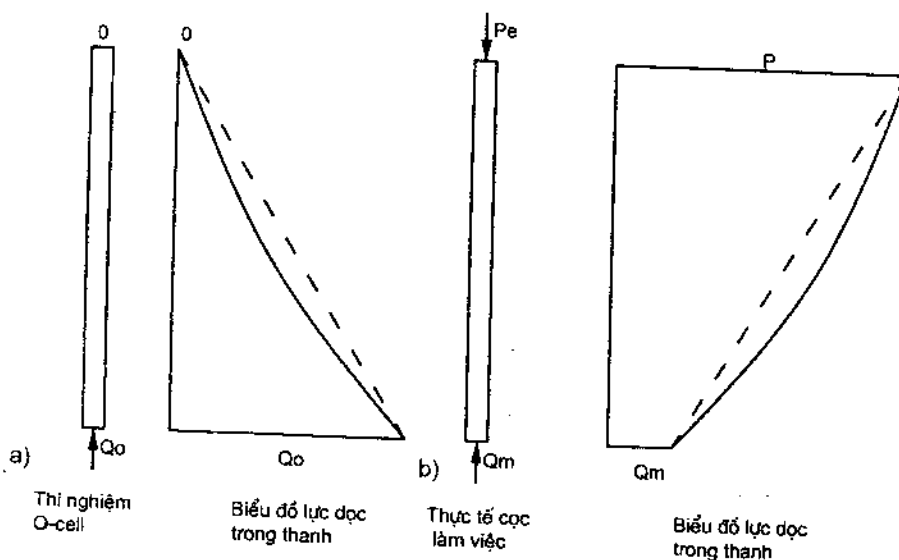
AE - tích giữa diện tích và môđun đàn hồi của cọc;

C_1 - hệ số phụ thuộc dạng biểu đồ lực dọc trong thanh;

ở đây: $C_1 = 0.5$ khi biểu đồ lực dọc có dạng tam giác (đường đứt nét);

$C_1 < 0.5$ khi biểu đồ lực dọc có dạng như hình 5.41a:

Thực tế thì δ_o đã đo được trong thí nghiệm O-cell (là giá trị COMP), vì vậy từ phương trình trên ta tìm được C_1 . Sau khi qua điểm δ_o cực đại, nếu ta lấy sức kháng bên không đổi thì cũng lấy C_1 không đổi.



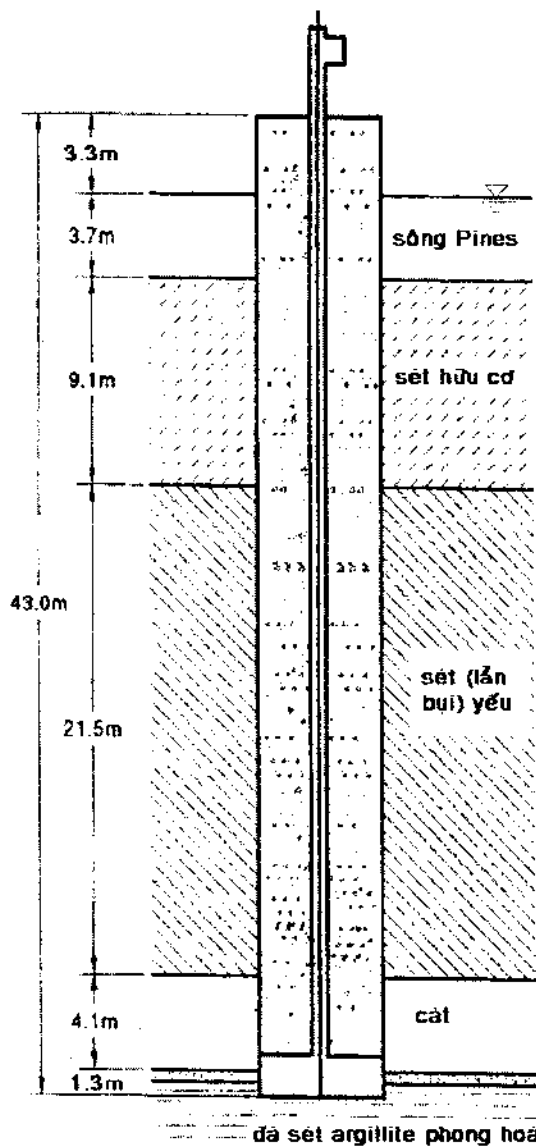
Hình 5.41. Biểu đồ lực dọc trong cọc

Trong hình 5.41b, biến dạng đàn hồi cho đoạn trên O-cell là:

$$\delta_T = (1 - C_1) \frac{P - Q_m}{AE} L_o + \frac{Q_m}{AE} L_o = [C_1 Q_m + (1 - C_1) P] \frac{L_o}{AE} \quad (5.12)$$

Như vậy, giữa thí nghiệm Osterberg (chất tải dưới lên) và thí nghiệm nén tĩnh thông thường (chất tải trên xuống) ta có sự tăng của biến dạng đàn hồi là $\Delta_s = \delta_T - \delta_0$. Ta sẽ kể thêm số gia này vào trong đường cong nén tĩnh tương đương.

5.5.4. Ví dụ thực tế



Diện tích tiết diện cọc:

$$\pi \times 0.45^2 / 4 = 0.159 \text{ m}^2;$$

Trọng lượng riêng bê tông trong lòng

cọc: $\gamma \approx 22 \text{ kN/m}^3$ (bê tông nhẹ);

Trọng lượng riêng của cọc thép ống (lõi bê tông): $\gamma \approx 22.5 \text{ kN/m}^3$;

$\Rightarrow$ trọng lượng riêng đẩy nổi:

$$\gamma' \approx 12.5 \text{ kN/m}^3;$$

$\Rightarrow$ Trọng lượng cọc:

$$w' = (22.5 \times 3.3 + 12.5 \times 39.7) \times 0.159 \approx 90 \text{ kN};$$

Ma sát bên: $Q_s = 1910 - 90 = 1820 \text{ kN}$;

Chuyển vị tại đó: 9.4 mm;

Sức kháng mũi: $Q_p = 1910 \text{ kN}$;

Chuyển vị tại đó: 1.3 mm;

Tải lớn nhất trong đường cong tương đương:

$$P_{\max} \approx 1820 + 1910 \text{ kN} = 3730 \text{ kN}.$$

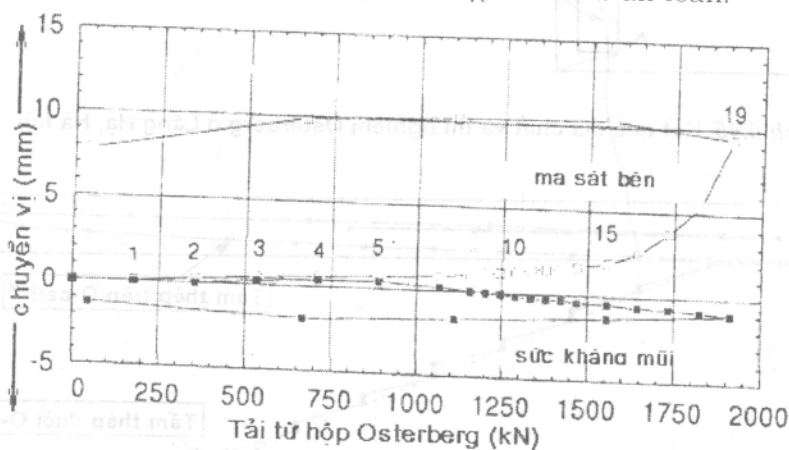
Hình 5.42. Kết quả địa chất và thí nghiệm Osterberg ở sông Pines

Cọc chế sẵn đầu tiên được thí nghiệm Osterberg là ở cầu sông Pines, Saugus, Mỹ (hình 5.42). Cọc ống thép bịt kín mũi, đường kính 45 cm, dài 43 m. Tại độ sâu 36 m so với mặt đất (39.7 m so với mặt nước sông), độ chối đo được là 1.3 mm

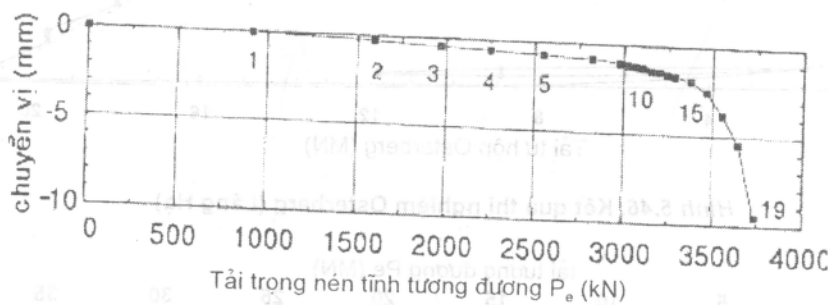
(ở 10 nhắt búa cuối cùng, cọc đi được 13 mm; búa sử dụng là loại Delmag D 36-13 có năng lượng 112.7 kNm).

Kết quả thí nghiệm của cọc này được trình bày trên hình 5.43. Ta thấy, trên đường cong sức kháng mũi, trước khi tải trọng đạt 1100 kN, chuyển vị của mũi cọc lại đi lên. Đó là do ảnh hưởng của áp suất lên ống ở giữa cọc, tuy nhiên nó có ảnh hưởng không đáng kể đến kết quả sức chịu tải của cọc.

Hình 5.44 minh họa đường cong nén tĩnh tương đương theo cách quy đổi đơn giản. Đường cong này được vẽ dựa trên kết quả trên hình 5.43. Các điểm được đánh số trên hình 5.43 chính là các điểm được đánh số tương ứng ở hình 5.44 (chúng có cùng một chuyển vị). Khi xây dựng đường cong trên hình 5.44, ta giả thiết là khi chuyển vị lớn hơn 1.3 mm thì sức kháng mũi không tăng nữa và là 1910 kN (coi 1910 là giá trị cực hạn, thực tế thì sức kháng mũi vẫn có khả năng tăng nữa). Giả thiết này như vậy thiên về an toàn.

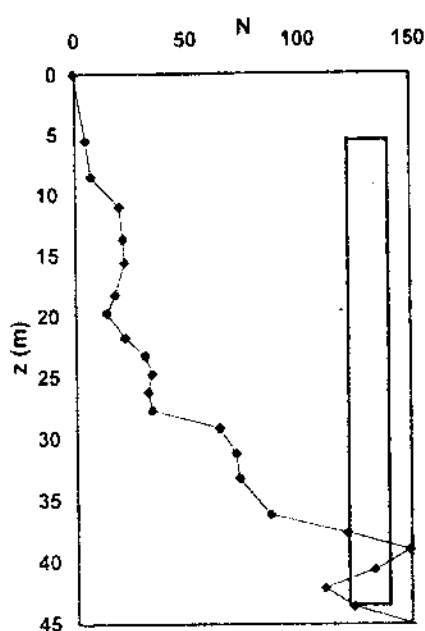


Hình 5.43. Kết quả thí nghiệm Osterberg (sông Pines)



Hình 5.44. Đường cong tải trọng - độ lún của thí nghiệm nén tĩnh tương đương (sông Pines)

Thí nghiệm với cọc đóng thường cho ta chuyển vị lên nhiều hơn chuyển vị ở mũi. Ngược lại, thí nghiệm với cọc nhồi thường cho ta chuyển vị ở mũi nhiều hơn chuyển vị lên. Ví dụ, kết quả thí nghiệm ở Láng Hạ được trình bày trên hình 5.46. Khi xây dựng đường cong trên hình 5.47 (theo cách quy đổi chi tiết), ta giả thiết là khi chuyển vị lớn hơn 6.7 mm thì sức kháng bên không tăng nữa và là 21.24 MN $\approx$ 2165 tấn (coi 2165 tấn là giá trị cực hạn, thực tế thì sức kháng bên vẫn có khả năng tăng thêm khoảng 50 ÷ 200 tấn nữa).



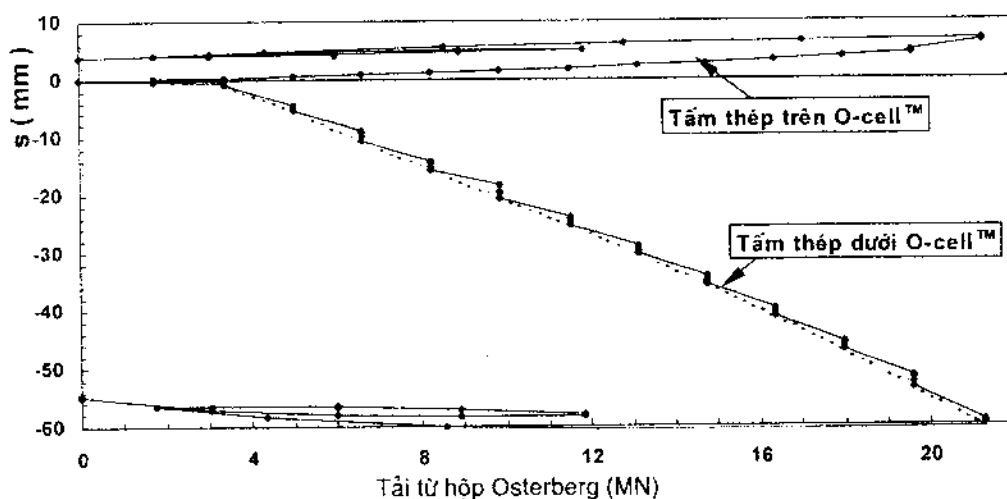
Cọc barrette tiết diện $1.5 \times 2.8 = 4.2 \text{ m}^2$;
 Chiều dài cọc: 38 m (từ 5.5 đến 43.5 m);
 O-cell đặt tại 40.5 m (cách đáy 3 m);
 Trọng lượng cọc (đẩy nổi) của đoạn phía trên kích: 211 tấn;

Ma sát bên: $Q_s = (2165 - 211) \times 0.95 = 1856$ tấn;
 Chuyển vị tại đó: 6.7 mm;

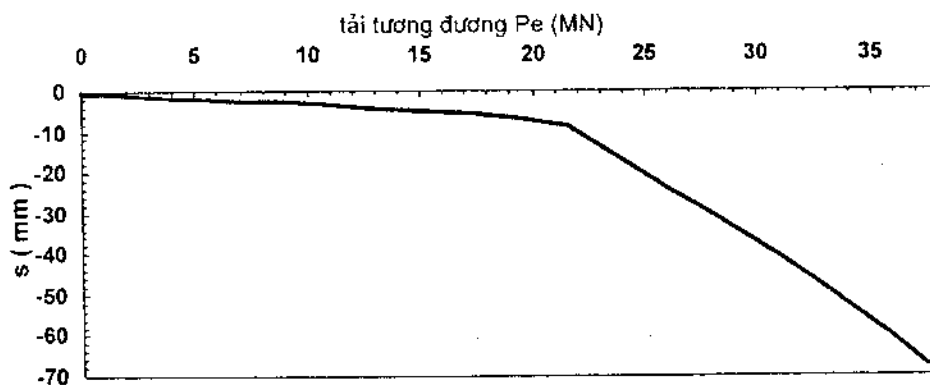
Sức kháng mũi: $Q_p = 2165$ tấn;
 Chuyển vị tại đó: 60.4 mm;

Tải lớn nhất trong đường cong tương đương:
 $P_{\max} = 1856 + 2165 - 211 = 3810 \text{ tấn} \approx 37.4 \text{ MN}$.

Hình 5.45. Kết quả địa chất và thí nghiệm Osterberg ở Láng Hạ, Hà nội



Hình 5.46. Kết quả thí nghiệm Osterberg (Láng Hạ)



Hình 5.47. Đường cong tải trọng - độ lún của thí nghiệm nền tĩnh tương đương (Láng Hạ)

5.5.5. Ưu điểm và nhược điểm của thí nghiệm Osterberg

Thí nghiệm Osterberg có nhiều ưu điểm sau:

- Thí nghiệm Osterberg là một thí nghiệm hiệu quả, đơn giản và tiết kiệm. Mặc dù ta bỏ lại hộp Osterberg trong lòng đất, nhưng do không phải dùng hệ dôi trọng công kênh nên thí nghiệm này vẫn tiết kiệm cả về thời gian lẫn tiền bạc so với thí nghiệm nén tĩnh thông thường.
- Thí nghiệm Osterberg không những dự báo được sức chịu tải, mà còn cung cấp hai thành phần tách biệt: sức kháng bên và sức kháng mũi.
- Tránh được ảnh hưởng của dôi trọng hay cọc neo tới mối quan hệ giữa đất và cọc thí nghiệm như trong phương pháp thử tĩnh.
- Vì đẩy theo hai chiều, kích chỉ cần có khả năng là $Q_u \approx 0.5 P_u$.
- Với cọc xiên: thí nghiệm Osterberg dễ dàng thực hiện hơn so với thí nghiệm nén tĩnh thông thường.
- Vì không sử dụng những khối vật liệu lớn làm dôi trọng, nên thí nghiệm Osterberg an toàn hơn, thí nghiệm có thể tiến hành trong vùng đất chật hẹp hơn, cũng như chúng dễ dàng hơn khi thí nghiệm trên sông, biển.
- Với cọc đóng, trong quá trình đóng ở những độ sâu khác nhau, ta có thể tiến hành thí nghiệm Osterberg nhiều lần, sau mỗi lần thí nghiệm xong lại đóng tiếp. Như vậy, ta sẽ xác định được phân bố sức kháng theo chiều sâu.

Tuy nhiên, thí nghiệm Osterberg cũng có vài nhược điểm sau:

- Với cọc nêm, ta không thể thí nghiệm Osterberg được vì khi cọc nêm bị đẩy lên, nó không có sức kháng bên.
- Thí nghiệm chỉ hiệu quả khi cọc là hỗn hợp ma sát + chống, và thành phần ma sát phải tương đương với thành phần chống. Nếu không thỏa mãn như vậy, thì tải thí nghiệm sẽ nhỏ và ta không xác định được sức chịu tải cực hạn. Ví dụ, cọc hỗn hợp ma sát + chống, nhưng tỷ lệ chống rất lớn:
 - $P_u = 5000 \text{ kN}$; $Q_p = 4000 \text{ kN} = 80\% P_u$; $Q_s = 1000 \text{ kN}$.
Trọng lượng bản thân cọc $w' = 70 \text{ kN}$;
 - Khi thí nghiệm, ta chỉ thí nghiệm đến được $Q_u = Q_s + w' = 1070 \text{ kN}$ (vì lúc đó, đất ở thành bên cọc đã phá hoại rồi). Như vậy, tổng sức kháng có thể thí nghiệm tới là 2000 kN , còn xa mới đến giá trị sức chịu tải cực hạn P_u . Muốn đạt P_u , ta phải chèn thêm dôi tải ở trên mặt đất là $5000 - 2000 = 3000 \text{ kN}$, và kinh phí thí nghiệm sẽ tốn kém nhiều.

- Nếu thao tác thiếu kinh nghiệm, thí nghiệm có thể có những rủi ro như:
 - Quá trình cầu lắp làm các thanh truyền (telltale) bị gãy;
 - Ống bao bên ngoài thanh truyền (telltale casing) bị hỏng, nước bê tông (trong quá trình đổ bê tông) lọt vào trong và làm thanh truyền không còn tự do nữa. Để giảm rủi ro trong trường hợp này, ta có thể đổ đầy nước vào trong các ống bao trước khi đổ bê tông. Nếu cả tám thanh truyền đều hỏng, thì có thể đặt thanh truyền mới vào các ống phun vữa. Nếu ống phun vữa cũng hỏng thì thí nghiệm bị hỏng và ta lãng phí vài trăm triệu ở đây. Tuy nhiên, xác suất để cả tám thanh truyền và hai đường ống đều bị hỏng là cực kỳ thấp;
 - Quá trình cầu lắp, hàn và buộc làm đường dẫn áp lực bị rách, hở.

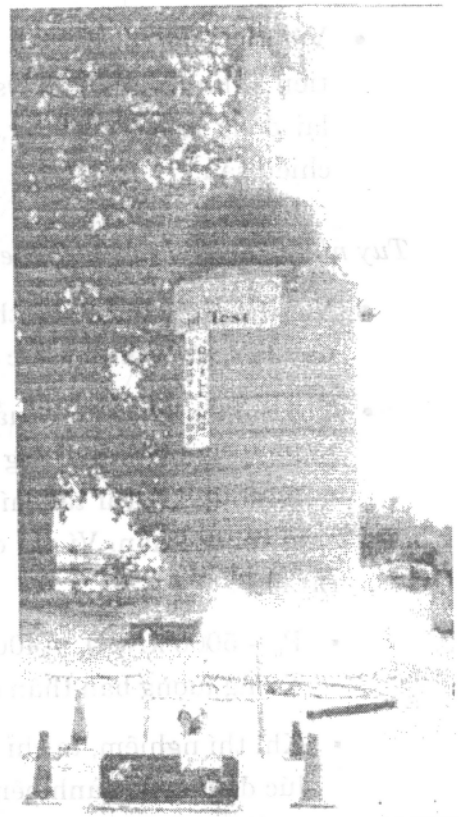
Tuy nhiên, cũng cần nói thêm rằng, chưa có thí nghiệm nào bị hỏng trong tổng số trên 600 thí nghiệm Osterberg đã tiến hành trên thế giới.

5.6. THÍ NGHIỆM STATNAMIC

5.6.1. Giới thiệu về thí nghiệm Statnamic

Thí nghiệm Statnamic (hình 5.48) là một thí nghiệm động (dynamic), nhưng diễn dịch kết quả lại tương tự thí nghiệm nén tĩnh cọc (static). Bởi vậy, STATNAMIC được gọi là thí nghiệm lai giữa STATic và dyNAMIC. Ta biết rằng, trong thí nghiệm nén tĩnh (static), thời gian lưu tải (từ 0 đến P_{max}) thường là vài giờ đến vài ngày; còn thí nghiệm động (dynamic, ví dụ như PDA), thì thời gian lưu tải chỉ từ 5 đến 20 ms (miligiây). Trong thí nghiệm Statnamic, lực tác dụng là động, thời gian lưu tải khoảng 100ms - thời gian này cũng ngắn, nhưng đủ dài để truyền lực cho toàn bộ cây cọc.

Thí nghiệm Statnamic thậm chí còn mới hơn thí nghiệm Osterberg, và hiện nay những nghiên cứu về thí nghiệm Statnamic vẫn còn đang tiến



Hình 5.48. Thí nghiệm Statnamic nén dọc trục

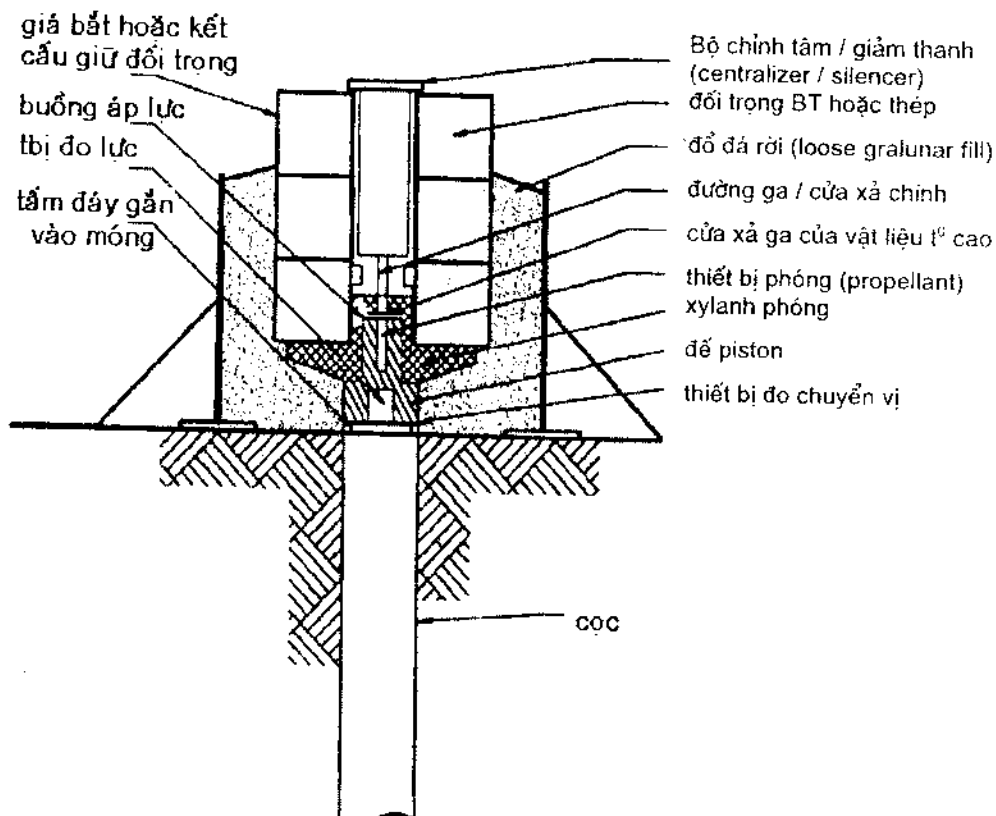
triển. Thí nghiệm Statnamic được Bermingham và Janes (Canada) thử nghiệm lần đầu vào năm 1988, với sức chịu tải của cọc chỉ có 10 tấn. Đến năm 1992, con số đó là 1600 tấn; năm 1994 là 3000 tấn. Thí nghiệm Statnamic cho cọc có sức chịu tải lớn nhất là 3400 tấn, đó là cọc nhồi cho cầu US90 Florida, Mỹ vào năm 1999.

5.6.2. Thiết bị và nguyên lý thí nghiệm Statnamic

Khi ta theo dõi thí nghiệm Statnamic, ta có cảm tưởng như đang xem một buổi phóng tên lửa hay vệ tinh: một tiếng nổ lớn, áp lực đẩy của khí cháy đẩy một vật thể (đối trọng) phóng lên như tên lửa, tuy nhiên khoảng cách mà vật thể này bay được rất ngắn.

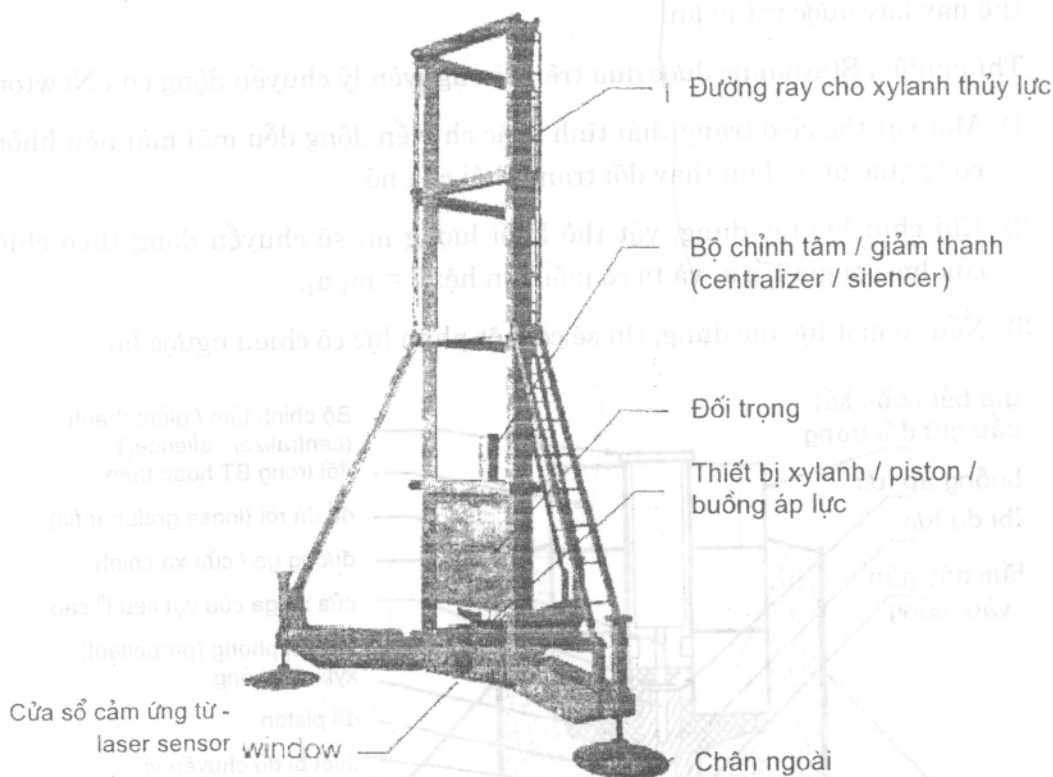
Thí nghiệm Statnamic được dựa trên các nguyên lý chuyển động của Newton:

- 1) Một vật thể sẽ ở trạng thái tĩnh hoặc chuyển động đều mãi mãi nếu không có lực tác dụng làm thay đổi trạng thái của nó.
- 2) Khi chịu lực tác dụng, vật thể khối lượng m_1 sẽ chuyển động theo chiều của lực với gia tốc a_1 và ta có mối liên hệ: $F = m_1 a_1$.
- 3) Nếu có một lực tác dụng, thì sẽ có một phản lực có chiều ngược lại.



Hình 5.49. Sơ đồ thiết bị gia tải của thí nghiệm Statnamic

Trong thí nghiệm Statnamic (hình 5.49), một đối trọng (có khối lượng $m_1 \approx 0.05 \div 0.10$ tải trọng lớn nhất mà cọc sẽ chịu trong quá trình thí nghiệm) được đặt trên đỉnh cọc. Trong buồng áp lực (pressure chamber), ta đốt nhiên liệu rắn. Áp lực F do nhiên liệu cháy đẩy đối trọng phóng vọt lên với gia tốc a_1 lên tới 200 m/s^2 (trong khi gia tốc trọng trường chỉ là 10 m/s^2). Như vậy, $F = m_1 a_1$ và một phản lực cũng có cường độ là F sẽ tác dụng ngược lại vào đầu cọc. Sau khoảng 100 ms, ta sẽ dỡ tải bằng cách xả khí cháy qua các "cửa xả". Các thiết bị đo lực (load cell), đầu đo gia tốc (accelerometer) và thiết bị cảm ứng laser (laser sensor) sẽ đo được lực F , gia tốc a_2 và chuyển vị s của cọc, sau đó ta sẽ được kết quả như trên hình 5.51, từ đó vẽ được đồ thị *lực - độ lún* như trên hình 5.53.



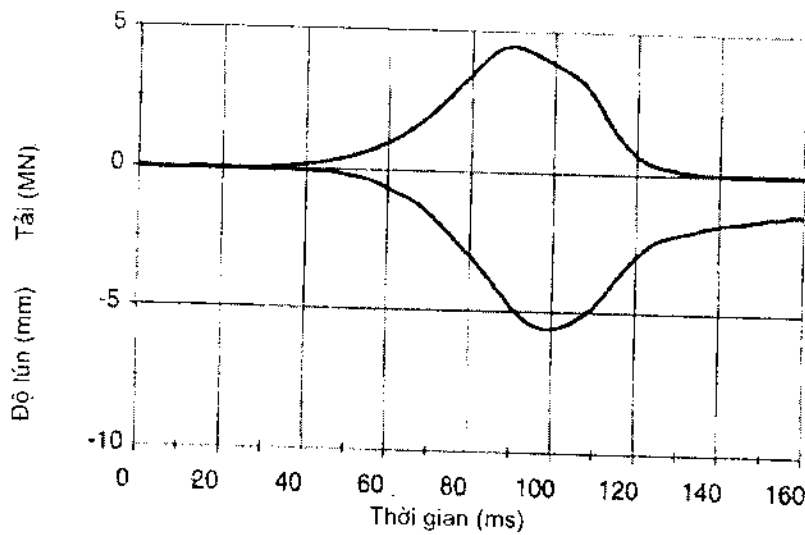
Hình 5.50. Giá bắt thủy lực (hydraulic catch mechanism)

Hình 5.49 trình bày các thành phần thiết bị của thí nghiệm Statnamic. Các đầu đo như đo lực (load cell), đầu đo gia tốc, cảm ứng laser được gắn phía trên "tám đáy". Xylanh phóng được đặt phía trên của đế piston, do đó khép kín buồng áp lực và vật liệu phóng. Đối trọng m_1 sẽ được đặt bên trên xylanh phóng, và đối trọng sẽ được bao bởi "kết cấu giữ đối trọng" có khía rãnh/ múi. Cuối cùng, đá rời (loose granular fill) sẽ được đổ bao quanh đối trọng. Sau khi nhiên liệu đã cháy và đối trọng được phóng lên, đá rời sẽ rơi xuống chỗ trống và làm thành một thảm đệm để đối trọng rơi xuống. Để theo dõi chuyển vị của đầu cọc, ta đặt một nguồn laser điều khiển từ xa (reference laser source) cách

vị trí cọc khoảng 20 m, sau đó chuyển vị của cọc sẽ được đo bằng thiết bị cảm ứng laser (photo voltaic laser sensor).

Cường độ, thời gian và tốc độ gia tải phụ thuộc vào kích cỡ của piston, xy lanh; phụ thuộc vào nhiên liệu cháy, đối trọng và kỹ thuật xả khí cháy.

Hiện nay, thiết bị Statnamic hiện đại đã có giá bất (hình 5.50) tiện lợi, thay cho "kết cấu giữ" bằng đá rời (hình 5.49).



Hình 5.51. Tín hiệu Statnamic đo được (số liệu thô)

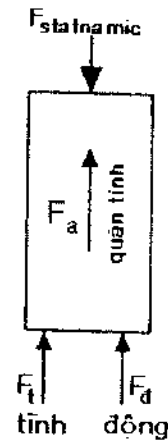
5.6.3. Diễn dịch kết quả thí nghiệm Statnamic theo phương pháp UPM

Có một vài cách diễn dịch kết quả khác nhau như:

- Phương pháp độ cứng ban đầu;
- Phương pháp độ cứng ban đầu sửa đổi;
- Phương pháp điểm cân bằng;
- Phương pháp điểm dỡ tải.

Trong phần này, chúng tôi trình bày cách diễn dịch của Middendorp và cộng sự (1992) - gọi là phương pháp "Điểm dỡ tải" -- "Unloading point method" -- UPM.

Trong thí nghiệm Statnamic, hình thức gia tải là động, do đó sức kháng của đất lên cọc sẽ gồm cả sức kháng tĩnh (F_t) và sức kháng động (F_d) như trên hình 5.52. Như vậy, để tìm sức chịu tải, ta cần tìm thành phần sức kháng tĩnh của đất lên cọc:



Hình 5.52. Cân bằng các lực lên một phần tử cọc

$$F_t = F_{\text{statnamic}} - F_a - F_d, \quad (5.13)$$

trong đó: F_a - lực quán tính của phân tố cọc;

F_d - sức kháng động của đất lên cọc, bao gồm cả sức kháng do áp lực nước lỗ rỗng.

Đường cong tải trọng - độ lún trên hình 5.53 có thể được chia làm năm giai đoạn (#1 đến #5, mỗi giai đoạn nằm giữa hai nút tròn):

- Giai đoạn #1: giai đoạn lắp ráp thiết bị, cọc chịu tải trọng bản thân của piston và đối trọng. Như vậy, giai đoạn này là giai tải tĩnh.
- Giai đoạn #2: đối trọng mới được phóng lên và gây ra tải trọng động nhỏ. Gia tốc và vận tốc chuyển động còn nhỏ, do đó lực quán tính và lực cản động cũng nhỏ. Sức cản của đất có thể coi là tuyến tính.
- Giai đoạn #3: gia tốc và vận tốc chuyển động của cọc và đất tăng mạnh, dẫn đến sức kháng động và tĩnh tăng mạnh. Tổng tải trọng Statnamic đạt cực đại (F_{max}) ở cuối giai đoạn này.
- Giai đoạn #4: áp lực trong buồng cháy được xả bớt. Đối trọng (cũng như cọc) vẫn tiếp tục chuyển động, nhưng chậm dần. Tại vị trí S_{max} (chuyển vị cực đại ở cuối giai đoạn #4), vận tốc chuyển động bằng 0, do đó sức kháng động $F_d(t_i)$ tại thời điểm này cũng là 0. Như vậy, giá trị trên đồ thị chính là sức kháng tĩnh lớn nhất trong quá trình thí nghiệm ($F_t(t_i) = F_{\text{stat}}(t_i)$), vì vậy còn được ký hiệu là F_{tmax} .
- Giai đoạn #5: tải trọng giảm về 0. Đất phục hồi một phần, nhưng vẫn còn biến dạng dư.

Để tính được thành phần sức kháng tĩnh trong tổng tải trọng trên hình 5.53, ta có hai giả thiết sau:

- 1) Sức kháng động tỷ lệ thuận với vận tốc chuyển động xuống của cọc như sau:

$$F_d(t) = C_d \times v(t) \quad (5.14)$$

trong đó: $v(t)$ - vận tốc của cọc tại thời điểm t , vận tốc này có được bằng cách đạo hàm hàm chuyển vị (độ lún) đo được ở đầu cọc;

C_d - hằng số cản nhớt (damping constant).

- 2) Trong giai đoạn #4, sức kháng tĩnh không đổi và là $F_t(t_3) = F_t(t_1) = F_{\text{tmax}} = F_{\text{stat}}(t_1)$ (hình 5.54); Như vậy, tại đầu giai đoạn #4 (thời điểm t_3), phương trình (5.13) được viết thành:

$$F_t(t_3) = F_{\text{stat}}(t_3) - m a_2(t_3) - C_d v(t_3), \quad (5.15a)$$

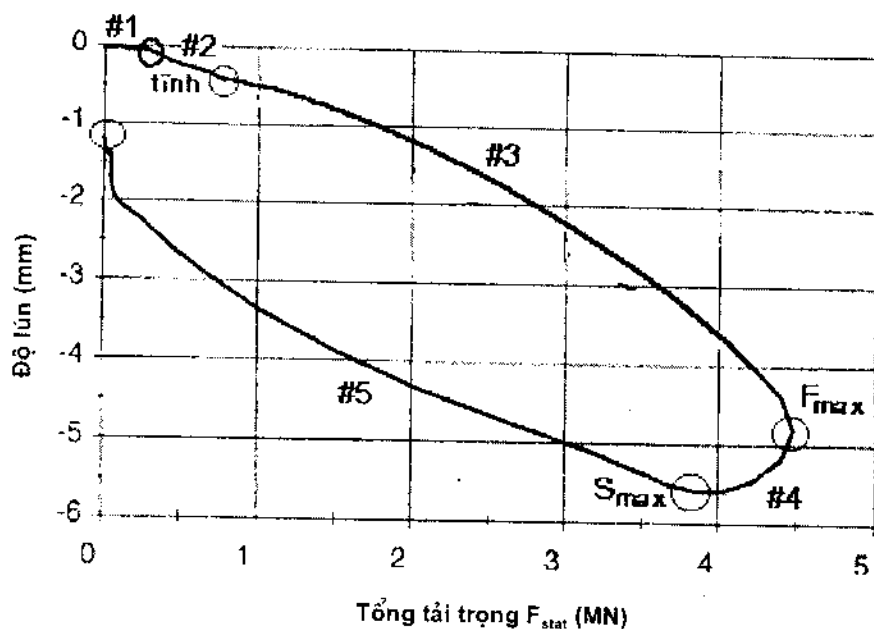
$$\begin{aligned} \Rightarrow C_d &= [F_{\text{stat}}(t_3) - m a_2(t_3) - F_t(t_3)] / v(t_3) = \\ &= [F_{\text{stat}}(t_3) - m a_2(t_3) - F_{\text{stat}}(t_1)] / v(t_3), \end{aligned} \quad (5.15b)$$

trong đó: m - khối lượng cọc;

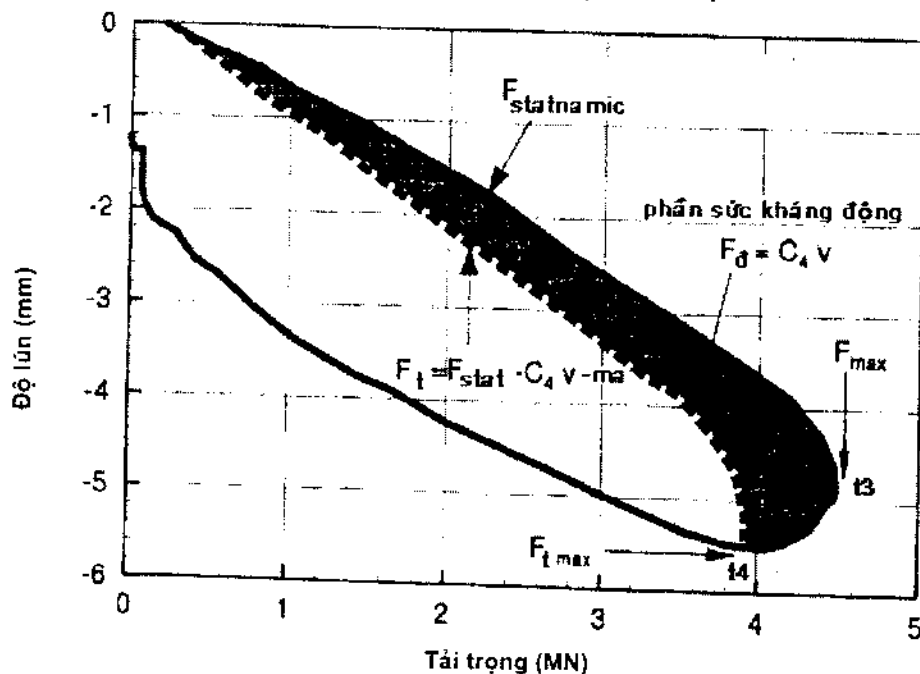
a_2 - gia tốc chuyển động của cọc;

$F_{stat}(t_i)$ - giá trị tổng tải trọng STATNAMIC tại các thời điểm t_i .

Như vậy, hằng số C_1 sẽ được tính qua phương trình (5.15b), trong đó $F_{stat}(t_3)$ chính là F_{max} còn $F_{stat}(t_1) = F_{tmax}$ là giá trị tải trọng ở cuối giai đoạn #4; $a_2(t_3)$ và $v(t_3)$ là những giá trị đo được. Sử dụng phương trình (5.13) và (5.14), ta sẽ xây dựng được đường *tải trọng tĩnh - độ lún* (đường đứt nét trên hình 5.54).



Hình 5.53. Tải trọng (tổng) - độ lún của cọc



Hình 5.54. Tải trọng (tĩnh) - độ lún của cọc

5.6.4. Ưu điểm và nhược điểm của thí nghiệm Statnamic

Thí nghiệm Statnamic có nhiều ưu điểm sau:

- Thí nghiệm có thể thực hiện trên các loại cọc, trên cả cọc đứng và cọc xiên. Không những thí nghiệm dự báo sức chịu tải nén dọc trục, Statnamic còn có thể dự báo sức chịu tải ngang bằng cách cho đối trọng m_1 bay ngang. Thí nghiệm Statnamic ngang đã bắt đầu được thử nghiệm vào năm 1994; đến nay, tải trọng ngang lớn nhất thí nghiệm được là 732 tấn.
- Thí nghiệm Statnamic có thời gian ngắn, khả năng vận chuyển dễ dàng. Vì không cần có những khối vật liệu lớn để làm đối trọng, nên thí nghiệm Statnamic cũng có những ưu điểm tương tự như thí nghiệm Osterberg.
- Chuyển vị được đo bằng thiết bị cảm ứng laser có độ chính xác cao. Các số liệu đều được tự động hoá, và thiết bị có khả năng thu 4000 số liệu (về tải, gia tốc, chuyển vị) trong 1 giây.

Tuy nhiên, thí nghiệm Statnamic cũng có vài nhược điểm sau:

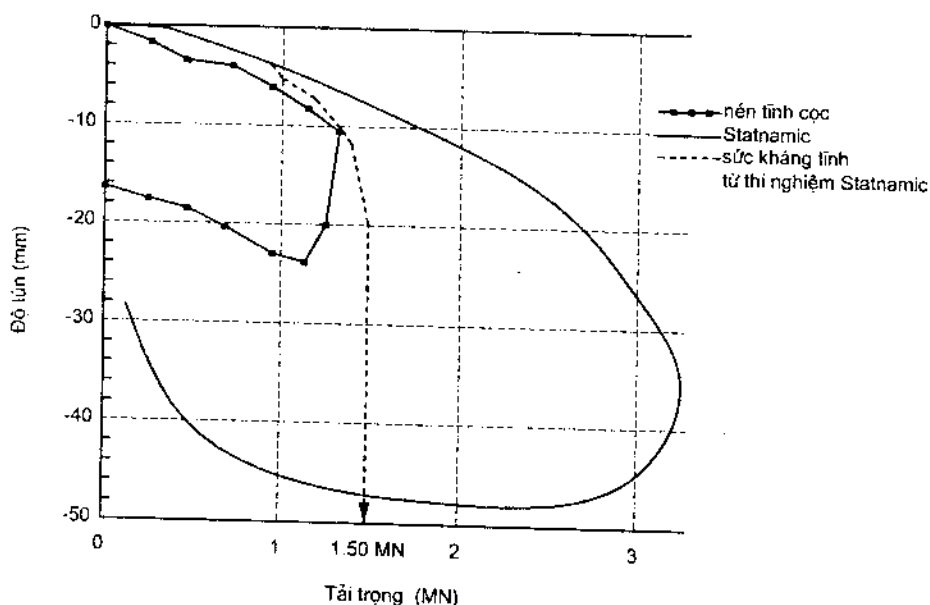
- Đây là thí nghiệm quá mới, hiện thời vẫn cần có thêm nhiều thí nghiệm nén tĩnh cọc nữa để kiểm chứng kết quả diễn dịch của thí nghiệm Statnamic.
- Thiết bị tương đối phức tạp.
- Phương pháp diễn dịch UPM của Middendorp và cộng sự (phần 5.6.3) chỉ phù hợp khi áp lực nước lỗ rỗng nhỏ. Khi áp lực nước lỗ rỗng lớn, sức chịu tải tĩnh sẽ giảm xuống so với phương pháp của Middendorp. Các nhà khoa học hiện nay đang nỗ lực tìm một phương pháp diễn dịch mới, trong đó các thành phần lực quán tính (ma_2), sức kháng động (F_d) và áp lực nước lỗ rỗng được phân tích đầy đủ và chính xác hơn.
- Thí nghiệm Statnamic chỉ phù hợp khi biến dạng dư là đáng kể, và thí nghiệm Statnamic phải phá hoại đất (tức là, tải trọng Statnamic phải lớn hơn tổng sức kháng tĩnh cực hạn và động cực hạn). Nếu không thỏa mãn các điều kiện trên, sức chịu tải tĩnh dự báo được có nhiều khả năng sẽ lớn hơn thực tế (xem thêm hình 5.56, phần 5.6.5). Vì vậy, trước khi thí nghiệm Statnamic, ta phải lập kế hoạch kỹ lưỡng để dự tính khối lượng m_1 và gia tốc a_1 hợp lý.

5.6.5. Ví dụ thực tế

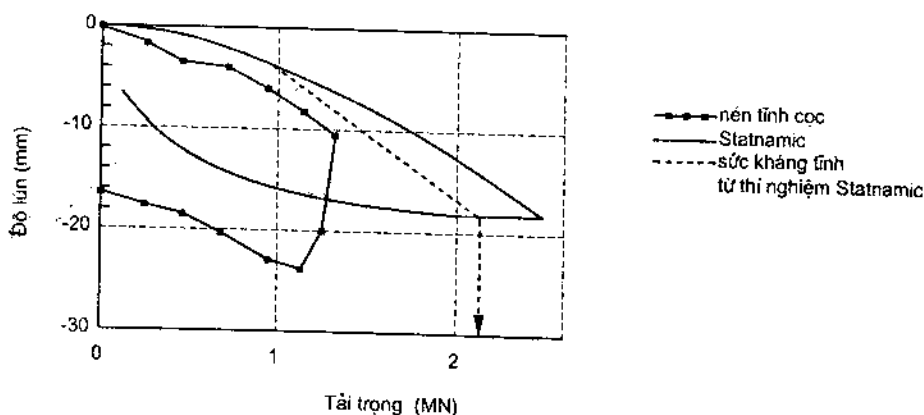
Phần này trình bày một cọc thực tế ở Sanfrancisco, Mỹ. Cọc này là cọc ống thép, bịt kín mũi, đường kính 40 cm, dài 32.2 m. Người ta tiến hành cả thí

thí nghiệm nén tĩnh cọc và thí nghiệm Statnamic để so sánh kết quả. Thí nghiệm cho thấy, tải trọng nén tĩnh cọc đạt giá trị cực đại là $1.3 \text{ MN} \approx 130 \text{ tấn}$ (hình 5.55); thí nghiệm Statnamic đến tải trọng $F_{\max} = 3.3 \text{ MN}$. Theo phương pháp "Điểm đỗ tải - UPM", ta xây dựng được đường sức kháng tĩnh (đường đứt nét). Ta thấy rằng, đường sức kháng tĩnh này khá gần với kết quả của thí nghiệm nén tĩnh cọc, và tải trọng cực đại $F_{\text{tmax}} \approx 1.5 \text{ MN}$ cũng gần với giá trị 1.3 MN của thí nghiệm nén tĩnh cọc. Qua kết quả thí nghiệm Statnamic này, ta cũng thấy thành phần sức kháng động (F_d) của cọc này khá lớn.

Nếu thí nghiệm Statnamic chỉ đến $F_{\text{tmax}} = 2.5 \text{ MN}$ như trên hình 5.56, thì theo phương pháp UPM, ta sẽ dự báo sai sức kháng tĩnh F_{tmax} (F_{tmax} lên tới 2.1 MN như trong hình này).



Hình 5.55. So sánh giữa thí nghiệm nén tĩnh cọc và thí nghiệm Statnamic



Hình 5.56. Nếu thí nghiệm Statnamic không đến tải phá hoại

CHƯƠNG 6

LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG CỌC

Khi tải trọng công trình không nhỏ, và các lớp đất gần bề mặt không tốt, thì giải pháp móng nông sẽ có độ lún lệch lớn, hơn nữa để đảm bảo điều kiện an toàn về sức chịu tải thì kích thước móng phải rất lớn. Khi giải pháp móng nông trên nền thiên nhiên tỏ ra không hiệu quả, thì ta có thể gia cố nền. Tuy nhiên, khi giải pháp gia cố nền vẫn chưa hiệu quả, hoặc quá tốn kém, thì giải pháp móng cọc chế sẵn là một lựa chọn dễ dàng.

Khi tải trọng lớn hơn nữa (ví dụ các nhà khoảng 8 đến 15 tầng ở Hà Nội), việc lựa chọn giữa giải pháp cọc chế sẵn và cọc nhồi đôi khi là một công việc khó khăn. Nhiều người cho rằng nên làm cọc nhồi, nhiều người khác lại cho rằng cọc chế sẵn là thỏa mãn, lại tiết kiệm được nhiều tiền.

Chương này sẽ phân tích các ưu khuyết điểm của các loại cọc, từ đó giúp ta cân nhắc lựa chọn giải pháp cọc hợp lý.

6.1. CỌC CHẾ SẴN

Ở nước ta, cọc chế sẵn đa phần là cọc bê tông cốt thép thường, mác cọc thường là #250 đến #350. Với loại cọc này, tiết diện cọc chủ yếu nằm trong loại "cọc nhỏ", là loại cọc nhỏ hơn $45 \times 45 \text{ cm}^2$. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu vì vậy cũng không lớn, và để tránh cọc bị vỡ, nứt hay gãy khi hạ cọc (ép, hoặc đóng) thì chiều dài cọc cũng hạn chế (thường nhỏ hơn 35 m). Cũng vì vậy, sức chịu tải của cọc theo đất nền thường không lớn (lực đóng hoặc ép cọc phải thắng được sức cản của đất thì cọc mới xuyên xuống đất được).

Như vậy, cọc nhỏ thường là giải pháp tối ưu cho công trình có tải trọng không lớn. Khi tải trọng chân cột lớn, đòi hỏi nhiều cọc trong một nhóm cọc, do đó đài cọc rất lớn và việc bố trí các đài cọc (cùng công trình ngầm) trong công trình rất khó khăn.

Cọc nhỏ còn có hạn chế là sức chịu tải ngang giảm đáng kể, dù ta sử dụng nhiều cọc nhỏ. Một nhóm n cọc nhỏ sẽ có sức chịu tải ngang là $P_g = \eta n P_u$.

trong đó η là hệ số hiệu ứng nhóm, thường chỉ có giá trị $0.5 \div 0.9$. Nói chung, khi thiết kế cọc chịu tải trọng ngang thì tiết diện cọc càng lớn càng tốt.

Một hạn chế khác của cọc nhỏ là số lượng cọc nhiều, bởi vậy chi phí về thời gian thi công lớn hơn. Tuy nhiên vì cọc nhỏ, nên yêu cầu về thiết bị không lớn (tiết kiệm được chi phí đầu tư về thiết bị).

Khi chịu tải đứng, nhiều cọc nhỏ thì có ưu điểm là tiết kiệm được vật liệu (bê tông), tuy nhiên việc tiết kiệm bê tông không thể bù lại được so với những chi phí khác.

Ví dụ so sánh giữa cọc nhỏ và cọc lớn:

Nền đất có ma sát bên đơn vị trung bình là $f_t = 40$ kPa, sức kháng mũi đơn vị là 10000 kPa. Tải trọng chân cột là 6100 kN.

Nếu sử dụng cọc dài 20 m, tiết diện 20×20 cm² (có $u = 0.8$ m và $A_p = 0.04$ m²) thì sức kháng bên cực hạn là $Q_t = 0.8 \times 20 \times 40 = 640$ kN, sức kháng mũi cực hạn là $Q_p = 0.04 \times 10000 = 400$ kN. Sức chịu tải cho phép là $[P] = 640/2 + 400/4 = 420$ kN, như vậy cần phải sử dụng $15 \div 16$ cọc. Nếu bố trí khoảng cách giữa các cọc là 0.65 m, thì kích thước đài cọc khoảng 3×3 m². Thể tích bê tông cần đúc 16 cọc là: $V = 16 \times 20 \times 0.04 = 12.8$ m³.

Nếu sử dụng cọc dài 40 m, tiết diện 65×65 cm², rỗng ruột $\Phi 300$ (có $u = 2.6$ m và $A_p = 0.4225$ m²) thì sức kháng bên cực hạn là $Q_t = 2.6 \times 40 \times 40 = 4160$ kN, sức kháng mũi cực hạn là $Q_p = 0.4225 \times 10000 = 4225$ kN (thực ra, càng xuống sâu thì sức kháng đơn vị càng tăng; và cọc tiết diện lớn theo cách tính Nordlund cũng có sức kháng lớn hơn. Nhưng để đơn giản, ta giữ nguyên sức kháng đơn vị). Sức chịu tải cho phép là $[P] = 4160 / 2 + 4225 / 4 = 3136$ kN, như vậy cần phải sử dụng hai cọc. Nếu bố trí khoảng cách giữa các cọc là 2.1 m, thì kích thước đài cọc khoảng 3×0.8 m². Thể tích bê tông cần đúc hai cọc là: $V = 2 \times 40 \times (0.4225 - \pi \times 0.3^2 / 4) = 28.15$ m³.

Cọc nhỏ thì có thể thi công bằng phương pháp đóng hoặc ép. Cọc lớn, do sức chịu tải cũng rất lớn nên thường chỉ có thể đóng được. Hiện nay, trong nội thành một số thành phố lớn, chính quyền thành phố cấm đóng cọc vì tiếng ồn và rung động do đóng cọc. Tuy nhiên, với các biện pháp giảm chấn (phần 2.11) thì quy định của thành phố nên thay đổi, thay vì cấm đóng cọc ta có quy định về hạn chế tiếng ồn (theo đơn vị deciben) và hạn chế rung động (theo vận tốc dao động giới hạn - bảng 2.28).

Ở nước ta, cọc BTCT lớn (tiết diện từ 50×50 cm² đến 90×90 cm²) rất hiếm gặp^(*). Với cọc lớn, thông thường người ta đúc cọc rỗng ở giữa sao cho bề dày

(*) Tại cầu Luling, Mỹ, đường kính cọc BTCT thậm chí là 140 cm, đường kính rỗng 110 cm.

chỗ móng nhất của vỏ cọc phải lớn hơn 15 cm. Tuy nhiên hai đoạn đầu của mỗi đoạn cọc vẫn đặc, đoạn đặc có chiều dài đủ lớn để cọc không bị phá hoại khi đóng. Do sức chịu tải theo đất nền của các cọc này khá lớn, nên sức chịu tải theo vật liệu cũng phải rất lớn, đòi hỏi mác bê tông từ 350 đến 450 và cốt thép được kéo ứng suất trước.

Ngoài cọc BTCT ứng suất trước, ta cũng có thể sử dụng cọc thép để xuyên cọc đến những lớp đất tốt mà cọc BTCT thường không xuyên tới được. Tuy nhiên, đây là những loại thép đặc biệt, do đó cũng chưa phổ biến ở nước ta.

Ưu điểm của cọc chế sẵn nói chung so với cọc nhồi là việc quản lý chất lượng được tốt hơn. Cọc được đúc sẵn và bảo quản tại nhà máy trước khi vận chuyển đến công trường, và chỉ cọc đạt yêu cầu chất lượng mới được phép chôn xuống đất. Tuy nhiên cũng liên quan đến chất lượng cả cây cọc, thì điều đáng buồn là chiều dài một đoạn cọc ở nước ta quá ngắn (thường từ 4 đến 8 m, đôi khi đến 10, 12 m), dẫn đến số lượng mối nối quá nhiều, do đó nhiều công trình có cọc di theo hình sin mà không biết^(*). Nguy hiểm hơn nữa là chất lượng mối nối ở nước ta rất tồi dẫn đến sự phá hoại tại mối nối. Điều cần làm là nhập khẩu những thiết bị đóng cọc hiện đại, có thể đóng những đoạn cọc dài đến 20 ÷ 30 m.

6.2. CỌC NHỒI

Cọc nhồi có tiết diện và độ sâu mũi cọc lớn hơn nhiều so với cọc chế sẵn, nên mặc dù sức kháng đơn vị là nhỏ đi, nhưng sức chịu tải vẫn lớn. Do đó, số lượng cọc trong một đài cọc ít, và việc bố trí các đài cọc (cùng các công trình ngầm) trong công trình được dễ dàng hơn. Vì vậy, khi tải trọng công trình rất lớn (ví dụ nhà cao hơn 15 tầng trong điều kiện địa chất Hà Nội) thì dường như cọc nhồi là giải pháp duy nhất ở nước ta hiện nay. Hy vọng rằng loại cọc BTCT ứng suất trước tiết diện lớn (tới $90 \times 90 \text{ cm}^2$, thậm chí hơn nữa) sẽ xuất hiện ở Việt Nam, và chúng ta sẽ có thêm một giải pháp để lựa chọn (tuy nhiên, giải pháp này lại có nhược điểm: tiếng ồn và rung động do thi công lớn hơn thi công cọc nhồi).

Ưu điểm của cọc nhồi là cọc có thể được đặt vào những lớp đất rất cứng, thậm chí tới đá mà cọc đóng không thể tới được (cọc đóng BTCT ứng suất trước hoặc cọc thép đòi hỏi việc chọn búa phù hợp và nhà thầu có kinh nghiệm mới đóng tới các lớp cuội sỏi).

^(*) Gần đây ở một số công trình, do thay đổi quy mô đầu tư (từ công trình nhỏ thành công trình lớn) nên cần phải kéo những cọc BTCT đã thi công lên. Sau khi kéo, hoặc đào lên, thấy rằng các cọc bị gãy khúc tại vị trí các mối nối.

Các ưu điểm khác của cọc nhồi là: sức chịu tải ngang rất lớn; việc thi công cọc nhồi có chấn rung nhỏ hơn nhiều so với cọc đóng; thi công cọc nhồi không gây hiện tượng trồi đất ở xung quanh, không đẩy các cọc sẵn có xung quanh sang ngang. Tuy nhiên, nếu nền đất có lớp cát rời rất dày, việc giữ thành hố khoan khó khăn hơn và việc cát chảy có thể làm các cọc xung quanh giảm sức chịu tải, thậm chí gây phá hoại các công trình lân cận.

Như đã đề cập, cọc nhồi có nhược điểm là sức kháng đơn vị giảm đi nhiều so với cọc đóng/ép. Đó là do quá trình khoan làm đất rời ra, đồng thời cũng làm xáo động đất. Thành của cọc nhồi càng ráp nhám (lồi lõm), thì sức kháng bên đơn vị của cọc nhồi càng được cải thiện, tuy nhiên nó vẫn nhỏ hơn sức kháng bên đơn vị của cọc đóng. Với cùng một chiều dài, cọc đóng $90 \times 90 \text{ cm}^2$ sẽ có sức chịu tải xấp xỉ bằng một cọc nhồi đường kính 2 m.

Một nhược điểm nữa của cọc nhồi là việc quản lý chất lượng khó khăn hơn đối với cọc chế sẵn. Do quá trình đổ bê tông không thể quan sát được bằng mắt thường, tiết diện cọc có khi có chỗ thắt lại (do đất ở thành hố khoan lở vào), hoặc chất lượng bê tông ở mũi cọc không được tốt. Với cọc barrette (cọc chữ nhật), do hình dáng nên thành hố dễ lở hơn so với cọc tròn, và cũng do hình dáng cọc nên việc thổi rửa đáy hố khoan khó khăn hơn, do đó sức kháng mũi đơn vị của cọc barrette thường thấp hơn nữa. Mặc dù có những thí nghiệm để kiểm tra chất lượng cọc (như thí nghiệm siêu âm SONIC, thí nghiệm biến dạng nhỏ kiểm tra tính toàn vẹn của cọc PIT, thí nghiệm khoan lấy lõi,...), nhưng chất lượng của 100% số lượng cọc khó có thể kiểm soát được hoàn toàn. Khi một cọc nhồi bị hỏng, thì khả năng thay thế cọc là rất khó.

Vì cọc nhồi có chi phí thi công rất lớn (thiết bị công kênh, đắt tiền), nên với một công trình có tải trung bình (ví dụ nhà từ 8 đến 12 tầng ở điều kiện địa chất Hà Nội), thì việc lựa chọn giữa cọc chế sẵn và cọc nhồi nhiều khi rất khó khăn. Nếu việc thi công cọc BTCT tiết diện $45 \times 45 \text{ cm}^2$, dài khoảng $30 + 35 \text{ m}$ (chia làm hai đến ba đoạn cọc) có thể thực hiện được, thì ba cọc BTCT chắt chấn sẽ có sức chịu tải lớn hơn một cọc nhồi đường kính 1 m, dài khoảng $40 + 45 \text{ m}$.

Một yếu tố cần cân nhắc khi thiết kế cọc có sức chịu tải lớn là công tác thí nghiệm nén tĩnh sẽ phức tạp hơn. Nếu một cọc nhồi đường kính 2.5 m, sức kháng bên cực hạn là $Q_r = \pi \times 2.5 \times 335 = 2630$ tấn, sức kháng mũi cực hạn là $Q_p = \pi \times 2.5^2/4 \times 540 = 2650$ tấn, $P_u = 5280$ tấn. Tải trọng làm việc của cọc là 2100 tấn. Ta cần thí nghiệm nén tĩnh đến, ví dụ là 4200 tấn (ví dụ ở đây là hai lần tải làm việc, và bằng 0.8 của sức chịu tải cực hạn P_u). Nếu nén bằng đối tải thì rất công kênh và nguy hiểm, còn nếu nén bằng hộp Osterberg (phần 5.5) thì có rất ít đơn vị có đủ năng lực để thí nghiệm. Chi phí cho một thí nghiệm 4200 tấn là khoảng 0.7 ÷ 1.0 tỷ (năm 2003).

Theo tiêu chuẩn hiện hành, một công trình có trên 50 cọc, cần tiến hành thí nghiệm nén tĩnh trên ba cọc, như vậy tốn khoảng $2.4 \div 2.6$ tỷ để thí nghiệm. Vì vậy, chúng tôi kiến nghị một giải pháp sau: thay vì thí nghiệm trên ba cọc thật, ta thí nghiệm trên ba cọc mô hình, ví dụ đường kính 0.8 m và có cùng độ sâu. Sức kháng bên cực hạn là $Q_t = \pi \times 0.8 \times 335 = 842$ tấn, sức kháng mũi cực hạn là $Q_p = \pi \times 0.8^2/4 \times 540 = 271$ tấn, mỗi cọc ta tiến hành thí nghiệm đến 940 tấn (0.8 của P_u), hoặc thậm chí thí nghiệm tới phá hoại ($P_u = 1110$ tấn). Nếu thí nghiệm ba cọc như vậy thì chỉ tốn $0.5 \div 0.7$ tỷ, cộng thêm chi phí làm ba cọc mô hình thì ta vẫn tiết kiệm được 1.5 tỷ tiền thí nghiệm. Tuy nhiên với tiền tiết kiệm này ta sẽ dùng cho việc thiết kế móng an toàn hơn (bằng cách tăng chiều dài, hoặc tăng tiết diện, hoặc tăng số lượng cọc). Như vậy, thay vì thiết kế với hệ số an toàn là 2.5, ta sẽ thiết kế với hệ số an toàn là 3.0, thậm chí cao hơn. Nói tóm lại, chi phí bỏ ra là cân bằng, nhưng ta sẽ thiết kế được móng với hệ số an toàn cao hơn.

Việc thí nghiệm trên cọc mô hình sẽ được tiến hành sau khi thiết kế sơ bộ, và trước khi thiết kế thi công. Cọc mô hình có thể được thi công bởi một nhà thầu độc lập trước giai đoạn thiết kế thi công, và dĩ nhiên là trước khi mở thầu thi công móng thật. Như vậy, việc thay đổi thiết kế do điều kiện địa chất là hầu như không có, do đó ta còn giảm được chi phí phát sinh do thay đổi thiết kế (mà hiện nay là khá phổ biến).

Giữa cọc thật và cọc mô hình, công nghệ khoan lỗ là khác nhau, công nghệ thổi rửa là khác nhau (vị trí đặt bơm so với mép của cọc chắc chắn khác nhau). Vì vậy, sức kháng đơn vị của cọc thật có thể thay đổi chút ít so với cọc mô hình. Tuy nhiên, sự thay đổi này là không đáng kể. Hơn nữa, ta đã để dành tiền tiết kiệm thí nghiệm để thiết kế móng an toàn hơn rồi.

Giải pháp kiến nghị trên đây chưa có trong tiêu chuẩn, nhưng rất mong rằng tiêu chuẩn sẽ sớm kiến nghị giải pháp này (cùng với việc quy định hệ số an toàn cao hơn).

6.3. SỰ LÀM VIỆC CỦA CỌC

Đối với cọc chế sẵn, do ở nước ta loại cọc BTCT ứng suất trước và cọc thép hầu như chưa có, do đó việc hạ cọc chế sẵn xuống các lớp đất rất tốt không thực hiện được. Bởi vậy với cọc chế sẵn, ở nước ta gần như không tồn tại cọc chống.

Còn đối với cọc nhồi, do sự xáo động của đất trong quá trình khoan, do ảnh hưởng của mùn khoan... nên sức kháng mũi của đất dưới cọc nhồi thường giảm đi nhiều. Phần 3.5.2 cho thấy, sức kháng mũi đơn vị của cọc nhồi trong cát bị giảm khoảng $5 \div 8$ lần so với cọc chế sẵn ($57.5 N_{60}$ so với $300 \div 400 N_{60}$). Trong sỏi cuội và IGM hạt thô thì sức kháng mũi đơn vị của cọc nhồi còn giảm

hơn nữa (phần 3.5.3). Chỉ có cọc nhồi đặt trong đá nguyên khối thì sức kháng mũi mới đáng kể. Như vậy, ở trên toàn thế giới chứ không riêng gì nước ta, cọc nhồi chống cũng rất hiếm gặp.

Còn cọc ma sát thì có một rủi ro lớn là độ lún rất lớn (độ lún sẽ đột ngột khi sức kháng bên đã huy động hết - xem hình 1.3a).

Nói tóm lại, ở nước ta các cọc hầu hết đều làm việc hỗn hợp (ma sát + chống). Vì vậy với những công trình quan trọng, việc kiểm tra độ lún của móng cọc vẫn cần thiết.

PHỤ LỤC

Phụ lục 1 TÍNH NÉN LÚN VÀ SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

P.1. TÍNH NÉN LÚN

Độ lún của nền gồm ba phần: *lún tức thời* (S_0), *lún cố kết thấm* (S_c) và *lún từ biến* (S_t)

$$S = S_0 + S_c + S_t. \quad (P.1)$$

Độ lún **tức thời** là khi nước chưa kịp thoát đi, đất biến dạng như vật thể đàn hồi;

Độ lún **cố kết (thấm)** là do sự giảm thể tích lỗ rỗng, do nước thoát dần ra ngoài;

Độ lún **từ biến** do biến dạng của bản thân khung cốt của đất.

Với *đất sét*, ba độ lún trên là rõ ràng và có thể tách biệt được. Những nghiên cứu mới nhất cho thấy:

- Độ lún tức thời nhỏ, tuy nhiên có khi không phải là nhỏ quá để có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% độ lún tổng. Độ lún tức thời được tính qua môđun đàn hồi không thoát nước, hay còn gọi là **môđun đàn hồi tức thời**, ký hiệu là E_u ;
- Độ lún cố kết (thấm) là phần chủ yếu, thường chiếm trên 90% độ lún tổng. Tuy nhiên, trong một số ít trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 50% độ lún tổng.
- Độ lún từ biến không nhỏ, nhất là với các đất sét yếu/ rất yếu. Đôi khi, chúng có thể chiếm tới 40 ÷ 50% độ lún tổng;

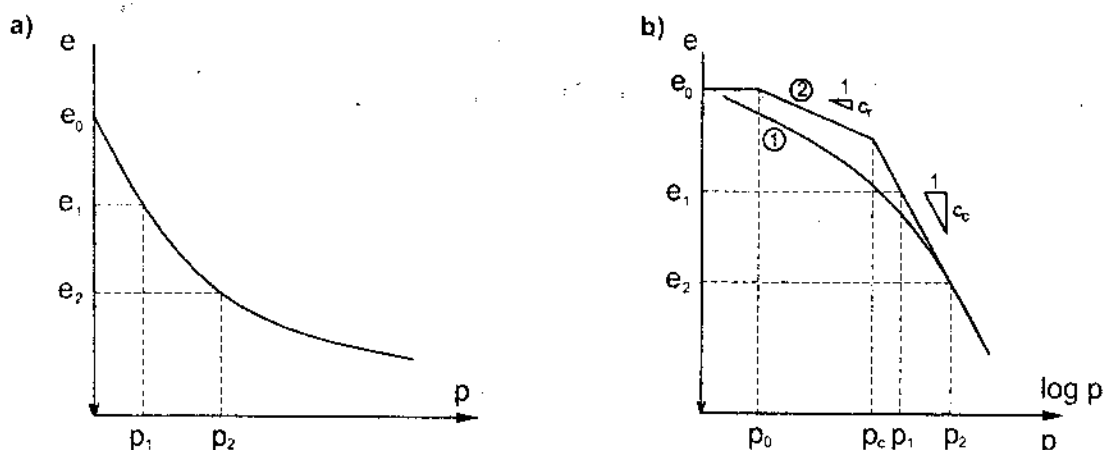
Với *đất cát*, tính thấm quá nhanh, do đó không thể tách rời lún tức thời và lún cố kết được. Ta có thể viết lại phương trình (P.1) như sau:

$$S = S_{0+c} + S_t \quad (P.2)$$

S_{0+c} là độ lún tức thời và cố kết (thường viết là S , và cũng thường hiểu là lún cố kết, vì lún tức thời của cát quá nhỏ), được tính qua môđun biến dạng E_{0+c} , thường cũng chỉ ký hiệu là E .

P.1.1. Độ lún cố kết (thấm) ổn định

Từ thí nghiệm nén một trục (còn gọi là thí nghiệm oedometre), ta thu được quan hệ giữa ứng suất nén (áp lực nén) p (còn viết là σ) và độ rỗng e . Quan hệ p - e này được biểu diễn ở đồ thị thường hình P.1a hoặc biểu diễn ở đồ thị bán log trên hình P.1b.



Hình P.1. Quan hệ $p - e$

Ghi chú: Trong hình P.1b, với đất sét quá cố kết, đoạn nén thứ cấp (C_c) không phải là tiếp tuyến với đoạn đầu của đường ①. Về nguyên nhân tại sao đường ① nằm thấp hơn đường ②, bạn đọc có thể tham khảo thêm hình 10.27, ở trang 235, 236 - Tập 2 - Cơ học Đất - Whitlow.

Phụ lục 4 trình bày cách hiệu chỉnh đường cong ① để được đường cong ②. Tuy nhiên, vì cách hiệu chỉnh khá dài nên tạm thời ta có thể lấy đoạn nén thứ cấp là đường tiếp tuyến của đoạn đầu đường cong ①. Với đất sét cố kết thường, ta không hiệu chỉnh.

Từ hình P.1a ta có: trong đoạn $e_1 - e_2$ nhỏ nào đó:

- Hệ số nén lún tương đối (hay hệ số nén thể tích) a_v (hay m_v) là:

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)(1 + e_1)};$$

- Môđun biến dạng (có nở hông) là $E = \frac{\beta}{a_v}$ với $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$;

Môđun này áp dụng cho nền đất dưới móng đơn, do diện chịu tải bé nên đất bị nén chặt theo chiều đứng và nở theo chiều ngang (có nở hông);

- Môđun biến dạng không nở hông là $M = \frac{1}{a_v} = \frac{1}{m_v}$;

Môđun này áp dụng cho nền đất dưới móng bè, do diện chịu tải lớn nên ta coi nền đất dưới móng không nở hông;

Nếu viết chính xác theo "ngôn ngữ" ứng suất hữu hiệu thì:

Môđun thoát nước:

$$E' = M'(1 + \mu')(1 - 2\mu')/(1 - \mu') = \left(1 - \frac{2\mu'^2}{1 - \mu'}\right) M' = \beta M';$$

trong đó: μ' - hệ số Poisson trong điều kiện thoát nước ($\mu' = 0,2 \div 0,3$ cho cát;
 $\mu' = 0,3 \div 0,4$ cho sét).

- Độ lún không nở hông của lớp đất dày h_i là:

$$S_i = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}; \quad (P.3a)$$

$$S_i = a_o p h_i = \frac{1}{M} ph_i = \frac{\beta}{E} ph_i. \quad (P.3b)$$

- Độ lún có nở hông của lớp đất như trên là:

$$S_i = \frac{1}{E} ph_i. \quad (P.3c)$$

Lún không nở hông áp dụng cho trường hợp móng bè (tải rất rộng), còn lún nở hông áp dụng cho toàn bộ các trường hợp khác. Tuy nhiên, ở Việt Nam, ta đều dùng phương trình (P.3b) (không nở hông) cho mọi trường hợp (có thể chấp nhận được vì $\beta = 0,8$ xấp xỉ với 1,0).

Trong hình P.1b, đường cong ① thu được từ thí nghiệm oedometre, còn đường cong ② là đường hiệu chỉnh từ đường cong ①. Sở dĩ, ta phải hiệu chỉnh đường cong ① vì nó (và đường cong ở hình P.1a) không phản ánh đúng thực tế làm việc của đất. Nguyên nhân chính là trong thí nghiệm oedometre, việc thu được mẫu đất **100% nguyên dạng** là cực kỳ khó khăn. Ví dụ, mẫu đất đang ở độ sâu 20 m, chịu áp lực bản thân là 300 kPa, nay được đem lên mặt đất để làm thí nghiệm. Việc duy trì áp lực không đổi là 300 kPa đối với mẫu đất nguyên dạng là rất khó. Do đó, mẫu đất "nguyên dạng" này vẫn bị xáo động một phần nào (ngoài ra còn rất nhiều nguyên nhân khác làm xáo động mẫu mà ta không thể tránh khỏi). Nói tóm lại, mẫu đất mà ta gọi là mẫu "nguyên dạng" thì sự nguyên dạng chỉ được gần 100% mà thôi.

Trong hình P.1b ta có:

p_o (tức là σ'_{vo}) - ứng suất bản thân (địa tĩnh) tại hiện trường;

p_c - áp lực tiền cố kết;

C_c (compression) và C_r (recompression index) - chỉ số nén sơ cấp và thứ cấp;

Độ lún của lớp đất dày h_i là:

$$S_i = \left[C_1 \log \frac{p}{p_c} + C_2 \log \frac{p_c}{p_o} \right] \frac{h_i}{1 + e_o}. \quad (P.4)$$

Nếu $p > p_c \geq p_o$: $C_1 = C_c$ và $C_2 = C_r$.

Nếu $p_c > p > p_o$: $C_1 = C_2 = C_r$.

Nếu $p > p_n = p_c : C_1 = C_2 = C_c$ (đất cố kết thường).

Với đất dính, ta có thể lấy mẫu về để thí nghiệm oedometer. Tuy nhiên, ở các nước Tây Âu - Bắc Mỹ, phương trình (P.3) rất ít khi được sử dụng, thay vào đó, họ sử dụng phương trình (P.4) để tính lún (vì đường cong ở hình P.1a và đường cong ① ở hình P.1b là chưa đúng thực tế, cần được hiệu chỉnh để được đường cong ②).

Với đất rời, ta phải sử dụng phương trình (P.3b) hoặc (P.3c) để tính lún. Tuy nhiên, ta **không thể** lấy mẫu nguyên dạng để thí nghiệm oedometer được. Do đó, E (hoặc M) **bắt buộc** phải được suy ra từ kết quả thí nghiệm hiện trường.

Từ hình P.1 ta cũng có: hệ số quá cố kết là OCR (tức là R_c) = p_c / p_o ; và:

- Đất quá cố kết mạnh (heavily over - consolidated - HOC) có $OCR \geq 4$;
- Đất quá cố kết nhẹ (lightly over - consolidated - LOC) có OCR từ $2 \div 3$ hoặc 4 ;
- Đất cố kết bình thường (Normally consolidated - NC) có $OCR = 1$, thậm chí tới 2 do những sai số khi tính toán;
- Đất dưới cố kết (Under consolidated) có $OCR < 1$.

P.1.2. Độ lún cố kết thấm theo thời gian

Với đất có tính thấm kém, lún xảy ra rất chậm theo thời gian. Tại thời điểm t , độ lún là $S_t = U_t \times S$;

trong đó: S - độ lún cố kết toàn phần (phương trình (P.3) và (P.4) ở phần P.1.1);
 U_t - độ cố kết, có giá trị $0 \div 1$, tức là $0\% \div 100\%$, được xác định như sau:

Bước 1: Xác định hệ số cố kết C_v (Taylor, Casagrande,...);

Bước 2: $T_v = C_v \times t/h^2$;

Bước 3: Tra biểu đồ quan hệ $T_v - U$ để tìm U_t (hoặc dùng công thức tính U_t).

ở đây: C_v - hằng số cố kết; C_v phụ thuộc nhiều vào hệ số thấm k .

$k = v / I$ (Định luật Darcy);

Đất cát có k tương đối lớn ($k > 10^{-4}$ cm/s). Còn đất sét có k rất nhỏ ($k < 10^{-7}$ cm/s), do đó với đất sét, thời gian lún khá lâu.

P.1.3. Độ lún tức thời

Ta sử dụng phương trình (P.3b) và (P.3c) để tính độ lún tức thời, tuy nhiên, ta dùng môđun không thoát nước. Môđun không thoát nước thu được bằng cách

thí nghiệm oedometer (nén một trục) hoặc triaxial (nén ba trục) trong điều kiện không thoát nước; hoặc thu được bằng những tương quan với thí nghiệm hiện trường [1].

Môđun không thoát nước (cho đất sét, gia tải không thoát nước) và môđun biến dạng không nở hông M có quan hệ sau:

$$\begin{aligned} E_u &= M (1 + \mu_u) (1 - 2\mu') / (1 - \mu') \\ &= 1.5 M \frac{1 - 2\mu'}{1 - \mu'} \end{aligned}$$

trong đó: μ_u - hệ số Poisson trong điều kiện không thoát nước;

$\mu_u \approx 0.5$ (bằng của nước);

μ' - hệ số Poisson trong điều kiện thoát nước.

P.1.4. Độ lún từ biến

Độ lún từ biến tại năm thứ t_2 được tính theo công thức lý thuyết sau:

$$S_t = C_{uc} \log \frac{t_2}{t_1} h_0 \quad (P.5)$$

trong đó: C_{uc} - chỉ số nén từ biến cải biến (là chỉ số nén tính từ đồ thị thời gian -

$$\text{biến dạng}). C_{uc} = \frac{C_{ac}}{1 + e_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log(t_2/t_1)(1 + e_1)}$$

ở đây: C_{ac} - chỉ số nén từ biến tính từ đồ thị thời gian - hệ số rỗng;

thông thường, $C_{ac} = (0.015 + 0.032) \times C_c$ và trong khoảng từ 0.025 đến 0.1; Với đất than bùn và đất hữu cơ thì C_{ac} lớn hơn ($\approx 0.065C_c$), thậm chí còn lớn hơn nữa;

t_1 - thời điểm kết thúc cố kết thấm (tức là điểm t_{100} trên biểu đồ $e - \log(t)$ của Casagrande).

Với đất cát, Schmertmann cho rằng:

$$S_t = S_{o+c} \times 0.2 \times \log(10t_2) \quad (P.6)$$

trong đó: S_{o+c} - tổng của độ lún tức thời và lún cố kết, thường chỉ ký hiệu là S .

Dựa vào phương trình (P.6) thì ngay cả với cát độ lún từ biến cũng không thể bỏ qua (ví dụ, sau 30 năm thì $0.2 \times \log(300) = 0.5$, tức là lún từ biến bằng 50% của lún cố kết, hay bằng 33% của lún tổng).

P.1.5. Hệ số nền

Trong mô hình nền Winkler, hệ số nền theo phương đứng (k_v hay C_v) thường được sử dụng để tính toán móng băng (tức là dầm trên nền đàn hồi), móng bè; còn hệ số nền theo phương ngang (k_h) để tính toán cọc chịu tải trọng ngang.

Hệ số nền không những phụ thuộc vào cấp tải trọng, mà còn phụ thuộc vào kích thước móng. Vesic (1961) cho rằng, có thể ước lượng k_s (hay c_z) như sau:

$$k_s = \frac{0.65}{B} \times \sqrt[12]{\frac{E \times B^4}{E_f \times J_f}} \times \frac{E}{1 - \mu^2} \quad (\text{kN/m}^3), \quad (\text{P.7})$$

trong đó: B - chiều rộng móng (m);

E (kN/m^2), μ - môđun biến dạng và hệ số Poisson của đất;

E_f (kN/m^2), J_f (m^4) - môđun đàn hồi và mômen quán tính của móng;

Theo phương ngang, ta có thể tạm lấy: $k_{hs} = K_0 k_s$, với K_0 là hệ số nén ngang.

P.1.6. Dự báo môđun biến dạng bằng thí nghiệm hiện trường

Môđun biến dạng nên được dự báo dựa trên kết quả thí nghiệm đất hiện trường, như thí nghiệm SPT (phần P.1.6.1), CPT (phần P.1.6.2), hoặc thí nghiệm DMT (phần P.1.6.3). Chúng tôi chỉ trình bày vắn tắt những công thức hay dùng. Chi tiết về các ứng dụng của thí nghiệm đất hiện trường, xin tham khảo [1].

P.1.6.1. Theo thí nghiệm SPT

Theo Kulhawy và Mayne (1990):

$$E_{\text{cat}} = k N_{60} \quad (\text{bar}), \quad (\text{P.8})$$

trong đó: $k = 5$ với đất cát lẫn bụi, sét;

$k = 10$ với đất cát sạch cố kết thường;

$k = 15$ với đất cát sạch quá cố kết.

Theo Ohya và cộng sự (1982):

$$E_{\text{cat}} = 9.08 N_{60}^{0.66} \quad (\text{bar}). \quad (\text{P.9})$$

Theo Stroud (1974):

$$M_{\text{set}} = 4.1 N_{60} \quad \text{nếu chỉ số dẻo } A \text{ (hay } I_p, PI) \geq 30; \quad (\text{P.10a})$$

$$M_{\text{set}} = (8.6 - 0.15 A) N_{60} \quad \text{nếu } A < 30. \quad (\text{P.10b})$$

N_{60} là số nhát đập để ống SPT đi được 30 cm, đã hiệu chỉnh về 60% năng lượng hữu ích trong thí nghiệm SPT (xuyên tiêu chuẩn):

$$N_{60} = N \times C_E,$$

$C_E = \frac{E_h}{60}$: E_h là tỷ lệ phần trăm năng lượng hữu ích (thường $E_h = 30 \div 60$).

P.1.6.2. Theo thí nghiệm CPT

Môđun biến dạng của đất, nếu dự báo theo thí nghiệm CPT thì thường có dạng sau:

$$M = \alpha q_c, \quad (P.11)$$

trong đó: q_c - sức kháng xuyên mũi của thí nghiệm CPT (xuyên tĩnh);
 α - hệ số tra từ bảng P.1.

Bảng P.1. Hệ số α dự báo môđun biến dạng không nở hông M

q_c (bar)	Đất	α (Sanglerat)	α (Vũ Công Ngự)
< 7	Sét có độ dẻo thấp (CL)	3 ÷ 8	5 ÷ 8
7 ÷ 20		2 ÷ 5	
> 20		1 ÷ 2.5	
> 20	Bùn có độ dẻo thấp (ML)	3 ÷ 6	3 ÷ 5
< 20		1 ÷ 3	
< 20	Đất dính độ dẻo cao (MH, CH)	2 ÷ 6	4.5 ÷ 7.5
< 12	Bùn chứa hữu cơ (OL)	2 ÷ 8	
< 7	Bùn và sét chứa hữu cơ (P_L , OH)		
	50 < w < 100	1.5 ÷ 4	3 ÷ 6
	100 < w < 200	1 ÷ 1.5	
	w > 200	0.4 ÷ 1	
20 ÷ 30	Đá phần	2 ÷ 4	
< 50	Cát	2	1.5 ÷ 3
> 100		1.5	

Lưu ý: Hệ số α của Sanglerat đã bao hàm cả yếu tố liên quan đến độ lún từ biến.

P.1.6.3. Theo thí nghiệm DMT

Theo Marchetti, môđun biến dạng không nở hông của đất được dự báo như sau:

$$M = R_M E_D, \quad (P.12)$$

trong đó: R_M - hệ số quy đổi, R_M phải lớn hơn 0.85. Giá trị R_M được lấy như sau:

$$\text{Nếu } I_D \leq 0.6: \quad R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D;$$

$$\text{Nếu } I_D \geq 3: \quad R_M = 0.5 + 2 \log K_D;$$

$$\text{Nếu } 0.6 < I_D < 3: \quad R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$$

$$\text{với } R_{M,0} = 0.14 + 0.15(I_D - 0.6);$$

$$\text{Nếu } K_D > 10: \quad R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D;$$

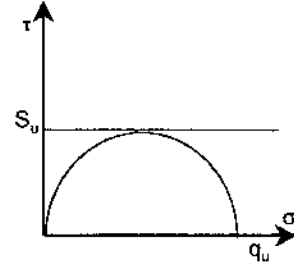
E_D , K_D , I_D - các môđun DMT, chỉ số nén ngang DMT và chỉ số đất từ thí nghiệm DMT (nén ngang mũi xuyên phẳng).

P.2. SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

P.2.1. Sức chống cắt của đất sét

P.2.1.1. Vài nét về sức chống cắt không thoát nước S_u [1]

Khi được gia tải nhanh và đất hoàn toàn không thoát nước (UU), thì đất sét bão hòa không có ma sát trong ($\varphi_u = 0$), sức kháng cắt hoàn toàn do lực dính sinh ra, ta gọi đó là sức kháng cắt không thoát nước S_u ($\tau_{max} = S_u = q_u / 2$, xem hình P.2).



Hình P.2. Sức kháng cắt không thoát nước

Khi gia tải chậm (CD), với đất cố kết thường, sức kháng cắt hoàn toàn do ma sát trong, còn lực dính $c' = 0$.

Tóm lại, ta có ba loại sức chống cắt tương ứng với ba sơ đồ sau:

- UU: gia tải nhanh, tức thời, không thoát nước: $\varphi_u = 0$; $S_u > 0$ (còn gọi là c_u);
- CU: gia tải cố kết chậm, cắt nhanh: $\varphi > 0$; $c > 0$;
- CD: gia tải và cắt chậm, thoát nước hoàn toàn: $\varphi' > 0$; $c' = 0$ (với đất quá cố kết, ta vẫn có $c' > 0$, nhưng c' tương đối nhỏ).

Khi đất sét bị xáo trộn (remolded) (ví dụ do tác dụng đóng cọc,...), sức kháng cắt không thoát nước của nó giảm xuống còn S_{ur} (sức kháng cắt xáo động). Độ nhạy cảm (hay tính nhạy) của đất sét được đánh giá là: $S_t = S_u / S_{ur}$. Đất sét có độ nhạy cảm cao rất dễ bị phá hoại và sạt lở. Bảng P.2 sau đây phân loại mức độ nhạy cảm (Michell, 1976).

Bảng P.2. Phân loại độ nhạy cảm của đất sét

S_t	1	1 + 2	2 ÷ 4	4 ÷ 8	> 8
Độ nhạy cảm	không	ít	vừa	cao	rất cao

P.2.1.2. Dự báo S_u dựa trên thí nghiệm đất hiện trường

Theo thí nghiệm SPT

Theo Hara (1974): $S_{u\text{ sét}} = 0.29 N_{60}^{0.72} \text{ (bar)}$ (P.13)

Theo Terzaghi và Peck (1967): $S_{u\text{ sét}} = 0.06 N_{60} \text{ (bar)}$ (P.14)

trong đó: N_{60} - số đọc SPT đã hiệu chỉnh theo năng lượng hữu ích (xem phần P.1.6.1).

Theo thí nghiệm CPT

Theo Kulhawy và Mayne (1990):

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_o}{N_k} \quad (q_T \text{ và } \sigma_o \text{ đo bằng bar}); \quad (\text{P.15})$$

$$N_k = 2.57 + 1.33 [\ln(G / S_u) + 1], \quad (\text{P.16})$$

trong đó: N_k - hệ số kinh nghiệm, thông thường lấy $N_k = 11 \div 15$;

G - môđun cắt của đất;

q_T - kết quả CPT hiệu chỉnh:

$q_T = q_c$ với thí nghiệm CPT không đo áp lực nước lỗ rỗng;

$q_T = q_c + u_T (1 - a)$ với thí nghiệm CPT có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTU, hay piezocone);

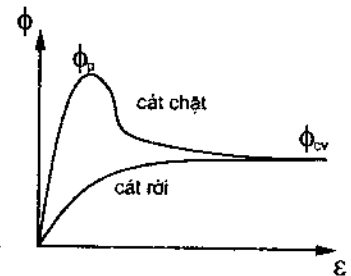
σ_o (hay σ_{vo}) - ứng suất tổng do bản thân đất gây ra tại điểm đang xét.

P.2.2. Sức chống cắt của đất cát

P.2.2.1. Vài nét về góc ma sát trong φ

Đất cát thì không có lực dính ($c = 0$), do đó sức kháng cắt của đất cát được biểu hiện qua góc ma sát trong φ như sau: $\tau_{\max} = \sigma'_{vo} \times \tan \varphi$.

Tuy nhiên, góc ma sát trong φ lại phụ thuộc vào mức độ biến dạng ε của đất. Một loại đất cát (**cùng cấp phối thành phần hạt**) nhưng để ở hai mẫu có trạng thái khác nhau, một mẫu cát chặt, một mẫu cát rời, sau đó đem thí nghiệm nén ba trục ta sẽ xác định được góc φ như hình P.3.



Hình P.3. Quan hệ góc ma sát trong - biến dạng

Với cát chặt, ban đầu, góc φ đạt giá trị cực đại (peak) là φ_p (và nó thường là giá trị báo cáo từ thí nghiệm nén ba trục, do đó ký hiệu là φ_{tc} với tc là viết tắt của triaxial compression). Tuy nhiên, cả cát chặt và cát rời (cùng loại cát, chỉ khác về độ chặt) sẽ cùng đạt giá trị góc ma sát trong φ_{cv} (constant volume) ở một biến dạng ε_{cv} khá lớn.

P.2.2.2. Dự báo φ dựa trên thí nghiệm đất hiện trường [1]

Theo thí nghiệm SPT

Theo Peck, Hanson và Thornburn thì φ của đất cát được dự báo như sau:

$$\varphi_{\text{cát}} \approx 54 - 27.6034 e^{-0.014N_{60}} \quad (\text{P.17})$$

trong đó: N'_{60} - số đọc SPT đã hiệu chỉnh theo cả năng lượng và độ sâu;

$$N'_{60} = N_{60} \times C_N \approx N_{60} \times 2 / (1 + \sigma'_{v0});$$

σ'_{v0} (bar)- ứng suất hữu hiệu do bản thân đất gây ra tại điểm đang xét;
 N_{60} - số đọc SPT hiệu chỉnh theo năng lượng (xem phần P.1.6.1).

Theo Schmertmann thì ϕ của đất cát ở độ sâu lớn (≥ 3 m) được dự báo như sau:

$$\phi_{\text{cát}} \approx \arctg [N_{60} / (12.2 + 20.3 \sigma'_{v0})]^{0.34}, \quad (\text{P.18})$$

σ'_{v0} (bar)- ứng suất hữu hiệu do bản thân đất gây ra tại điểm đang xét.

Theo thí nghiệm CPT

Theo Robertson and Campanella (1983):

$$\phi_{\text{cát}} \approx \arctg[0.1 + 0.38 \times \log(q_T / \sigma'_{v0})]. \quad (\text{P.19})$$

Theo Kulhawy và Mayne (1990):

$$\phi_{\text{cát}} \approx 17.6 + 11 \times \log(q_{\text{cn}}), \quad (\text{P.20})$$

trong đó: $q_{\text{cn}} = q_T / \sqrt{\sigma'_{v0}}$; q_T - xem phần P.2.1.2.

Tuy nhiên, hai phương trình trên không dùng ở độ sâu z nhỏ. Khi $z \leq 2$ (hoặc 3 m), thì dùng bảng P.3 sau của Meyerhof:

Bảng P.3. Bảng ước tính ϕ của Meyerhof (1956)

q_c (bar)	< 20	20 ÷ 40	40 ÷ 120	120 ÷ 200	> 200
Trạng thái	rất rời	rời	chật vừa	chật	rất chặt
ϕ	< 30	30 ÷ 35	35 ÷ 40	40 ÷ 45	> 45

P.3. Hiệu chỉnh đường cong e-log(p)

Trong phần P.1.1, để xây dựng đường cong ②, ta cần tiến hành dỡ tải và gia tải (đoạn cong ZY và YZ ở hình P.4) ở một cấp lớn hơn p_c (áp lực tiền cố kết) ước đoán ban đầu. Thí nghiệm ở nước ta thường không hoàn chỉnh, ví dụ như không tăng tải tiếp từ Z đến S, không gia tải đến hệ số rỗng nhỏ hơn $0.42 e_0$, do đó việc hiệu chỉnh sẽ gặp nhiều khó khăn hơn. Lưu ý rằng quá trình hiệu chỉnh để cập ở đây có thể làm p_c thay đổi không đáng kể so với cách làm đơn giản hiện nay, nhưng giá trị C_r và C_p thay đổi nhiều, do đó ảnh hưởng đến kết quả dự báo lún. Các bước hiệu chỉnh như sau:

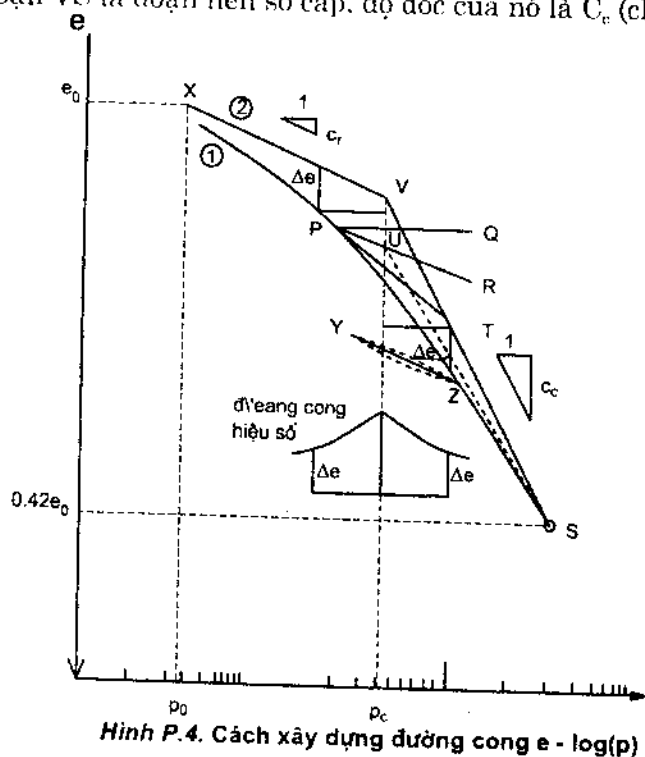
Bước 1: Xác định áp lực tiền cố kết p_c (Casagrande)

- Điểm P là điểm cong nhất trên đường cong thí nghiệm (đường ①);

- Từ P vẽ đoạn PT tiếp tuyến với đoạn đầu của đường ① (đoạn thứ cấp);
- Từ P vẽ đoạn PQ nằm ngang;
- Vẽ đoạn PR là phân giác của góc TPQ;
- Vẽ đoạn SU là tiếp tuyến (hay đoạn kéo dài) của đoạn cuối đường thí nghiệm ①;
- Giao điểm của đoạn SU và đoạn PR là điểm U. Hoành độ của điểm U là áp lực tiền cố kết (ứng suất cố kết trước) p_c (hay σ'_v).

Bước 2: Xây dựng đường cong ② (Schmertmann)

- Điểm X là điểm có tọa độ (p_0, e_0) . Trong đó, p_0 (hay σ'_{v0}) là áp lực bản thân hữu hiệu của phân tố đất đang xét tại hiện trường; e_0 là hệ số rỗng tại **hiện trường**.
- Vẽ đoạn UV thẳng đứng.
- Vẽ đoạn XV song song với đoạn YZ (là đoạn nằm giữa đường dỡ tải và gia tải).
- Đoạn UV cắt đoạn XV ở điểm V.
- Nối điểm V với điểm S. Điểm S nằm trên đường cong ① và có tung độ là $0.42e_0$.
- Đoạn XV là đoạn nén thứ cấp, độ dốc của nó là C_r (chỉ số nén thứ cấp).
- Đoạn VS là đoạn nén sơ cấp, độ dốc của nó là C_c (chỉ số nén sơ cấp).



Hình P.4. Cách xây dựng đường cong $e - \log(p)$

Bước 3: Chính xác thêm các thông số (Schmertmann)

Vẽ đường cong hiệu số giữa đường ② và đường ①. Nếu đường cong này không có dạng đối xứng qua p_c thì ta cần xô dịch p_c qua phải hoặc trái một chút. Như vậy, C_r sẽ giữ nguyên giá trị, còn C_c sẽ khác đi (do đoạn SV khác đi). Đường cong có dạng đối xứng qua p_c này còn gọi là đường hình chuông (bell shape). Bước 3 này có thể không cần thiết vì kết quả của bước 1 và bước 2 kể trên đã khá tỉ mỉ và chính xác.

Giá trị p_c tìm được trong phần P.3 này có thể không khác nhiều so với cách tìm đơn giản (giao điểm của hai đoạn tiếp tuyến), tuy nhiên giá trị C_c và C_r sẽ thay đổi đáng kể, do đó ảnh hưởng đến kết quả dự báo độ lún.

Phụ lục 2

MỘT SỐ YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

Phần 1.2.2 và 1.2.3 đã trình bày một số yếu tố ảnh hưởng đến sức chịu tải của cọc. Phụ lục này sẽ trình bày một số yếu tố khác liên quan. Từ đó, giúp cho ta hiểu được tại sao sức chịu tải dự báo được là một con số không thể chính xác được. Như vậy, tốt nhất là ta nên dự báo sức chịu tải (theo đất nền) dựa trên ít nhất là hai cách tính khác nhau, so sánh chúng và cân nhắc để rút ra sức chịu tải thiết kế cuối cùng. Tốt hơn hết là sử dụng phương pháp dự báo sức chịu tải dựa trên thí nghiệm nén tĩnh (nhưng lại đắt tiền), thí nghiệm đóng thử hoặc PDA. Còn các phương pháp dự báo ở giai đoạn thiết kế sơ bộ là: dự báo theo thí nghiệm đất hiện trường (CPT, SPT), dự báo theo sức kháng cắt của đất (phương pháp lý thuyết).

CÁC YẾU TỐ ĐẤT NỀN

Góc ma sát trong

Trong quá trình đóng cọc, ứng suất cục bộ rất lớn ở mũi cọc sẽ nghiền nát những hạt đất rời xung quanh mũi cọc. Phạm vi và mức độ nghiền nát là một ẩn số. Vesic (1967) cho nhỏ một số cọc thép đóng xuống nền cát, lau sạch bề mặt thép và xem xét mặt của thép. Vesic thấy rằng, một số hạt cát (nghiền) thậm chí còn chui vào trong bề mặt thép. Như vậy, cấp phối hạt, độ chặt của đất v.v... đã bị thay đổi, do đó góc ma sát trong ϕ đã khác so với khi khảo sát địa kỹ thuật.

Đối với cọc ống rỗng, việc dự báo sức chịu tải của phần mặt trong cọc càng khó chính xác: chiều sâu mà đất chiếm chỗ trong lòng ống không xác định được chính xác, góc ma sát trong của đất chiếm chỗ trong lòng khác với góc ma sát trong của chính đất đó bên ngoài cọc (Kishida và cộng sự, 1977), trạng thái ứng suất bên trong ống và sự truyền lực (sức kháng bên) không xác định được v.v...

Ứng suất hữu hiệu theo phương đứng

Ứng suất σ'_z sau khi hạ cọc sẽ lớn hơn ứng suất σ'_z khi chưa hạ cọc ($= \sum \gamma_i h_i$). Sự tăng ứng suất là do quá trình đóng hoặc ép cọc, sau đó là do sự truyền lực giữa cọc và đất.

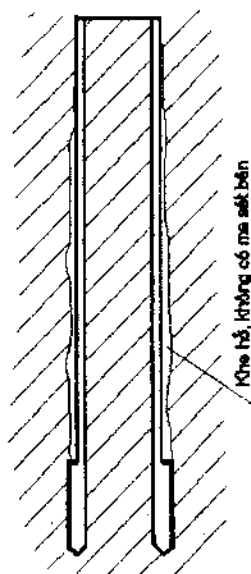
Tính nén lún của đất

Tại mũi cọc, đất sẽ bị nén chặt và lún xuống. Tuy nhiên, ở phần cọc ngay phía trên mũi, nếu đây là đất hạt thô thì đất sẽ bị rời ra (kiểu như bị mất điểm tựa ở dưới), tính nén lún của đất cũng ảnh hưởng đến sức chịu tải của cọc.

CÁC YẾU TỐ CỦA CỌC

Mũi cọc

Đối với cọc thép, người ta thường làm mũi cọc (có tiết diện lớn hơn tiết diện cọc) để gia cường cho mũi cọc không bị hư hại khi đóng. Tuy nhiên, mũi cọc phải mở rộng tiết diện vào trong. Nếu mở ra ngoài thì chỉ mở thật ít, nếu không sẽ làm giảm đáng kể ma sát bên (sức kháng bên) của cọc (hình P.5).



Hình P.5. Mũi cọc làm sai

Thể tích phần cọc thể đất

Đối với cọc đóng hoặc ép, thể tích phần cọc thể đất đóng vai trò khá quan trọng. Như cách tính Nordlund đã chỉ ra, thể tích phần thể đất lớn thì cọc sẽ có sức kháng đơn vị lớn hơn. Cọc chữ H, cọc ống hở mũi, cọc khoan mũi sẽ có thể tích phần cọc thể đất rất bé, và do đó, sức kháng đơn vị khá nhỏ.

CÁC YẾU TỐ LIÊN QUAN ĐẾN PHƯƠNG THỨC HẠ CỌC

Nauroy và LeTirant (1983) tiến hành thí nghiệm và thấy rằng, trong cùng một loại đất, cọc đóng có sức chịu tải cao hơn cọc ép. Với cọc chế sẵn, ngoài hai phương thức đóng và ép, còn có những phương thức khác như:

Cọc hạ bằng búa rung

Từ thí nghiệm ở nhiều địa điểm khác nhau, Mosher (1987), O'Neill và Vipulanandan (1989) rút ra rằng, sức chịu tải của cọc trong đất hạt thô, rời đến chặt vừa hạ bằng phương pháp búa rung sẽ thấp hơn so với cách hạ bằng phương pháp búa đóng. Ngược lại, khi trạng thái của đất là rất chặt, thì phương pháp búa rung lại cho sức chịu tải cao hơn.

Cọc hạ bằng phương pháp xối nước

Đôi khi, để quá trình đóng cọc được êm thuận, người ta vừa xối nước (tại mũi cọc) vừa đóng cọc. Tuy nhiên, quá trình xối nước sẽ làm giảm đáng kể sức chịu tải của cọc, thậm chí tới 90% (McClelland, 1974).

Phụ lục 3

MỘT SỐ PHƯƠNG TRÌNH XẤP XỈ

Bạn đọc có thể sử dụng những phần mềm sẵn có để dự báo sức chịu tải của cọc. Tuy nhiên, nếu bạn đọc muốn tự lập trình lấy thì có thể tham khảo những phương trình xấp xỉ trong phụ lục này. Các phương trình này được tác giả tự lập xấp xỉ dựa trên các hình vẽ được đã trình bày.

P.3.1. PHÂN LOẠI ĐẤT THEO THÍ NGHIỆM CPT

$q_T = q_c$ nếu thí nghiệm CPT không đo áp lực nước lỗ rỗng;

$q_T = q_c + u_T (1 - a)$ nếu thí nghiệm CPT có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTU, hay piezocone);

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}};$$

$$R_f = f_s / q_T (\%);$$

$$F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{vo}} (\%).$$

Quá trình kiểm tra loại đất theo trình tự như sau:

- 1) Kiểm tra xem có phải đất số 2 không,
- 2) Nếu không phải, kiểm tra xem có phải số 1 không,
- 3) Nếu không phải, kiểm tra xem có phải số 11 và/ hoặc 12 không,
- 4) Nếu không phải, kiểm tra theo thứ tự từ đất số 3 đến 9,
- 5) Nếu không phải, đây là đất số 10.

Các phương trình kiểm tra liệt kê dưới đây:

Dưới 2m: sử dụng Robertson - 1986:

Đất số 1 (đất dính nhạy): $q_T \leq -0.5127 \times R_f^2 - 2.2428 \times R_f + 10.244$

Đất số 2 (đất hữu cơ): $q_T \leq 0.5597 \times e^{0.2684 \times R_f}$

Đất số 3 (đất sét): $C_T \leq 10^{(0.3277 \times e^{0.3194 \times R_f})}$

Đất số 4 (đất sét, sét lẫn ít bụi): $q_T \leq 10^{(0.4945 \times e^{0.2819 \times R_f})}$

Đất số 5 (đất sét lẫn bụi):	$q_T \leq 10^{(0.0372 R_f^3 - 0.1621 R_f^2 + 0.4338 R_f + 0.7304)}$
Đất số 6 (đất sét lẫn bụi, bụi lẫn ít cát):	$q_T \leq 10^{(0.0698 \times R_f^2 + 0.1153 \times R_f + 1.174)}$
Đất số 7 (đất cát bụi):	$q_T \leq 10^{(0.1278 \times R_f^2 + 0.1349 \times R_f + 1.4772)}$
Đất số 8 (đất cát bụi, cát):	$q_T \leq 10^{(0.2744 R_f^3 - 0.3216 R_f^2 + 0.3314 R_f + 1.8451)}$
Đất số 9 (đất cát):	$q_T \leq 10^{(0.3814 R_f^2 + 0.0826 \times R_f + 2.2666)}$
Đất quá cố kết mạnh:	

$$\text{Nếu } R_f > 5, \quad q_T > 55;$$

$$\text{Nếu } R_f < 5, \quad q_T > 10^{(-0.0278 R_f^5 + 0.5435 R_f^4 - 4.1288 R_f^3 + 15.239 R_f^2 - 27.609 R_f + 22.212)}$$

$$\text{Đất số 11 (đất dính quá cố kết mạnh): } q_T \leq 10^{(0.4491 \times e^{0.4004 \times R_f})};$$

Đất số 12 (đất cát quá cố kết mạnh, cát vón cục ximăng hoá): nếu thỏa mãn loại đất quá cố kết mạnh, nhưng không thỏa mãn đất số 11.

Từ 2m trở xuống: sử dụng Robertson - 1990:

$$\text{Đất số 1 (đất dính nhạy): } Q_T \leq 3.2039 \times \min(2; F)^2 - 11.485 \times \min(2; F) + 11.28;$$

$$\text{Đất số 2 (đất hữu cơ): } Q_T \leq 0.7219 \times e^{0.2351 \times F};$$

$$\text{Đất số 3 (đất sét): } Q_T \leq 2.8 \times e^{0.4 \times F};$$

$$\text{Đất số 4 (đất sét, sét lẫn ít bụi): } Q_T \leq 4 \times e^{0.55 \times F};$$

$$\text{Đất số 5 (đất sét lẫn bụi): } Q_T \leq 2.4136 \times F^3 - 7.4995 \times F^2 + 17.349 \times F + 3.2373;$$

$$\text{Đất số 6 (đất sét lẫn bụi, bụi lẫn ít cát): } Q_T \leq 15 \times e^{0.83 \times F};$$

$$\text{Đất số 7 (đất cát bụi): } Q_T \leq 33 \times e^{1.3 \times F};$$

$$\text{Đất số 8 (đất cát bụi, cát): } Q_T \leq 70 \times e^{1.7 \times F};$$

$$\text{Đất số 9 (đất cát): } Q_T \leq 150 \times e^{2.1 \times F};$$

$$\text{Đất quá cố kết mạnh: } Q_T \leq 1000 / (30.65 \times e^{-0.4481 \times 10 / F});$$

$$\text{Đất số 11 (đất dính quá cố kết mạnh): } Q_T \leq 0.0135 \times e^{2.2654 \times F};$$

Đất số 12 (đất cát quá cố kết mạnh, cát vón cục ximăng hoá): nếu thỏa mãn loại đất quá cố kết mạnh, nhưng không thỏa mãn đất số 11.

P.3.2. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI THEO CÁC THÔNG SỐ SỨC KHÁNG CẮT

Cách tính α - Tomlinson

Hình vẽ (a):

$$D \leq 10b; \alpha = 1.$$

$$D = 20b: \alpha = \min(1; \max(0.75; -0.004S_u + 1.304))$$

$$D \geq 40b: \alpha = \min(1; 3.1 \times 10^{-7} S_u^3 - 9 \times 10^{-5} S_u^2 + 0.00252 S_u + 0.99);$$

S_u phải lấy trong khoảng 27 ÷ 150 kPa.

Hình vẽ (b):

$$D = 10b: \alpha = \max(0.17; \min(0.53; -0.15159 \times \ln(S_u) + 0.99))$$

$$D \geq 20b: \alpha = \min(0.84; 9.95 \times 10^{-10} S_u^4 - 5.636 \times 10^{-7} S_u^3 + 0.000111 S_u^2 - 0.01 S_u + 1.025);$$

S_u phải nhỏ hơn 230 kPa.

Hình vẽ (c):

$$D = 10b: \alpha = \min(0.97; 5.32 \times 10^{-7} S_u^3 - 0.000163 S_u^2 + 0.0086 S_u + 0.85);$$

S_u phải nhỏ hơn 180 kPa.

$$D \geq 40b: \alpha = \min(1; 6.765 \times 10^{-7} S_u^3 - 0.000255 S_u^2 + 0.0237 S_u + 0.37);$$

S_u phải trong khoảng 74 ÷ 190 kPa.

Cách tính β - Burland

$$\beta = 0.122 \times \text{OCR} + 0.2 \text{ và } \beta \leq 2.$$

Cách tính λ

$$\lambda = 22.52636 \times 10^{-10} \times L^6 - 2908 \times 10^{-10} \times L^5 + 1492 \times 10^{-8} \times L^4 - 3954 \times 10^{-7} \times L^3 + 0.00603 \times L^2 - 0.0593 \times L + 0.507$$

Theo Army Corp (Mỹ) : $\lambda = \max(0.14; 1 / (L + 0.5)^{0.55} + 0.02)$.

Cách tính Nordlund

$$K_s = 0.0651 \times \ln(V / 0.093) + 0.85 \quad \text{nếu } \varphi = 25^\circ \text{ (với V tính bằng m}^3/\text{m)};$$

$$= 0.13029 \times \ln(V / 0.093) + 1.15 \quad \text{nếu } \varphi = 30^\circ;$$

$$= 0.26058 \times \ln(V / 0.093) + 1.75 \quad \text{nếu } \varphi = 35^\circ;$$

$$= 0.5646 \times \ln(V / 0.093) + 3 \quad \text{nếu } \varphi = 40^\circ;$$

$$C_f = \max(0.5; -0.000218 \times \varphi^2 - 0.0000754 \times \varphi + 0.931) \text{ nếu } \delta / \varphi = 0.466;$$

$$= -0.0001954 \times \varphi^2 + 0.0058 \times \varphi + 0.899 \quad \text{nếu } \delta / \varphi = 0.7331;$$

$$= -0.00016847 \times \varphi^2 + 0.00513 \times \varphi + 0.916 \quad \text{nếu } \delta / \varphi = 0.767;$$

$$= -0.002046 \times \varphi + 1.033991 \quad \text{nếu } \delta / \varphi = 0.914;$$

$$\begin{aligned}
 \delta/\varphi &= \min(0.914; \max(0.466; 0.2381 \times \ln(V) - 0.861)) && \text{với cọc bê tông;} \\
 &= \min(0.81; \max(0.35; 0.2526 \times \ln(V) - 1.0848)) && \text{với cọc thép chữ H;} \\
 &= 0.000832 \times V + 0.67 && \text{với cọc thép ống.}
 \end{aligned}$$

Cách tính Thurman

$$\begin{aligned}
 \alpha_t &= 0.563 \times \ln[\min(45; \varphi)] - 1.345 \text{ nếu } D/b = 20 \quad (\text{Nếu } \varphi > 45^0, \text{ lấy } \varphi = 45^0); \\
 &= 0.7 \times \ln[\min(45; \varphi)] - 1.852 \text{ nếu } D/b = 30; \\
 &= 0.788 \times \ln[\min(45; \varphi)] - 2.19 \text{ nếu } D/b = 40. \\
 q_{1.} &= 6.4 \text{ nếu } \varphi < 30.15^0; \\
 q_{1.} &= \min(353.1; -0.012386 \times \varphi^4 + 1.7796 \times \varphi^3 - 93.415 \varphi^2 + 2141.4832 \varphi - 18181.8).
 \end{aligned}$$

Theo Thurman:

$$\begin{aligned}
 N'_{q.} &= \min(475; 0.008287 \varphi^4 - 1.03391 \varphi^3 + 48.67416 \varphi^2 - 1018.88894 \varphi + 7993) \\
 &\hspace{15em} \text{nếu } \varphi \geq 27^0; \\
 N'_{q.} &= \min(475; 0.147 \times e^{0.177 \varphi}) && \text{nếu } \varphi < 27^0.
 \end{aligned}$$

Theo Janbu:

$$N'_{q.} = \min(475; [\operatorname{tg} \varphi + (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)^{0.5}]^2 \times e^{\pi 11.5 / 9 \operatorname{tg} \varphi})$$

Phụ lục 4

FILE SỐ LIỆU CÁC VÍ DỤ GRL-WEAP

Phụ lục này trình bày những file số liệu của phần mềm WEAP cho các ví dụ trong phần 2.10.2.

Ví dụ 2.11:

Title: Ví dụ búa COMACO 179

Page: 1

SI Units

HAMMER INPUT AND ANALYSIS OPTIONS

Hammer ID Number	Stroke Option	Fuel Setting
179.	1.	

PILE INPUT AND ANALYSIS OPTIONS

Number of Pile Segments	Number of Splices	Non - uniform Pile Option	Damping
		3.	

SHAFT RESISTANCE INPUT AND DRIVABILITY ANALYSIS OPTION

% Shaft Resistance
Resistance Distribution

HELMET AND HAMMER CUSHION INFORMATION

Helmet Weight	Area	ElasMod	Thic kNess	C.o.R.	RoundOut	Stiffness
16.54	1029.10	2275.4	469.900	.800	3.0000	.0

Title: Ví dụ búa COMACO 179

Page: 2

SI Units

PILE CUSHION INFORMATION

Elastic Area	Modulus	Thic kNess	Coeff.of Restitution	Round Out	Stiffness
2025.00	207.0	238.000	.500	3.0000	.0

PILE INFORMATION

Total Length	X - Sectn Area	Elastic Modulus	Specific Weight	Circum - ference	Strength / Yield	Coeff.of Restitutn	Round Out
14.40	2025.00	36000.0	25.000	1.800	26.000	1.0000	3.0000

HAMMER OVERRIDE VALUES HAMMER TYPES 1 to 3

Stroke	Effcy	Pressure	Weight	Ign Vol	Coeff	Conv	Crit
.00	.000	.0	.000	.00	.00	.00	.00

SOIL PARAMETERS

Quake		Damping		ToeNo.2			
Skin	Toe	Skin	Toe	Quake	Damping	Fraction	Depth
2.540	3.750	.160	.490	.000	.000	.000	.00

Title: Ví dụ búa COMACO 179

Page: 3

SI Units

FOR DRIVABILITY ANALYSIS: Shaft Resistance Gain / Loss Factors

Give up to 10	Shaft Resistance Gain / Loss Factors
1.00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00	

FOR DRIVABILITY ANALYSIS: Toe Resistance Gain / Loss Factors

Give up to 10	Toe Resistance Gain / Loss Factors
1.00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00	

Tiếp theo là hai trang đồ họa nhập sức chịu tải của cọc, các giá trị quake và damping của nền đất.

Ví dụ 2.12:

Title: COMACO 179 - Bearing graph

Page: 1

SI Units

HAMMER INPUT AND ANALYSIS OPTIONS

Hammer	Stroke	Fuel
ID Number	Option	Setting
179.	.	.

PILE INPUT AND ANALYSIS OPTIONS

Number of	Number of	Non - uniform	Pile
Pile Segments	Splices	Pile Option	Damping
.	.	3.	.

SHAFT RESISTANCE INPUT AND DRIVABILITY ANALYSIS OPTION

% Shaft	Shaft Resistance
Resistance	Distribution
34.	.

HELMET AND HAMMER CUSHION INFORMATION

Helmet	+-----Hammer Cushion-----+					
Weight	Area	ElasMod	Thic kNess	C.o.R.	RoundOut	Stiffness
16.54	1029.10	2275.4	469.900	.800	3.0000	.0

Title: COMACO 179 - Bearing graph

Page: 3

SI Units

ULTIMATE CAPACITIES

Give up to 10 Capacities

1500.0	1550.0	1600.0	1650.0	1700.0	1750.0	1800.0	1840.0	1900.0	1940.0
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Tiếp theo là một trang đồ họa nhập sức kháng bên của cọc.

Các số liệu khác như ví dụ trên.

Ví dụ 2.15:

Title: Ví dụ búa COMACO 179. Clay relaxation

Page: 2

SI Units

PILE CUSHION INFORMATION

Elastic Area	Elastic Modulus	Coeff.of Thick ness	Round Restitution	Out Stiffness
2025.00	207.0	238.000	.500 3.0000	.0

PILE INFORMATION

Total Length	X - Sectn Area	Elastic Modulus	Specific Weight	Circum ference	Strength Yield	Coeff.of Restitutn	Round Out
14.40	2025.00	36000.0	25.000	1.800	26.000	1.0000	3.0000

HAMMER OVERRIDE VALUES HAMMER TYPES 1 to 3

Stroke	Effcy	Pressure	Weight	Ign Vol	Coeff Conv	Crit
.00	.000	.0	.000	.000	.00	.00

SOIL PARAMETERS

+---Quake---+		+---Damping---+		+-----ToeNo.2-----+			
Skin	Toe	Skin	Toe	Quake	Damping	Fraction	Depth
2.540	3.750	.160	.490	.000	.000	.000	.00

Title: Ví dụ búa COMACO 179. Clay relaxation

Page: 3

SI Units

FOR DRIVABILITY ANALYSIS: Shaft Resistance Gain / Loss Factors

Give up to 10 Shaft Resistance Gain / Loss Factors

.40	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
-----	------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

FOR DRIVABILITY ANALYSIS: Toe Resistance Gain / Loss Factors

Give up to 10 Toe Resistance Gain / Loss Factors

1.00	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
------	------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Tiếp theo là hai trang đồ họa nhập sức chịu tải của cọc, các giá trị quake và damping của nền đất. Ngoài ra, còn phải nhập hệ số giảm sức chịu tải (setup factor).

Các số liệu khác như cũ.

Ví dụ 2.16: Số liệu để chạy ra hình 2.46.

Title: COMACO 179 - Bearing graph Page: 1
SI Units

HAMMER INPUT AND ANALYSIS OPTIONS

Hammer ID Number	Stroke Option	Fuel Setting
9.		

PILE INPUT AND ANALYSIS OPTIONS

Number of File Segments	Number of Splices	Non - uniform File Option	File Damping
			3.

SHAFT RESISTANCE INPUT AND DRIVABILITY ANALYSIS OPTION

% Shaft Resistance	Shaft Resistance Distribution
	34.

HELMET AND HAMMER CUSHION INFORMATION

Helmet	Hammer Cushion					
Weight	Area	ElasMod	Thic kNess	C.o.R.	Round	Out Stiffness
16.02	2677.60	3654.4	50.800	.800	3.0000	.0

Title: COMACO 179 - Bearing graph Page: 2
SI Units

PILE CUSHION INFORMATION

Elastic Area	Modulus	Coeff.of Thic kNess	Round Restitution	Out Stiffness
2025.00	207.0	238.000	.500	3.0000 .0

PILE INFORMATION

Total X - Sectn Length	Elastic Area	Specific Modulus	Circum - Weight	Strength / ference	Coeff.of Yield	Round Restitutn	Out
14.40	2025.00	36000.0	25.000	1.800	26.000	1.0000	3.0000

HAMMER OVERRIDE VALUES HAMMER TYPES 1 to 3

Stroke	Effcy	Pressure	Weight	Ign Vol	Coeff	Conv	Crit
.00	.000	.0	.000	.00	.00	.00	.00

SOIL PARAMETERS

Quake		Damping		ToeNo.2		
Skin	Toe	Skin	Toe	Quake	Damping	Fraction
2.540	3.750	.160	.490	.000	.000	.000

Title: COMACO 179 - Bearing graph Page: 3
SI Units

ULTIMATE CAPACITIES

Give up to 10 Capacities							
500.0	700.0	900.0	1100.0	1300.0	1500.0	1700.0	1840.0

Tiếp theo là một trang đồ họa nhập sức kháng bên của cọc.

Số liệu để chạy ra hình 2.47:

Hammer ID Number	Stroke Option	Fuel Setting
9.	2.	

Give up to 10 Capacities
1840.0

Các số liệu khác như phần trên.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. VŨ CÔNG NGŨ, NGUYỄN THÁI.
Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng.
Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2003.
2. M.W. O'NEILL, F.C TOWNSEND, K.M HASSAN, A. BUTLLER, P.S. CHAN.
Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterial.
FHWA - USA, 1995
3. M.W O'NEILL, L.C REESE.
Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods.
FHWA - USA, 1999
4. P.J. HANNIGAN, G.G. GOBLE, G. THENDEAN, G.E. LIKINS, F. RAUSCHE.
Design and Construction of Driven Pile Foundations.
FHWA - USA, 1998.
5. TRẦN ĐÌNH NGỌC.
Sóng bề mặt của nền đất do đóng cọc và ảnh hưởng đến công trình lân cận.
Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Viện khoa học công nghệ xây dựng, Hà Nội, 2002.

MỤC LỤC

Trang

LỜI NÓI ĐẦU	3
KÍ HIỆU	4
Chương 1. TỔNG QUAN VỀ MÓNG CỌC	5
1.1. Giới thiệu	5
1.2. Sức chịu tải dọc trục của cọc.....	5
1.3. Hiện tượng ma sát âm	20
1.4. Sức chịu tải ngang của cọc.....	21
1.5. Hiệu ứng nhóm	32
Chương 2. CỌC CHẾ SẴN	35
2.1. Giới thiệu về cọc chế sẵn	35
2.2. Thiết bị đóng cọc	36
2.3. Thiết bị ép cọc	42
2.4. Dự báo sức chịu tải theo phương pháp thống kê	43
2.5. Dự báo sức chịu tải theo sức kháng cắt của đất.....	43
2.6. Dự báo sức chịu tải của cọc theo thí nghiệm SPT	53
2.7. Dự báo sức chịu tải của cọc theo thí nghiệm CPT	65
2.8. Dự báo sức chịu tải nén dọc trục của cọc chế sẵn trong đất sét theo thí nghiệm DMT	78
2.9. Phần mềm dự báo sức chịu tải theo phương pháp tĩnh	79
2.10. Dự báo sức chịu tải của cọc theo phương pháp động	82
2.11. Ảnh hưởng và các biện pháp giảm ảnh hưởng do đóng cọc đến công trình lân cận	100
2.12. Độ lún của cọc đơn.....	103
Chương 3. CỌC NHỒI	107
3.1. Giới thiệu về cọc nhồi	107
3.2. Tóm tắt về công tác thi công cọc nhồi	108
3.3. Các số liệu về đất nền	110
3.4. Sức kháng bên của cọc nhồi theo FHWA 1999 (Reese và O'Neill) ...	113
3.5. Sức kháng mũi của cọc nhồi theo FHWA 1999 (Reese và O'Neill)	122
3.6. Các cách tính khác dựa trên các đặc trưng cơ lý	127
3.7. Các cách tính khác dựa trên kết quả thí nghiệm CPT	129

3.8. Sức chịu tải kéo dọc trục của cọc nhồi.....	130
3.9. Dự báo độ lún của cọc nhồi đơn	131
3.10. Một số ví dụ thiết kế cọc nhồi	143
Chương 4. TÍNH TOÁN CỌC LÀM VIỆC ĐỒNG THỜI VỚI NỀN.....	151
4.1. Giới thiệu	151
4.2. Đường cong p - y	152
4.3. Đường cong t - z	163
Chương 5. MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM CỌC	167
5.1. Thí nghiệm thử động biến dạng lớn (PDA - Pile Dynamic Analysis)	167
5.2. Phương pháp phân tích Capwap.....	184
5.3. Thí nghiệm biến dạng nhỏ kiểm tra chất lượng cọc (PIT)	188
5.4. Thí nghiệm nén tĩnh cọc	194
5.5. Thí nghiệm Osterberg.....	200
5.6. Thí nghiệm Statnamic.....	212
Chương 6. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG CỌC	221
6.1. Cọc chế sẵn	221
6.2. Cọc nhồi.....	223
6.3. Sự làm việc của cọc	225
Phụ lục 1. TÍNH NÉN LÚN VÀ SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT	227
P.1. Tính nén lún	227
P.2. Sức chống cắt của đất	234
Phụ lục 2. MỘT SỐ YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC.....	239
Các yếu tố đất nền.....	239
Các yếu tố của cọc	240
Các yếu tố liên quan đến phương thức hạ cọc.....	240
Phụ lục 3. MỘT SỐ PHƯƠNG TRÌNH XẤP XỈ	241
P.3.1. Phân loại đất theo thí nghiệm CPT.....	241
P.3.2. Dự báo sức chịu tải theo các thông số sức kháng cắt.....	242
Phụ lục 4. FILE SỐ LIỆU CÁC VÍ DỤ GRL-WEAP.....	245
TÀI LIỆU THAM KHẢO	249

Gs, Ts. VŨ CÔNG NGŨ - Ths. NGUYỄN THÁI

MÓNG CỌC

PHÂN TÍCH VÀ THIẾT KẾ

<i>Chịu trách nhiệm xuất bản</i>	:	Pgs, Ts. TÔ ĐĂNG HẢI
<i>Biên tập</i>	:	THANH ĐỊNH, THANH NGÀ
<i>Kỹ mỹ thuật</i>	:	ĐỖ PHÚ
<i>Sửa bản in</i>	:	THANH NGÀ
<i>Trình bày bìa</i>	:	HƯƠNG LAN

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 TRẦN HƯNG ĐẠO - HÀ NỘI

In 1000 bản, khổ 19 x 27cm, tại Nhà in Hà Nội thuộc Công ty Phát hành sách Hà Nội. Giấy phép xuất bản số : 469-122 cấp ngày 19/4/ 2004. In xong và nộp lưu chiểu tháng 12 năm 2004.

206130



Giá: 43.000đ