

PHÂN TÍCH CÁC THAM SỐ ẢNH HƯỞNG CỦA HỆ CỌC VÀ ĐẤT NỀN ĐẾN CHIỀU DÀY BÈ TRONG MÓNG BÈ - CỌC

KS. CAO VĂN HÓA

Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc Gia TP. Hồ Chí Minh

Tóm tắt: Nội dung chính của bài báo là phân tích định lượng các yếu tố ảnh hưởng đến thiết kế chiều dày bè trong móng bè - cọc, như: hệ cọc, độ cứng của bè và mô đun đàn hồi của đất nền. Mục tiêu cuối cùng là lựa chọn những yếu tố quan trọng nhất, loại bớt những yếu tố ít quan trọng hơn, để đơn giản khi phân tích chiều dày hợp lý.

1. Đặt vấn đề

Westergaard (1925) đã giới thiệu các biểu thức toán học để phân tích ứng suất trong bản bê tông mặt đường. Cơ sở của các biểu thức này là lời giải phương trình vi phân chuyển vị (w) của bản khi chịu uốn. Bản trên nền đàn hồi chịu tải trọng (q) và phản lực nền có cường độ (p) tại bất cứ vị trí nào dưới bản, (p) được giả thiết là tỷ lệ với biến dạng tại điểm đó sao cho $p=k.w$, trong đó k là hệ số phản lực nền (tương tự độ cứng lò xo Winkler). Cho đến nay, các biểu thức của Westergaard và các biến thể của nó vẫn là cơ sở để thiết kế chiều dày bản bê tông trên nền đất. Việc sử dụng hệ cọc để truyền tải trọng tác dụng ở phía trên bản xuống tầng đất tốt hơn ở bên dưới, là giải pháp mang lại hiệu quả cao hơn, nhằm đáp ứng nhu cầu ngày càng lớn khi xây dựng bản trên nền đất yếu (Beckett, 2000). Theo quan điểm thi công, việc truyền tải trực tiếp từ bản xuống cọc không thông qua hệ dầm là có lợi nhất. Khi đó bản thường được thiết kế phẳng, tiêu chí quan trọng nhất để thiết kế bản là khả năng chống xuyên thủng, mà nó là một hàm số của mác bê tông, kích thước cọc, chiều dày bản, cốt thép và mô men âm trên các đỉnh cọc.

Trong thực tiễn thiết kế chiều dày bè [1], các kỹ sư quan niệm là nó được thiết kế sao cho đảm bảo được khả năng chống xuyên thủng và khả năng chống uốn. Diep T.T (1995) cho rằng chiều dày bè tỷ lệ với số lượng tầng, do đó chiều dày bè (t) có thể xác định theo số tầng (n) và chiều dày trung bình một sàn (t_0), tức là: $t = n.t_0$. GB 50007 - 2002 cho rằng chiều dày của bè móng được thiết kế chủ yếu theo các tiêu chí đảm bảo khả năng chịu uốn, chống xuyên thủng và thường phụ thuộc vào kết cấu bên trên. Đối với đài cọc lớn, Tomlinson (1994) cho rằng bè được thiết kế

như là một bản cứng chịu tải tập trung từ các cọc. Bản (bè) này có thể được thiết kế hoặc là theo lý thuyết phần tử chịu uốn đơn giản, hoặc là dàn ảo, trong đó ứng suất nén dọc trục do bê tông chịu và ứng suất kéo do cốt thép chịu. Chiều dày của bè thường được xác định bởi khả năng chịu cắt [2].

Khác với móng bè hay móng cọc, móng bè - cọc được định nghĩa là khi một phần tải trọng từ kết cấu bên trên được truyền trực tiếp qua đất nền và phần còn lại được truyền qua cọc [3, 4]. Rất nhiều tác giả đề cập đến ảnh hưởng của chiều dày bè đến chuyển vị và đặc biệt là chuyển vị lệch như Poulos (2001), Reul & Randolph (2004), Moyer et al (2005), Naher Hassan (2006), Oh et al (2006), Rabiei (2009), Thangaraj & Illamparuthi (2009), Ryltenius (2011). Có thể nhận thấy chuyển vị lệch là tiêu chí quan trọng khi thiết kế móng (hoặc bè) [5].

Từ các nghiên cứu ở trên có thể ghi nhận, chiều dày bè được thiết kế dựa trên các tiêu chí ứng suất và biến dạng trong kết cấu bè. Nhưng các tiêu chí này lại phụ thuộc vào các yếu tố như: tải trọng từ kết cấu bên trên, hệ cọc, độ cứng của bè và các tính chất chịu lực của đất nền. Bài báo này sẽ tiến hành phân tích mức độ ảnh hưởng trực tiếp của các yếu tố nêu trên đến các tiêu chí thiết kế bè, và gián tiếp đến chiều dày bè.

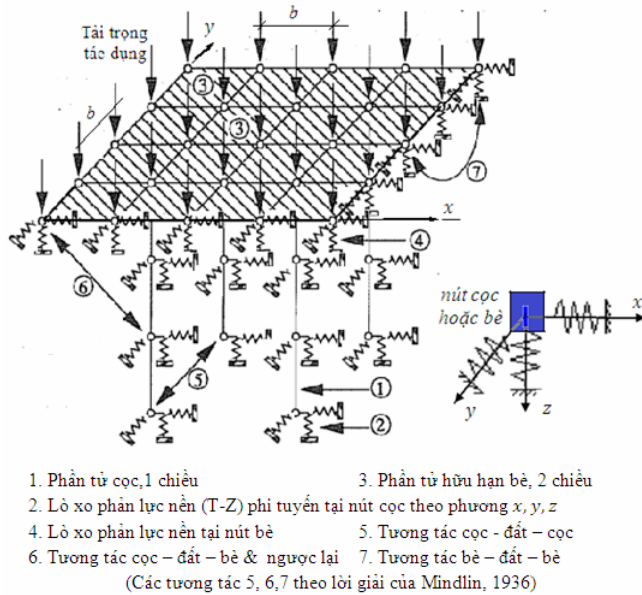
2. Phương pháp nghiên cứu

Có nhiều phương pháp được sử dụng để phân tích móng bè - cọc. Poulos et al đã liệt kê 3 nhóm phương pháp bao gồm [5]:

- i) Các phương pháp tính toán giản lược, ví dụ: phương pháp Poulos - Davis - Randolph (PDR), phương pháp Burland (1995);
- ii) Các phương pháp số gần đúng ứng dụng máy tính, ví dụ: phương pháp dãi móng trên nền lò xo, (GASP - Poulos, 1991), phương pháp bản trên nền lò xo (GARP - Poulos, 1994; Clancy & Randolph, 1993; Kitiyodom & Matsumoto, 2002 - 2003; etc.);
- iii) Các phương pháp chính xác hơn, ví dụ:

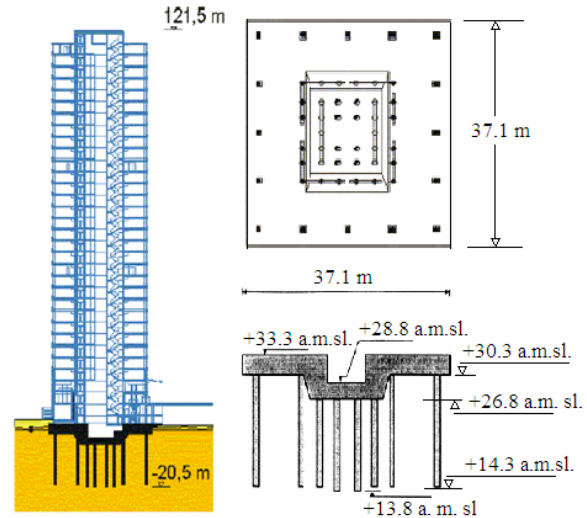
phương phần tử biên (Butterfield & Banerjee, 1971), phương pháp kết hợp phần tử biên và phần tử hữu hạn (Hein & Lee, 1978), phương pháp phần tử hữu

hạn giản lược (Desai, 1974), phương pháp sai phân hữu hạn (FLAC - Hewitt & Gue, 1994), phương pháp phần tử hữu hạn 3D (Kazenbach, 1998).



Hình 1. Mô phỏng móng bè cọc
(Kitiyodom & Matsumoto, 2002, 2004)

Bài báo này sử dụng chương trình PRAB được lập bởi Kitiyodom & Matsumoto [3, 4] phát triển trên cơ sở các mô hình của O'Neil *et al* (1977), Chow (1987), Clancy & Randolph (1993). Hình 1 thể hiện mô hình tương tác giữa bè, cọc và nền, trong đó bè được rời rạc hóa bằng các phần tử hữu hạn tứ giác, cọc được rời rạc bằng các phần tử hữu hạn dạng thanh và đất nền được mô phỏng bằng các lò xo tương tác. Mỗi nút bè hoặc cọc được liên kết với 3 lò xo nền: một lò xo theo phương đứng (z) và hai lò xo theo phương ngang (x) và (y). Mô hình này được coi là kết hợp giữa phương pháp phần tử hữu hạn và lý thuyết đàn hồi mô phỏng ứng xử của đất nền, để phân tích ứng xử toàn hệ móng bè - cọc. Ứng xử của đất nền tại các nút cọc và bè, được mô phỏng bởi các lò xo nền cục bộ (Winkler, 1867) theo cả 3 phương. Lực cắt giữa các lò xo cùng phương, được mô phỏng



Hình 2. Công trình nguyên mẫu (Treptower)

trên cơ sở lời giải của Mindlin (1936) cho lực tập trung tác dụng theo phương đứng và phương ngang trong bán không gian vô hạn. Các tương tác được thể hiện trên hình 1.

3. Mô hình nghiên cứu

Mục tiêu của việc chọn công trình nguyên mẫu để xây dựng mô hình là công trình đó phải có hệ kết cấu đơn giản, được thiết kế theo kiểu móng bè - cọc, đồng thời phải là công trình có liên quan đến điều kiện ở Việt Nam. Sự đơn giản của mô hình nhằm loại bỏ các ảnh hưởng không cần thiết, tuy nhiên các kết quả từ nghiên cứu mô hình đơn giản cũng có thể được mở rộng cho các mô hình phức tạp khác nhau khi cần thiết. Để đáp ứng một phần các mục tiêu đã đặt ra ở trên, nguyên mẫu được chọn là công trình Treptower Berlin, Đức [6], được thể hiện trên hình 2.

Bảng 1. Các đặc trưng của mô hình

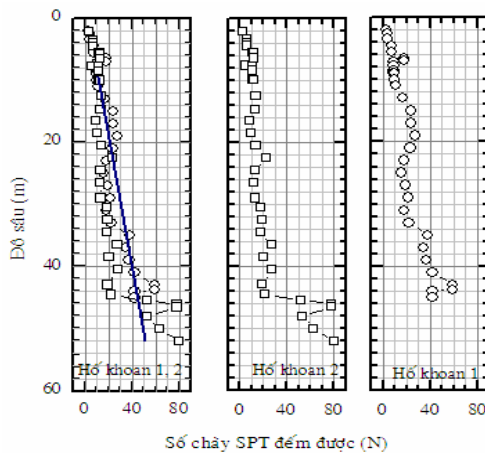
Các đặc trưng	Giá trị
H (tầng)	40
t (m)	2 - 8
L_c (m)	9
D_p (m)	1.0, 2.0
L_p (m)	Xem bảng 2
n (cọc)	Xem bảng 2
E_s (MPa)	15
S_{cp} (%)	0.05% và 0.2%

Bảng 2. Tính toán các tham số của móng

Mô hình	D_p (m)	L_p (m)	n	P/P_{ult} (%)	P (MN)	ΣP (MN)	Sơ đồ
1	1	45	81	0.98	14.5	1151	1
2	1	43	88	0.96	13.6	1154	2
3	1	40	97	0.96	12.4	1155	3
4	1	30	169	0.81	8.4	1150	4
6	2	45	25	1.00	42.2	1150	1
7,8	2	34	40	1.00	28.7	1158	2,3
9	2	31	49	0.93	25.2	1149	4

Ghi chú: H - số lượng tầng, t - chiều dày bệ, L_c - khoảng cách giữa các cột, D_p - đường kính cọc, L_p - chiều dài cọc, n - số lượng cọc, E_s - mô đun đàn hồi của đất nền, S_{cp} - chuyển vị cho phép, P - sức chịu tải của cọc, P_{ult} - sức chịu tải cực hạn của cọc.

Công trình nguyên mẫu (hình 2) có chiều cao 121 m (32 tầng), kích thước móng (37,1 x 37,1) m, nằm trên nền cát Berlin, có chiều dày 40m. Hệ cọc gồm 54 cọc khoan nhồi đường kính 0,88 m dài từ 12,5 - 16 m. Bè được thiết kế có chiều dày lớn nhất là 3m, tại tâm bệ là khu vực hầm thang, cao độ đáy bè được hạ xuống 5,5 m, chiều dày bệ tại khu vực này là 2m.

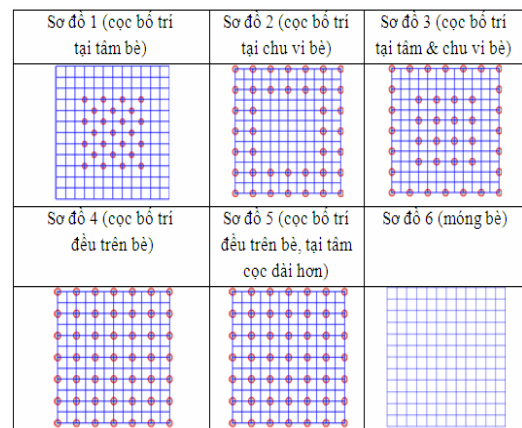


Hình 3. Kết quả thí nghiệm SPT, 36 Mạc Đình Chi, Quận 1, TP. Hồ Chí Minh

Tính toán các tham số của mô hình Rabie [7], Randolph [8] đã phân tích ảnh hưởng của các sơ đồ bố trí cọc khác nhau đến chuyển vị và mô men uốn trong bè, bài báo này cũng đề xuất các sơ đồ tương tự (hình 4) để kiểm chứng. Nguyên tắc thiết kế các mô hình thỏa mãn giả thiết : i) Chuyển vị của cọc và của đất nền bằng nhau tại bệ; ii) $\alpha_{pr}/K_r = \alpha_{rp}/K_p$ do tính thuận nghịch. Trong đó K_p : độ cứng của hệ cọc, K_r : độ cứng của bệ, α_{rp} : hệ số tương tác đến chuyển vị của bệ do lực tác dụng tại cọc, α_{pr} : hệ số tương tác đến chuyển vị của cọc do lực tác dụng tại bệ. Sức chịu tải cực hạn của cọc ở các mô hình khác nhau được tính toán từ giá trị trung bình sức chịu tải tiêu chuẩn của bốn phương pháp (TCVN 205-1998, 195-1997): thống kê, theo tính chất cơ lý của đất nền, phương pháp Mayerhof và phương pháp Nhật bản. Các kết quả này sau đó được đối chiếu với phương pháp β (Fellenius, 2011), cho thấy chúng tương đối trùng khớp có độ tin cậy cao. Các thông số tính toán của hệ cọc thể hiện ở bảng 2 là kết quả tính toán và kiểm tra bằng phương pháp PDR.

Mô hình nghiên cứu bằng 1 thể hiện các đặc trưng của mô hình nghiên cứu, được thiết kế lại trên cơ sở nguyên mẫu, trong điều kiện nền cát TPHCM. Mặt cắt địa chất dựa theo kết quả khảo sát địa chất tại số 36 Mạc Đình Chi, Q1 (hình 3) như sau: từ cao độ mặt đất đến độ sâu - 9,0 m là các lớp đất và cát xen kẽ. Từ cao độ - 9,0 m đến cao độ - 45,0 m là lớp cát chặt vừa. Dưới lớp cát này là lớp đất sét có độ dẻo trung bình, trạng thái rắn. Cao độ đặt móng tại - 9,0 m.

Nội lực từ kết cấu bên trên được xác định từ chương trình ETABS non-linear 9.7.1.



Hình 4. Sơ đồ bố trí cọc bệ và lưới PTHH

Từ các mô hình được xây dựng như trên, bài báo sử dụng PRAB để tính toán nội lực trong các kết cấu móng, chuyển vị, ứng suất trong nền và tỷ lệ tải trọng do bệ gánh chịu. Từ đó phân tích các ảnh hưởng của các yếu tố (sự san đều nội lực, tải trọng chân cột, ứng suất trong nền, sơ đồ bố trí cọc, đất nền) đến chiều dày bệ.

4. Kết quả và bình luận

4.1 Mối quan hệ giữa chiều dày bệ và sự phân phối tải trọng giữa hệ cọc và nền

Bảng 3 thể hiện sự ảnh hưởng của chiều dày bệ và sơ đồ bố trí cọc đến tỷ lệ tải trọng do bệ chịu, cũng như chuyển vị trung bình của móng. Có thể nhận thấy:

i) Các sơ đồ sử dụng cọc có đường kính 1 m, đều cho chuyển vị rất nhỏ từ 20 - 140mm, tỷ lệ tải trọng do bệ gánh chịu từ 7,5 - 13%. Riêng ở sơ đồ 4, tải trọng hầu như chỉ truyền qua cọc, không truyền trực tiếp từ bệ xuống nền, chuyển vị trung bình của hệ móng khoảng 20 mm. Lý do chuyển vị nhỏ của tất cả các sơ đồ móng sử dụng cọc có đường kính 1m là do

độ cứng của các mô hình móng này lớn, khoảng 8186

Các sơ đồ sử dụng cọc có đường kính 2m, chuyển vị trung bình từ 147 - 255mm, tỷ lệ tải trọng do bè gánh chịu từ 25,5 - 50%. Độ cứng của tất cả các sơ đồ móng sử dụng cọc có cùng đường kính 2m từ 5619 - 6124MN/m. Có thể nhận thấy sự tham gia chịu lực của bè lớn hơn so với trường hợp 1, lý do là độ cứng của móng nhỏ hơn (và do đó chuyển vị cũng lớn hơn).

ii) Với mọi sơ đồ và đường kính cọc, khi chiều dày bè tăng, chuyển vị trung bình giảm nhưng không đáng kể, đồng thời tỷ lệ tải trọng do bè gánh chịu trực tiếp cũng giảm 0 - 27%. Điều này được lý giải là khi bè có độ cứng càng lớn, tải được phân bố cho các cọc càng nhiều, do đó phần tải trọng truyền trực tiếp từ bè xuống nền giảm.

~ 8343 MN/m (xác định theo phương pháp PDR).

Kết luận 1: Tỷ lệ tải trọng gánh chịu bởi bè càng lớn khi chuyển vị trung bình của móng tăng. Sơ đồ các cọc có đường kính nhỏ (1 m), chiều dài phù hợp, có khả năng giảm chuyển vị trung bình rất tốt. Sơ đồ 3, 4 (kể cả đường kính 1m và 2m) được xem là thiết kế hợp lý, chiều dày bè không ảnh hưởng nhiều đến sự phân phối tải trọng giữa cọc và bè, phù hợp với kết luận của Rabei [7]. Khi chiều dày bè tăng, chuyển vị trung bình giảm 2,8 ~ 42 %, tùy theo sơ đồ bố trí cọc, nếu sơ đồ hợp lý (sơ đồ 4) thì mức giảm nhỏ, nếu sơ đồ không hợp lý (sơ đồ 1) thì mức giảm lớn hơn. Nhìn chung, chiều dày bè không ảnh hưởng đáng kể đến chuyển vị trung bình tương tự kết luận của Poulos [5].

Bảng 3. Ảnh hưởng của chiều dày bè đến chuyển vị trung bình và tỷ lệ tải trọng do bè – nền chịu

Chiều dày bè (m)	Đường kính cọc 1m							
	Sơ đồ 1		Sơ đồ 2		Sơ đồ 3		Sơ đồ 4	
	S _{tb} (mm)	P _r (%)	S _{tb} (mm)	P _r (%)	S _{tb} (mm)	P _r (%)	S _{tb} (mm)	P _r (%)
2	90	9	140	13	99	11	21.5	0
3	84	8	145	13	95	10.5	20.5	0
4	98	7.5	95	13	91	10.4	20.5	0
5	81	7.5	87.5	13	90	10		
6	81	7.5	85	13	84	9.5		
8	81	7.5	81.5	13	80	9		
	Đường kính cọc 2m							
2	249	38	211	28	252	52	255	41
3	193	34	198	27	249	51	249	39
4	168	32	191	26.5	247	51	248	39
5	157	30	186	26	246	50	247	38.5
6	151	30	183	26	245	50	247	38
8	147	29.5	181	25.5	245	50	246	37.5

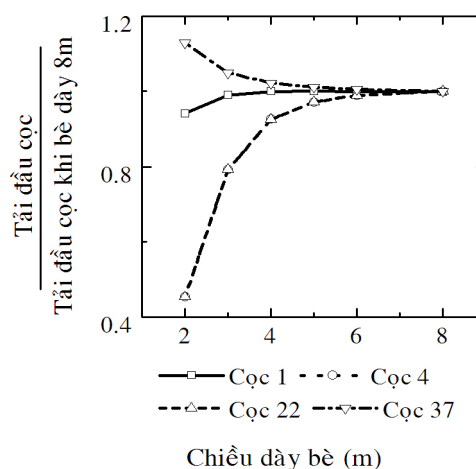
Ghi chú: S_{tb} : chuyển vị trung bình, P_r : tỷ lệ tải trọng do bè gánh chịu.

4.2 Mối quan hệ giữa chiều dày bè và sự phân phối nội lực tại đỉnh các cọc, sự phân phối nội lực trong cọc, ứng suất trong nền theo chiều sâu

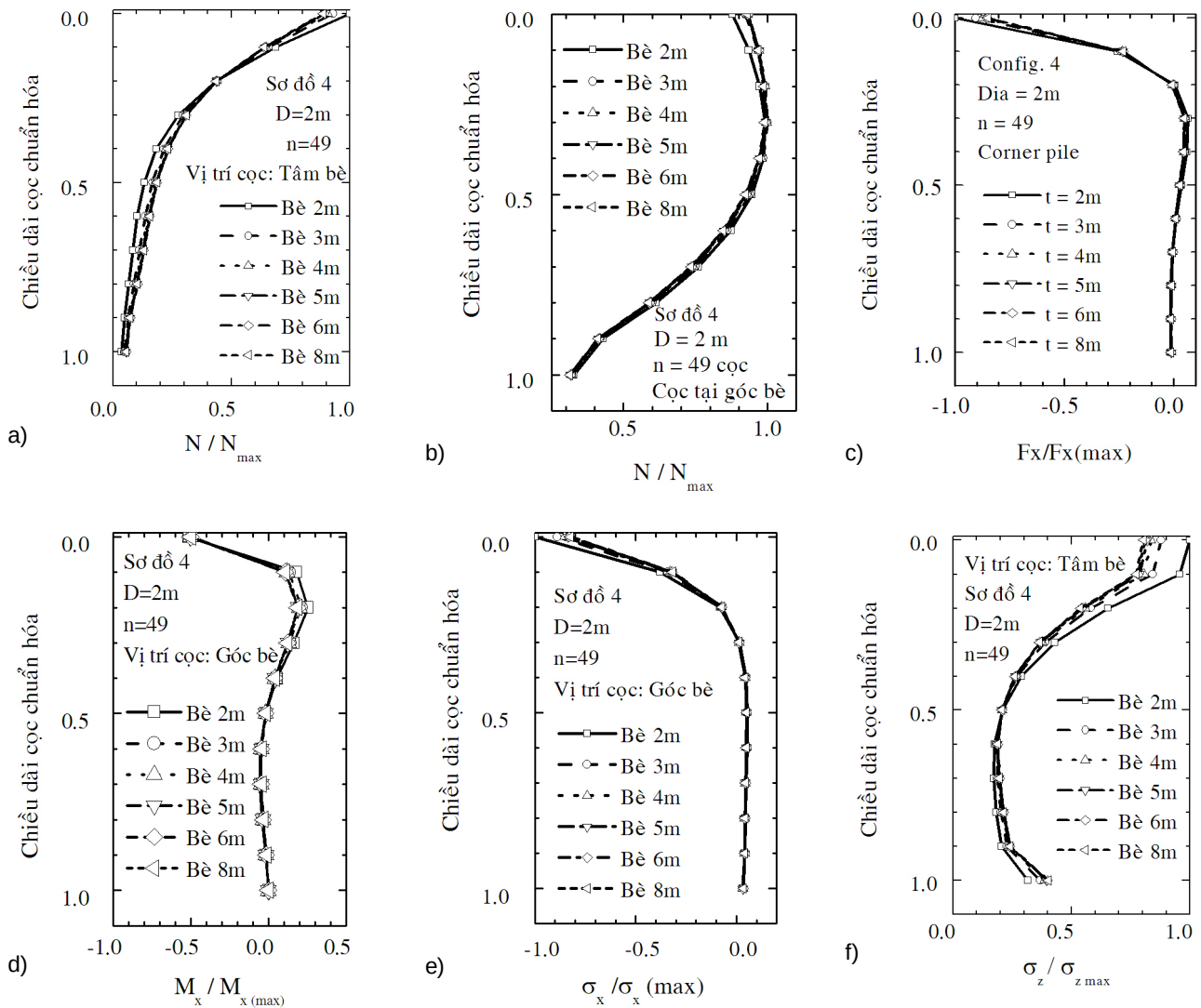
Ảnh hưởng của chiều dày bè đến sự phân phối của lực dọc tác dụng tại đỉnh cọc thể hiện trên Hình 5. Khi chiều dày bè tăng từ 2 - 8m lực dọc tác dụng lên đỉnh cọc tại tâm bè (cọc 37) giảm khoảng 12%, các cọc ở mép bè (cọc 4 và 22) tăng tới 55 %, lực dọc tác dụng lên các cọc khác tăng hoặc giảm theo xu hướng giảm chênh lệch giữa các cọc. Cả lực nén và lực nhỏ tác dụng lên các đầu cọc đều giảm, có lợi cho sự làm việc đồng đều của cọc.

Hình 6 thể hiện sự phân bố nội lực trong cọc và ứng suất trong nền dọc chiều dài cọc khi chiều dày bè thay đổi. Cho thấy, chiều dày bè cũng có ảnh hưởng đáng kể tới sự phân bố các nội lực trong cọc và ứng

suất trong nền theo độ sâu. Cụ thể khi chiều dày bè tăng từ 2 - 8 m:



Hình 5. Mối quan hệ chiều dày bè và tải trọng tại đỉnh cọc (Mô hình 9)



Hình 6. Ảnh hưởng của chiều dày bè đến nội lực trong cọc và ứng suất trong nền

i) Lực dọc lớn nhất tại đỉnh cọc ở tâm bè (cọc 37) giảm 12% (hình 6a, b) nhưng lực dọc bé nhất ở phía dưới mũi của nó tăng 52%. Chiều dày bè không ảnh hưởng nhiều đến lực dọc lớn nhất của cọc đi qua góc bè (cọc 1), lực dọc lớn nhất tại đỉnh chỉ tăng 6%, lực dọc bé nhất tại mũi chỉ giảm 4%. Lực dọc tại đỉnh cọc 1 và cọc 37 chênh lệch tương đối lớn (4 - 5) lần.

ii) Lực cắt theo phương ngang của cọc tại tâm bè có giá trị gần bằng không, lực cắt của cọc tại góc bè có giá trị lớn nhất tại đỉnh, giảm 18 % và có giá trị bé nhất tại mũi, giảm 24 % (hình 6c).

iii) Mô men uốn của cọc ở góc bè có giá trị lớn nhất nằm trên mặt phẳng trung hòa, giảm 35%. Mô men uốn tại đỉnh của nó giảm ít hơn, khoảng 3% (hình 6d).

iv) Ứng suất theo phương z của đất nền xung quanh đỉnh cọc nằm ở tâm bè có giá trị lớn nhất, giảm 24% và chỉ tăng 27% tại mũi (hình 6f). Ứng suất theo phương x tại đỉnh của cọc ở góc bè, có giá trị lớn nhất khi bè dày 2m và giảm đến 18% khi bè dày 8 m, ứng suất này tại mũi cọc tăng 3%.

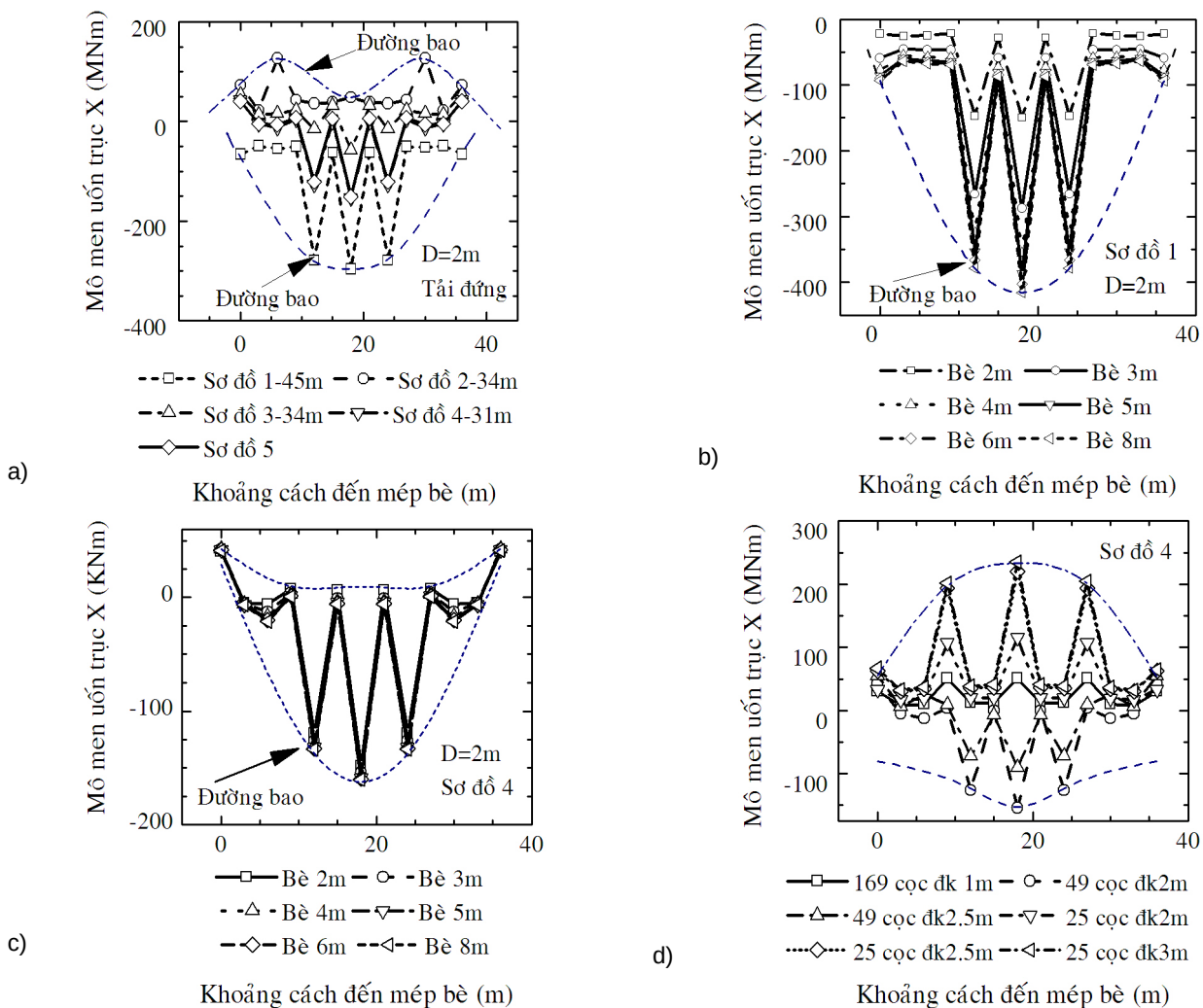
Kết luận 2: Tùy thuộc vào sơ đồ bố trí cọc, chiều dày bè lớn có thể làm giảm sự chênh lệch nội lực tác dụng tại đỉnh cọc hoặc nhiều hoặc ít, cho dù vẫn tồn tại sự chênh lệch khá lớn giữa nội lực tại đỉnh của các cọc khác nhau trong bè. Chiều dày bè càng lớn, khả năng san đều nội lực trong cọc, ứng suất phát sinh trong nền đồng đều hơn ở mọi tiết diện của cọc. Các giá trị cực đại có xu hướng giảm xuống, các giá trị cực tiểu có xu hướng tăng lên.

4.3 Mối quan hệ giữa chiều dày bè và sự phân bố mô men & biến dạng của bè

Mô men uốn tại mặt cắt đi qua tâm bè của các mô hình móng khác nhau đề cập ở mục 3, bảng 1 và bảng 2, kết quả tính toán bằng PRAB, được thể hiện trên hình 7. Hình 7a cho thấy trong 5 sơ đồ bố trí cọc, sơ đồ 1 phát sinh mô men âm lớn nhất, sơ đồ 2 phát sinh mô men dương lớn nhất, các sơ đồ 3, 4, 5 mô men phát sinh trong bè nhỏ. Sơ đồ 3, 4 được xem là hợp lý nhất cho mô hình nghiên cứu này.

Sơ đồ bố trí cọc 1 (hình 7b), được cho là không hợp lý như vừa phân tích ở trên, bè phải gánh chịu mô men uốn rất lớn. Vì vậy việc tăng chiều dày tăng bè để gánh chịu mô men uốn là cần thiết. Nếu chiều dày bè tăng từ 2 - 8m, phần mô men mà bè phải gánh chịu tại các nút ở biên tăng 4,2 lần, tại các nút ở tâm tăng 2,8 lần. Sơ đồ 4 trên hình 7c được đánh giá là tương đối hợp lý, khi tăng chiều dày bè từ 2 - 8m,

phần mô men uốn mà bè phải gánh chịu tại các nút ở biên chỉ tăng 3%, tại các nút ở tâm tăng 8%. Có thể nhận thấy sơ đồ càng hợp lý thì mô men uốn phát sinh trong bè nhỏ, do đó không cần thiết phải thiết kế bè dày để để gánh chịu mô men uốn. Hình 7d, thể hiện biểu đồ mô men gánh chịu bởi bè cho các mô hình móng khác nhau, nhưng cọc đều bố trí theo sơ đồ 4. Cho thấy mô hình 4 với 169 cọc đường kính 1m, mô men uốn phân bố trong bè rất nhỏ. Mô hình 9 với 49 cọc đường kính 2 hoặc 2,5 m, mô men uốn mang dấu âm, bè chịu kéo ở thớ trên. Mô hình 6 với 25 cọc đường kính 2 hoặc 2,5 hoặc 3 m, mô men mang dấu dương, bè chịu kéo ở thớ dưới. Có thể nhận thấy, nếu số lượng cọc ít mô men uốn trong bè có giá trị dương, bè chịu kéo ở thớ dưới; nếu số lượng cọc lớn hơn mô men uốn trong bè giảm, có giá trị xung quanh giá trị "0"; nhưng với số lượng cọc rất lớn mô men uốn trong bè trở nên rất nhỏ.



Hình 7. Sự phân bố mô men trong bè ở các sơ đồ khác nhau

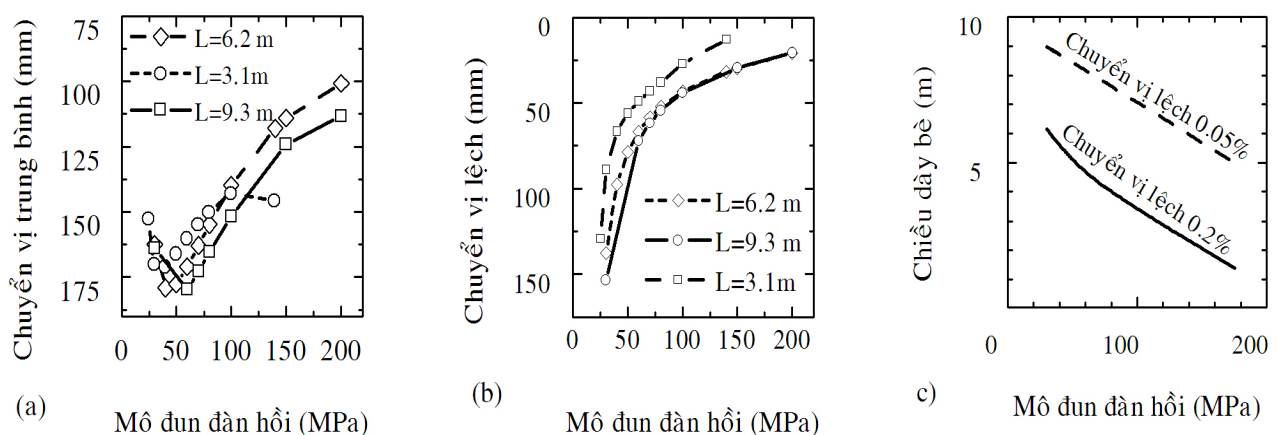
Kết luận 3: Khi sơ đồ bố trí cọc không hợp lý (ví dụ sơ đồ 1 hoặc sơ đồ 2) cần thiết phải thiết kế bè dày để gánh chịu mô men lớn. Dễ dàng nhận thấy, để giảm mô men uốn này giải pháp đầu tiên là chọn sơ đồ bố trí cọc hợp lý, kết hợp việc tăng hoặc giảm cục bộ chiều dài một số cọc ở vị trí trọng yếu (ví dụ như sơ đồ 5). Nhưng kể cả khi việc lựa chọn sơ đồ bố trí cọc và việc điều chỉnh chiều dài cọc cũng không thể triệt tiêu được mô men uốn trong bè, khi đó bè nên được thiết kế đủ dày để dự phòng cho sự không hợp lý này. Việc lựa chọn sơ đồ bố trí cọc và chiều dài cọc để đạt yêu cầu chống uốn của bè nhỏ là rất khó, vì thế chiều dày bè là yếu tố quan trọng để giảm mô men uốn trong bè (giảm biến dạng của bè hay chuyển vị lệch của móng).

4.4 Mối quan hệ giữa chiều dày bè và đất nền bên dưới

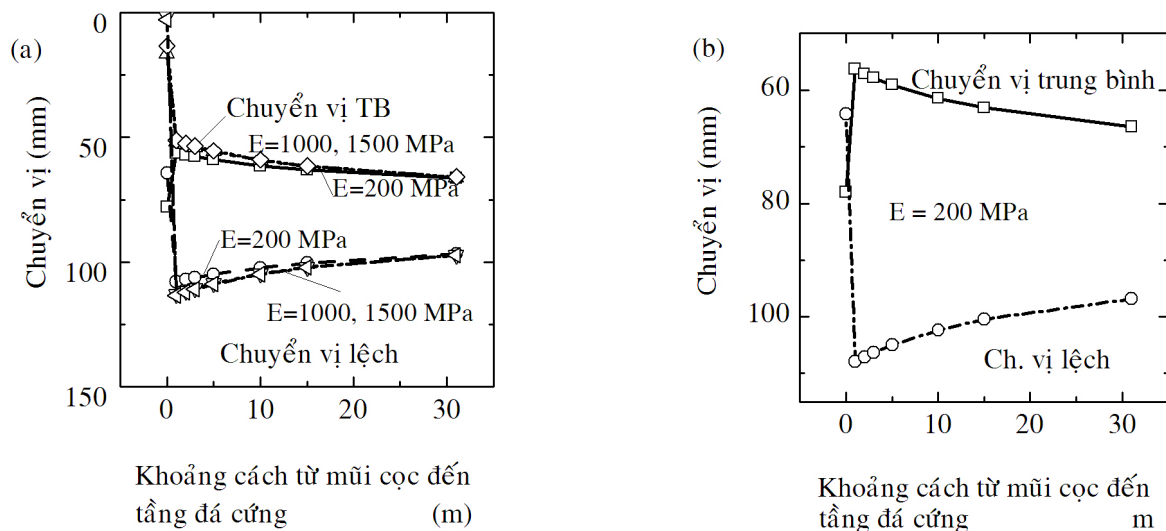
Giá trị mô đun đàn hồi của đất nền ở khu vực quận 1, TP Hồ Chí Minh tại vị trí đáy bè (- 9.0 m) và nhiều khu vực khác ở Việt Nam thường chỉ khoảng 15MPa. Tuy nhiên, mô đun đàn hồi của nền đất tại vị trí đặt bè của các công trình thống kê có giá trị khá lớn, ví dụ 50 ~ 100MPa ở Frankfurt hay 1500MPa ở Dubai. Trường hợp khác, cọc thường được thi công

ngâm vào nền đất tốt hoặc chưa tới độ sâu của nền đất tốt. Do đó đánh giá ảnh hưởng của lớp đất dưới bè cũng như lớp đất dưới mũi cọc đến chuyển vị lệch là cần thiết.

Ảnh hưởng của mô đun đàn hồi trung bình của lớp đất ngay dưới bè, đến chuyển vị trung bình, chuyển vị lệch cũng như chiều dày bè, được thể hiện trên hình 8. Hình 8b cho thấy khi lớp đất có mô đun đàn hồi lớn nằm ngay dưới bè, có chiều dày tương đối nhỏ (khoảng 3,1m tương ứng với 10% chiều rộng bè), chuyển vị lệch giảm mạnh hơn, so với khi chiều dày lớp đất này lớn hơn (khoảng 6,2m hoặc 9,3m). Hình 8a cho thấy, chiều dày lớp đất nền có mô đun đàn hồi lớn nằm dưới bè > 20% bề rộng bè, có thể giảm được chuyển vị trung bình. Có thể ghi nhận sự dị thường, sự ảnh hưởng của mô đun đàn hồi của lớp đất dưới bè đến chuyển vị trung bình, tại giá trị 40 - 60MPa và chiều dày lớp đất tốt nhỏ (khoảng 10% bề rộng bè). Sự dị thường này sẽ được bàn ở dịp khác. Hình 8c thể hiện sự ảnh hưởng của mô đun đàn hồi lớp đất nền ngay dưới bè đến chiều dày bè. Có thể thấy khi mô đun đàn hồi tăng từ 30 - 175 MPa thì chiều dày của bè có thể giảm đến 2 - 3 lần tùy vào mức chuyển vị lệch cho phép.



Hình 8. Ảnh hưởng của mô đun đàn hồi lớp đất ngay dưới bè đến chuyển vị



Hình 9. Ảnh hưởng của lớp đất cứng dưới mũi cọc đến chuyển vị trung bình và chuyển vị lệch

Hình 9b cho thấy khi mũi cọc vừa chạm mặt trên của lớp đất tốt chịu lực, có $E = 200 \text{ MPa}$, chuyển vị trung bình và chuyển vị lệch đều có giá trị khá lớn (~60mm); khi khoảng cách mũi cọc cách mặt trên của lớp đất này từ 0 đến 2m, chuyển vị trung bình giảm, nhưng chuyển vị lệch tăng; khi khoảng cách này tiếp tục tăng thì chuyển vị trung bình tăng nhưng chuyển vị lệch giảm. Khác với trường hợp lớp đất tựa cọc có $E = 200 \text{ MPa}$, hình 9a cho thấy khi mô đun đàn hồi của lớp đất này lớn ($E = 1000 \sim 1500 \text{ MPa}$), khi khoảng cách từ mũi cọc đến tầng đất cứng từ 0 đến 2m, chuyển vị trung bình tăng rất mạnh và chuyển vị lệch tăng từ ~0mm đến giá trị cực đại; khi khoảng cách này tiếp tục tăng, chuyển vị trung bình tiếp tục tăng, nhưng chuyển vị lệch giảm.

Kết luận 4: Mô đun đàn hồi trung bình lớn của lớp đất nằm ngay dưới bệ, có chiều dày khoảng 10% - 20% chiều dài cọc (chiều rộng bệ, Vasudev & Unnikrisnan, 2009), có khả năng làm giảm chuyển vị trung bình (khi mô đun đàn hồi lớn hơn 50 - 60MPa và chuyển vị lệch. Mô đun đàn hồi càng lớn thì chuyển vị càng giảm. Khi cọc chống vào nền đất (đá) cứng có mô đun đàn hồi lớn ($E = 1000 \sim 1500 \text{ MPa}$), chuyển vị lệch và chuyển vị trung bình có giá trị nhỏ (~0mm), cọc chịu lực hoàn toàn. Nhưng khi cọc chống vào nền đất tốt có mô đun đàn hồi nhỏ hơn ($E = 200 \text{ MPa}$), chuyển vị trung bình và chuyển vị lệch khá lớn. Khi khoảng cách giữa mũi cọc và tầng đất cứng đủ lớn (> 2m), chuyển vị lệch giảm nhưng chuyển vị trung bình tăng. Có thể nhận thấy trong

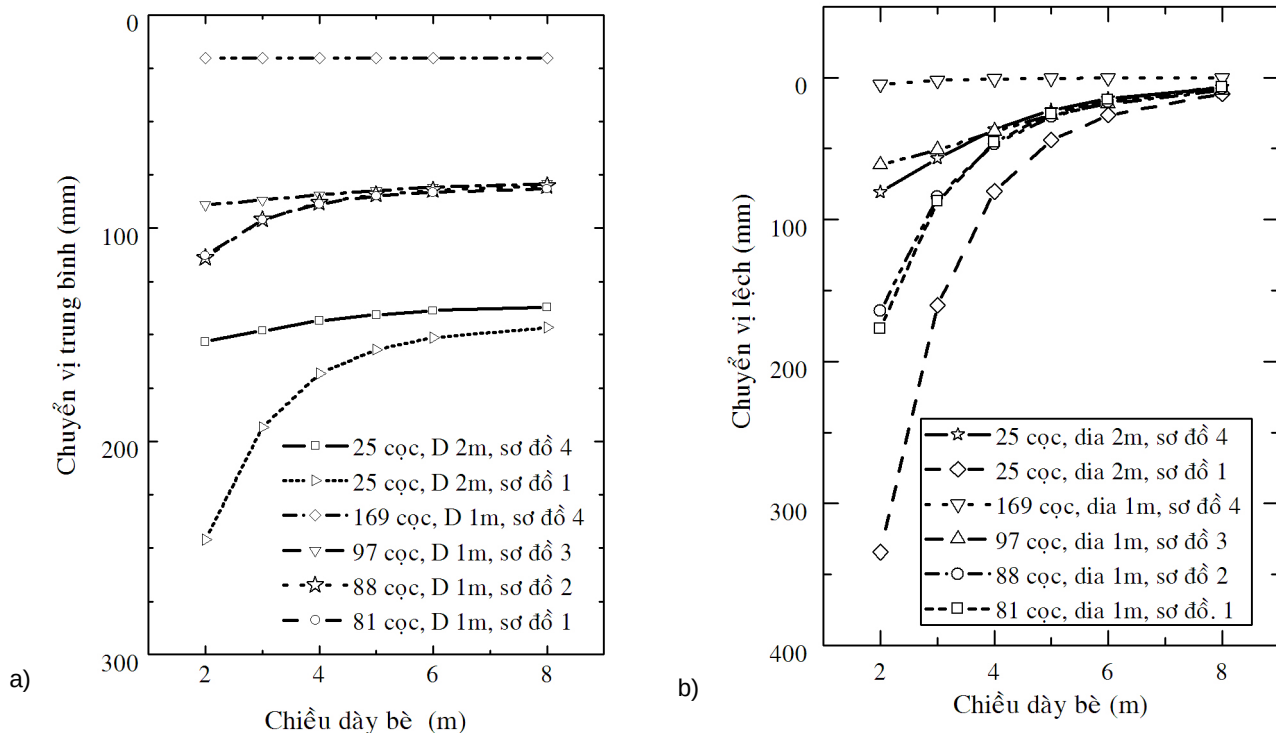
phạm vi từ 0 đến 2m kể từ mặt nền đất chịu lực tốt, chuyển vị của hệ móng rất khó kiểm soát.

4.5 Mối quan hệ giữa chiều dày của bệ và chuyển vị lệch

Sơ đồ bố trí cọc không hợp lý, mô đun đàn hồi của lớp đất nền dưới bệ nhỏ, hoặc bệ mặt nền đất/đá dưới mũi cọc không bằng phẳng, là những nguyên nhân làm cho chuyển vị lệch lớn. Vai trò của chiều dày bệ làm giảm thiểu chuyển vị lệch này ở các sơ đồ bố trí, chiều dài, đường kính, số lượng cọc khác nhau, thể hiện ở hình 10.

Hình 10a, b cho thấy ở tất cả các sơ đồ bố trí cọc, khi chiều dày bệ tăng từ 2m lên 8m, chuyển vị trung bình giảm về các giá trị tương ứng với độ cứng của sơ đồ đó, nhưng chuyển vị lệch giảm về giá trị bằng "0". Có thể thấy chiều dày bệ lớn là giải pháp chủ động và hữu hiệu dự phòng cho việc lựa chọn sơ đồ bố trí cọc không hợp lý, sự làm việc không đồng đều của cọc hay đất nền không đồng nhất.

Kết luận 5: Chiều dày bệ không ảnh hưởng nhiều đến chuyển vị trung bình, việc chuyển vị trung bình giảm khi tăng chiều dày bệ là hậu quả của việc giảm chuyển vị lệch (tương tự như nhận xét của Poulos [5]). Nhưng, chiều dày lớn của bệ có thể giảm chuyển vị lệch rất mạnh mẽ (hình 10b), hỗ trợ cho các thiếu sót khi chọn sơ đồ bố trí cọc, lựa chọn cọc hoặc các nguyên nhân khác về đất nền [9], sự cố về cọc Tomlinson [2]. Sự bố trí cọc càng hợp lý, đất nền càng đồng nhất, thì chiều dày bệ không ảnh hưởng nhiều đến chuyển vị lệch.



Hình 10. Mối quan hệ chuyển vị và chiều dày bè khác nhau

5. Kết luận

Thiết kế chiều dày bè trong móng bè - cọc chủ yếu dựa vào tiêu chí lực cắt, mô men uốn, biến dạng của bè (hay chuyển vị lệch của hệ móng).

Có thể đúc kết các yếu tố ảnh hưởng đến nội lực và biến dạng của bè như sau: Thứ nhất, có thể bỏ qua ảnh hưởng đến sự san đều nội lực trong kết cấu móng và ứng suất trong nền của bè, khi bè được thiết kế đủ dày. Thứ hai, tiêu chí mô men uốn, chuyển vị lệch (hay biến dạng của bè) có thể điều chỉnh bởi sơ đồ bố trí cọc hợp lý, hoặc tăng giảm chiều dài cọc cục bộ ở những nơi các giá trị đó lớn. Khi đó bè không cần phải thiết kế dày. Kết luận này phù hợp với Rabiei [7], Randolph [8]. Thứ ba, việc lựa chọn sơ đồ bố trí cọc hợp lý (bao gồm chiều dài cọc) để triệt tiêu mô men uốn trong bè hay chuyển vị lệch của hệ móng, trong thực tế là rất khó, do đó việc tăng chiều dày bè là giải pháp bổ sung cần thiết. Chiều dày bè đủ lớn, bất kể sơ đồ bố trí cọc có hợp lý hay không, làm giảm chuyển vị lệch về giá trị bằng không. Thứ tư, mô đun đàn hồi lớn của đất nền dưới bè, có thể làm giảm chiều dày bè đáng kể.

Tóm lại sơ đồ bố trí cọc, mô đun đàn hồi của đất nền và chiều dày bè là ba yếu tố quan trọng để làm giảm mô men uốn và biến dạng của bè, phù hợp với nhận xét của Poulos [5] và của Thangaraj & Illamparuthi (2009). Phân tích hợp lý chiều dày bè

dựa trên các đánh giá này là nội dung của các bài báo tiếp theo.

Lời cảm tạ: Trong bài báo này, tác giả đã sử dụng chương trình PRAB, do GS TS Matsumoto T. tặng Khoa xây dựng, Trường đại học Kiến trúc TP. HCM. Bài báo này được hoàn thành dưới sự hướng dẫn khoa học của PGS. TS. Châu Ngọc Ân. Tác giả bài báo chân thành cảm ơn những góp ý quý báu của các thầy trong bộ môn Địa cơ - Nền móng, Khoa xây dựng, Trường đại học Bách khoa TP. HCM. Tác giả đặc biệt cảm ơn PGS. TS. Nguyễn Bá Kế đã góp nhiều ý phản biện sâu sắc, để bài báo này được hoàn thành.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nguyễn Bá Kế et al. (2008), "Móng nhà cao tầng, kinh nghiệm nước ngoài" Nhà xuất bản xây dựng, Hanoi.
2. Tomlinson M. J. (1994), "Pile design and construction practice", Fourth edi. London: E & F N SPON.
3. Kitiyodom P. and Matsumoto T. (2002), "A simplified analysis method for piled raft and pile group foundations with batter piles," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 1369, no. February, pp. 1349-1369.

4. Kitiyodom P. and Matsumoto T. (2003), "A simplified analysis method for piled raft foundations in non-homogeneous soils", in *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomechanics*.
5. Poulos H. G. (2001), "METHODS OF ANALYSIS OF PILED RAFT FOUNDATIONS," *A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations*.
6. Katzenbach et al. (1998), "Piled Raft Foundation - Interaction between Piles and Raft," *Int. Conf. SSI in Urban Civil Eng. 8-9Oct 1998*.
7. Rabiei M. (2009), "Parametric Study for Piled Raft Foundations," *EDGE vol. 1, Bund. A, no. 1980, pp. 1-11*.
8. Randolph M. F. (1994), "Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts," *XIII ICSMMFE, New Delhi, India*.
9. Niandou H. and Breyse D. (2005), "Consequences of soil variability and soil-structure interaction on the reliability of a piled raft," *ICOSAR 2005, Millpress, Rotterdam, IBSN 90 5966 040 4, pp. 917-924*.

Ngày nhận bài: 06/3/2015.

Ngày nhận bài sửa lần cuối: 29/8/2015.