

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ XÂY DỰNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI

PHẠM TUẤN ANH

**TÍNH TOÁN MÓNG BÈ CỌC THEO MÔ HÌNH HỆ SỐ NỀN
CÓ XÉT ĐẾN ĐỘ TIN CẬY CỦA SỐ LIỆU NỀN ĐẤT**

LUẬN VĂN THẠC SĨ XÂY DỰNG DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

Hà Nội – Năm 2011

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ XÂY DỰNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI

PHẠM TUẤN ANH
KHÓA: 2008-2011 LỚP: CH08-X

**TÍNH TOÁN MÓNG BÈ CỌC THEO MÔ HÌNH HỆ SỐ
NỀN CÓ XÉT ĐẾN ĐỘ TIN CẬY CỦA SỐ LIỆU NỀN ĐẤT**

LUẬN VĂN THẠC SĨ
CHUYÊN NGÀNH: XÂY DỰNG DÂN DỤNG & CÔNG NGHIỆP
MÃ SỐ: 60.58.20

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC
TS. NGUYỄN TƯỜNG LAI

Hà Nội – Năm 2011

LỜI CẢM ƠN

Trong quá trình thực hiện luận văn, tôi gặp nhiều khó khăn trong việc tiếp cận những kiến thức mới và hướng giải quyết cho đề tài. Nhờ sự hướng dẫn tận tình của T.S Nguyễn Tương Lai, tôi đã nắm bắt được nhiều kiến thức, do đó có thể hoàn thành đề tài. Tôi xin gửi lời cảm ơn sâu sắc đến thầy.

Xin gửi lời cảm ơn đến các thầy cô của trường ĐH kiến trúc Hà nội và Học viện Kỹ Thuật Quân Sự đã chỉ dạy cho tôi những kiến thức bổ ích trong quá trình học tập tại trường và trong quá trình hoàn thành luận văn.

Xin cảm ơn T.S Nguyễn Vi đã giới thiệu các tài liệu hữu ích để hoàn thiện luận văn.

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan luận văn này do tôi tự thực hiện và chưa từng được công bố dưới bất kỳ hình thức nào.

MỤC LỤC

MỞ ĐẦU	1
CHƯƠNG 1 : TỔNG QUAN	3
1.1. Cấu tạo và ứng dụng của móng bè-cọc	3
1.1.1. Cấu tạo của móng bè cọc	3
1.1.2. Ứng dụng móng bè cọc	6
1.2. Cơ chế làm việc của móng bè cọc	7
1.3. Các quan điểm thiết kế hiện nay.....	10
1.3.1. Quan điểm cọc chịu tải hoàn toàn	10
1.3.2. Quan điểm bè chịu tải hoàn toàn	11
1.3.3. Quan điểm bè - cọc đồng thời chịu tải.....	12
1.4. Tổng quan về các phương pháp tính toán móng bè - cọc	13
1.4.1. Các phương pháp đơn giản.....	13
1.4.1. Các phương pháp có kể đến sự tương tác cọc- đất nền và bè-đất nền	16
1.5. Các dạng mô hình biến dạng của nền đất	19
1.5.1. Mô hình nền Winkler.....	19
1.5.2. Mô hình bán không gian đàn hồi.....	21
1.6. Tính toán cọc làm việc đồng thời với nền.....	23
1.7. Tổng quan về lý thuyết độ tin cậy	25
1.7.1. Các mô hình tính:.....	25
1.7.2. Các phương pháp tính	27
CHƯƠNG 2 : XÂY DỰNG MÔ HÌNH TÍNH MÓNG BÈ - CỌC	30
2.1. Các mô hình tính toán	30

2.2. Xác định độ cứng lò xo đất	32
2.2.1. Phương pháp thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường.....	32
2.2.1. Phương pháp tra bảng	33
2.2.2. Phương pháp sử dụng các công thức thực nghiệm.....	35
2.2.2. Phương pháp thực hành để xác định hệ số nền	37
2.3. Xác định độ cứng lò xo cọc.....	39
2.3.1. Phương pháp nén tĩnh cọc tại hiện trường	39
2.3.2. Phương pháp tính theo mô đun biến dạng nền [7]	40
2.3.3. Phương pháp xác định hệ số nền cọc dựa theo độ lún cọc đơn	41
2.4. Xây dựng mô hình tính móng bè - cọc	45
CHƯƠNG 3 : VÍ DỤ MINH HỌA.....	49
3.1. Giới thiệu công trình	49
3.1.1. Đặc điểm công trình.....	49
3.1.2. Điều kiện địa chất công trình	49
3.1.3. Tải trọng tác dụng lên móng	49
3.2. Tính toán các số liệu đầu vào	50
3.2.1. Sức chịu tải cọc.....	50
3.2.2. Sức chịu tải cọc đơn xác định theo công thức của Schmertmann SPT[1]	51
3.2.3. Xác định độ cứng lò xo cọc theo phương pháp truyền tải trọng Gambin [6]:	51
3.2.4. Xác định độ cứng lò xo cọc theo môđun biến dạng nền[7].....	54
3.2.5. Xác định độ cứng lò xo đất	54
3.3. Xây dựng mô hình tính.....	56
3.3.1. Mô hình 1	58

3.3.2. Mô hình 2	63
3.3.3. Mô hình 3	66
CHƯƠNG 4 : TÍNH TOÁN MÓNG BÈ CỌC CÓ XÉT ĐẾN ĐỘ TIN CẬY	
SỐ LIỆU ĐẤT NỀN	70
4.1. Cơ sở lý thuyết.....	70
4.2. Các bước tính toán	71
4.3.1. Các giả thiết tính toán và số liệu đầu vào	73
4.3.2. Tính toán độ tin cậy	73
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ	85
TÀI LIỆU THAM KHẢO	96

DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ

Hình 1-1: Cấu tạo móng bè cọc	4
Hình 1-2 : Mặt bằng kết cấu móng tòa nhà 97- Láng Hạ	6
Hình 1-3 : Sự làm việc của móng bè cọc (Poulos, 2000)	8
Hình 1-4: Các đường đẳng ứng suất của cọc đơn và nhóm cọc [1]	9
Hình 1-5 : Biểu đồ quan hệ tải trọng - độ lún theo các quan điểm thiết kế....	13
Hình 1-6: Sơ đồ tính móng tuyệt đối cứng.....	15
Hình 1-7: Sơ đồ tính móng mềm	16
Hình 1-8: Mô hình tính toán hệ móng bè-cọc theo phương pháp lặp	18
Hình 1-9: Mô hình nền Winkler	19
Hình 1-10: Mối quan hệ độ lún-tải trọng trong mô hình nền bán không gian đàn hồi:	22

Hình 1-12: Đường cong P-Y và T-Z của đất [1]	24
Hình 1-13: Mô hình tiền định	26
Hình 1-14: Mô hình ngẫu nhiên và hàm không phá hoại của A.R. Rgianitsun [5]	26
Hình 2-1: Mô hình 1	30
Hình 2-2: Mô hình 2	31
Hình 2-3 : Quan hệ giữa ứng suất và độ lún thu được bằng thí nghiệm nén đất hiện trường	33
Hình 2-4 : Biểu đồ xác định hệ số I_F [9]	38
Hình 2-5: Đồ thị $S=f(P)$ theo kết quả thử cọc bằng tải trọng tĩnh	40
Hình 2-6: Sơ đồ phương pháp truyền tải trọng Gambin [6]	45
Hình 3-1: Sơ đồ bố trí cọc trong đài	58
Hình 3-2 : Biểu đồ biến dạng bè móng	59
Hình 3-3: Mômen M_{11}	59
Hình 3-4: Mômen M_{22}	60
Hình 3-5 : Phản lực gối tựa lò xo	60
Hình 3-6: Mô hình móng 2	63
Hình 3-7: Biến dạng của bè móng	64
Hình 3-8: Mômen M_{11}	64
Hình 3-9: Mômen M_{22}	65
Hình 3-10: Tải trọng truyền xuống cọc	66
Hình 3-11: Mô hình móng 3	66
Hình 3-12: Mô hình móng 3 – Phản lực đầu cọc	67
Hình 3-13: Mô hình móng với số lượng cọc $n = 35$	68
Hình 4-1: Biểu đồ phân bố sai số $(M_{11})_{\max}$	80
Hình 4-2: Biểu đồ phân bố sai số $(M_{11})_{\min}$	80
Hình 4-3: Biểu đồ phân bố sai số $(M_{22})_{\max}$	81

Hình 4-4: Biểu đồ phân bố sai số $(M_{22})_{\min}$	81
Hình 4-5: Biểu đồ phân bố sai số P_{\max}	82
Hình 4-6: Biểu đồ phân bố sai số $(\sigma_m)_{\max}$	82

DANH MỤC CÁC BẢNG

Bảng 2-1: Bảng tra hệ số nền theo K.X. Zavriev	34
Bảng 2-2: Bảng tra giá trị C_z theo Terzaghi:.....	34
Bảng 3-1 : Điều kiện địa chất công trình	49
Bảng 3-2: Bảng giá trị tải trọng tác dụng lên móng	50
Bảng 3-3 : Bảng tính giá trị sức kháng bên cọc	51
Bảng 3-4: Bảng tính độ lún cọc đơn theo phương pháp Gambin.....	53
Bảng 3-5: Bảng tính độ cứng lò xo cọc theo môđun biến dạng nền	54
Bảng 3-6: Bảng thống kê số liệu đầu vào	57
Bảng 3-7: Kết quả tính khi chiều dày bè thay đổi	61
Bảng 3-8: Kết quả tính khi khoảng cách cọc thay đổi	62
Bảng 3-9: Kết quả tính khi kể đến hiệu ứng nhóm.....	62
Bảng 3-10 : Kết quả tính khi tổng số cọc $n = 35$	68
Bảng 4-1: Kết quả phân tích nội lực móng với thông số đầu vào mang giá trị ngẫu nhiên.....	78
Bảng 4-2: Độ tin cậy của nội lực với $n_1 = 1,01$	83
Bảng 4-3 : Độ tin cậy của nội lực với $n_2 = 1,03$	83

MỞ ĐẦU

Sự cần thiết của đề tài

Móng cọc ngày càng được sử dụng nhiều ở Việt Nam do nhu cầu phát triển của kinh tế dẫn đến nhu cầu xây dựng dân dụng và hạ tầng được mở rộng và phát triển ở khắp các vùng miền trên cả nước.

Trong điều kiện nước ta việc tính toán thiết kế móng cọc đến nay vẫn còn sử dụng những mô hình tính theo quan điểm cổ điển cho rằng cọc chỉ có tác dụng giảm lún và gia cố nền hoặc cọc chịu toàn bộ tải trọng từ bề truyền xuống....

Mục tiêu và nhiệm vụ của đề tài

Mục tiêu của đề tài là nghiên cứu phương pháp tính toán móng bè cọc theo mô hình hệ số nền có kể đến độ tin cậy của số liệu nền đất. Việc tính toán kết cấu nền móng theo lý thuyết độ tin cậy đã và đang được quan tâm nghiên cứu nhiều trên thế giới nhưng ở Việt Nam mới bắt đầu được nghiên cứu trong thời gian gần đây.

Với mục tiêu trên đề tài sẽ đề cập đến các vấn đề chính như sau:

- Nghiên cứu cơ sở lý thuyết và mô hình tính móng bè – cọc.
- Khảo sát độ tin cậy giá trị nội lực trong kết cấu móng, khi xem xét số liệu nền đất là các biến ngẫu nhiên.

Phương pháp và phạm vi nghiên cứu

Phương pháp nghiên cứu của luận văn là nghiên cứu lý thuyết kết hợp với thử nghiệm số trên mô hình toán.

Phạm vi nghiên cứu của đề tài: Móng các công trình xây dựng đặt trên nền đất thiên nhiên. Ví dụ minh họa sẽ dùng số liệu thử nghiệm do mô phỏng số hoặc số liệu thử nghiệm từ thực tế.

Cấu trúc của luận văn

Với nội dung như trên, báo cáo của luận văn gồm bốn chương nội dung chi tiết và phần kết luận.

+ *Chương 1*: Tổng quan

+ *Chương 2*: Xây dựng mô hình tính móng bè – cọc

+ *Chương 3*: Ví dụ minh họa

+ *Chương 4*: Tính toán móng bè cọc có xét đến độ tin cậy của số liệu nền đất.

+ *Phần kết luận và kiến nghị* đánh giá các vấn đề mà luận văn đã giải quyết được, khả năng ứng dụng của đề tài vào việc thiết kế các công trình thực tế, nhiệm vụ cần tiếp tục nghiên cứu trong giai đoạn tiếp theo nhằm xây dựng hoàn chỉnh phương pháp tính.

CHƯƠNG 1 : TỔNG QUAN

1.1. Cấu tạo và ứng dụng của móng bè-cọc

1.1.1. Cấu tạo của móng bè cọc

Móng bè – cọc là một loại móng cọc, cho phép phát huy được tối đa khả năng chịu lực của cọc và tận dụng được một phần sức chịu tải của nền đất dưới đáy bè. Móng bè - cọc còn được gọi là móng bè trên nền cọc.

Móng bè cọc có rất nhiều ưu điểm so với các loại móng khác, như tận dụng được sự làm việc của đất nền, phát huy tối đa sức chịu tải cọc, chịu được tải trọng lớn, độ cứng lớn, không gian tự do thông thoáng thuận lợi cho việc bố trí tầng hầm, liên kết giữa bè và kết cấu chịu lực bên trên như vách, cột có độ cứng lớn phù hợp sơ đồ làm việc của công trình.

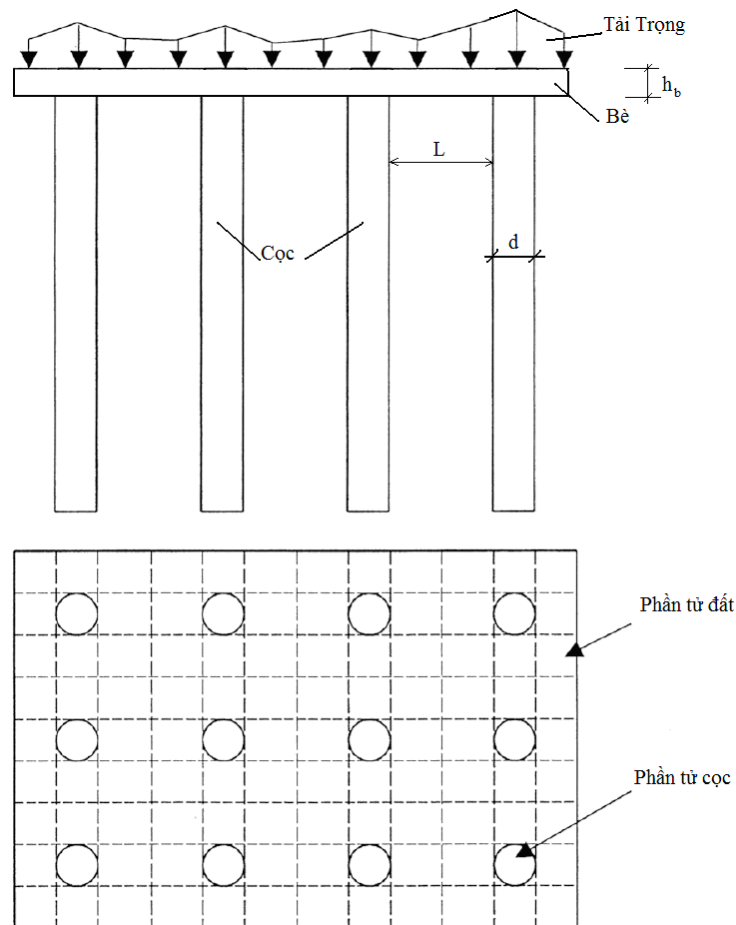
Móng bè cọc cấu tạo gồm hai phần: bè và các cọc.

- Bè hay đài cọc có nhiệm vụ liên kết và phân phối tải trọng từ chân kết cấu cho các cọc, đồng thời truyền một phần tải trọng xuống đất nền tại vị trí tiếp xúc giữa đáy bè và đất nền. Bè có thể làm dạng bản phẳng hoặc bản dầm nhằm tăng độ cứng chống uốn.

- Các cọc làm nhiệm vụ truyền tải trọng xuống nền đất dưới chân cọc thông qua sức kháng mũi và vào nền đất xung quanh cọc thông qua sức kháng bên. Có thể bố trí cọc trong đài thành nhóm hay riêng rẽ, bố trí theo đường lối hay bố trí bất kỳ tùy thuộc vào mục đích của người thiết kế, nhằm điều chỉnh lún không đều, giảm áp lực lên nền ở đáy bè hay giảm nội lực trong bè...

Cách bố trí cọc trong đài thường theo nguyên tắc trọng tâm nhóm cọc trùng hoặc gần với trọng tâm tải trọng công trình. Giải pháp này có ưu điểm là

tải trọng xuống cọc được phân bố hợp lý hơn; tính làm việc tổng thể của nhóm cọc tốt hơn.



Hình 1-1: Cấu tạo móng bè cọc

Cọc có thể sử dụng cọc chế sẵn hoặc cọc nhồi.

- Cọc chế sẵn thường gồm hai loại:

+ Cọc bê tông cốt thép (BTCT) đúc sẵn, có hoặc không có ứng suất trước. Cọc thường có dạng hình vuông. Dạng cọc này thường áp dụng cho các công trình có tải trọng vừa và nhỏ vì chiều dài cọc hạn chế, khoảng 30m. Còn

cọc ứng suất trước có ưu điểm là sức chịu tải lớn, có thể xuyên qua các lớp đất rời có độ chặt lớn, 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 có thể dễ dàng xuyên qua các lớp đất cứng, người ta thường gia cố thêm mũi cọc.

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

+ Dùng búa đóng cọc: thường gây chấn động và tiếng ồn lớn. Hơn nữa, khó có thể đóng cọc qua lớp đất tốt vì cọc thường bị gãy, vỡ đầu cọc. Để giảm chấn và giúp quá trình đóng cọc, ta có thể khoan môi trước khi đóng.

+ Ép cọc bằng kích thủy lực và hệ đối trọng. Để có thể ép cọc xuống độ sâu thiết kế, tải trọng ép ở đầu cọc phải vượt qua hoặc bằng tải trọng cực hạn P_u của đất nền.

+ Rung: thường dùng cho tường cừ, tường ngăn.

- Cọc nhồi:

Cọc nhồi là một loại cọc bê tông được thi công bằng cách đổ bê tông tươi vào một hố khoan trước.

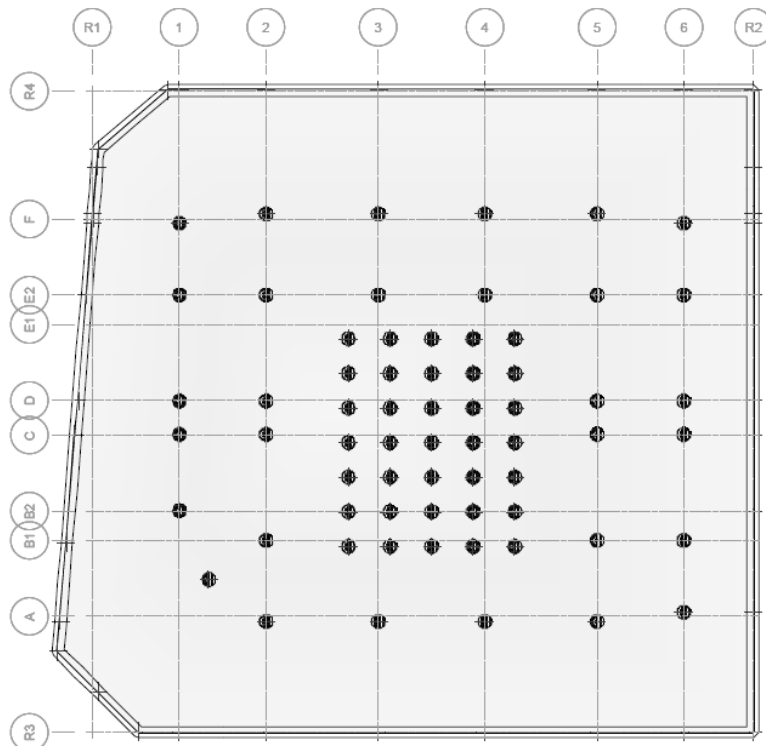
So với các loại cọc khác, cọc nhồi có lịch sử tương đối mới. Năm 1908 đến 1920, các lỗ khoan mới có đường kính nhỏ 0,3m, dài chỉ 6-12 m. Hiện nay, người ta đã có thể làm cọc nhồi mở rộng chân, sử dụng dung dịch bentonite để giữ thành hố khoan. Cọc nhồi được sử dụng ở Việt Nam đầu những năm 1990. Kích thước phổ biến của cọc nhồi ở Việt Nam là : đường kính 1-2m, chiều dài 40-70 m. Cọc nhồi thường áp dụng cho các công trình có

tải trọng lớn, những công trình xây chen không thể thi công chân động như các loại cọc khác.

1.1.2. Ứng dụng móng bè cọc

Móng bè cọc thường được sử dụng tương đối nhiều trong các công trình xây dựng. Sở dĩ phải làm móng bè cọc vì trường hợp đất yếu rất dày, bố trí cọc theo đài đơn hay băng trên cọc không đủ. Cần phải bố trí cọc trên toàn bộ diện tích xây dựng mới mang đủ tải trọng của công trình. Hơn nữa bè cọc sẽ làm tăng tính cứng tổng thể của nền móng bù đắp lại sự yếu kém của nền đất.

- Nhà dân dụng: Chủ yếu là móng bè trên cọc nhồi hoặc barrette. Móng bè cọc thích hợp với kết cấu ống, kết cấu khung vách.



Hình 1-2 : Mặt bằng kết cấu móng tòa nhà 97- Láng Hạ

Một ví dụ về công trình Tòa nhà 97 – Láng Hạ - Đống Đa - Hà nội, mặt bằng 43,6 x 34,5m; kết cấu khung-vách; sử dụng cọc khoan nhồi đường kính 1200. sức chịu tải tính toán cọc đơn là 650 Tấn; phần móng gồm 65 cọc được bố trí khắp nhà. Bè móng dày 2.0 m.

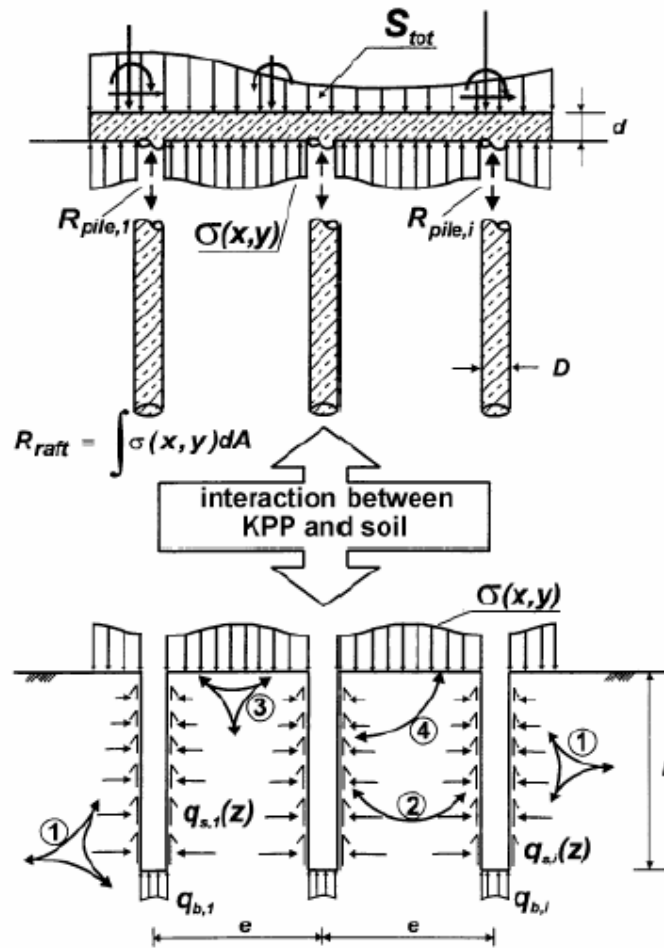
- Nhà công nghiệp: Chủ yếu là móng bè trên cọc đóng hoặc ép. Đặc điểm nhà công nghiệp là diện tích mặt bằng lớn, cấu tạo địa chất thường không ổn định; cọc sử dụng trong công trình này thường có tác dụng gia cố nền, giảm độ lún lệch và lún tuyệt đối.

- Công trình cảng, thủy: Chủ yếu là móng bè trên cọc đóng hoặc ép. Đặc điểm của các công trình này là chịu tải trọng nặng, quy định nghiêm ngặt về độ lún tuyệt đối và lún lệch. Ví dụ về công trình dạng này là các âu tàu.

1.2. Cơ chế làm việc của móng bè cọc

Đặc điểm nổi bật của móng bè - cọc là sự ảnh hưởng tương hỗ giữa đất và kết cấu móng trong quá trình chịu tải theo bốn ảnh hưởng sau:

- ① - Sự tương tác giữa cọc và đất;
- ② - Sự tương tác giữa cọc và cọc;
- ③ - Sự tương tác giữa đất và móng bè;
- ④ - Sự tương tác giữa cọc và móng bè;



Hình 1-3 : Sự làm việc của móng bè cọc (Poulos, 2000)

Nghiên cứu tác động qua lại khi kể tới ảnh hưởng của đài cọc, nền đất dưới đáy đài và cọc cho thấy cơ cấu truyền tải trọng như sau:

+ Sự làm việc của đài cọc: Tải trọng từ công trình truyền xuống móng. Đài cọc liên kết các đầu cọc thành một khối và phân phối tải trọng tập trung tại các vị trí chân cột, tường cho các cọc. Sự phân phối này phụ thuộc vào việc bố trí các cọc và độ cứng kháng uốn của đài. Ở một mức độ nhất định nó có khả năng điều chỉnh độ lún không đều (lún lệch).

+ Ảnh hưởng của nền đất dưới đáy đài: Khi đài cọc chịu tác động của tải trọng một phần được truyền xuống cho các cọc chịu và một phần được phân phối cho nền đất dưới đáy đài. Tỷ lệ phân phối này còn phụ thuộc vào các yếu

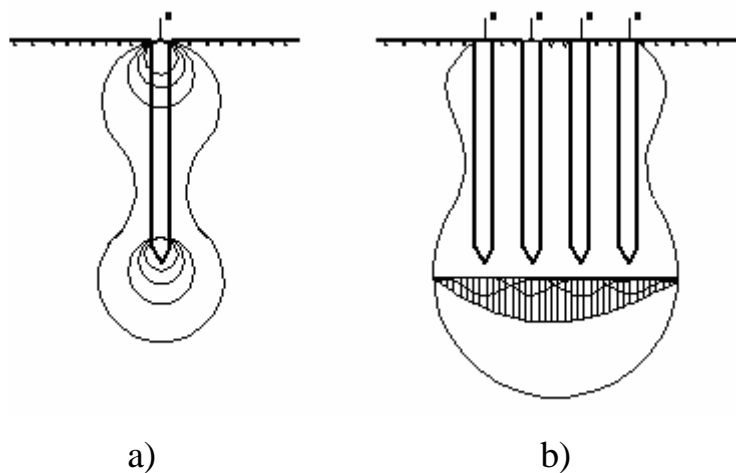
tố: độ cứng của nền đất, chuyển vị của đài, chuyển vị của cọc và việc bố trí các cọc.

+ Ảnh hưởng của cọc: Cơ chế làm việc của cọc là nhờ được hạ vào các lớp đất tốt phía dưới nên khi chịu tác động của tải trọng đứng từ đài móng nó sẽ truyền tải này xuống lớp đất tốt thông qua lực ma sát giữa cọc với đất và lực kháng ở mũi cọc làm cọc chịu kéo hoặc nén. Trong quá trình làm việc cọc còn chịu thêm các tác động phức tạp khác như: hiệu ứng nhóm cọc, lực ma sát âm ... Do có độ cứng lớn nên cọc tiếp nhận phần lớn tải trọng từ đài xuống, chỉ có một phần nhỏ do nền tiếp nhận.

+ Sự làm việc của nhóm cọc:

Sự làm việc của cọc đơn khác với sự làm việc của nhóm cọc. Khi khoảng cách các cọc khá lớn (ví dụ lớn hơn $6d$) thì cọc làm việc như cọc đơn.

Xét cọc và nhóm cọc trên hình 1-4, các đường cong trên hình 1-4a thể hiện đường đẳng ứng suất do cọc đơn gây ra, còn ở hình 1-4b, 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 trong nhóm và cọc đơn cùng chịu một tải trọng làm việc thì độ lún của nhóm cọc lớn hơn cọc đơn.



Hình 1-4: Các đường đẳng ứng suất của cọc đơn và nhóm cọc [1]

Sức chịu tải của nhóm cọc cũng nhỏ hơn cọc đơn:

$$P_u^{nh} = \eta \cdot n \cdot P_u^d \quad (1.1)$$

Trong đó:

η - hệ số nhóm

N – Số lượng cọc trong nhóm

P_u^{nh} – sức chịu tải của nhóm cọc

P_u^d – sức chịu tải của một cọc đơn

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 $\eta \approx 1$.

Còn khi đóng hoặc ép cọc vào đất dính, cấu trúc đất bị xáo trộn, sức chịu tải giảm xuống nhiều. Sau một thời gian cọc nghỉ, sức kháng cắt sẽ phục hồi dần nhưng ít khi phục hồi được 100%. Vì vậy, $\eta \approx 0,8-0,9$.

Nhận xét: Sự làm việc của hệ đài cọc - cọc - nền đất là một hệ thống nhất làm việc đồng thời cùng nhau và tương tác lẫn nhau rất phức tạp. Sự tương tác đó phụ thuộc vào độ cứng kháng uốn của đài cọc, độ cứng của nền đất (đáy đài), độ cứng của cọc (khả năng chịu tải và bố trí cọc). Nhờ vào sự tương tác đó mà tải trọng được phân phối xuống nền đất gây ra chuyển vị của nền, chuyển vị này phân phối lại tải trọng cho kết cấu bên trên từ đó có tác dụng điều chỉnh chênh lún, giữ được độ ổn định không gian cho móng. Tuy nhiên, không phải lúc nào giữa đất và kết cấu móng cũng có đủ các dạng tương tác trên, do đó tùy thuộc vào số liệu thực tế của móng và đất mà ta có thể giả thiết loại bỏ một dạng tương tác nào đó để đơn giản cho tính toán.

1.3. Các quan điểm thiết kế hiện nay

Hiện nay khi thiết kế các loại móng dạng băng cọc, bè cọc thường có một số quan điểm tính toán như sau:

1.3.1. Quan điểm cọc chịu tải hoàn toàn

Theo quan điểm này, các cọc được thiết kế như một nhóm cọc để tiếp nhận hoàn toàn tải trọng của công trình mà không kể tới sự tham gia chịu tải của nền đất dưới đài cọc. Trong tính toán, hệ móng còn tính như móng cọc đài thấp với nhiều giả thiết gần đúng như:

- Tải trọng ngang do nền đất trên mức đáy đài tiếp thu
- Đài móng tuyệt đối cứng, ngàm cứng với các cọc, chỉ truyền tải trọng đứng lên các cọc, do đó cọc chỉ chịu kéo hoặc nén
- Cọc trong nhóm cọc làm việc như cọc đơn, và cọc chịu toàn bộ tải trọng từ đài móng.
- Khi tính toán tổng thể móng cọc thì coi hệ móng là một khối móng quy ước.

Tính toán theo cách này có ưu điểm là đơn giản, thiên về an toàn và được hướng dẫn chi tiết trong các giáo trình về nền móng hiện nay. Độ lún của móng tính toán theo phương pháp này nhỏ, sử dụng nhiều cọc và thường hệ số an toàn cao, chưa phát huy được hết sức chịu tải của cọc. Như vậy, ta thấy nó có nhược điểm là quá thiên về an toàn và không kinh tế, do đó đây là một phương án lãng phí.

Nhận xét: Quan điểm tính toán này phù hợp cho những kết cấu móng cọc có chiều dày đài lớn, kích thước đài nhỏ, hoặc nền đất dưới đáy đài yếu, có tính biến dạng lớn. Khi đó, ta có thể bỏ qua sự làm việc của đất nền dưới đáy đài và xem toàn bộ tải trọng công trình do cọc chịu.

1.3.2. Quan điểm bè chịu tải hoàn toàn

Theo quan điểm này, bè được thiết kế để chịu phần lớn tải trọng lên móng, các cọc chỉ nhận một phần nhỏ tải trọng, được bố trí hạn chế cả về số lượng sức chịu tải với mục đích chính là gia cố nền, giảm độ trung bình và lún lệch. Độ lún của móng trong quan điểm này thường lớn, vượt quá độ lún

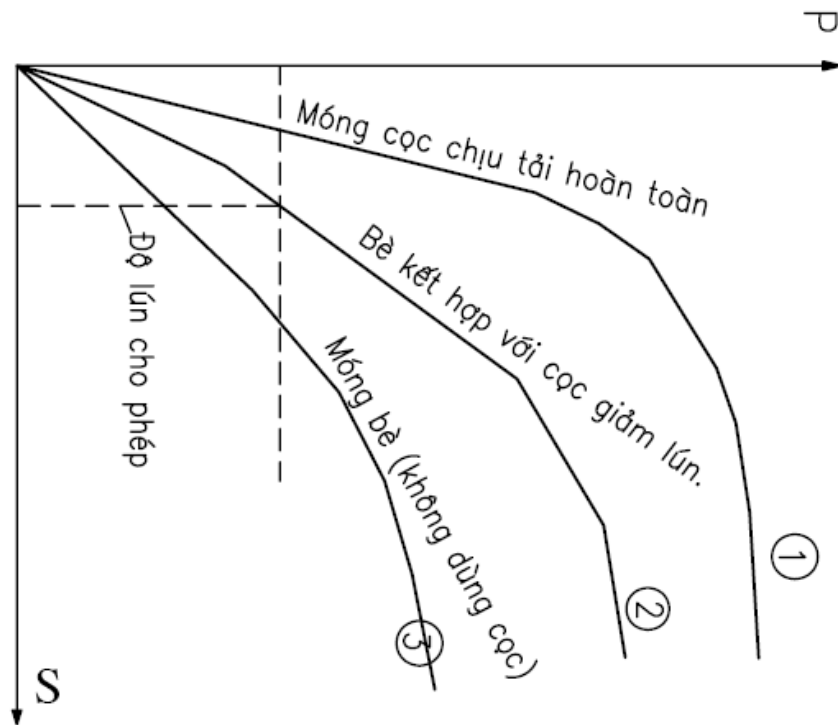
cho phép, ngoài ra với tải trọng công trình lớn, tính theo quan điểm này thường không đảm bảo sức chịu tải của nền đất dưới móng.

Nhận xét: Quan điểm thiết kế này phù hợp với những công trình đặt trên nền đất yếu có chiều dày không lớn lắm. Khi đó liên kết giữa cọc và đài không cần phức tạp, vì mục đích cọc để gia cố nền và giảm lún là chính.

1.3.3. Quan điểm bè - cọc đồng thời chịu tải

Theo quan điểm này, hệ kết cấu móng đài - cọc đồng thời làm việc với đất nền theo một thể thống nhất, xét đến đầy đủ sự tương tác giữa các yếu tố đất-bè-cọc. Trong quan điểm này, các cọc ngoài tác dụng giảm lún cho công trình, còn phát huy hết được khả năng chịu tải, do đó cần ít cọc hơn, chiều dài cọc nhỏ hơn. Khi cọc đã phát huy hết khả năng chịu tải, thì một phần tải trọng còn lại sẽ do phần bè chịu và làm việc như móng bè trên nền thiên nhiên.

Trong quan điểm này, độ lún của công trình thường lớn hơn so với quan điểm cọc chịu tải hoàn toàn nhưng về tổng thể, nó vẫn đảm bảo nằm trong quy định với một hệ số an toàn hợp lý, do đó quan điểm tính toán này cho hiệu quả kinh tế tốt hơn so với quan điểm đầu. Tuy nhiên, quá trình tính toán cần sử dụng các mô hình phức tạp hơn, do đó hiện nay quan điểm này chưa được phổ biến rộng rãi.



Hình 1-5 : Biểu đồ quan hệ tải trọng - độ lún theo các quan điểm thiết kế

Nhận xét:

Quan điểm thiết kế thứ nhất thiên về an toàn, nhưng không kinh tế, nên áp dụng khi công trình có yêu cầu cao về khống chế độ lún. Quan điểm thiết kế thứ hai, móng bè trên nền thiên nhiên là phương án kinh tế nhưng độ lún của bè là rất lớn và thường nền đất không đủ sức chịu tải với công trình có tải trọng lớn. Quan điểm thiết kế thứ ba, dung hòa được các ưu, nhược điểm của hai quan điểm trên, nên trường hợp công trình không có yêu cầu quá cao về độ lún, có thể sử dụng để tăng tính kinh tế.

1.4. Tổng quan về các phương pháp tính toán móng bè - cọc

1.4.1. Các phương pháp đơn giản

Phương pháp tính toán như móng cọc dài thấp

Phương pháp này tính toán dựa trên quan niệm tính, xem toàn bộ tải trọng công trình do cọc chịu.

Chiều sâu chôn móng h_m phải thoả mãn điều kiện tải trọng ngang H được cân bằng với áp lực đất bị động của đất trong phạm vi đài cọc, để cho các cọc không bị tác dụng của lực ngang mà chỉ hoàn toàn làm việc chịu nén.

Mômen ngoại lực được cân bằng với các phản lực tại đầu cọc với các tọa độ (x_i, y_i) của cọc.

Riêng đối với móng chỉ có một cọc đặt đúng tâm thì cần phải xem là cọc đơn chịu mômen và tải trọng ngang.

Do đó điều kiện để xem như là móng cọc đài thấp là cọc phải được bố trí trên 2 cọc trở lên, để chống lại mômen.

Phản lực trên đầu cọc có tọa độ (x_i, y_i) là :

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{My}{\sum x_i^2} \cdot x_i \pm \frac{Mx}{\sum y_i^2} \cdot y_i \quad (1.2)$$

Trong đó :

M_x – mômen theo phương trục y

M_y – mômen theo phương trục x

x_i, y_i - tọa độ của cọc thứ i so với vị trí tải trọng

Phương pháp tính toán như móng bè

Phương pháp này tính toán dựa trên quan niệm tính, xem toàn bộ tải trọng công trình do bè chịu lực, cọc chỉ có tác dụng gia cố nền và giảm lún.

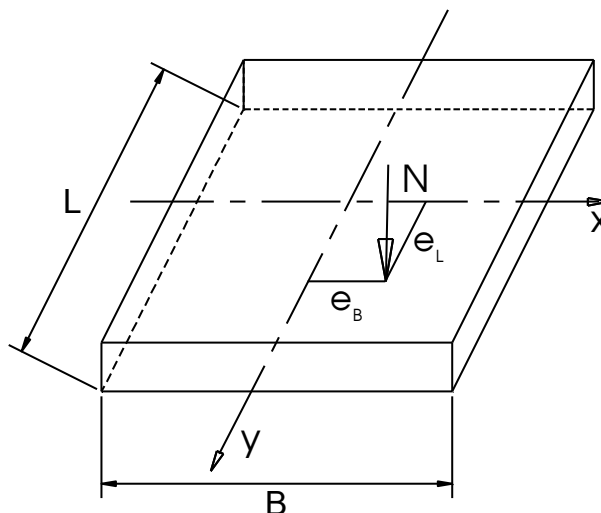
Theo phương pháp này, tùy theo độ cứng của bè mà ta xem bè như móng cứng tuyệt đối hoặc móng mềm.

Móng tuyệt đối cứng

Khi xem móng là tuyệt đối cứng, phản lực dưới đáy móng xem như phân bố đều theo quy luật đường thẳng.

Khi đó, phản lực nền xác định theo công thức của sức bền vật liệu:

$$\sigma = \frac{\sum N}{B.L} \pm \frac{M_x \cdot y}{J_y} \pm \frac{M_y \cdot x}{J_x} \quad (1.3)$$



Hình 1-6: Sơ đồ tính móng tuyệt đối cứng

Trong đó:

J_x, J_y là mômen quán tính của tiết diện móng với trục y, x .

$$M_x = \sum N \cdot e_L$$

$$M_y = \sum N \cdot e_B$$

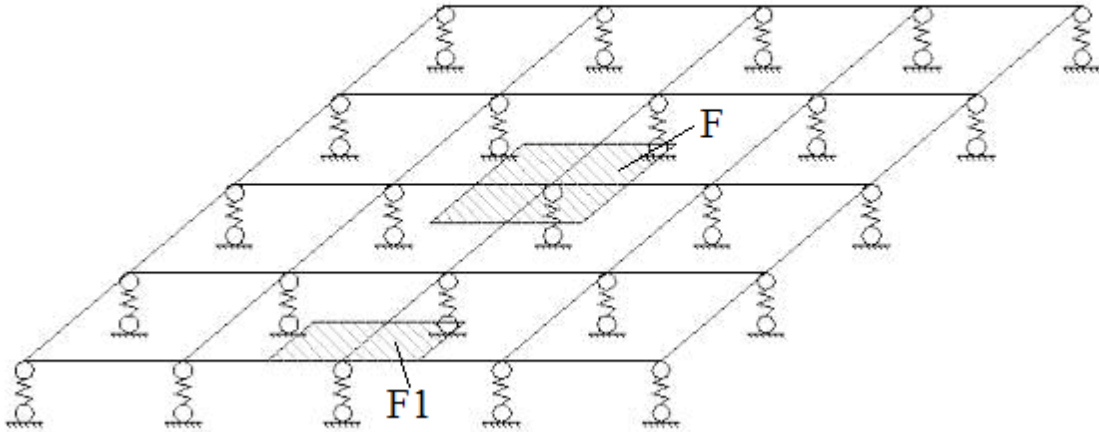
e_L, e_B – là độ lệch tâm của trọng tâm móng và tâm lực theo phương cạnh L và cạnh B.

Móng mềm

Khi kích thước móng lớn, độ cứng của móng giảm, phản lực nền không phân bố theo quy luật bậc nhất, ta phải tính móng như móng mềm.

Để tính móng mềm, ta có thể dùng phương pháp tính của dầm trên nền đàn hồi hoặc đơn giản hơn là sử dụng mô hình hệ số nền Winkler trong đó thay thế đất nền bằng hệ lò xo độc lập, có độ cứng lò xo $K = C_z \cdot F$ với các lò

xo ở giữa móng hoặc $K = C_z.F_1$ với các lò xo ở biên móng. Trong đó C_z là hệ số nền của đất.



Hình 1-7: Sơ đồ tính móng mềm

Mô hình này chỉ đúng khi tính toán phản lực đất nền bản thân kết cấu móng mà không dùng để tính lún. Để tính độ lún móng, ta phải dùng các phương pháp khác của cơ học đất như cộng lún các lớp phân tổ hoặc lớp tương đương.

1.4.1. Các phương pháp có kể đến sự tương tác cọc- đất nền và bè-đất nền

Phương pháp lập của H.G. Poulos (1994)[2]

Các phương pháp thuộc nhóm này có xét đến đặc điểm nổi bật của móng bè - cọc là sự ảnh hưởng tương hỗ giữa đất và kết cấu móng theo bốn ảnh hưởng sau:

- Sự tương tác giữa cọc và đất;
- Sự tương tác giữa cọc và cọc;
- Sự tương tác giữa đất và móng bè;
- Sự tương tác giữa cọc và móng bè;

Sơ đồ tính móng bè - cọc: Móng bè được mô hình bằng phần tử dầm hoặc bằng phần tử tấm hoặc cả hai. Móng bè liên kết với các lò xo tượng

trung cho cọc và cho đất tại các điểm nút. Các lò xo tượng trưng cho cọc và đất có ảnh hưởng tương hỗ giữa bè, cọc.

Trình tự phân tích theo phương pháp này:

Bước 1: Xác định độ cứng lò xo cọc có xét đến tương tác cọc-cọc và nền-cọc.

Bước 2: Xác định độ cứng lò xo đất có xét đến tương tác cọc-đất và phản lực nền - đất.

Bước 3: Tùy vào sức chịu tải cọc và đất, giả thiết tỷ lệ phân phối tải trọng cho cọc và bè.

Bước 4: Sau khi biết phản lực cọc và phản lực nền, xác định độ cứng lò xo cọc và đất theo Bước 1 và 2.

Bước 5: Gắn lò xo vào mô hình móng bè-cọc, thêm tải trọng công trình.

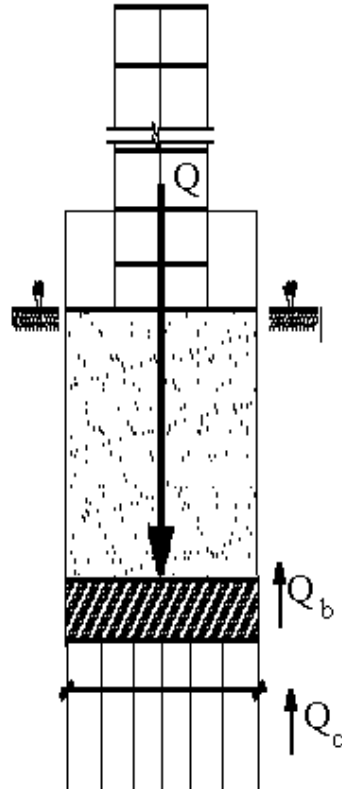
Bước 6: Giải bài toán, xác định lại phản lực cọc và nền.

Bước 7: Giải lặp bài toán từ bước 3 đến khi phản lực cọc và nền hội tụ.

Bước 8: Kiểm tra độ lún cho phép.

Nhận xét: Phương pháp của H.G.Poulos cho kết quả tương đối hợp lý khi xét đến các quá trình tương tác lẫn nhau của hệ bè-cọc và nền đất, phương pháp này cũng cho phép sử dụng các phần mềm phần tử hữu hạn trên máy tính để giải bài toán. Tuy nhiên, phương pháp này còn chưa xét đến độ lún tương đối của bè và cọc. Đặc biệt, khi độ lún của bè quá lớn so với cọc dẫn đến độ lún tổng thể của hệ không thỏa mãn.

Từ nhận định trên, ta có thể thay đổi lại một số bước trong phương pháp lặp này để kết quả hợp lý hơn và có xét đến độ lún tổng thể của hệ móng.



Hình 1-8: Mô hình tính toán hệ móng bè-cọc theo phương pháp lặp

Phương pháp lặp có chỉnh sửa

Bước 1: Tính tải tổng tải trọng công trình truyền về hệ móng bè-cọc Q .

Bước 2: Giả thiết tải trọng do phần bè chịu: Q_b

Bước 3: Tính tải trọng truyền về hệ cọc: $Q_c = Q - Q_b$

Bước 4: Sau khi biết tải trọng truyền về cọc và nền, xác định độ cứng lò xo cọc và đất theo Bước 1 và 2 của phương pháp lặp H.G.Poulos.

Bước 5: Căn cứ vào tải trọng do bè đảm nhận, tính lún cho móng bè S_b .

Bước 6: Căn cứ vào tải trọng do cọc nhận, tính lún cho móng cọc S_c .

Bước 7: Kiểm tra điều kiện $S_b < S_c$.

Bước 8: Nếu không thỏa mãn điều kiện trên lặp lại bước 2 với lượng cọc tăng dần.

Bước 9: Gắn lò xo vào mô hình móng bè-cọc, thêm tải trọng công trình, tính kết cấu móng.

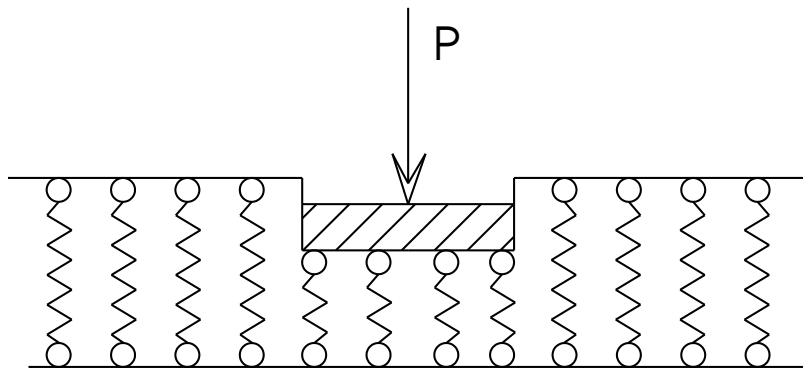
1.5. Các dạng mô hình biến dạng của nền đất

Hiện nay có rất nhiều dạng mô hình nền để mô phỏng sự làm việc tiếp xúc của móng và đất nền, khi tính toán có thể sử dụng các mô hình nền khác nhau. Tuy nhiên, khi áp dụng vào tính toán, cần hiểu rõ phạm vi áp dụng của từng mô hình nền vào từng trường hợp cụ thể. Mô hình khác nhau thì kết quả tính toán cũng khác nhau, nhiều khi sự khác biệt là rất lớn. Việc sử dụng sai mô hình, sai quan điểm tính toán có thể mang lại sự cố cho công trình.

1.5.1. Mô hình nền Winkler

Mô hình nền Winkler còn gọi là mô hình nền biến dạng cục bộ, là mô hình đơn giản và phổ biến nhất với thông số duy nhất của đất được đưa vào tính toán là hệ số nền C_z .

Đặc điểm của mô hình này là chỉ xét đến biến dạng đàn hồi ngay tại nơi có tải trọng ngoài tác dụng, mà không xét đến biến dạng đàn hồi của đất ở vùng lân cận, bỏ qua đặc điểm đất như một vật liệu có tính dính và tính ma sát. Mô hình biến dạng tương ứng với lý thuyết này là một nền đàn hồi gồm một hệ lò xo có biến dạng luôn luôn tỷ lệ với áp lực tác dụng lên chúng.



Hình 1-9: Mô hình nền Winkler

Độ cứng lò xo k , với $k = C_z.F$, trong đó F là diện tích phần ảnh hưởng của mặt đáy móng với nút đang xét, theo quy tắc phân phối trung bình.

Mô hình nền Winkler có ưu điểm là đơn giản, tiện dụng trong tính toán, có thể sử dụng những phân mềm phần tử hữu hạn có sẵn, thiết kế gần đúng với thực tế, đặc biệt là với những nền đất yếu, có lực dính và lực ma sát nhỏ, khi đó ảnh hưởng của vùng lân cận xung quanh vùng chịu tải nhỏ, có thể bỏ qua.

Bên cạnh đó, mô hình nền này cũng có những nhược điểm:

- Không phản ánh được sự liên hệ của đất nền, khi chịu tải, đất có thể lồi kéo hay gây ra ảnh hưởng ra các vùng lân cận.
- Khi nền đồng nhất thì tải trọng phân bố đều liên tục trên dầm, thì theo mô hình này, dầm sẽ lún đều và không biến dạng, nhưng thực tế thì dầm vẫn bị võng ở giữa, nên ảnh hưởng ra xung quanh cũng như lún nhiều hơn so với đầu dầm.
- Khi móng tuyệt đối cứng, đặt tải trọng đối xứng thì móng sẽ lún đều, ứng suất đáy móng phân bố đều, nhưng theo các đo đạc thực tế thì ứng suất cũng phân bố không đều.
- Hệ số nền C_z có tính chất quy ước, không phải là hằng số với toàn bộ đất nền dưới móng.

Nhận xét: Mô hình nền Winkler thường áp dụng tốt cho đất yếu, thể hiện tính biến dạng tại chỗ, khi chịu tải, không lan truyền ra xung quanh. Mô hình này chỉ dùng để tính bản thân kết cấu móng, không dùng để tính lún, vì bài toán tính lún là bài toán phức tạp, liên quan đến nhiều quá trình như thoát nước lỗ rỗng, từ biến, cố kết ... và trong tính toán phải sử dụng nhiều thông số cơ lý của đất, chứ không thể chỉ dựa vào hệ số nền C_z .

Ngoài ra, mô hình nền Winkler thay thế đất bằng các lò xo độc lập, tương đối đơn giản cho tính toán và cho phép xây dựng sơ đồ tính kết cấu móng trong các phần mềm phân tử hữu hạn thông dụng hiện nay.

1.5.2. Mô hình bán không gian đàn hồi

Mô hình này ứng dụng lý thuyết đàn hồi từ lời giải của Boussinesq và Flamant, nền đất được xem là một bán không gian biến dạng tuyến tính, đặc trưng bởi mô đun biến dạng E_0 và hệ số nở hông μ

Bài toán Boussinesq

Bài toán Boussinesq xét cho trường hợp nền nằm trong trạng thái ứng suất- biến dạng khối.

Như nhiều tài liệu đã cho thấy, khi có xét đến chiều dày giới hạn của lớp đất, lý thuyết tổng biến dạng đàn hồi đem lại những kết quả phù hợp với thực tế hơn và biến dạng của mặt đất ở các vùng lân cận vùng chịu tải tắt nhanh hơn so với khi xem nền đất là một nửa không gian đàn hồi có chiều dày vô tận.

Trong trường hợp nền là một nửa không gian đàn hồi thì theo lý luận này, chuyển vị thẳng đứng Y của một điểm bất kỳ trong đất đối với tọa độ x, y, z nằm cách điểm đặt một lực tập trung P trên bề mặt một khoảng r có thể xác định theo biểu thức sau đây của lý thuyết đàn hồi:

$$Y_{(x,y,z)} = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E_0} \left[\frac{z^3}{r^3} + \frac{2(1-\mu)}{r} \right] \quad (1.4)$$

Trong đó:

E_0 - mô đun biến dạng của đất;

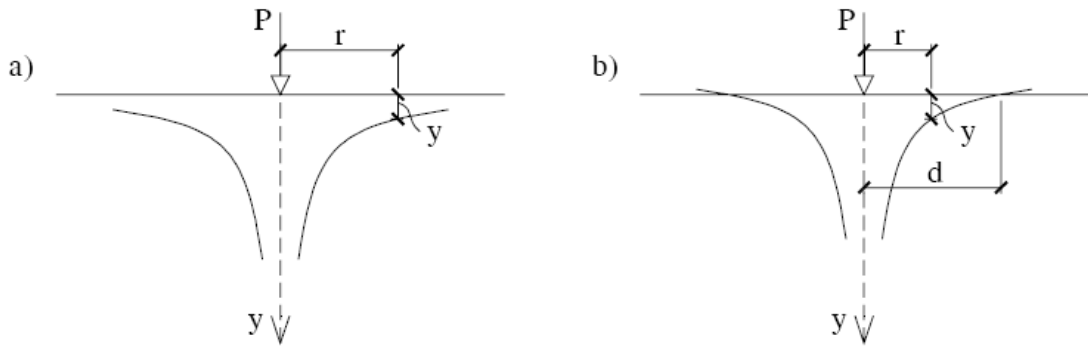
μ - hệ số Poisson của đất ;

Đối với các điểm nằm trên mặt đất thì biểu thức tính độ lún có thể rút ra từ biểu thức với $z=0$:

$$Y_{z=0} = \frac{P(1-\mu^2)}{\pi E_0 r} \quad (1.5)$$

Hoặc nếu đặt $C = \frac{E}{1-\mu^2}$ được gọi là hệ số nửa không gian đàn hồi, ta được:

$$Y_{z=0} = \frac{P}{\pi C r} \quad (1.6)$$



Hình 1-10: Mô hình quan hệ độ lún-tải trọng trong mô hình nền bán không gian đàn hồi:

a. Bài toán Boussinesq

b. Bài toán Flamant

Bài toán Flamant

Bài toán Flamant xét cho trường hợp nền nằm trong trạng thái ứng suất - biến dạng phẳng, khi đó độ lún tương đối Y của một điểm nằm trên mặt đất, cách lực tập trung P một khoảng r so với một điểm nằm trên mặt đất, cách lực tập trung P một khoảng d , tính theo công thức

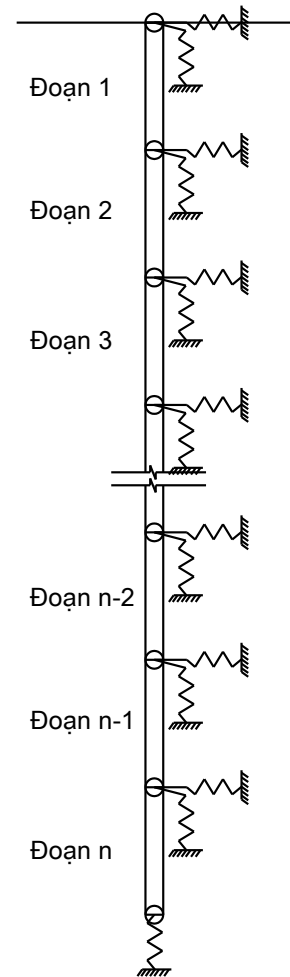
$$Y = P \frac{2(1-\mu^2)}{\pi \cdot E_0} \ln\left(\frac{d}{r}\right) \quad (1.7)$$

Có thể thấy rằng, theo biểu thức, độ lún của các điểm trên mặt đất tại những vùng lân cận quanh diện tích chịu tải không phải bằng không, mà có một giá trị nhất định tức là phù hợp với thực tế hơn so với kết quả tính theo lý thuyết biến dạng đàn hồi cục bộ Winkler. Rất tiếc là hiện nay, mô hình này chưa thể đưa vào các phần mềm tính toán kết cấu phổ thông như SAP, SAFE... do đó mức độ áp dụng còn hạn chế.

1.6. Tính toán cọc làm việc đồng thời với nền

Hiện nay, cùng với sự phát triển của máy tính và phương pháp phần tử hữu hạn, người ta thường xây dựng các mô hình tính toán cọc làm việc đồng thời với nền.

Khi cọc chịu tải, dưới tác dụng của tải trọng đứng (kéo hoặc nén), nền đất sẽ tương tác với cọc qua những gối đàn hồi theo phương đứng. Quan hệ giữa phản lực (ký hiệu là t) và chuyển vị đứng của các gối (ký hiệu là z) là $t = k_z \cdot z$, với k_z là độ cứng của gối đàn hồi theo phương đứng. Biểu đồ quan hệ giữa t và z gọi là đường cong t - z .



Hình 1-11: Mô hình cọc – đất[1]

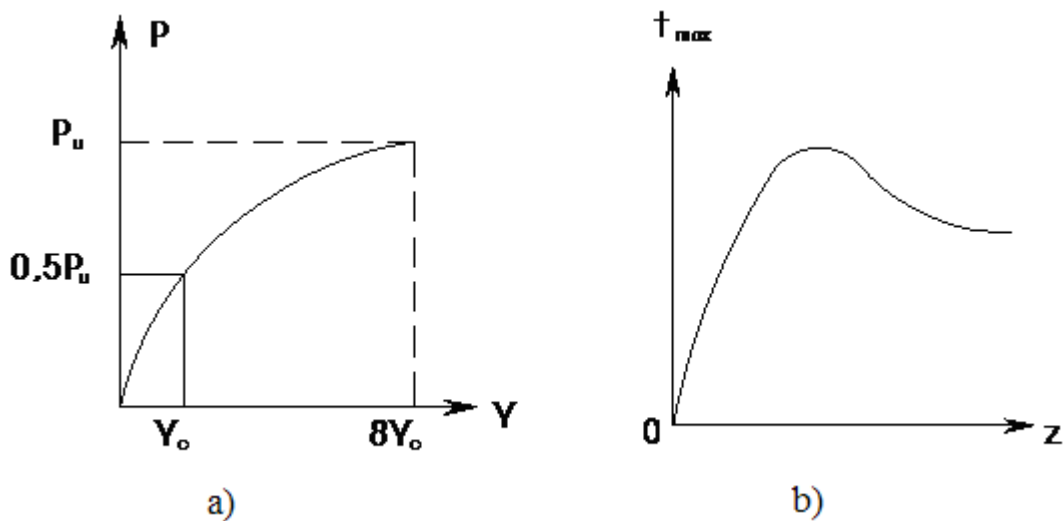
Dưới tải trọng ngang, nền đất sẽ tương tác với cọc qua những gối đàn hồi theo phương ngang. Quan hệ giữa phản lực (ký hiệu là y) và chuyển vị ngang của các gối đàn hồi (ký hiệu là y) là $p = k_y \cdot y$, với k_y là độ cứng của gối

đàn hồi theo phương ngang. Biểu đồ quan hệ giữa p và y gọi là đường cong p - y [1].

Như vậy, phương pháp này sử dụng phân tử hữu hạn kết hợp với mô hình nền Winkler. Trong phương pháp này, người ta chia cọc thành nhiều phân tử, trên mỗi đoạn, tương tác giữa cọc với đất được mô tả bằng các gối đàn hồi.

Do khối lượng tính toán rất lớn, ta cần phải sử dụng máy tính để giải bài toán trên thông qua các phần mềm sử dụng phương pháp phân tử hữu hạn.

Đường cong P-Y và đường cong T-Z : 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).



Hình 1-12: Đường cong P-Y và T-Z của đất [1]

a) Đường cong P-Y của đất sét yếu chịu tải trọng tĩnh

b) Đường cong T-Z của đất sét yếu chịu tải trọng tĩnh

Nhận xét : Qua các phân tích ở trên, ta thấy móng bè – cọc là một hệ móng rất phức tạp, sự làm việc của móng phụ thuộc vào sự tương tác giữa các thành

phần : cọc - đất – bệ, chỉ cần một trong các thành phần này thay đổi, sự làm việc của móng đã lập tức thay đổi theo. Trên thực tế, các thông số đặc trưng cho các thành phần này, đặc biệt là số liệu đất nền, không phải là một giá trị cố định mà có tính chất ngẫu nhiên, phân tán. Do đó, để kết quả tính chính xác, ta cần xét đến tính chất ngẫu nhiên của các giá trị này trong tính toán kết cấu. Nói một cách khác, là xét đến độ tin cậy khi tính toán kết cấu móng.

1.7. Tổng quan về lý thuyết độ tin cậy

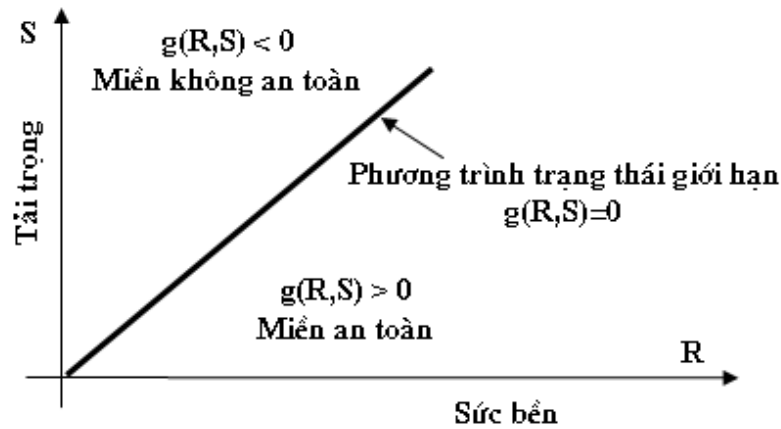
Đánh giá mức độ làm việc an toàn của kết cấu công trình là một trong những nhiệm vụ quan trọng nhất của công tác thiết kế và chẩn đoán kỹ thuật. Nội dung đánh giá dẫn đến dạng bài toán so sánh hai tập hợp. Tập thứ nhất S, chứa các thông tin đặc trưng cho trạng thái làm việc của kết cấu và tập thứ hai R chứa các thông tin đặc trưng cho năng lực của kết cấu, được thiết kế theo một tiêu chuẩn chất lượng nào đó.

1.7.1. Các mô hình tính

*** Mô hình tiền định:**

Thực hiện việc đánh giá thông qua tỷ số $n = R/S$ hoặc hiệu số $M = R - S$. Điều kiện an toàn khi $n > 1$ hoặc $M > 0$. Ngược lại thì không an toàn. Tồn tại một trạng thái phân chia giữa an toàn và không an toàn khi $n = 1$ hoặc $M = 0$, mang tính lý thuyết.

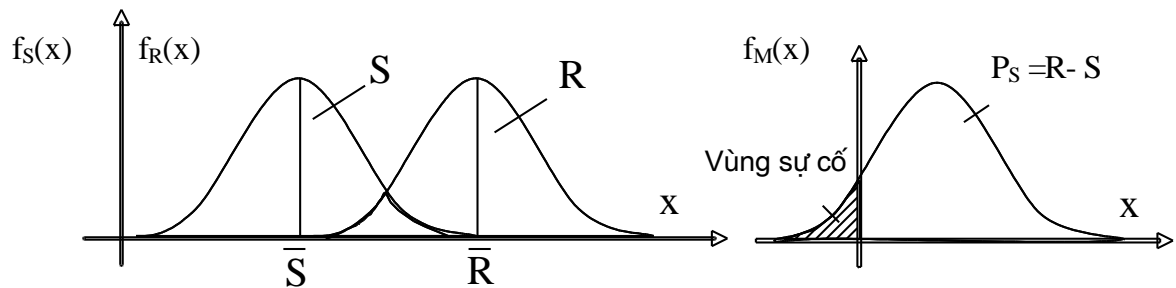
Phân tích: mô hình này đơn giản về tính toán vì giá trị R và S lấy trung bình thành các số cụ thể, nhưng còn nhược điểm là chưa đánh giá được chính xác sự làm việc an toàn của kết cấu, vì hệ số an toàn n có thể cao nhưng chưa chắc kết cấu đã an toàn nếu như sai số của R và S lớn.



Hình 1-13: Mô hình tiền định

*** Mô hình ngẫu nhiên:**

Với quan niệm hai tập R và S mang bản chất ngẫu nhiên, nên việc đánh giá thực hiện theo lý thuyết xác suất, số liệu bên trong và tác động bên ngoài lên kết cấu xử lý theo thống kê toán học. Kết quả của đánh giá thể hiện qua xác suất an toàn $\text{Prob}(M > 0)$ hoặc xác suất phá hoại $\text{Prob}(M < 0)$.



Hình 1-14: Mô hình ngẫu nhiên và hàm không phá hoại của A.R. Rgianitsun

[5]

Phân tích: Sự tiến bộ của mô hình ngẫu nhiên so với mô hình tiền định là ở chỗ xét đồng thời các sai lệch, phân tán giá trị của các tham số, chứ không xử lý áp đặt giá trị trung bình có điều chỉnh.

Theo A.R. Rgianitsun, chỉ số độ tin cậy:

$$\beta = \left[\frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} \right] \quad (1.8)$$

Xác suất phá hoại:

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (1.9)$$

Xác suất an toàn:

$$p_s = 1 - p_f = 1 - \Phi(-\beta) = 1 - [1 - \Phi(\beta)] = \Phi(\beta) \quad (1.10)$$

Trong đó:

$$\Phi(x) = \frac{2}{\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{t^2}{2}} dt \quad (1.11)$$

Là hàm laplax và các giá trị của hàm được lập bảng trong các tài liệu về lý thuyết xác suất.

\bar{R}, \bar{S} - Kỳ vọng toán của các phân bố tương ứng

σ_R^2, σ_s^2 - Các phương sai của các phân bố

1.7.2. Các phương pháp tính

* *Phương pháp mô hình hóa thống kê (phương pháp Monte Carlo)*[3]

Phương pháp Monte Carlo là một phương pháp số, nghĩa là trong mỗi giai đoạn tính toán, người tính đều làm việc với những con số cụ thể và kết quả cuối cùng cũng nhận được không phải dưới dạng các công thức giải tích mà là dưới dạng các con số - đó chính là xác suất của các biến cố hoặc các đặc trưng số của các đại lượng ngẫu nhiên.

Phương pháp Monte Carlo là một trong các phương pháp số phổ biến và hiệu quả, được coi là công cụ mạnh và đa năng.

Phương pháp Monte Carlo thực tế là phương pháp tính đầu tiên tiến hành thực nghiệm trên các mô hình toán học nhờ máy tính điện tử. Nghĩa là việc thực nghiệm được tiến hành trên mô hình chứ không phải công trình thực.

Bản chất của phương pháp này là xây dựng tương tự xác suất hoặc phục hồi đại lượng được nghiên cứu, hiện thực nó một cách ngẫu nhiên và xem kết quả nhận được như lời giải gần đúng của bài toán. Độ chính xác của các kết quả nhận được phụ thuộc vào số lần thử nghiệm N và càng chính xác khi N càng lớn. Như đã biết, sai số của phương pháp Monte Carlo tỷ lệ với $\sqrt{C/N}$, với C là một hằng số nào đó, nghĩa là để giảm sai số 10 lần thì phải tăng N lên 10^2 lần.

** Phương pháp mô hình hóa thống kê từng bước [3]*

Khi tính toán độ tin cậy của kết cấu nói chung, dùng phương pháp Monte Carlo để giải gặp rất nhiều khó khăn. Do đó có thể sử dụng phương pháp mô hình hóa thống kê từng bước.

Phương pháp mô hình hóa thống kê từng bước dựa trên thuật toán tiền định và mô hình hóa thống kê các đại lượng ngẫu nhiên, cho phép xác định các đặc trưng thống kê của các phân bố khả năng chịu tải và nội lực trong các cấu kiện.

Phương pháp mô hình hóa thống kê từng bước được tiến hành dựa vào việc xác định được dãy số ngẫu nhiên có phân bố chuẩn dựa vào giá trị kỳ vọng và độ lệch đã biết trước từ thực nghiệm. Đến lượt các đại lượng ngẫu nhiên này sẽ được dùng để tính toán các kỳ vọng và độ lệch chuẩn của các đại lượng ngẫu nhiên khác. Cuối cùng là nội lực và khả năng chịu tải của cấu kiện được xem là hàm của một dãy các biến ngẫu nhiên có kỳ vọng và độ lệch chuẩn đã biết và sử dụng phương pháp Monte Carlo để thống kê và tìm kỳ vọng, độ

lệch chuẩn của nội lực và khả năng chịu tải, từ đó có thể tính được độ tin cậy của các giá trị này.

Thuật toán tiên định và quá trình mô hình hóa thống kê trong tài liệu [3]

Nhận xét: Dựa trên các nhận định trên, ta thấy có thể áp dụng phương pháp mô hình hóa thống kê từng bước để giải bài toán nội lực móng bè – cọc có xét đến độ tin cậy của số liệu nền đất. Tuy nhiên, do bài toán giải nội lực có khối lượng tính toán lớn, phải giải bằng một chương trình phần tử hữu hạn trung gian trên máy tính nên số lượng kết quả đưa vào thống kê hạn chế, làm giảm độ chính xác của kết quả thống kê.

CHƯƠNG 2 : XÂY DỰNG MÔ HÌNH TÍNH MÓNG BÈ - CỌC

2.1. Các mô hình tính toán

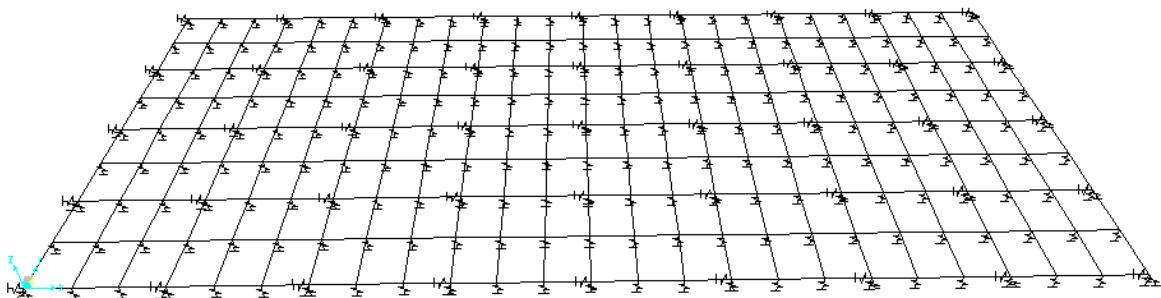
Xét một móng bè – cọc, trong đó bè móng có dạng bản phẳng, chiều dày bè h_b , nằm trên hệ cọc khoan nhồi đường kính d , khoảng cách các cọc là L . Móng chịu tải trọng do công trình truyền xuống.

Để giải quyết bài toán móng trên, ta có thể sử dụng mô hình hệ số nền Winkler.

Phương pháp giải bằng mô hình hệ số nền tuy có nhiều nhược điểm nhưng trong bài toán phân tích nội lực móng bè – cọc, nó vẫn cho kết quả có độ chính xác cao. Đồng thời, ta lại có thể sử dụng được nhiều phần mềm phân tử hữu hạn thông dụng hiện nay như SAP hoặc SAFE để giải.

Tuỳ theo quan điểm về sự làm việc đồng thời cọc và nền đất ta có thể dùng các mô hình tính như sau:

* Mô hình 1:

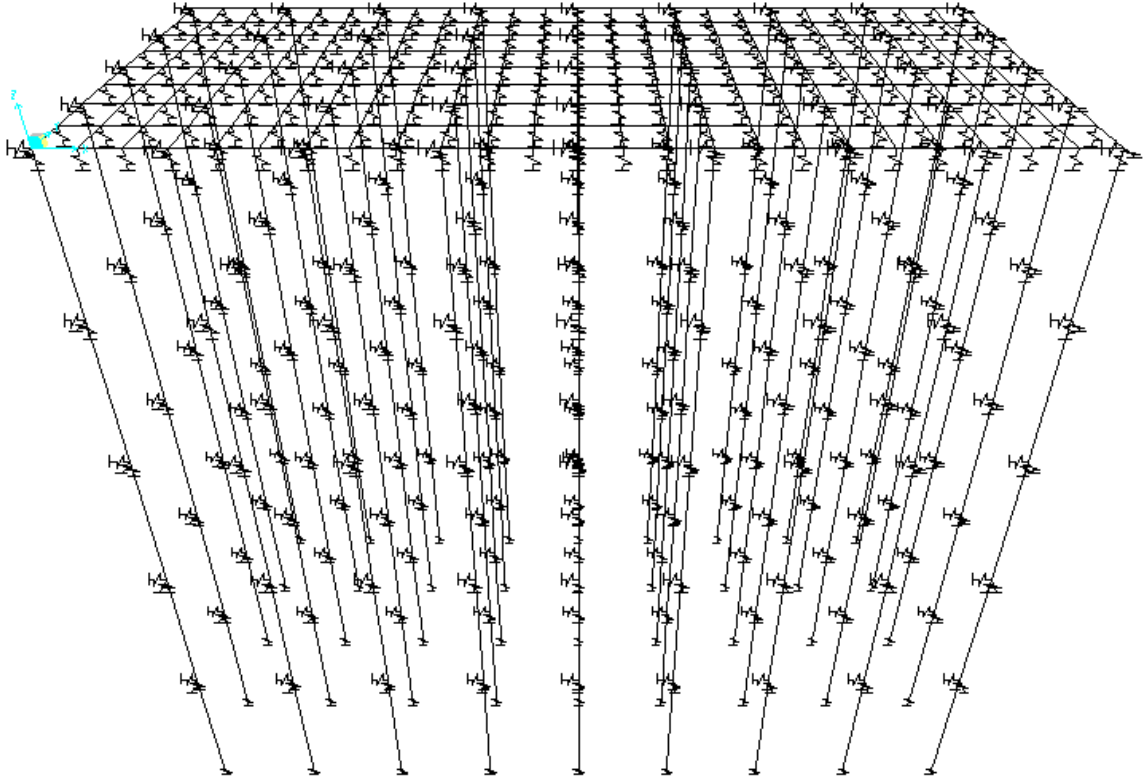


Hình 2-1: Mô hình 1

- Bè được mô hình bằng phần tử tấm, liên kết với các lò xo đặc trưng cho cọc và cho đất.
- Cọc được thay thế bằng một liên kết lò xo có độ cứng phụ thuộc vào chuyển vị cọc dưới tác dụng của tải trọng làm việc.

- Thay đất nền bằng các liên kết lò xo tại các điểm sao cho phù hợp với sự thay đổi của đất nền và tính chất làm việc của cọc.

* Mô hình 2:



Hình 2-2: Mô hình 2

- Bè được mô hình bằng phần tử tấm.
 - Cọc được mô hình bằng phần tử thanh, tại các nút gắn các liên kết lò xo đặc trưng cho tương tác của cọc và đất nền xung quanh.
 - Nền đất dưới bè cũng được thay thế bằng các liên kết lò xo.
- Để đơn giản cho tính toán, ta chấp nhận một số giả thiết gần đúng như sau:
- Tải trọng ngang của công trình do nền đất trên mức đáy đài tiếp nhận.
 - Các cọc trong nhóm làm việc như cọc đơn.
 - Bỏ qua ảnh hưởng ma sát âm của cọc.

- Bỏ qua ảnh hưởng của chuyển vị cọc đến độ cứng lò xo của nền đất dưới đáy bè.
- Độ cứng lò xo cọc và nền đất xem như không phụ thuộc vào độ cứng của cọc và bè.

Nhận xét:

Mô hình thứ nhất đơn giản hơn, độ cứng lò xo cọc có thể xác định theo nhiều phương pháp, tuy nhiên chưa mô tả chi tiết về sự làm việc đồng thời giữa cọc và đất nền. Khó áp dụng trong trường hợp móng cọc đài cao và công trình có nhiều loại cọc với chiều dài khác nhau.

Mô hình thứ hai phức tạp hơn về mặt tính toán, nhưng mô tả chi tiết sự làm việc đồng thời cọc và nền, có thể áp dụng cho móng cọc đài cao, và trường hợp công trình có nhiều loại cọc với chiều dài khác nhau.

2.2. Xác định độ cứng lò xo đất

Để đảm bảo mô hình tính móng bè-cọc đảm bảo được độ chính xác đến mức độ nào đó, phần quan trọng phụ thuộc vào cách xác định độ cứng lò xo các phần tử.

Để xác định độ cứng lò xo phần tử đất, trước tiên ta cần xác định được hệ số nền. Việc xác định hệ số nền có thể dùng một trong các phương pháp sau:

2.2.1. Phương pháp thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường

Để xác định hệ số nền thì phương pháp này là chính xác nhất. Một bàn nén vuông đặt tại vị trí móng công trình, chất tải và tìm quan hệ giữa ứng suất gây lún và độ lún.

Bàn nén có kích thước càng lớn thì kết quả thu được càng chính xác, tuy nhiên do nhiều hạn chế, bàn nén dùng hiện nay thường có kích thước 1x1m.

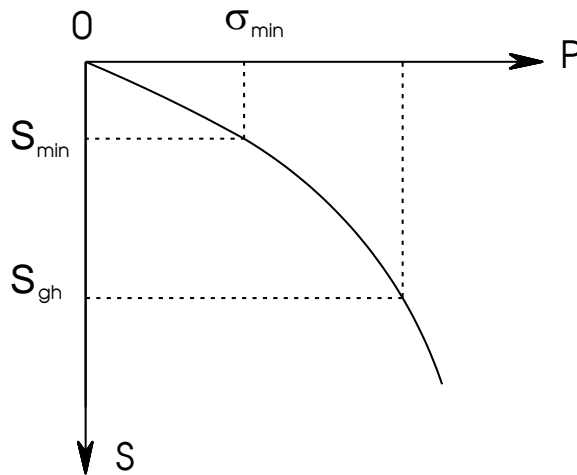
Hệ số nền xác định bằng công thức

$$C_z = \frac{\sigma_{\min}}{S_{\min}} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (2.1)$$

Trong đó:

σ_{\min} - ứng suất gây lún ở giai đoạn đất biến dạng tuyến tính, ứng với độ lún bằng khoảng 1/4-1/5 độ lún cho phép [S], (kN/m²)

S_{\min} - độ lún trong giai đoạn đàn hồi, ứng với ứng suất σ_{\min} , (m)



Hình 2-3 : Quan hệ giữa ứng suất và độ lún thu được bằng thí nghiệm nén đất hiện trường

2.2.1. Phương pháp tra bảng

Số liệu thí nghiệm nén tĩnh ở hiện trường không phải lúc nào cũng có, vì thường các tài liệu địa chất hoặc kết quả xuyên tĩnh, xuyên tiêu chuẩn thường chỉ cung cấp các chỉ tiêu có liên quan đến cường độ và biến dạng như: γ , φ , c , e , E , a , β ... Vì thế, để có thể ước lượng hệ số nền dùng cho thiết kế sơ bộ, người ta có thể dùng phương pháp tra bảng.

Bảng tra dùng cho thiết kế móng cọc theo K.X. Zavriev. Trong bảng tra này, z (m) là độ sâu lớp đất.

Bảng 2-1: Bảng tra hệ số nền theo K.X. Zavriev

Tên đất	C_z/z (t/m³)
1. Sét và sét pha cát dẻo chảy; bùn	100-200
2. Sét pha cát, cát pha sét và sét dẻo mềm; cát bụi và rời	200-400
3. Sét pha cát; cát pha sét và sét dẻo cứng; cát nhỏ và trung bình	400-600
4. Sét pha cát; cát pha sét và sét cứng và cát thô	600-1000
5. Cát lẫn sỏi; đất hòn lớn	1000-2000

Bảng 2-2: Bảng tra giá trị C_z theo Terzaghi:

Tên đất	C_z (kN/m³)
1. Sét rất mềm	5000-30000
2. Sét mềm	20000-45000
3. Sét trung	40000-90000
4. Sét cứng	70000-200000
5. Sét pha cát	28000-45000
6. Cát rời	100000-250000
7. Cát chặt	500000-900000
8. Cát chặt và sạn	1000000-2000000

Nhận xét: Ta thấy trị số trong bảng tra biến đổi trong phạm vi quá rộng, chẳng hạn cùng cát chặt và sạn (cũng không quy định rõ ràng về khái niệm) có trị số $C_z=10^6-2.10^6 \text{ kN/m}^3$, nghĩa là chênh nhau đến 10 lần. Trong các tài liệu của các tác giả khác nhau cũng đưa ra nhưng trị số sai lệch nhau rất nhiều.

2.2.2. Phương pháp sử dụng các công thức thực nghiệm

Các tác giả khác nhau đã đưa ra các công thức thực nghiệm để xác định hệ số nền, có kèm các hệ số hiệu chỉnh cho phù hợp với kết quả thực nghiệm:

Công thức của Vesic [4]:

$$C_z = \frac{0.65}{B} \cdot \sqrt[1.2]{\frac{E_0 B^4}{E_p I_p}} \frac{E_0}{(1-\mu^2)} \quad (2.2)$$

Trong đó:

C_z : hệ số nền

B: Bề rộng móng

I_p : Mô men quán tính của tiết diện móng

μ : Hệ số poát xông của đất nền.

Giá trị $\mu = 0.3$ có thể xem là tương đối chính xác cho các trường hợp.

E_0 : Mô đun biến dạng đất nền.

E_p : Mô đun đàn hồi của vật liệu móng.

Theo công thức Terzaghi [7]

$$C_z = 24(cN_c + \gamma DN_q + 0.4\gamma BN_\gamma) \quad (2.3)$$

Trong đó:

C_z : hệ số nền

c: lực dính của đất

γ : Trọng lượng riêng của đất phía trên điểm tính C_z

φ : góc ma sát trong của đất

D: chiều sâu tính C_z

B: bề rộng móng.

Các giá trị N_c ; N_q ; N_γ tra bảng theo φ

Theo công thức của Bowles [9]

$$C_z = A_s + B_s \cdot Z \cdot n \quad (2.4)$$

Trong đó:

A_s : Hằng số phụ thuộc chiều sâu móng

B_s : Hệ số phụ thuộc độ sâu

Z : Độ sâu đang khảo sát

n : Hệ số hiệu chỉnh để k có giá trị gần với đường cong thực nghiệm, trường hợp không có kết quả thí nghiệm lấy $n = 1$.

A_s và B_s tính như sau:

$$A_s = C \cdot (c \cdot N_c \cdot S_c + 0,5 \cdot g \cdot B \cdot N_g \cdot S_g)$$

$$B_s = C \cdot (g \cdot N_q)$$

Với : C : Hệ số chuyển đổi đơn vị, với hệ SI, $C = 40$

c : Lực dính (kN/m^2)

g : Trọng lượng thể tích của đất kN/m^3

B : Bề rộng của móng (m)

$$S_c = S_g = 1 \text{ (Hệ số-không đơn vị)}$$

N_c ; N_q ; N_g : Hệ số tra bảng từ góc ma sát của đất, không đơn vị

Nhận xét: Các công thức thực nghiệm trên đều xét đến rất nhiều chỉ tiêu cơ lý của đất nên có độ tin cậy cao. Tuy nhiên các hệ số hiệu chỉnh cũng như các giá trị tra bảng và phạm vi ứng dụng công thức đều xác định từ thực nghiệm,

nên cần lựa chọn công thức tính toán sao cho kết quả tính phù hợp với nền đất khu vực xây dựng công trình.

2.2.2. Phương pháp thực hành để xác định hệ số nền

Với các phân tích ở trên, ta có thể thấy là hiện nay, mức độ phát triển của lý thuyết cơ học đất và cơ học công trình vẫn chưa đi đến được một lý thuyết thống nhất, đủ để giải được bài toán nền móng công trình. Người ta tính độ lún của nền đất bằng một mô hình, lại tính ứng suất-biến dạng của kết cấu đặt trên nền đàn hồi bằng một mô hình khác. Khi tính lún của nền, phải sử dụng mô hình nào phản ánh được nhiều yếu tố ảnh hưởng, do đó có thể xác định được gần đúng độ lún của nền đất. Còn khi tính toán kết cấu bên trên có xét đến biến dạng nền, phải dùng mô hình nào thể hiện gần đúng tính biến dạng của nền đất nhưng phải đơn giản, thuận tiện cho việc tính toán kết cấu.

Từ các nhận xét trên, để khắc phục nhược điểm của các phương pháp xác định hệ số nền trên, ta có thể làm như sau: tính độ lún của nền theo mô hình và phương pháp mà ta chọn xem như thích hợp và đơn giản nhất, sau đó từ độ lún đã có suy ra hệ số nền C_z , và cuối cùng tính được độ cứng lò xo tương đương.

Độ lún trực tiếp khi đặt tải: (Immediate Settlement) có thể xác định theo công thức của Timoshenko và Goodier và được đơn giản hóa bởi Bowles [9]:

Móng có kích thước BxL chịu tải trọng phân bố đều q, chiều sâu chôn móng D:

$$S = q \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot m \cdot I_s \cdot I_F \quad (2.5)$$

Trong đó: B' : Khoảng cách từ điểm tính lún ra đến biên của móng.

$B' = 0,5B$ tại tâm móng và $B' = B$ tại góc.

E_0 : Môđun biến dạng của đất. Nếu trong phạm vi chiều sâu tính lún có nhiều lớp đất thì giá trị E_s được lấy trung bình.

μ : Hệ số poát xông

m : số các hình chữ nhật chia ra được theo phương pháp điểm góc:

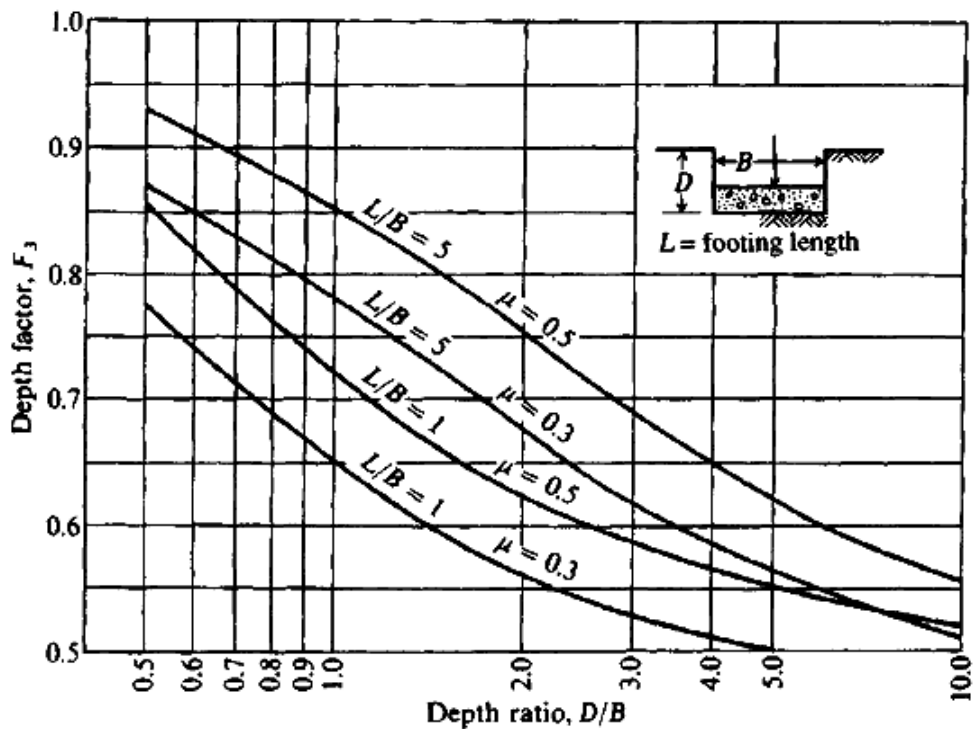
$m = 4$ tại tâm móng; $m = 2$ tại cạnh móng; $m=1$ tại góc.

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2 \quad (2.6)$$

Với I_1 và I_2 tính theo công thức của Steinbrenner:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \cdot \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} \right] \quad (2.7)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \cdot \text{arctg} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (2.8)$$



Hình 2-4 : Biểu đồ xác định hệ số I_F [9]

Trong đó: $M = L/B$; $N = H/B'$ với H là chiều sâu vùng chịu nén.

I_F : Hệ số tra bảng hoặc biểu đồ, dựa vào tỷ số L/B ; D/B ; và hệ số poát xông μ . với D là chiều sâu chôn móng.

Xác định hệ số nền:

Sau khi xác định được độ lún trực tiếp khi đặt tải, ta tính hệ số nền theo công thức sau:

$$C_z = \frac{q}{S} \quad (2.9)$$

Để tăng độ chính xác, ta tính hệ số nền cho điểm ở tâm và góc, sau đó lấy giá trị trung bình. Có thể so sánh với công thức thực nghiệm của Bowles hoặc Vesic để tăng độ tin cậy cho kết quả.

2.3. Xác định độ cứng lò xo cọc

2.3.1. Phương pháp nén tĩnh cọc tại hiện trường

Mục đích của phương pháp này là để kiểm tra sức chịu tải của cọc. Người ta gia tải trọng tĩnh lên cọc theo từng cấp rồi đo độ lún của cọc cho đến khi cọc lún ổn định dưới cấp tải trọng đó. Dựng đồ thị $S=f(P)$ dựa theo kết quả thử.

Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc theo kết quả thử tĩnh xác định theo đồ thị $S=f(P)$ tương ứng với độ lún

$$\Delta = \xi \cdot S_{gh}$$

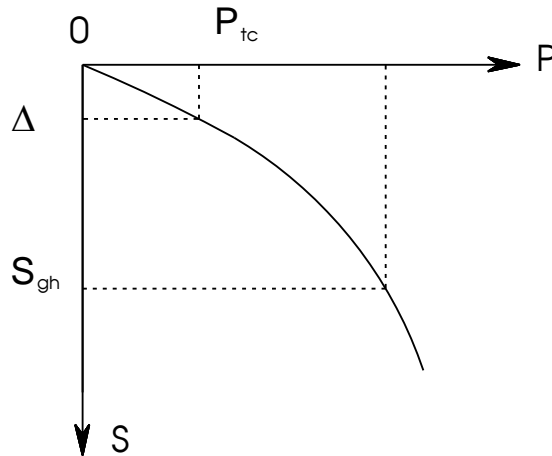
Trong đó: S_{gh} - độ lún giới hạn cho phép

$$\xi = 0,2$$

Nếu Δ xác định theo công thức trên $>0,04m$ thì trị số tiêu chuẩn của sức chịu tải P_{tc} , lấy theo đồ thị trên ứng với $\Delta = 0,04m$.

Như vậy, độ cứng lò xo một cọc có thể xác định theo kết quả nén tĩnh cọc như sau:

$$K_c = \frac{P_{tc}}{\Delta} \quad (2.10)$$



Hình 2-5: Đồ thị $S=f(P)$ theo kết quả thử cọc bằng tải trọng tĩnh

Nhận xét: Phương pháp này cho ta kết quả chính xác, vì nó biểu thị quan hệ giữa ứng suất nén và độ lún cọc thực tế tại hiện trường, tại chính vị trí đặt cọc, không bị sai lệch do các nhân tố khách quan. Tuy nhiên, số lượng cọc nén tĩnh tại hiện trường không nhiều, chỉ chiếm 0,5% tổng số cọc. Ngoài ra, trong giai đoạn thiết kế sơ bộ, thông thường ta chưa có kết quả của thí nghiệm nén tĩnh cọc.

2.3.2. Phương pháp tính theo mô đun biến dạng nền [7]

Phương pháp này sử dụng kết quả của thí nghiệm xuyên SPT, độ cứng lò xo mũi cọc và thân cọc được xác định từ mô đun biến dạng của nền đất E_0 , giá trị của E_0 được xác định từ chỉ số SPT N ứng với từng vị trí khảo sát.

Hệ số nền tại mũi cọc theo phương đứng tính như sau:

$$\text{- Cọc đóng: } K_v = \alpha E_0 D^{-3/4} \quad (2.11)$$

$$\text{- Cọc khoan nhồi: } K_v = 0.2 \alpha E_0 D^{-3/4} \quad (2.12)$$

Trong đó:

K_v : Hệ số nền mũi cọc theo phương đứng (kgf/cm^3)

α : Hệ số điều chỉnh mũi cọc, $\alpha = 1$

D: Đường kính mũi cọc (cm).

E_o : Mô đun biến dạng nền (kgf/cm^2)

$E_o = 25N$; (N: Giá trị xuyên tiêu chuẩn).

Hệ số nền dọc thân cọc theo phương đứng tính như sau:

$$\text{- Cọc đóng trong đất rời: } k_{sv} = 0.05 \alpha E_o D^{-3/4} \quad (2.13)$$

$$\text{- Cọc đóng trong đất dính: } k_{sv} = 0.1 \alpha E_o D^{-3/4} \quad (2.14)$$

$$\text{- Cọc khoan nhồi: } k_{sv} = 0.03 \alpha E_o D^{-3/4} \quad (2.15)$$

Trong đó:

k_{sv} : hệ số nền thân cọc theo phương đứng (kgf/cm^3)

Hệ số nền ngang thân cọc tính như sau:

$$k_h = 0.2 \alpha E_o D^{-3/4} \quad (2.16)$$

k_h : Hệ số nền ngang thân cọc (kgf/cm^3).

Nhận xét: Phương pháp này sử dụng kết quả của thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT nên có độ tin cậy khá cao. Ngoài ra theo nghiên cứu của Viện khoa học công nghệ Giao thông vận tải, sai số tính được từ phương pháp này so với kết quả nén tĩnh là không nhiều, từ 10-12% và thiên về an toàn. Tuy nhiên, các hệ số đưa vào từ các công thức trên chưa được kiểm nghiệm trên quy mô lớn, số lượng cọc nhiều nên còn nhiều vấn đề chưa hợp lý. Ngoài ra, công thức trên cũng chưa xét được ảnh hưởng độ cứng của cọc đến giá trị hệ số nền.

2.3.3. Phương pháp xác định hệ số nền cọc dựa theo độ lún cọc đơn

Nguyên tắc của phương pháp này là xác định độ lún của cọc S dưới tải trọng P theo mô hình và phương pháp mà ta xem là thích hợp và đơn giản.

Sau đó xác định độ cứng lò xo tương đương của cọc theo công thức đã biết

$$K_c = \frac{P}{S}.$$

Xác định độ lún của cọc đơn theo Phương pháp Vesic [11]

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

$$S_c = S_1 + S_2 + S_3 \quad (2.17)$$

Trong đó: S_1 - Biến dạng đàn hồi của bản thân cọc

S_2 - Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dưới mũi cọc

S_3 - Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dọc thân cọc.

Biến dạng đàn hồi của bản thân cọc S_1 (tính toán như thanh chịu nén) được xác định như sau:

$$S_1 = \frac{Q_b + \xi \cdot Q_s}{A_p \cdot E_p} \cdot L \quad (2.18)$$

Trong đó: A_p - diện tích tiết diện cọc

E_p - Mô đun đàn hồi của vật liệu chế tạo cọc

L - Chiều dài cọc

Q_b - Tải trọng do mũi cọc chịu

Q_s - Tải trọng do thân cọc chịu

ξ - Hệ số phụ thuộc vào sự phân bố ma sát bên, nếu ma sát bên phân bố đều thì $\xi=0,5$; Nếu càng xuống sâu, ma sát bên càng lớn thì $\xi=0,67$.

Vậy sức chịu tải của cọc $Q_c=Q_b + \xi Q_s$

Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dưới mũi cọc S_2 tính toán như sau:

$$S_2 = \frac{q_b \cdot B \cdot \omega \cdot (1 - \mu^2)}{E_{sb}} \quad (2.19)$$

Trong đó: q_b - Sức kháng mũi đơn vị ở tải trọng làm việc $q_b \cdot A_p = Q_b$

B - Đường kính cọc tròn hoặc cạnh cọc vuông

μ - Hệ số Poát xông của đất dưới mũi cọc

E_{sb} - Môđun biến dạng của đất dưới mũi cọc

ω - Hệ số tùy thuộc hình dạng cọc,

$\omega=0.79$ với cọc vuông;

$\omega=0.88$ với cọc tròn;

hoặc có thể lấy $\omega=0.85$ với mọi loại cọc.

Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dọc thân cọc S_3 tính toán như sau:

$$S_3 = \frac{q_s \cdot B \omega \cdot (1 - \mu^2)}{E_{ss}} \cdot I_s \quad (2.20)$$

Trong đó: q_s - Sức kháng bên đơn vị ở tải trọng làm việc, tính trung bình cho toàn bộ cọc:

$$q_s \cdot u \cdot L = Q_s$$

ở đây: L -chiều dài cọc

u – chu vi cọc

I_s – Hệ số phụ thuộc độ mảnh của cọc

$$I_s = 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{B}}$$

μ - Hệ số Poát xông trung bình của đất cọc thân cọc.

E_{ss} - Môđun biến dạng trung bình của đất dọc thân cọc.

Nhận xét: Phương pháp của vesic nảy sinh vấn đề là phải xác định được sức kháng bên và kháng mũi thực của cọc ở tải trọng làm việc, cần có các số liệu thí nghiệm cụ thể. Nếu không, ta cần sử dụng phương pháp tính lặp để xác định gần đúng tỷ lệ huy động sức kháng bên và mũi so với sức kháng bên và mũi cực đại.

Xác định độ lún của cọc đơn theo Phương pháp Gambin [6]: Dựa theo nguyên lý truyền tải trọng.

Chia cọc thành n đoạn. Tính toán được bắt đầu từ mũi cọc, dưới 1 áp lực tác dụng vào đất, giả thiết ban đầu là σ_1 (tạo ra độ lún s_1).

Ta tính toán chuyển dần từ dưới lên trên đến đoạn cọc thứ i , có các thành phần:

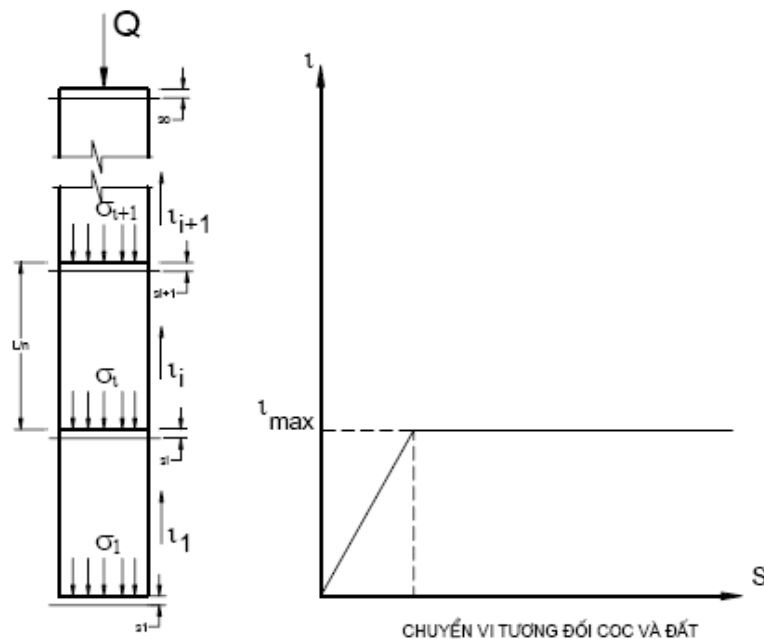
- + Ứng suất pháp tuyến σ_i tác dụng ở đáy đoạn cọc thứ i và đỉnh đoạn cọc $i-1$.
- + Độ lún s_i ở đáy đoạn cọc i .
- + Ứng suất cắt cọc đất τ_i ở thành đoạn cọc thứ i , do độ lún s_i gây ra.
- + Ứng suất pháp tuyến σ_{i+1} tác động lên đầu đoạn cọc thứ i , có tính đến ma sát thành đoạn thứ i được xác định theo biểu thức:

$$\sigma_{i+1} = \sigma_i + \frac{2\pi \cdot R \cdot h_i \cdot \tau_i}{\pi \cdot R^2} \quad (2.21)$$

Trong đó: R là bán kính cọc

Nếu ta gọi là độ biến dạng của vật liệu đoạn cọc thứ i , thì độ lún ($S_{i+\Delta H_i}$) chính là độ lún chuyển lên đáy đoạn thứ $i+1$. Cứ như thế tiếp tục tính lên các đoạn phía trên cho đến đỉnh cọc sẽ tìm được giá trị tải về đầu cọc Q tương ứng.

So sánh giá trị Q vừa tìm được và giá trị tải trọng làm việc theo thiết kế, tính lặp cho đến khi hội tụ về giá trị Q thì dừng lại.



Hình 2-6: Sơ đồ phương pháp truyền tải trọng Gambin [6]

Độ lún cọc đơn có kể đến hiệu ứng nhóm cọc [6]:

Theo vesic, độ nhóm cọc dự kiến, dựa trên độ lún cọc đơn tính theo công thức:

$$S_{nh} = S_d \cdot \sqrt{\frac{B^*}{B}} \quad (2.22)$$

Trong đó: S_{nh} - Độ lún nhóm cọc

S_d - Độ lún cọc đơn

B^* - chiều rộng tính giữa hai mép ngoài nhóm cọc

B - cạnh cọc vuông hoặc đường kính cọc tròn.

Hoặc có thể tính theo công thức

$$S_{nh} = R_s \cdot S_c$$

Với S_c là độ lún cọc đơn

R_s là hệ số thực nghiệm

2.4. Xây dựng mô hình tính móng bè - cọc

Sau khi xác định được độ cứng lò xo thay thế cho phần tử đất và cọc dưới bè, ta xây dựng mô hình tính móng bè cọc theo các bước sau:

Bước 1:

Sơ bộ chọn chiều dài cọc, chiều dày bè và tính sức chịu tải cọc.

Tính độ cứng lò xo của cọc và hệ số nền đất.

Bước 2:

Tải trọng công trình truyền xuống hệ cọc theo nguyên tắc:

$$\sum Q_{CT} = \sum Q_{cọc} + \sum Q_{bè}$$

Trong đó $\sum Q_{CT}$ - Tổng tải trọng công trình

$\sum Q_{cọc}$ - Tổng tải trọng truyền về hệ cọc

$\sum Q_{bè}$ - Tổng tải trọng truyền về bè.

Xác định sức chịu tải của nền đất dưới bè: $[\sigma_m]$

Tải trọng truyền về bè:

$$\Sigma Q_{be} = A_m \cdot \sigma_m$$

Trong đó A_m - diện tích móng bè

σ_m - ứng suất đáy móng, có thể lấy $\sim 0.5 \cdot [\sigma_m]$

Bước 3:

Tính phần tải trọng công trình truyền về hệ cọc

$$\Sigma Q_{cọc} = \Sigma Q_{CT} - \Sigma Q_{be}$$

Sơ bộ chọn số cọc cần bố trí:

$$n = \frac{\Sigma Q_{cọc}}{Q_c}$$

Trong đó: Q_c - sức chịu tải một cọc.

Bước 4: Bố trí cọc đài

Bước 5: Mô hình hoá hệ kết cấu móng bè - cọc bằng phương pháp phần tử hữu hạn:

+Móng bè được thay thế bằng phần tử shell. Đài được chia thành lưới ô vuông hoặc chữ nhật.

+Cọc được thay thế bằng các gối đàn hồi spring có độ cứng K_c tương ứng theo mô hình 1 hoặc phần tử thanh gồm nhiều đoạn theo mô hình 2

+ Nền đất được thay thế bằng các gối đàn hồi có độ cứng K_d tương ứng.

Bước 6: Giải bài toán, xác định được ứng suất đáy móng và phản lực đầu cọc tương ứng.

Kiểm tra các điều kiện :

$$\sigma_m^t < [\sigma_m]$$

$$Q_c < [Q_c]$$

$$S_{be} < S_{cọc}$$

$$S_{be} < [S]$$

Trong đó : $[\sigma_m]$ ứng suất cho phép tại đáy móng

$[Q_c]$ sức chịu tải tính toán của cọc

S_{be} , độ lún của móng bè .

S_{coc} , độ lún của cọc có xét đến hiệu ứng nhóm.

Nếu một trong các điều kiện trên không đạt, nghĩa là số lượng cọc quá ít, cần giả thiết lại số lượng cọc và tính lặp từ bước 3.

2.5. Phần mềm SAP 2000 v9.03

SAP 2000 là một phần mềm phần tử hữu hạn, được phát triển bởi công ty COMPUTER and STRUCTURE INC (CSI). Từ khi ra đời từ năm 1970 đến nay, phần mềm này ngày càng hoàn thiện, không những phân tích kết cấu tuyến tính mà cả phi tuyến.

Khả năng của phần mềm SAP2000:

- Sap2000 cung cấp nhiều tính năng mạnh để mô tả các bài toán kết cấu phổ biến trong thực tế kỹ thuật như: cầu, đập chắn, bồn chứa, công trình nhà..
- Phần mềm có khả năng tính toán các phần tử: thanh dàn, dầm, tấm vỏ, phần tử khối.
- Vật liệu tuyến tính hoặc phi tuyến.
- Liên kết bao gồm: liên kết cứng, liên kết lò xo (spring), liên kết cục bộ khử bớt các thành phần phản lực.
- Tải trọng gồm: lực tập trung, áp lực, ảnh hưởng của nhiệt độ, tải trọng phổ gia tốc, tải trọng di động .
- Khả năng giải các bài toán lớn không hạn chế số ẩn, tốc độ giải nhanh và ổn định.

Nhận xét: Với rất nhiều khả năng mạnh và tính ổn định cao, phần mềm SAP2000 đang là một trong những phần mềm tính kết cấu phổ biến nhất ở

nước ta hiện nay. Khả năng của phần mềm này hoàn toàn đáp ứng để có thể mô hình hóa và giải bài toán móng bè – cọc theo phương pháp đã xây dựng ở trên.

CHƯƠNG 3 : VÍ DỤ MINH HỌA

3.1. Giới thiệu công trình

3.1.1. Đặc điểm công trình

Công trình đưa vào ví dụ minh họa là một công trình nhà chung cư kết hợp văn phòng cao 18 tầng với 1 tầng hầm. Mặt bằng chữ nhật 16x33m, tổng chiều cao 60,9m.

Giải pháp kết cấu, sử dụng hệ khung vách chịu lực.

3.1.2. Điều kiện địa chất công trình

Bảng 3-1 : Điều kiện địa chất công trình

STT	Tên đất	Cao độ mặt lớp (m)	Dày (m)	γ (kN/m ³)	W(%)	ϕ (độ)	c (kN/m ²)	N ₃₀	N ₆₀
1	sét pha	1.5	17	18.1	25	15	17	20	15
2	cát pha	-15.5	24.5	19.5	20	17	12	24	18
3	Cát trung	-40	0	17.9	37.5	28	14	37	28

Ghi chú: Lớp cát trung chưa kết thúc ở độ sâu khảo sát: -50 m.

Cốt đáy móng ở độ sâu -5 m so với mặt đất tự nhiên.

Mặt bằng công trình khá nhỏ, tải trọng lại tương đối lớn nên sơ bộ chọn phương án cọc khoan nhồi đường kính $d = 0.8$ m , chiều dài cọc dự kiến 30 m, cắm sâu vào lớp cát pha số 2 một đoạn 18 m.

3.1.3. Tải trọng tác dụng lên móng

Mô hình tính công trình trong etab đã mô phỏng công trình liên kết với phần móng bên dưới thông qua các gối ngàm. Như vậy, ta sẽ sử dụng nội lực ở chân cột, vách để đưa vào tính toán hệ móng bè - cọc.

Tổ hợp tải trọng nguy hiểm nhất đưa vào tính toán :

Bảng 3-2: Bảng giá trị tải trọng tác dụng lên móng

TABLE: Joint Loads - Force								
Joint	LoadCase	CoordSys	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
455	TH6	GLOBAL	0	0	-867.6765	0.81577	1.4276	0
456	TH6	GLOBAL	0	0	-547.7915	0.40789	4.58872	0
457	TH6	GLOBAL	0	0	-869.2061	0.96873	1.4276	0
458	TH6	GLOBAL	0	0	-512.2034	0.50986	4.18084	0
459	TH6	GLOBAL	0	0	-818.7301	1.63155	1.4276	0
460	TH6	GLOBAL	0	0	-510.8778	-1.22366	4.18084	0
461	TH6	GLOBAL	0	0	-807.2073	4.38478	-0.15296	0
462	TH6	GLOBAL	0	0	-398.913	-6.30592	-5.81238	0
679	TH6	GLOBAL	0	0	-869.2061	0.96873	1.4276	0
680	TH6	GLOBAL	0	0	-512.2034	0.50986	4.18084	0
681	TH6	GLOBAL	0	0	-818.7301	1.63155	1.4276	0
682	TH6	GLOBAL	0	0	-510.8778	-1.22366	4.18084	0
683	TH6	GLOBAL	0	0	-807.2073	4.38478	-0.15296	0
684	TH6	GLOBAL	0	0	-398.913	-6.30592	-5.81238	0
787	TH6	GLOBAL	0	0	-547.7915	0.40789	4.58872	0
788	TH6	GLOBAL	0	0	-512.2034	0.50986	4.18084	0
789	TH6	GLOBAL	0	0	-510.8778	-1.22366	4.18084	0
790	TH6	GLOBAL	0	0	-398.913	-6.30592	-5.81238	0
839	TH6	GLOBAL	0	0	-512.2034	0.50986	4.18084	0
840	TH6	GLOBAL	0	0	-510.8778	-1.22366	4.18084	0
841	TH6	GLOBAL	0	0	-398.913	-6.30592	-5.81238	0

3.2. Tính toán các số liệu đầu vào

3.2.1. Sức chịu tải cọc

Sức chịu tải cọc theo vật liệu

$$Q_v = \varphi (R_b.F_b + R_a.F_a) \quad (3.1)$$

Trong đó: Q_v : Sức chịu tải cọc theo vật liệu

φ : Hệ số uốn dọc, $\varphi=1$.

R_b, F_b : Cường độ bê tông và diện tích tiết diện cọc, M300 có $R_n=13000 \text{ kN/m}^2$.

R_a, F_a : Cường độ thép và diện tích thép, Thép dọc dùng thép nhóm AII, có $R_a=280000 \text{ kN/m}^2$, hàm lượng thép $\mu=0.8\%$.

$$\text{Vậy } Q_v = 1.(13000.3,14^2.1/4 + 280000.0.8.10^{-2}.3,14^2.1/4) = 7656 \text{ KN}$$

3.2.2. Sức chịu tải cọc đơn xác định theo công thức của Schmertmann SPT[1]

Sức kháng bên:

Bảng 3-3 : Bảng tính giá trị sức kháng bên cọc

STT	Tên đất	N ₆₀	Dày h _i (m)	Sức kháng đơn vị trong đất cát: $f_i = 1.82 \times N_{60}$ (kpa)	Sức kháng đơn vị trong đất sét, sét pha: $f_i = 2 \times N_{60} \times (110 - N_{60}) / 47.86$ (kpa)	Sức kháng bên: $Q_{f=}$ $F_i \cdot h_i \cdot \pi \cdot d$ (kN)
1	sét pha	15	12		59.549	2286.66945
2	cát pha	18	18		69.202	3986.02591
3	Cát trung	28	0	50.96	0	0
					Tổng cộng $Q_{f=}$	6272.6953

Sức kháng mũi:

Mũi cọc nằm trong lớp đất số 2 cát pha, sức kháng mũi xác định theo công thức: $Q_p = 153 \cdot N_{60} \cdot F_c = 1383.61 \text{ kN}$

$$\text{Sức chịu tải cọc: } [Q_c] = \frac{1}{2} \left[Q_f + \frac{Q_p}{3} \right] = \frac{1}{2} \left[6272.6953 + \frac{1383.61}{2} \right] = 3367 \text{ (kN)} < Q_v$$

3.2.3. Xác định độ cứng lò xo cọc theo phương pháp truyền tải trọng Gambin [6]:

Xác định độ cứng lò xo cọc dưới sức chịu tải cho phép $[Q_c]$

Chia cọc làm $n = 2$ đoạn, ứng với chiều dài cọc trong hai lớp đất.

Phương pháp tiến hành như sau

Bước 1:

Xác định độ lún của đoạn cọc đầu tiên:

- Ứng suất đoạn mũi cọc, σ_1 giả thiết trước, có thể lấy xấp xỉ giá trị:

$$\sigma_1 = Q_p/F_c.$$

Trong đó, Q_p - tải trọng truyền xuống mũi cọc.

F_c - diện tích tiết diện cọc.

- Độ lún của đoạn thứ nhất s_1 , xác định theo công thức:

$$s_1 = \frac{\sigma_1}{2.E_p} .30. \left(\frac{\lambda.R}{30}\right)^\alpha$$

Trong đó:

$R = D/2$. Với D bán kính cọc tròn hoặc cạnh cọc vuông.

E_p – Mô đun nén ngang của đất theo thí nghiệm nén ngang PMT, nếu không có số liệu có thể lấy theo tương quan với kết quả thí nghiệm SPT.

với đất sét $E_p = N/(0,8 \div 1,1)$, Mpa

sét pha, cát pha $E_p = N/3$, Mpa

cát $E_p = N/(2 \div 6)$, Mpa

λ - Hệ số hình dạng cọc, với cọc tròn $\lambda = 1$; với cọc vuông $\lambda = 1,12$

α - Hệ số cấu trúc đất, $\alpha = E_p/E_0$, với E_0 là mô đun biến dạng của đất

Bước 2:

Xác định độ lún của đoạn cọc thứ 2:

- Tính độ lún vật liệu của đoạn cọc 1:

$$\Delta h_1 = \frac{\sigma_1 . h_1}{E_b}$$

với h_1 – là chiều dài đoạn cọc thứ nhất.

- Xác định độ lún đoạn cọc thứ 2:

$$s_2 = s_1 + \Delta h_1$$

- Xác định ứng suất tiếp nằm bên thành đoạn cọc 1:

$$\tau_1 = \frac{s_1 \cdot E_p}{C_L \cdot 30 \cdot \left(\frac{R}{30}\right)^\alpha}$$

Với C_L – là hệ số tùy thuộc tỷ số h_i/R và loại cọc
với các đoạn cọc đều có $h_i/R < 20$, cọc khoan nhồi đổ tại
chỗ không đầm, có thể lấy $C_L = 4.5$

- Xác định số gia ứng suất pháp ở giữa mặt tiếp xúc đoạn 1 và 2:

$$\Delta\sigma = \frac{2 \cdot h_1 \cdot \tau_1}{R}$$

- Ứng suất pháp ở đáy đoạn 2:

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma$$

Bước 3:

Xác định ứng suất và độ lún ở các đoạn cọc tiếp theo.

Ở đỉnh cọc, ta có ứng suất tương ứng tác dụng lên đỉnh cọc là σ_{n+1} , từ đó có thể xác định tải trọng tác dụng lên đỉnh:

$$Q = F_b \cdot \sigma_{n+1}$$

với F_b là diện tích tiết diện cọc.

So sánh giá trị này với sức chịu tải cọc [Q_c], nếu sai khác thì lặp lại từ bước 1, chọn lại giá trị σ_1 .

Trên cơ sở thuật toán trên, việc tính toán được tiến hành trên bảng tính excel, kết quả vòng lặp cuối cùng thể hiện trên bảng sau:

Bảng 3-4: Bảng tính độ lún cọc đơn theo phương pháp Gambin.

TT	Tên đất	N60	Dày h _i (m)	E _p (kG/cm ²)	σ _i (kG/cm ²)	s _i (cm)	Δσ _i (kG/cm ²)	τ _i (kG/cm ²)
	Đỉnh cọc				67.2314	0.9868		
2	sét pha	15	12	75.0000	44.0000	0.8048	23.2314	0.3872
1	cát pha	18	18	90.0000	4.0000	0.7799	40.0000	0.4444
Độ lún tổng cộng: s _c =						2.5715		

Ứng suất pháp tác dụng lên đỉnh cọc : $\sigma = 67.2314 \text{ kG/cm}^2$, ứng với lực tác dụng $Q = \sigma \cdot F_c = 337770 \text{ kG} = 3377,7 \text{ kN}$, xấp xỉ giá trị $[Q_c] = 3367 \text{ kN}$.

Độ cứng lò xo cọc

$$K_c = \frac{Q}{s_c} = \frac{3377,7}{2,5715} = 1313,24 \text{ N/cm} = 131324 \text{ kN/m}$$

3.2.4. Xác định độ cứng lò xo cọc theo môđun biến dạng nền[7]

Cọc dài 30 m được chia thành 5 đoạn, mỗi đoạn dài 6m.

Theo các công thức từ (2.11) đến (2.16), ta có:

Độ cứng lò xo mũi cọc: $K_v = 0,2 \alpha E_0 D^{-3/4} \cdot \pi \cdot d^2 / 4$

Độ cứng lò xo dọc thân cọc: $K_{sv} = 0,03 \alpha E_0 D^{-3/4} \cdot \pi \cdot d \cdot L_i$

Độ cứng lò xo ngang cọc: $K_h = 0,2 \alpha E_0 D^{-3/4} \cdot d \cdot L_i$

Bảng 3-5: Bảng tính độ cứng lò xo cọc theo môđun biến dạng nền

Cao độ(m)	L _i (m)	Loại đất	N60	E ₀ (kg/cm ²)	K _v (kN/m)	K _{sv} (kN/m)	K _h (kN/m)
-3.5	6	sét pha	15	375		63387.835	134581.39
-9.5	6	sét pha	15	375		63387.835	134581.39
-15.5	6	sét pha	15	375		63387.835	134581.39
-21.5	6	cát pha	18	450		76065.402	161497.668
-27.5	6	cát pha	18	450		76065.402	161497.668
-33.5		cát pha	18	450	16903.42		

3.2.5. Xác định độ cứng lò xo đất

Xác định độ lún của móng bè dưới tác dụng của tải trọng công trình:

Đáy móng đặt tại chiều sâu -5m so với mặt đất tự nhiên, nằm trong lớp thứ 1, sét pha.

Độ lún của móng bè khi đặt tải xác định bởi công thức (2.5):

$$S = q \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot m \cdot I_s \cdot I_F$$

Mô đun biến dạng trung bình đến độ sâu $H = 5B$ dưới đáy bè:

$$E_0 = \frac{\sum E_0^i \cdot h_i}{H} = 42000 \text{ kPa}$$

Hệ số chiều sâu chôn móng:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \cdot I_2$$

Với I_1 và I_2 tính theo công thức của Steinbrenner:

Để đơn giản cho tính toán, trong điều kiện không có lớp đá cứng trong phạm vi $5B$ kể từ đáy móng, hệ số I_s có thể lấy như sau:

$$I_s = \frac{1}{23} \cdot \left[\ln\left(\frac{N}{2}\right) + 8 \right] \cdot \ln(12M)$$

Trong đó: $M = L/B$;

$N = H/B'$;

Vì hệ số nền phân bố không đều ở khoảng tâm móng và cạnh móng, ta sẽ tính trị số trung bình đưa vào tính toán.

Tại tâm móng:

$$m = 4$$

$$M = 33/18 = 1.83$$

$$B' = 0.5B = 9\text{m.}$$

$$I_s = 0,98$$

$$I_f = 0,95$$

$$S = q \cdot 9 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{42000} \cdot 4 \cdot 0,98 \cdot 0,95 \text{ (m)}$$

Hệ số nền theo công thức (2.9):

$$C_z = q/s = 1389 \text{ kN/m}^3.$$

Tại góc móng:

$$m = 1;$$

$$M = 33/18 = 1.83$$

$$B' = B = 18 \text{ m.}$$

$$I_s = 0,88$$

$$I_f = 0,95$$

$$S = q \cdot 18 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{42000} \cdot 1 \cdot 0,88 \cdot 0,95 \text{ (m)}$$

Hệ số nền theo công thức (2.9):

$$C_z = q/s = 3125 \text{ kN/m}^3.$$

Giá trị trung bình của hệ số nền:

$$C_z = \frac{3125 \cdot 4 + 1389}{5} = 2778 \text{ (kN/m}^3)$$

Nếu tính theo công thức (2.2):

$$C_z = \frac{0.65}{B} \cdot \sqrt[12]{\frac{E_0 B^4}{E_p I_p}} \cdot \frac{E_0}{(1 - \mu^2)} \approx \frac{1}{B} \cdot \frac{E_0}{(1 - \mu^2)} = \frac{1}{18} \cdot \frac{42000}{1 - 0.3^2} = 2564 \text{ (kN/m}^3)$$

Hệ số nền đưa vào tính toán: $C_z = (2778 + 2564)/2 = 2671 \text{ kN/m}^3$.

Nhận xét: Giá trị hệ số nền C_z của hai cách tính khác nhau cho giá trị xấp xỉ, chứng tỏ độ tin cậy cao của kết quả. Tuy nhiên công thức (2.9) có kể đến ảnh hưởng của độ sâu chôn móng qua hai hệ số I_s và I_f nên cho kết quả chính xác hơn, còn công thức (2.2) đơn giản hơn trong tính toán, nên thiên về bài toán thực hành.

3.3. Xây dựng mô hình tính

- Sức chịu tải móng bè tính theo công thức của MayerHof [6]:

$$[\sigma] = \frac{N}{120} \cdot \left(1 + \frac{D}{3B}\right) \left(1 + \frac{0.3}{3B}\right) = \frac{15}{120} \cdot \left(1 + \frac{5}{3.18}\right) \left(1 + \frac{0.3}{3.18}\right) = 0.136(Mpa) = 136 \text{ Kpa.}$$

Trong đó: N - chỉ số SPT của đất dưới móng bè

B - Chiều rộng móng, D – chiều sâu chôn móng.

Ứng suất trung bình đáy móng bè có thể lấy bằng $50 \text{ Kpa} = 5 \text{ Tấn/m}^2 < [\sigma]$

- Thống kê các thông số đầu vào:

Bảng 3-6: Bảng thống kê số liệu đầu vào

1	Tổng toàn bộ tải trọng đứng	Q_{CT}	12750	Tấn
2	Diện tích đáy móng	A	16x33	m ²
2	Tải trọng do bè chịu (ứng suất đáy móng: 5 T/m ²)	$Q_{bè}$	2640	Tấn
3	Tải trọng do cọc chịu	$Q_{cọc}$	10110	Tấn
4	Sức chịu tải thiết kế của cọc nhồi d = 0,8 m.	$[Q_c]$	336,7	Tấn
5	Dự kiến số cọc	n	45	cọc
6	Độ cứng lò xo cọc	K_c	131324	kN/m
7	Hệ số nền đất	C_z	2671	kN/m ³

- Bài toán kết cấu móng được giải bằng phần mềm SAP2000 version 9.03

- Chọn sơ bộ chiều dày bè:

Chiều dày bè không nên chọn quá nhỏ, sẽ khó đảm bảo điều kiện chọc thủng của đầu cọc, chiều dày bè cũng không nên quá lớn để tránh lãng phí vật liệu. Đồng thời, chiều dày bè lớn sẽ làm tăng độ cứng móng, tải trọng phân bố không đều lên cọc, cọc biên sẽ chịu tải nhiều hơn cọc giữa.

Để đảm bảo điều kiện chọc thủng đầu cọc, chiều dày bè không được nhỏ hơn 0,9 m.

Độ dày bè chọn sơ bộ $h_b = 1,5 \text{ m}$.

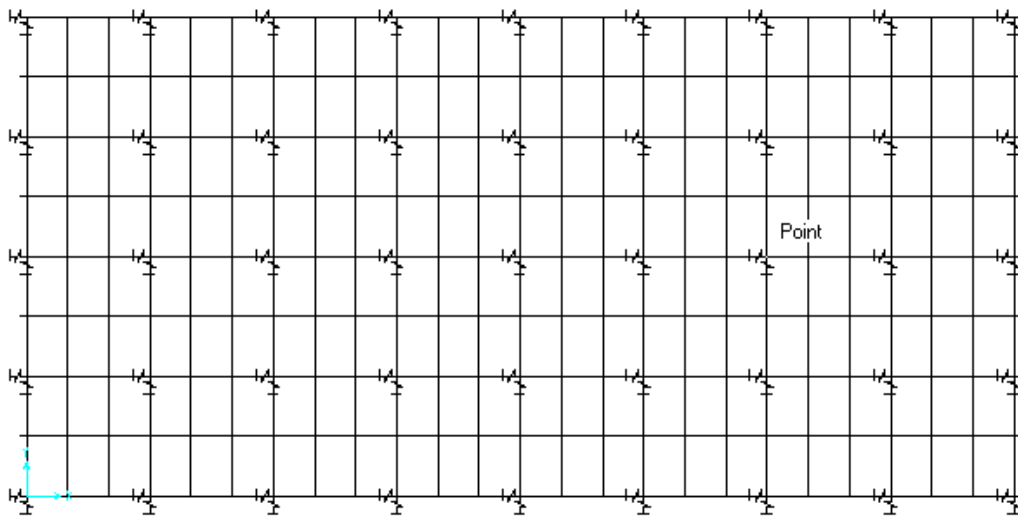
3.3.1. Mô hình 1

- + Móng bè được thay thế bằng phần tử shell. Đài được chia thành lưới ô vuông hoặc chữ nhật.
- + Cọc được thay thế bằng các gối đàn hồi spring có độ cứng K_c tương ứng.
- + Nền đất được thay thế bằng các gối đàn hồi có độ cứng K_d tương ứng.

$$K_d = C_z \cdot F$$

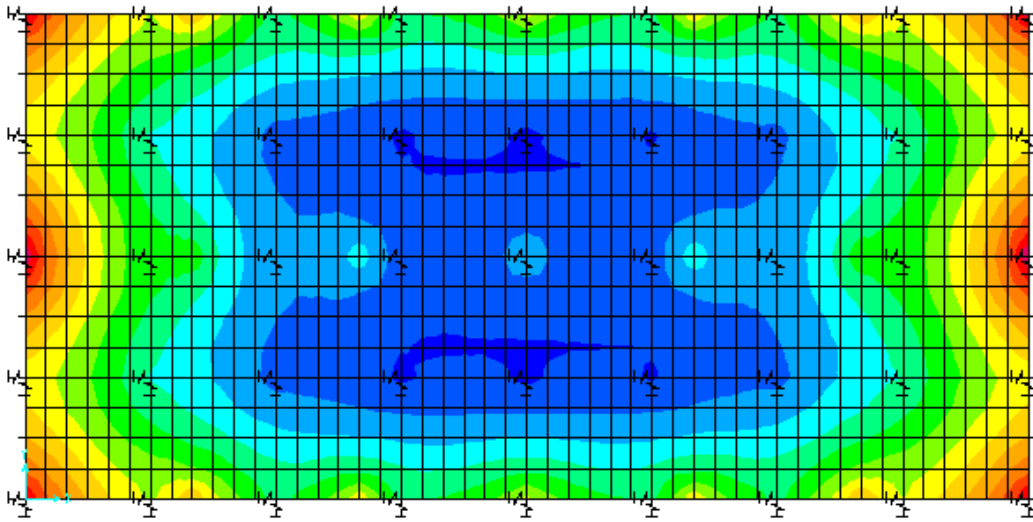
Trong đó, F là diện tích ô lưới được chia ra. Ở biên, $F' = F/2$, ở góc đài, $F'' = F/4$.

- + Sơ đồ bố trí cọc trong đài:



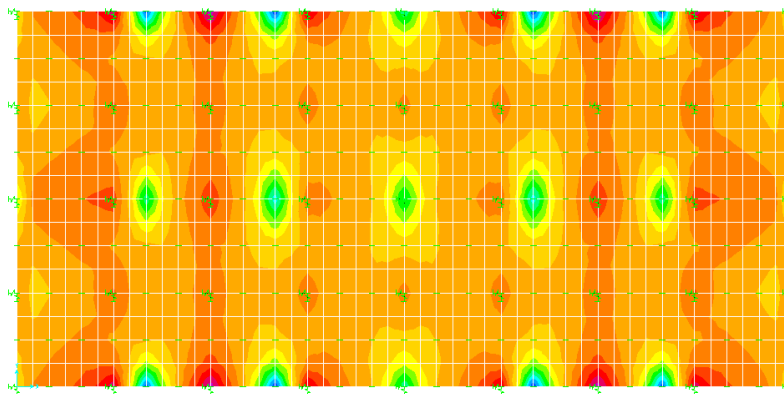
Hình 3-1: Sơ đồ bố trí cọc trong đài

- + Kết quả tính toán trong phần mềm sap 2000:
- Kết quả phân tích nội lực trong bè:



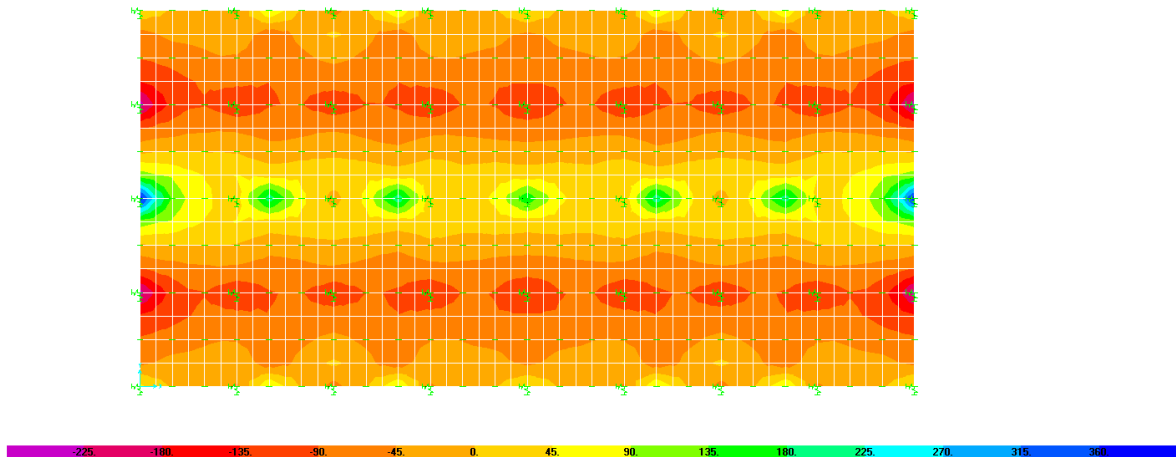
Hình 3-2 : Biểu đồ biến dạng bè móng

Vị trí nút	S_{\max}
683; 461	2,18 cm



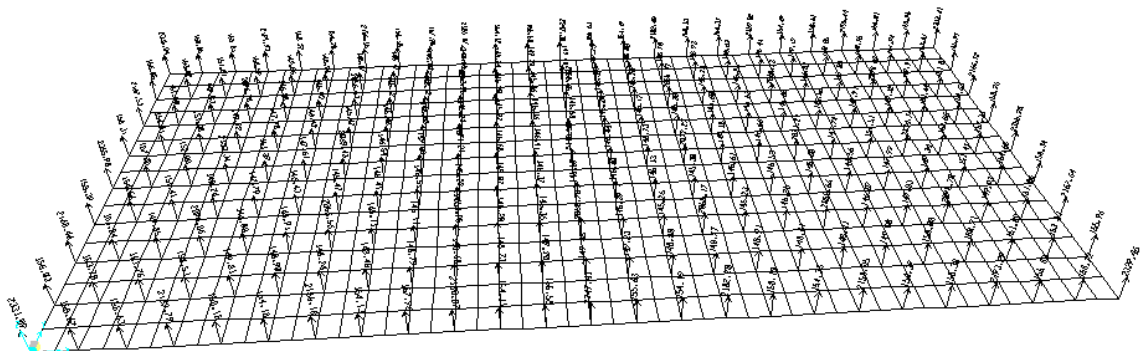
Hình 3-3: Mômen M11

Vị trí tâm	$(M11)_{\max}$	$(M11)_{\min}$
422	273 Tm/m	
690		-188Tm/m



Hình 3-4: Mômen M22

Vị trí tâm	$(M22)_{\max}$	$(M22)_{\min}$
624	393 Tm/m	
718		-236 Tm/m



Hình 3-5 : Phản lực gối tựa lò xo

- Kết quả phản lực gối tựa lò xo cọc:

Phản lực đầu cọc lớn nhất: Tại nút 461, $P_{\max}=253$ Tấn

Phản lực đầu cọc nhỏ nhất: Tại nút 795, $P_{\min}= 219$ Tấn

Theo phương pháp Gambin, độ lún cọc ứng với P_{\max} là 1,8 cm.

- Kết quả phản lực gối tựa lò xo đất:

Giá trị phản lực lớn nhất : Tại nút 839, $R_{\max}=13,5$ T trên diện tích lưới $2,75\text{m}^2$. Hay ứng suất nền đất dưới đáy bè: $\sigma_m = 13,5/2,75 = 4,9$ T/m²

- Tải trọng phân chia cho bè và cọc:

Tổng tải trọng móng phải chịu: $Q = 12641$ T

Tổng tải trọng bè chịu: $Q_b = 2294$ T, chiếm 18 % tổng tải trọng

Tổng tải trọng cọc chịu: $Q_c = 10347$ T, chiếm 82 % tổng tải trọng

- Khảo sát theo các thông số khác

* Khảo sát với chiều dày bè h_b tăng dần: 1m; 1,5m; 2m. Nội lực trong bè và tải trọng truyền xuống cọc thay đổi như sau:

Bảng 3-7: Kết quả tính khi chiều dày bè thay đổi

h_b (m)	$(M11)_{\max}/(M11)_{\min}$ (T.m/m)	$(M22)_{\max}/(M22)_{\min}$ (T.m/m)	P_{\max}/P_{\min} (T)	$(\sigma_m)_{\max}$, (T/m ²)	Tỷ lệ chia tải%
1	277/-181	375/-216	283/206	5,34	17,9/82,1
1,5	273/-188	393/-236	253/219	4,9	18,2/81,8
2	268/-194	397/-243	244/223	4.8	18,3/81,7

Vị trí các nút đạt nội lực max, min không đổi.

Nhận xét: Khi chiều dày bè tăng dần lên, độ cứng bè tăng dẫn đến nội lực được phân phối đồng đều hơn giữa các cọc, tỷ lệ chia tải cho bè cũng tăng lên, dù không đáng kể, tuy nhiên tải trọng cực đại tác dụng lên đầu cọc nhỏ, không tận dụng hết sức chịu tải cọc. Chiều dày bè lớn cũng dẫn đến lãng phí vật liệu. Khi chiều dày bè nhỏ, tải trọng cực đại tác dụng lên đầu cọc tăng lên, tuy nhiên chênh lệch giữa P_{\max} và P_{\min} cũng tăng theo. Do đó, để đảm bảo tiết kiệm vật liệu mà vẫn đảm bảo sức chịu tải, ta có thể chọn phương án dùng chiều dày bè nhỏ và sử dụng các cọc có sức chịu tải khác nhau, hoặc tăng mật độ cọc ở những vị trí chịu lực nhiều.

* Khảo sát với khoảng cách các cọc tăng dần: 3d; 4d; 5d. Nội lực trong bè và tải trọng truyền xuống cọc thay đổi như sau:

Độ lún nhóm cọc S_g tính theo công thức:

$$S_g = R_s \cdot S_c$$

Với S_c là độ lún cọc đơn

R_s là hệ số thực nghiệm

$$\text{Trong đất sét, } R_s = 1 + \sum_1^n \frac{d}{\pi s_i}$$

Trong đó d là đường kính cọc tròn hoặc cạnh cọc vuông; s_i là khoảng cách các cọc trong nhóm.

Từ đó, độ cứng lò xo cọc được tính lại như sau:

Bảng 3-8: Kết quả tính khi khoảng cách cọc thay đổi

S_i	S_c (cm)	R_g	S_g (cm)	K_c (kN/m)
3d	2.5715	0.424628	3.66343206	91908.3511
4d	2.5715	0.318471	3.39044904	99308.3794
5d	2.5715	0.254777	3.22665924	104349.414

Khi s_i lớn hơn 5d, trị số K_c thay đổi không đáng kể và có thể bỏ qua hiệu ứng nhóm cọc.

Bảng giá trị nội lực bè, tải trọng truyền xuống cọc và áp lực nền đất trong trường hợp $h_b = 1,5$ m.

Bảng 3-9: Kết quả tính khi kê đến hiệu ứng nhóm

S_i	$(M11)_{\max}/(M11)_{\min}$ (T.m/m)	$(M22)_{\max}/(M22)_{\min}$ (T.m/m)	P_{\max}/P_{\min} (T)	$(\sigma_m)_{\max}$, (T/m ²)
3d	256/-195	399/-243	226/206	6,4
4d	259/-194	399/-243	230/210	6,03
5d	261/-195	398/-243	233/213	5,78

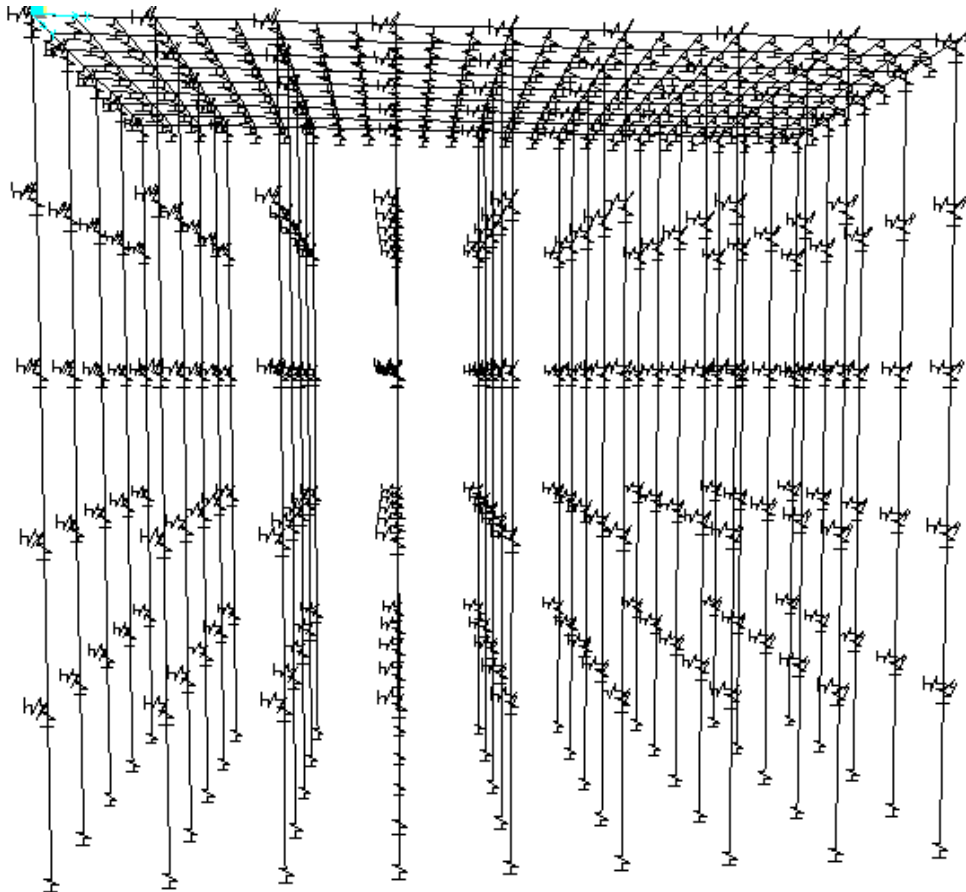
Vị trí các nút đạt nội lực max, min không đổi.

Nhận xét: Khi khoảng cách cọc tăng dần, hiệu ứng ảnh hưởng của nhóm cọc giảm dần, các trị số nội lực và tải trọng dần đạt đến như trường hợp xét các cọc là cọc đơn. Khi khoảng cách cọc $s_1 \geq 5d$, ta có thể xem gần đúng các cọc làm việc như cọc đơn.

3.3.2. Mô hình 2

- + Móng bè được thay thế bằng phần tử shell. Đài được chia thành lưới ô vuông hoặc chữ nhật.
- + Cọc được thay thế bằng phần tử thanh, gồm nhiều đoạn, các gối đàn hồi spring có độ cứng K_c được gắn tại các nút tương ứng.
- + Nền đất được thay thế bằng các gối đàn hồi có độ cứng K_d tương ứng.

$$K_d = C_z \cdot F$$

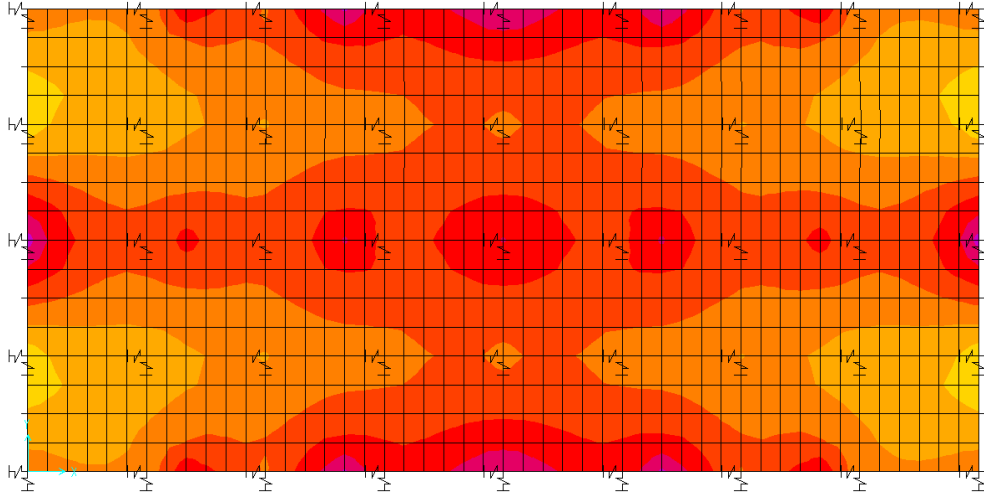


Hình 3-6: Mô hình móng 2

Độ cứng lò xo các đoạn cọc cho trong bảng 3-5.

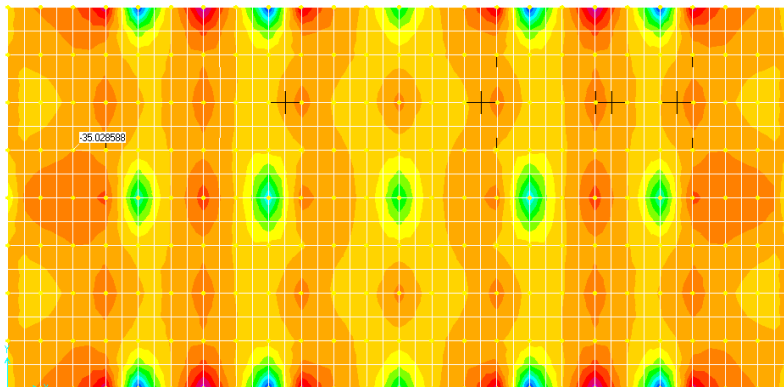
+ Kết quả tính toán bằng phần mềm sap 2000:

- Kết quả phân tích nội lực trong bè:



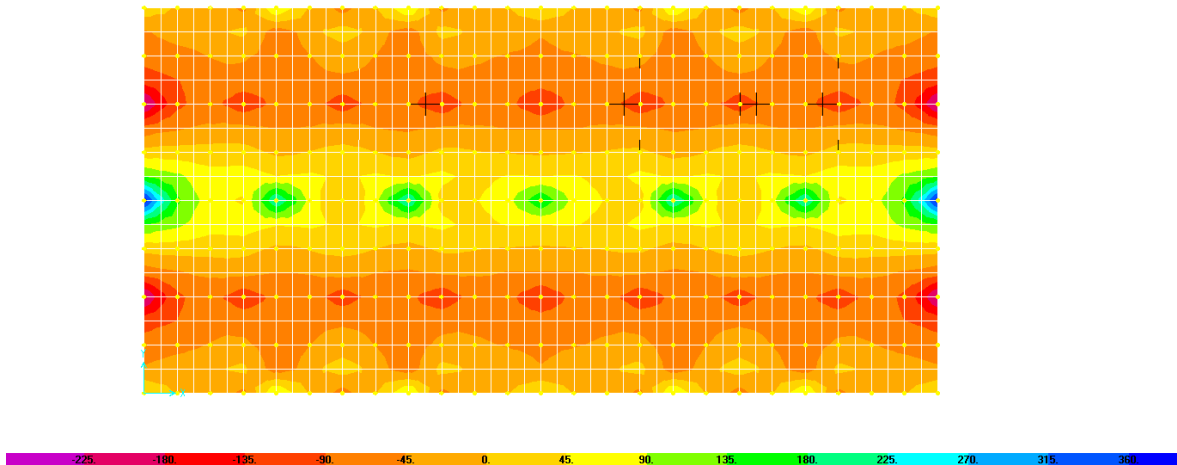
Hình 3-7: Biến dạng của bè móng

Vị trí nút	S_{\max}
683; 461	1,16 cm



Hình 3-8: Mômen M11

Vị trí tấm	$(M11)_{\max}$	$(M11)_{\min}$
422	293 Tm/m	
690		-203Tm/m



Hình 3-9: Mômen M22

Vị trí tâm	$(M22)_{\max}$	$(M22)_{\min}$
624	376 Tm/m	
718		-235 Tm/m

- Kết quả tải trọng truyền xuống cọc:

Phản lực đầu cọc lớn nhất: Tại nút 461, $P_{\max}=258$ Tấn

Phản lực đầu cọc nhỏ nhất: tại nút 850, $P_{\min}= 209$ Tấn

Theo phương pháp Gambin, độ lún cọc ứng với P_{\max} là 1.8 cm.

- Kết quả phản lực gối tựa lò xo đất:

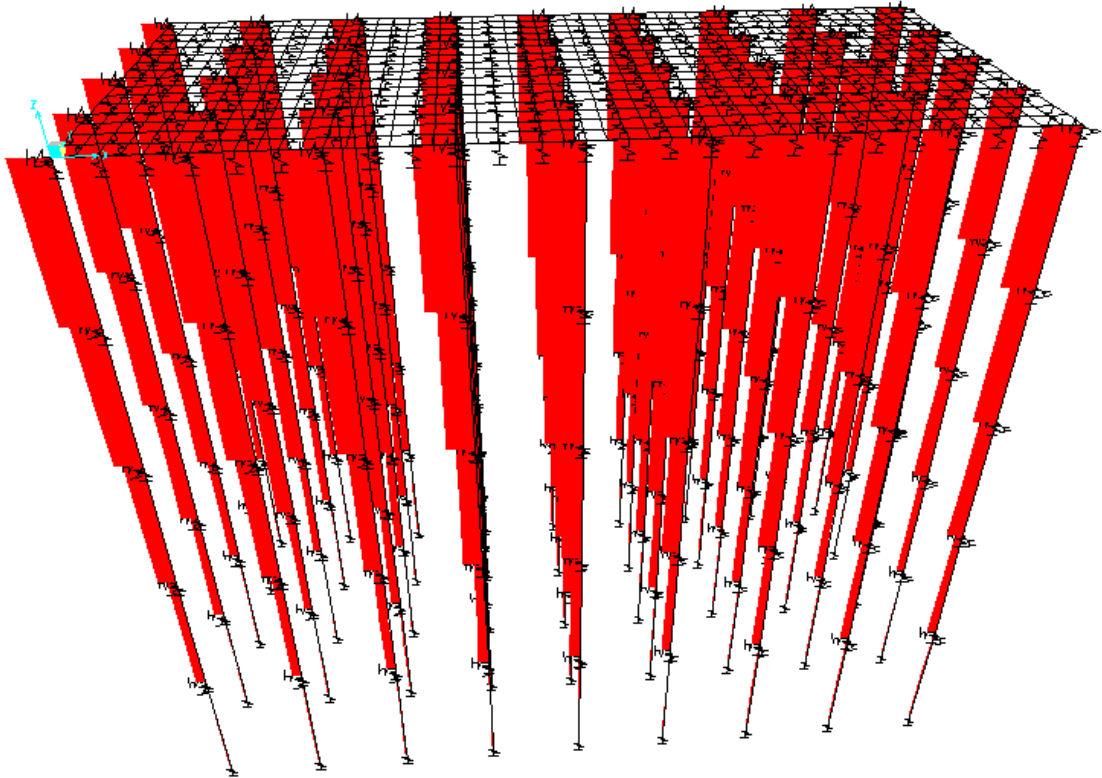
Giá trị phản lực lớn nhất : Tại nút 679, $R_{\max}= 8,4$ Tấn trên diện tích lưới $2,75m^2$. Hay ứng suất nền đất dưới đáy bè: $\sigma_m = 8,4/2,75 = 3,05$ Tấn/ m^2

- Tải trọng phân chia cho bè và cọc:

Tổng tải trọng móng phải chịu: $Q = 12641$ T

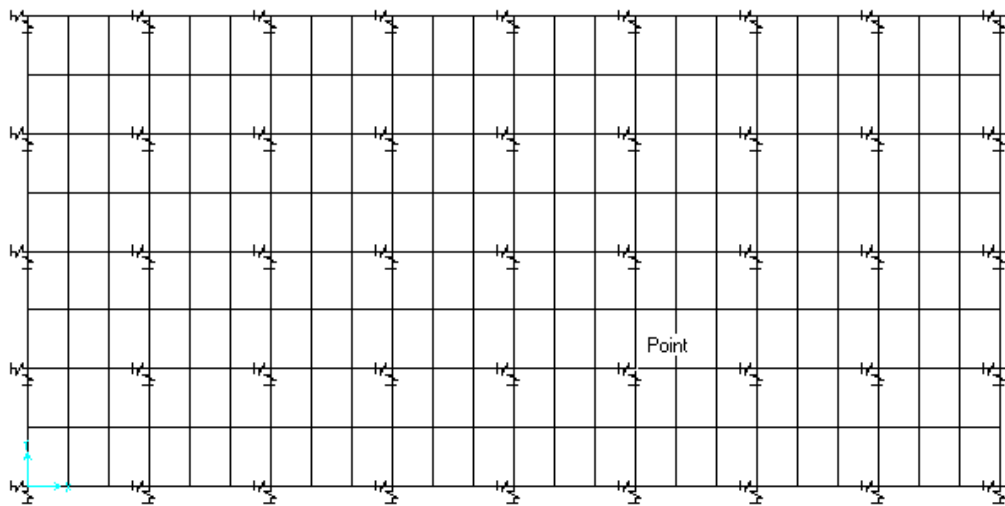
Tổng tải trọng bè chịu: $Q_b = 1272$ T, chiếm 10 % tổng tải trọng

Tổng tải trọng cọc chịu: $Q_c = 11369$ T, chiếm 90 % tổng tải trọng



Hình 3-10: Tải trọng truyền xuống cọc

3.3.3. Mô hình 3



Hình 3-11: Mô hình móng 3

Mô hình 3 dùng để so sánh kết quả với hai mô hình trên, trong đó bỏ qua sự làm việc của nền đất dưới đáy bè, toàn bộ tải trọng công trình do các cọc tiếp nhận.

Tổng số cọc $n = 45$.

- Kết quả nội lực như sau:

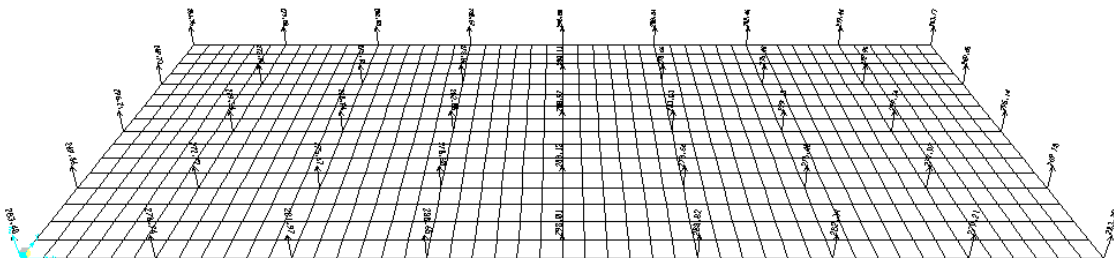
Số thứ tự tấm	$(M11)_{\max}$	$(M11)_{\min}$
422	291 Tm/m	
690		-203Tm/m

Số thứ tự tấm	$(M22)_{\max}$	$(M22)_{\min}$
624	387 Tm/m	
718690		-244 Tm/m

- Kết quả tải trọng truyền xuống cọc:

Cọc chịu tải lớn nhất: Tại nút 456, $P_{\max}=298$ Tấn

Giá trị phản lực nhỏ nhất: Tại nút 850, $P_{\min}= 270$ Tấn

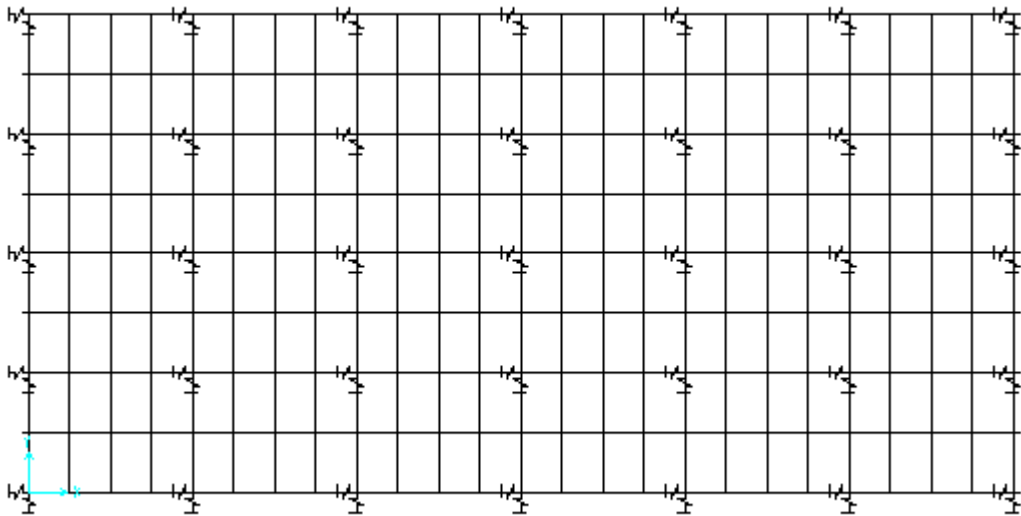


Hình 3-12: Mô hình móng 3 – Phản lực đầu cọc

- Trường hợp tận dụng tối đa sức chịu tải cọc bằng cách giảm số lượng cọc xuống tối thiểu $n = 35$ cọc, so sánh kết quả của 2 trường hợp có kể và không kể đến sự làm việc đất nền dưới bè như sau:

Bảng 3-10 : Kết quả tính khi tổng số cọc $n = 35$.

Trường hợp xét đến sự làm việc của đất nền dưới bè	P_{\max}/P_{\min} (T)	$(\sigma_m)_{\max}$, (T/m ²)	Tỷ lệ chia tải bè/cọc (%)
Có xét	309/265	5,9	20,9/70,1
Không xét	397/319	0	0/100

Hình 3-13: Mô hình móng với số lượng cọc $n = 35$

Nhận xét:

Mô hình 1 và mô hình 2 đều thỏa mãn sức chịu tải cọc và nền đất dưới bè. Trong mô hình 1, mô hình tính được xây dựng tương đối đơn giản, kết quả phân tích cho thấy tải trọng cực đại tác dụng lên cọc lớn hơn mô hình 2. Trong khi đó, mô hình 2 mô tả chi tiết tương tác cọc và đất nền, cho kết quả là tải trọng tác dụng lên cọc nhỏ hơn. Tuy nhiên chênh lệch kết quả trong hai trường hợp là nhỏ.

Cả hai mô hình đều cho phép tiết kiệm vật liệu hơn so với trường hợp không kể đến sự làm việc của bè. Trong mô hình 2, tỷ lệ tải trọng công trình truyền lên bè lớn hơn chứng tỏ độ cứng của cọc trong mô hình 2 tăng lên so với mô hình 1. Khi kể đến sự làm việc bè, tải trọng công trình được phân chia cho bè với tỷ lệ từ 10-20%, tỷ lệ này có thể thay đổi tùy thuộc vào nền đất dưới bè, chiều dày bè và cách bố trí các cọc.

Khi không xét đến sự làm việc của bè, tải trọng cực đại tác dụng lên cọc P_{\max} tăng 17,7% so với mô hình 1 và tăng 15,5% so với mô hình 2. Nếu huy động thêm sức chịu tải của đất dưới bè bằng cách giảm số lượng cọc, mức độ tiết kiệm còn tăng thêm.

CHƯƠNG 4 : TÍNH TOÁN MÓNG BÈ CỌC CÓ XÉT ĐẾN ĐỘ TIN CẬY SỐ LIỆU ĐẤT NỀN

4.1. Cơ sở lý thuyết

Để tính toán nội lực trong móng bè – cọc có xét đến tính ngẫu nhiên của các chỉ tiêu nền đất, theo phân tích trong phân tổng quan, ta có thể sử dụng phương pháp mô hình hóa thống kê.

Trong trường hợp xem xét các chỉ tiêu cơ lý của nền đất là các đại lượng ngẫu nhiên, nội lực trong bè, phản lực đầu cọc và phản lực đất nền dưới bè cũng là các đại lượng ngẫu nhiên, có thể xem là một hàm của độ cứng lò xo cọc và đất:

$$S=f(k_{c1}, k_{c2} \dots k_{cn}; k_{đ1}, k_{đ1} \dots k_{đm}) \quad (4.1)$$

Trong đó: $k_{c1} \dots k_{cn}$ – lần lượt là độ cứng lò xo tương ứng từ cọc 1 đến cọc n, n là số cọc trong móng.

$k_{đ1} \dots k_{đm}$ - lần lượt là độ cứng lò xo đất lò xo 1 đến lò xo m, m là số lò xo thay thế nền đất dưới bè.

Các độ cứng lò xo bên trên đều là các đại lượng ngẫu nhiên có giá trị kỳ vọng và độ lệch chuẩn tương ứng: $\bar{k}_{ci}, \sigma_{kci}; \bar{k}_{đi}, \sigma_{kđđ}$

Đến lượt mình, độ cứng các lò xo này có thể xem là một hàm của các chỉ tiêu cơ lý của nền đất. Trong trường hợp này, do độ cứng các lò xo được tính thông qua chỉ tiêu duy nhất là môđun biến dạng, do đó:

$$k_{ci} = f_k(E_{01}, E_{02} \dots E_{0i}) \quad (4.2)$$

$$C_{zi} = f_d(E_{01}) \quad (4.3)$$

Trong đó: E_{0i} – môđun biến dạng của lớp đất thứ i

Các giá trị E_{0i} cũng là các đại lượng ngẫu nhiên có kỳ vọng và độ lệch chuẩn:

$$\bar{E}_{0i}, \sigma_{E_{0i}}$$

C_{zi} – Hệ số nền của đất dưới móng bè

Các hàm f_k có thể sử dụng công thức (2.11) đến (2.16)

Hàm f_d có thể sử dụng công thức (2.2) hoặc (2.9)

Hàm f trong công thức (4.1) sử dụng để tính nội lực có thể thay bằng việc tính trên mô hình tiền định của móng.

4.2. Các bước tính toán

B1: Phát sinh một dãy N giá trị $E_{01}, E_{02} \dots E_{0i}$, tuân theo quy luật phân bố chuẩn dựa vào kỳ vọng và độ lệch chuẩn đã biết của các giá trị E_0 .

B2: Tính toán một giá trị của độ cứng lò xo cọc ứng với lớp đất 1: K_{c1} theo công thức từ (2.6) đến (2.11).

B3: Lặp lại N lần B1, B2 nhận được N giá trị của K_{c1} .

B4: Kỳ vọng và độ lệch chuẩn của đại lượng K_{c1} tính theo các công thức [3]:

$$\bar{K}_{c1} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N K_{c1i} \quad (4.4)$$

$$\sigma_{K_{c1}} = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[\sum_{i=1}^N K_{c1i}^2 - \frac{1}{N} \left(\sum_{i=1}^N K_{c1i} \right)^2 \right]} \quad (4.5)$$

Tiếp theo, tất cả các độ cứng lò xo khác cũng đều được xác định tương tự, ta sẽ nhận được kỳ vọng và độ lệch chuẩn của chúng: $\bar{k}_{ci}, \sigma_{kci}$;

Đối với lò xo đất, trong B2, công thức được thay bằng (2.1) hoặc (2.5), ta cũng sẽ nhận được kỳ vọng và độ lệch chuẩn: $\bar{k}_{di}, \sigma_{kdi}$

B5: Phát sinh một dãy M giá trị k_{ci} và k_{di} tuân theo quy luật phân bố chuẩn dựa vào kỳ vọng và độ lệch chuẩn đã biết của chúng.

B6: Tính toán một giá trị S theo công thức (4.1)

B7: Lặp lại M lần B5 và B6, tìm được M giá trị của S .

B8: Tính kỳ vọng và độ lệch chuẩn của S_i theo công thức :

$$\bar{S} = \frac{1}{M} \cdot \sum_{i=1}^M S_i \quad (4.6)$$

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{1}{M-1} \left[\sum_{i=1}^M S_i^2 - \frac{1}{M} \left(\sum_{i=1}^M S_i \right)^2 \right]} \quad (4.7)$$

B9: Độ tin cậy của S có thể tính theo công thức

$$P = \phi \left\{ \frac{S_{tk} - \bar{S}}{\sigma_s} \right\} \quad (4.8)$$

Trong đó: ϕ là hàm phân bố chuẩn

S_{tk} – giá trị thiết kế của S

Trên đây là các bước để xác định độ tin cậy của nội lực móng.

* Để tạo dãy số ngẫu nhiên tuân theo quy luật phân bố chuẩn với kỳ vọng và độ lệch chuẩn đã biết, ta có thể làm như sau theo [3] hoặc [12]:

Giả sử ta cần tạo ra một dãy số ngẫu nhiên phân bố chuẩn $\{x_k\}$ có kỳ vọng và độ lệch chuẩn biết trước: \bar{x}, σ_x

$$x = \bar{x} + \sigma_x \cdot G_k \quad (4.9)$$

Trong đó: G_k – là đại lượng ngẫu nhiên đã được phân bố chuẩn hóa với $\bar{G} = 0, \sigma_G = 1$

Dãy số G_k được tạo ra như sau:

$$G_k = \sqrt{\frac{12}{m}} \cdot \left(\sum_{k=1}^m \xi_k - \frac{m}{2} \right) \quad (4.10)$$

Trong đó $\{\xi_k\}$ là dãy số ngẫu nhiên phân bố đều trong khoảng (0,1)

Tùy thuộc vào độ chính xác mà m có thể nằm trong khoảng từ 5-30

Nếu lấy $m = 18$, ta được:

$$x = \bar{x} + \sigma_x \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \left(\sum_{k=1}^{18} \xi_k - 9 \right) \quad (4.11)$$

4.3. Áp dụng vào số liệu cụ thể

Dựa trên cơ sở lý thuyết trên, ta có thể áp dụng để đánh giá độ tin cậy giá trị nội lực, giá trị phản lực đầu cọc và phản lực đất nền của ví dụ cụ thể trong chương 3.

4.3.1. Các giả thiết tính toán và số liệu đầu vào

Để đơn giản hóa bài toán và vẫn không làm mất tính tổng quát, ta chấp nhận các giả thiết sau:

- Các chỉ tiêu cơ lý của nền đất là các đại lượng ngẫu nhiên, tuân theo quy luật phân bố chuẩn.

- Độ lệch chuẩn của chỉ tiêu cơ lý nền đất là hằng số theo chiều sâu, nghĩa là trong cùng một lớp đất, coi như các chỉ tiêu cơ lý nền đất có cùng một giá trị độ lệch chuẩn.

Mô hình tiên định được sử dụng để tính nội lực có thể sử dụng mô hình 2, trong đó cọc được mô hình bằng một thanh chia làm 5 đoạn, mỗi đoạn 6m, tại các điểm nút có gắn các lò xo đặc trưng cho đất xung quanh cọc.

Đất nền có 2 lớp, chỉ tiêu cơ lý đưa vào tính toán chỉ có giá trị kỳ vọng môđun biến dạng E_0 : $E_{01} = 37500 \text{ kN/m}^2$; $E_{02} = 42500 \text{ kN/m}^2$.

Do chưa có số liệu thí nghiệm thực tế, ta giả thiết độ lệch chuẩn tương ứng của 2 giá trị môđun biến dạng trên:

$$\sigma_{E01} = 5\% \cdot 37500 = 1875 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma_{E02} = 7\% \cdot 42500 = 2975 \text{ kN/m}^2$$

Kết quả tính toán được xử lý và vẽ biểu đồ bằng phần mềm bảng tính Excel.

4.3.2. Tính toán độ tin cậy

Các công thức (4.9), (4.10), (4.11) được hiện thực hóa trong một chương trình lập trên ngôn ngữ Visual Basic 6.0 [8], trong đó tự động hóa việc phát sinh các biến ngẫu nhiên và tính toán với số trị số tối đa có thể tạo

được $N_{\max} = 10^5$, để tìm kỳ vọng và độ lệch chuẩn của các độ cứng lò xo cọc và đất. Trị số N càng lớn, độ tin cậy kết quả càng cao.

* **Độ cứng lò xo** : Với số trị số ngẫu nhiên do chương trình phát sinh $N = 1000$, kết quả kỳ vọng và độ lệch chuẩn độ cứng lò như sau:

Độ cứng lò xo cọc tính theo công thức (2.11) đến (2.16)

Độ cứng lò xo đất tính theo công thức (2.2)

Kỳ vọng và độ lệch chuẩn các độ cứng lò xo, tính theo công thức (4.4) và (4.5):

$$\bar{k}_1 = 62807(kN/m); \sigma_{k1} = 3842(kN/m);$$

$$\bar{k}_2 = 72166(kN/m); \sigma_{k2} = 5311(kN/m);$$

$$\bar{k}_m = 15664(kN/m); \sigma_{km} = 800(kN/m);$$

$$\bar{k}_d = 6253(kN/m); \sigma_{kd} = 265(kN/m);$$

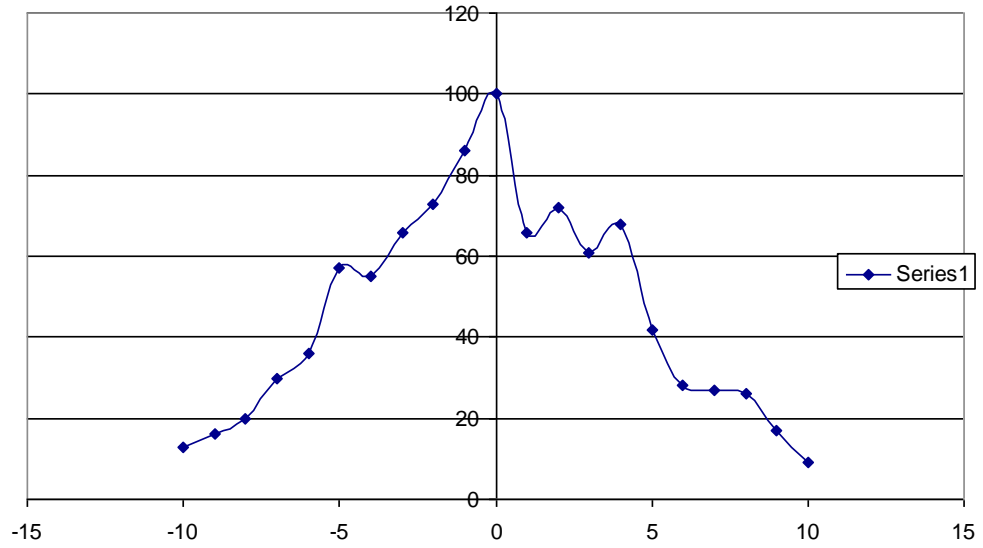
K_1 - độ cứng lò xo đúng các đoạn cọc trong lớp đất 1

K_2 - độ cứng lò xo đúng các đoạn cọc trong lớp đất 2

K_m - độ cứng lò xo mũi cọc

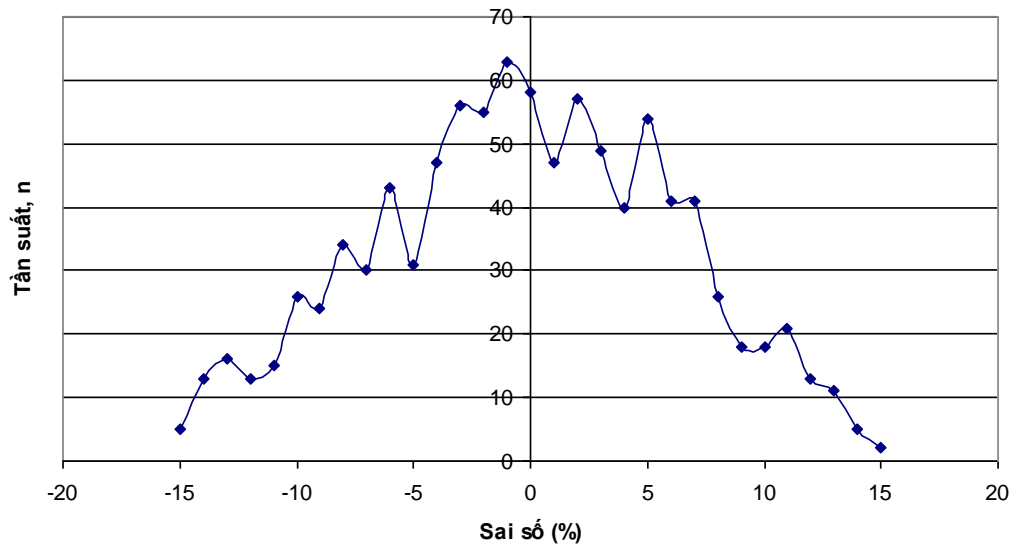
K_d - Độ cứng lò xo đất, $K_d = C_z \cdot F$ (F là diện tích nền đất mà lò xo thay thế)

C_z - Hệ số nền



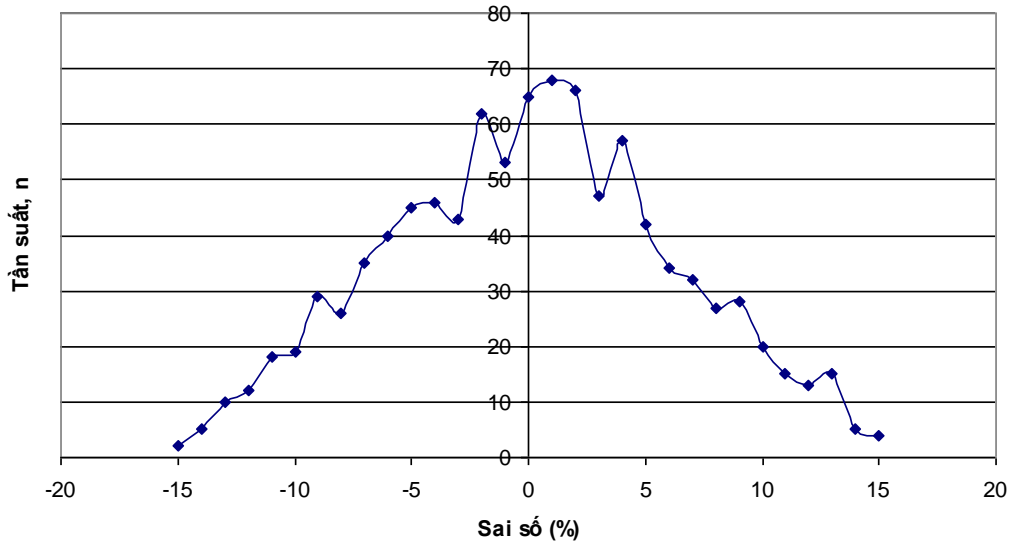
Hình 34: Biểu đồ phân bố sai số k_1 với $N = 1000$

$$\bar{k}_1 = 62807(kN/m); \sigma_{k_1} = 3842(kN/m);$$



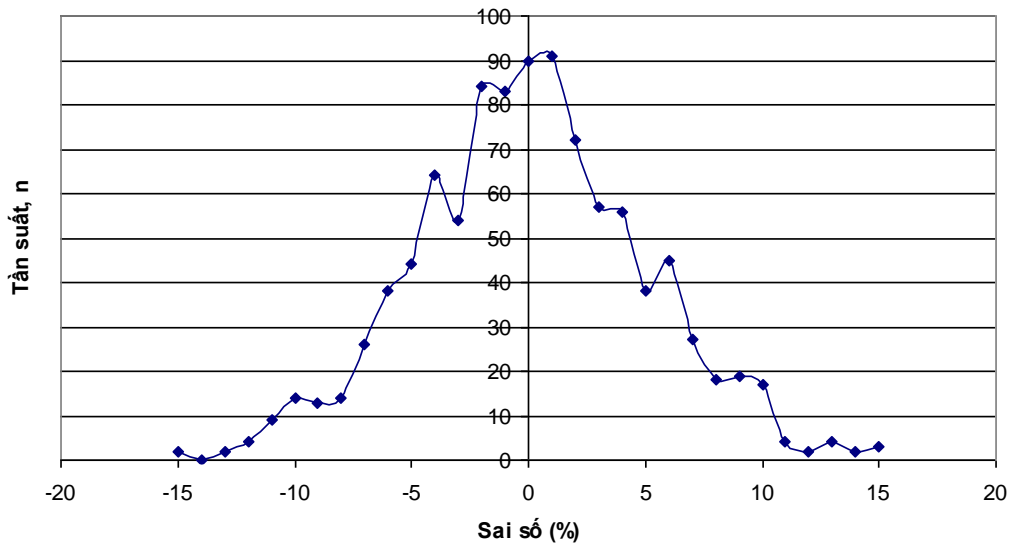
Hình 35: Biểu đồ phân bố sai số k_2 với $N = 1000$

$$\bar{k}_2 = 72166(kN/m); \sigma_{k_2} = 5311(kN/m);$$



Hình 36: Biểu đồ phân bố sai số k_m với $N = 1000$

$$\bar{k}_m = 15664(kN/m); \sigma_{k_m} = 800(kN/m);$$



Hình 37: Biểu đồ phân bố sai số k_d với $N = 1000$

$$\bar{k}_d = 6253(kN/m); \sigma_{k_d} = 265(kN/m);$$

Nhận xét:

Phân bố của sai số có dạng quả chuông, tâm hơi lệch, phù hợp với dạng phân bố chuẩn. Để tăng độ chính xác của biểu đồ, có thể tăng số lần lặp N .

*** Phân tích nội lực móng:**

Các nội lực trong móng gồm các đại lượng như nội lực móng, phản lực đầu cọc, phản lực đất nền (mà ta ký hiệu chung là S_i) cũng là hàm của các biến ngẫu nhiên độ cứng lò xo đã có kỳ vọng và độ lệch chuẩn tính toán ở trên.

Ta cũng tiến hành theo phương pháp mô hình hóa thống kê. Bản chất của phương pháp là tạo ra M dãy số ngẫu nhiên, chính là độ cứng các lò xo theo quy luật phân bố chuẩn với độ lệch chuẩn và kỳ vọng đã biết, tính được M giá trị của S_i , rồi cũng tiến hành tính kỳ vọng và độ lệch chuẩn của các đại lượng S_i theo công thức (4.6) và (4.7)

Việc tính toán giá trị của S_i được tiến hành trên mô hình SAP của móng đã dựng được từ chương III, mô hình sử dụng để tính S_i là mô hình 2.

Để đơn giản cho việc nhập dữ liệu, ta có thể xuất mô hình của hệ móng trong SAP sang dạng tệp tin text, sau đó lần lượt thay thế độ cứng lò xo tại các nút tương ứng rồi dùng chức năng import của SAP để nhập lại mô hình.

Việc sinh ra các dãy số ngẫu nhiên theo quy luật phân bố chuẩn là độ cứng các lò xo theo công thức (4.9) (4.10), (4.11) được hiện thực hóa trong một chương trình lập trên ngôn ngữ Visual Basic 6.0.

Do tính toán trên mô hình SAP, khối lượng dữ liệu đầu vào lớn, ta chỉ chọn số vòng lặp tính toán $M = 20$. Như vậy sẽ có 20 giá trị S_i .

Trong mỗi vòng lặp :

Số lượng giá trị ngẫu nhiên độ cứng các lò xo thân cọc cho lớp đất 1, 2 và cho mũi cọc, tương ứng k_1 , k_2 và k_m là:

Lớp 1 có: 135 lò xo k_1

Lớp 2 có: 90 lò xo k_2

Mũi cọc có : 45 lò xo k_m

Số lượng giá trị ngẫu nhiên độ cứng lò xo thay thế cho nền đất dưới bề là 180.

Chương trình lập trên ngôn ngữ Visual Basic 6.0 [8] có khả năng tự động tạo dãy số là giá trị ngẫu nhiên độ cứng lò xo theo yêu cầu. Nhập giá trị này và coi như là số liệu đầu vào của mô hình SAP của móng.

Tiến hành phân tích nội lực ta được kết quả như sau:

Bảng 4-1: Kết quả phân tích nội lực móng với thông số đầu vào mang giá trị ngẫu nhiên.

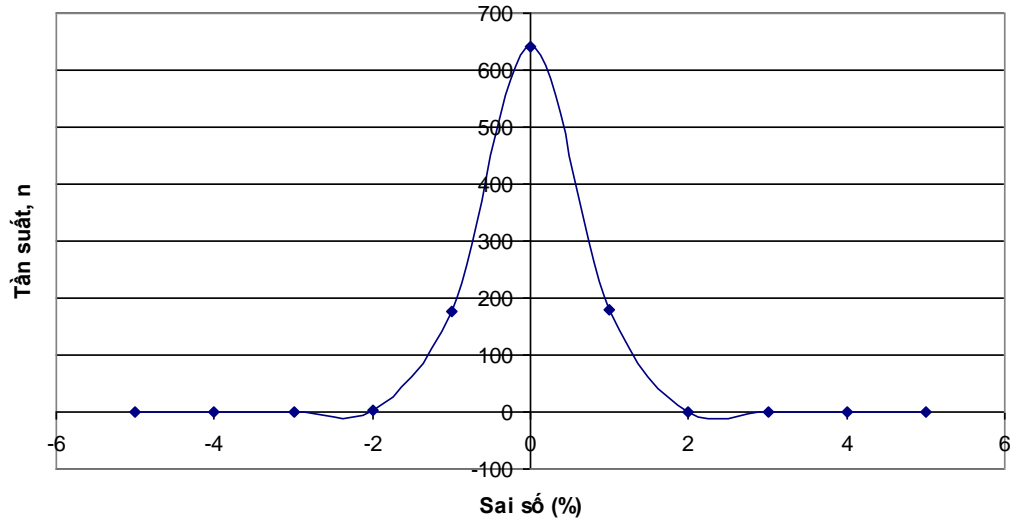
STT	$(M_{11})_{\max}$	$(M_{11})_{\min}$	$(M_{22})_{\max}$	$(M_{22})_{\min}$	P_{\max}	$(\sigma_m)_{\max}$
1	296.26	-203.23	381.41	-243.63	-259.51	2.90
2	292.54	-208.35	383.34	-235.41	-264.09	2.94
3	293.83	-208.74	384.52	-239.39	-262.21	2.95
4	292.46	-210.85	391.60	-233.93	-257.00	2.89
5	294.61	-207.25	381.65	-240.14	-261.56	2.84
6	293.84	-201.80	381.28	-241.15	-256.65	2.97
7	293.18	-209.71	387.70	-238.61	-270.71	2.94
8	293.39	-200.38	387.93	-234.24	-258.53	2.90
9	296.74	-208.75	389.83	-241.21	-261.54	2.93
10	295.14	-206.33	381.77	-233.70	-260.68	2.93
11	292.93	-205.05	384.13	-238.38	-256.92	2.96
12	293.45	-208.27	381.13	-237.91	-262.94	2.85
13	291.77	-208.97	387.61	-238.53	-258.90	2.85
14	293.49	-212.35	386.42	-233.14	-254.23	3.05

15	295.34	-205.36	375.48	-240.78	-262.61	2.83
16	296.17	-202.03	385.25	-239.03	-262.55	2.89
17	296.75	-211.88	390.71	-235.51	-266.98	2.97
18	293.50	-207.54	378.00	-235.90	-261.70	2.96
19	297.15	-209.24	395.98	-242.83	-263.34	2.93
20	293.81	-200.09	383.48	-238.07	-259.11	2.94
Kỳ vọng	294.32	-206.81	384.96	-238.07	-261.09	2.92
Độ lệch chuẩn	1.60	3.68	4.89	3.09	3.77	0.05

Trong đó: M_{11} , M_{22} : Mô men uốn trong bè theo 2 phương, Tm/m

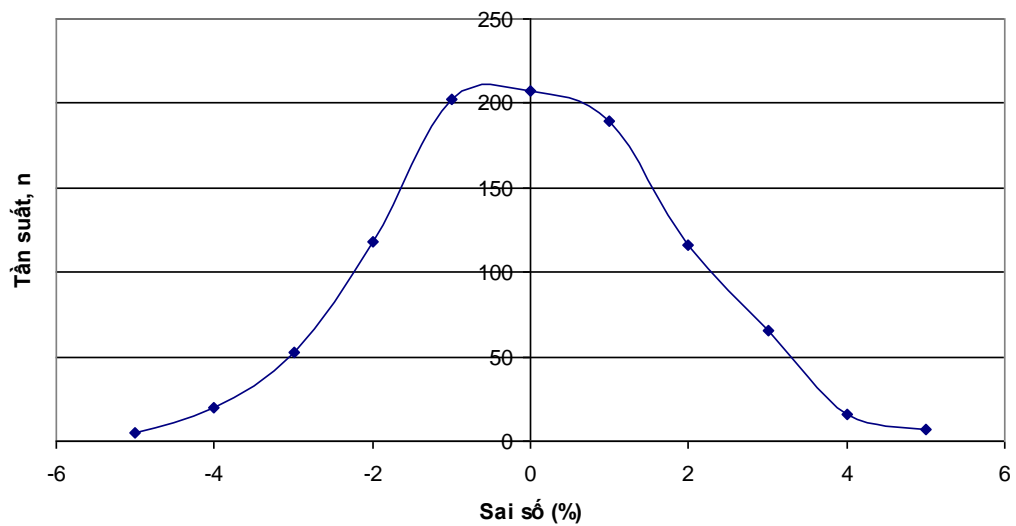
P_{\max} : Tải trọng lớn nhất tác dụng lên cọc, T

$(\sigma_m)_{\max}$: phản lực lớn nhất của đất nền dưới bè, T/m²



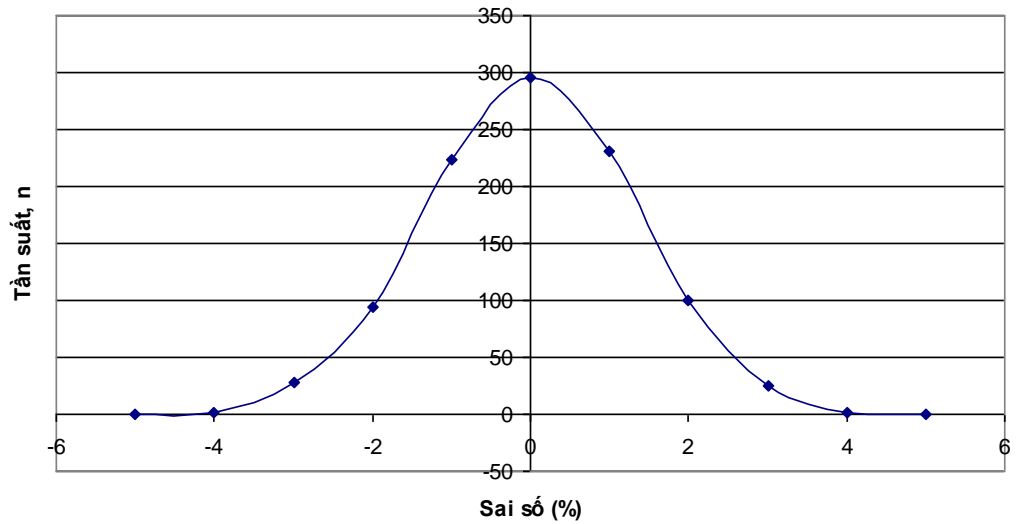
Hình 4-1: Biểu đồ phân bố sai số $(M_{11})_{\max}$

$$\overline{(M_{11})_{\max}} = 294,32(Tm/m); \sigma_{M_{(11)\max}} = 1,6(Tm/m);$$



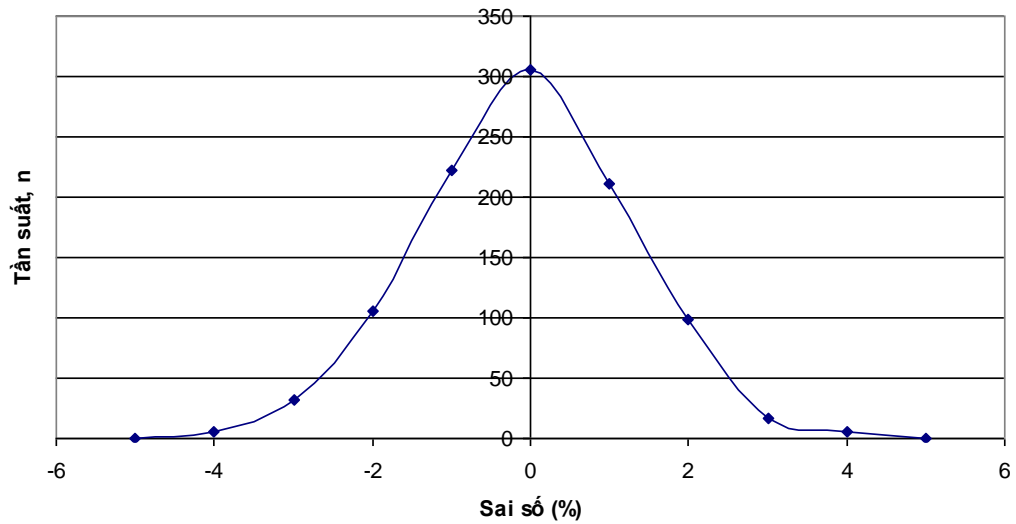
Hình 4-2: Biểu đồ phân bố sai số $(M_{11})_{\min}$

$$\overline{(M_{11})_{\min}} = -206,81(Tm/m); \sigma_{M_{(11)\min}} = 3,68(Tm/m);$$



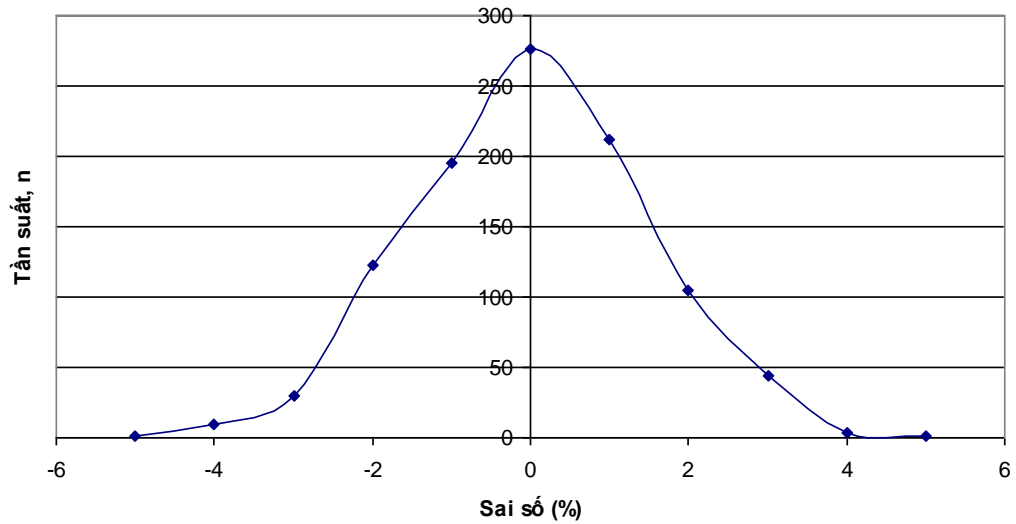
Hình 4-3: Biểu đồ phân bố sai số $(M_{22})_{\max}$

$$\overline{(M_{22})_{\max}} = 384,96(Tm/m); \sigma_{M_{(22)\max}} = 4,89(Tm/m);$$



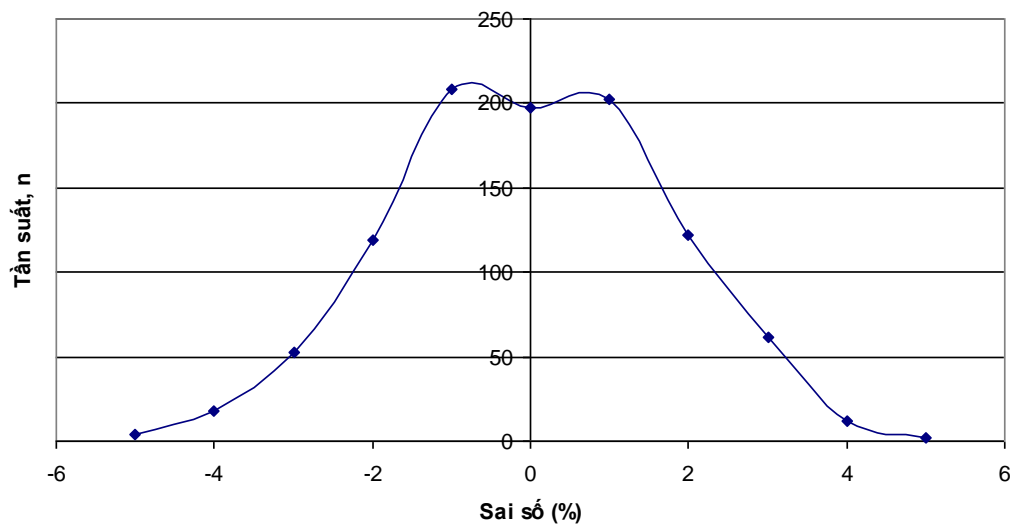
Hình 4-4: Biểu đồ phân bố sai số $(M_{22})_{\min}$

$$\overline{(M_{22})_{\min}} = -238,07(Tm/m); \sigma_{M_{(22)\min}} = 3,09(Tm/m);$$



Hình 4-5: Biểu đồ phân bố sai số P_{\max}

$$\overline{(P_{\max})} = -261,09(T); \sigma_{M_{(22)\min}} = 3,77(T);$$



Hình 4-6: Biểu đồ phân bố sai số $(\sigma_m)_{\max}$

$$\overline{(\sigma_m)_{\max}} = 2,92(T / m2); \sigma_{(\sigma_m)_{\max}} = 0,05(T / m2);$$

*** Độ tin cậy của các đại lượng:**

$$\text{Chỉ số độ tin cậy } \beta = \frac{S_{tk} - \bar{S}_i}{\sigma_{si}}$$

$$\text{Độ tin cậy hay xác suất an toàn } P = \phi(\beta)$$

Giả sử trong bè móng, ta đặt một lượng thép thích hợp để khả năng chịu lực của móng đạt gấp n lần giá trị kỳ vọng của nội lực, thì độ tin cậy của kết cấu móng như sau:

Nếu dùng hệ số an toàn, $n_1 = 1,01$

Bảng 4-2: Độ tin cậy của nội lực với $n_1 = 1,01$

Chỉ tiêu S_i	Giá trị thiết kế, S_{tk}	Giá trị kỳ vọng, \bar{S}_i	Độ lệch chuẩn σ_{si}	Chỉ số độ tin cậy, β	Độ tin cậy, P (%)
$(M_{11})_{max}$	294,32.n ₁	294.32	1.60	1.84	96,71
$(M_{11})_{min}$	-206,81.n ₁	-206.81	3.68	0.56	71,23
$(M_{22})_{max}$	384,96.n ₁	384.96	4.89	0.79	78,52
$(M_{22})_{min}$	-238,07.n ₁	-238.07	3.09	0.77	77,94
P_{max}	-336	-261.09	3.77	19.87	100
$(\sigma_m)_{max}$	13,6	2.92	0.05	213.60	100

Nếu dùng hệ số an toàn, $n_2 = 1,03$

Bảng 4-3 : Độ tin cậy của nội lực với $n_2 = 1,03$

Chỉ tiêu S_i	Giá trị thiết kế, S_{tk}	Giá trị kỳ vọng, \bar{S}_i	Độ lệch chuẩn σ_{si}	Chỉ số độ tin cậy, β	Độ tin cậy, P (%)
$(M_{11})_{max}$	293.n ₂	294.32	1.60	5.52	100
$(M_{11})_{min}$	-203.n ₂	-206.81	3.68	1.69	95,54
$(M_{22})_{max}$	376.n ₂	384.96	4.89	2.36	98,93
$(M_{22})_{min}$	-235.n ₂	-238.07	3.09	2.31	98,91

Nhận xét:

Với hệ số an toàn thấp $n_1=1.01$, độ tin cậy thấp nhất là 71,23% với sai số không quá 1,78%, ứng với đại lượng $(M_{11})_{\min}$. Độ tin cậy cao nhất là 100%. Muốn tăng độ tin cậy của giá trị nội lực trong móng, ta phải tăng hệ số an toàn.

Với hệ số an toàn cao hơn $n_2=1.03$, độ tin cậy thấp nhất cũng đạt 95,54% với sai số không quá 1,78% ứng với đại lượng $(M_{11})_{\min}$. Tuy nhiên độ tin cậy cao cũng dẫn đến lãng phí vật liệu do móng khi đó phải được thiết kế để chịu được giá trị nội lực lớn hơn.

Độ tin cậy sức chịu tải cọc và nền đất đều đạt 100% do ta chưa tận dụng hết khả năng chịu tải của cọc cũng như đất. Để tránh lãng phí, có thể giảm độ tin cậy của cọc và nền đất bằng cách giảm số lượng cọc trong bè móng, dẫn đến kỳ vọng toán về phản lực đầu cọc P_{\max} và đất nền $(\sigma_m)_{\max}$ tăng lên. Thực tế với kết cấu móng trên, số lượng cọc có thể giảm xuống $n=30$ cọc mà vẫn đảm bảo độ tin cậy phản lực đầu cọc và nền đất.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Móng bè – cọc là một phương án móng hiện đại, thích hợp cho nhiều dạng công trình khác nhau, đặc biệt là những công trình cao tầng, chịu tải trọng lớn. Cho phép tận dụng tối đa khả năng chịu lực của cọc. Tải trọng công trình không những chia cho cọc mà còn chia cho cả bè.

Hệ móng bè - cọc còn giúp công trình giảm lún lệch, tăng khả năng chịu tải trọng ngang. Khả năng kháng chấn cũng cao hơn các loại móng khác. Vì vậy, nếu sử dụng phương pháp tính toán hợp lý sẽ là một hệ thống móng ưu việt, không chỉ ở tính kinh tế mà còn có tính ổn định cao.

Theo quy phạm hiện hành ở nước ta, các công trình xây dựng đều được tính toán theo phương pháp trạng thái giới hạn. Phương pháp này có đặc điểm là mang tính tiên định, không xét đầy đủ đặc tính ngẫu nhiên của các tham số kết cấu và tải trọng, không xét đến yếu tố thời gian. Vì thế trong nhiều trường hợp, sự cố công trình xảy ra mà không tìm được nguyên nhân.

Việc tính toán công trình theo lý thuyết xác suất và độ tin cậy là một phương pháp tiên tiến, phổ biến trên thế giới nhưng còn mới ở nước ta. Việc đưa lý thuyết này vào quy phạm tính toán móng bè-cọc nói riêng và kết cấu công trình nói chung là một vấn đề cần thiết, cấp bách, để nước ta không bị tụt hậu so với thế giới.

Thông qua luận văn, tác giả đã nghiên cứu, tính toán và đã thu được một số kết luận sau:

- Trong thực tế kết cấu móng cọc và móng bè – cọc, nền đất dưới đáy bè đều tham gia vào quá trình chịu tải trọng công trình.
- Khi xét đến sự làm việc của nền đất dưới đáy bè, tỷ lệ phân tải cho bè đạt từ 10-20%.

- Khi kể đến sự làm việc của cọc theo nhóm, thì khoảng cách cọc càng tăng, tương tác giữa các cọc càng giảm, và không đáng kể khi khoảng cách các cọc lớn hơn 5d.

- Chiều dày bè càng tăng, tải trọng truyền lên cọc càng đồng đều, chênh lệch phản lực đầu cọc max và min giảm, nhưng tính kinh tế không cao và tỷ lệ chia tải cho bè cũng tăng không đáng kể. Để giải quyết vấn đề đó, nên chọn chiều dày bè nhỏ và bố trí cọc hợp lý, mật độ tập trung vào những nơi tải trọng công trình truyền xuống nhiều, thay đổi chiều dài cọc để tăng giảm sức chịu tải cọc.

- Khi tính toán nội lực móng có xét đến độ tin cậy, số lượng giá trị ngẫu nhiên đưa vào tính toán càng nhiều, kết quả càng chính xác. Do đó, số lượng mẫu thí nghiệm cần đạt đến một giá trị nhất định để đảm bảo các kỳ vọng toán và độ lệch chuẩn đưa vào tính toán ở những bước đầu tiên đạt độ chính xác cao.

- Độ tin cậy của đất nền càng cao, độ tin cậy của giá trị nội lực, phản lực đầu cọc, phản lực đất nền càng tăng theo. Do đó, cần số mẫu thí nghiệm lớn, phạm vi rộng, để đảm bảo độ tin cậy chỉ tiêu đất nền đưa vào tính toán.

- Để tăng độ tin cậy kết cấu móng, cần thiết kế để khả năng chịu lực vượt xa giá trị kỳ vọng về nội lực, như vậy dẫn đến tốn kém vật liệu. Do đó, tùy theo mức độ quan trọng của công trình, ta có thể chọn một giá trị độ tin cậy đủ lớn để đảm bảo an toàn mà vẫn không gây lãng phí vật liệu.

Trong quá trình thực hiện luận văn, tác giả dù đã rất nỗ lực để nghiên cứu tài liệu, viết các chương trình tính toán xử lý số liệu, xây dựng mô hình để hoàn thành tốt luận văn. Nhưng do hạn chế về thời gian và kiến thức, luận văn chưa giải quyết được các vấn đề sau:

- Luận văn mới chỉ đánh giá về nội lực của kết cấu móng bè – cọc, chưa xét đến biến dạng móng, vốn là vấn đề rất quan trọng trong thiết kế công trình.

- Luận văn chưa xét đến quá trình tương tác của cọc với nền đất dưới bè. Thực tế, khi cọc làm việc, nền đất xung quanh cọc cũng bị biến dạng, dẫn đến sự thay đổi độ cứng lò xo thay thế đất nền ở phạm vi quanh cọc.

- Việc tính toán độ tin cậy của móng bè – cọc mới chỉ dừng ở việc xét đến độ ngẫu nhiên của nội lực phát sinh trong móng, phản lực đầu cọc và nền đất mà chưa xét đến tính ngẫu nhiên của khả năng chịu tải móng.

- Quá trình tính toán nội lực móng vẫn phải dựa vào mô hình tiền định của móng trên phần mềm SAP, do đó số lần lặp để tính kỳ vọng và độ lệch chuẩn giá trị nội lực móng chưa cao, kết quả chưa đạt được độ chính xác cần thiết.

Các vấn đề trên đều có ý nghĩa thực tiễn và cần được nghiên cứu sâu và hoàn chỉnh hơn nữa.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt

1. GS.TS.Vũ Công Ngữ, Ths.Nguyễn Thái (2004), “ Móng cọc phân tích và thiết kế”, NXB Khoa học và kỹ thuật, tr 35-163
2. Tạp chí KH-CN xây dựng (3/2007), “ Hiệu quả kinh tế của móng bè - cọc”.
3. Nguyễn Vi (2009), “Phương pháp mô hình hóa thống kê từng bước trong tính toán độ tin cậy của các công trình cảng”, NXB Giao thông vận tải, tr 9-39.
4. Lê Anh Hoàng (2004), “ Nền và Móng”, NXB Xây dựng, tr 260-293
5. Nguyễn vi (2009), “Độ tin cậy của các công trình bến cảng”, NXB Giao thông vận tải, tr 15-22.
6. Trần Văn Việt (2004), “Cẩm nang dành cho kỹ sư địa kỹ thuật”, NXB Xây dựng, tr 106-294.
7. Tạp chí Cầu đường Việt nam (11/2006), “Phân tích và lựa chọn các phương pháp tính hệ số nền”.
8. PTS. Nguyễn Tiến Dũng (1999), “Kỹ năng lập trình Visual Basic”, NXB Thống kê, tr 163-355.

Tiếng Anh

9. Joseph .E . Bowles (1996), “Foundation Analysys and design. 4th Ed”, The McGraw-Hill Companies.Inc, pp.303, 504-547.
- 10.Vesic.A.S (1977), “Design of pile foundations”, National Coporative Hightway Reseach Program Synthesis of practice, pp 42
11. L.M.Zhang, Y.Xu and W.H.Tang (2007), Calibration of models for pile settlement analysys, The Hong Kong University of science and technology, pp 60-62.

12. Gordon A.Fenton and D.V. Griffiths (2007), “Reliability-Based Deep Foundation Design”, Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering”, pp. 1-12.

PHỤ LỤC

' Chương trình 1

' Chương trình phát sinh các giá trị ngẫu nhiên của độ cứng lò xo thân cọc ' theo quy luật phân bố chuẩn.

' viết bằng ngôn ngữ Visual Basic 6.0

Dim m2(1000) As Double

Dim m3(1000) As Double

Dim coxix As Double

Dim i, N As Integer

Dim j, k As Double

Dim E, deltaE As Double

Dim kyvong, dolech As Double

Private Sub taocxi()

Dim tg1 As Integer

Dim tg2 As Double

Randomize

tg2 = 0

For tg1 = 1 To 18

 tg2 = tg2 + Rnd(1)

Next tg1

coxix = ((2 / 3) ^ 0.5) * (tg2 - 9)

End Sub

Private Sub tinh_toan_Click()

Text1.Text = ""

E = Text2.Text

```
deltaE = Text3.Text * E 'saiso E
```

```
N = Text4.Text
```

```
For i = 1 To N
```

```
    taocxi
```

```
    m2(i) = 0.03 * (E + deltaE * coxix) * (80 ^ -0.75) * 10000 * 3.14 * 0.8 * 6
```

```
    Text1.Text = Text1.Text & m2(i) & Chr(13) & Chr(10)
```

```
Next i
```

```
kyvong = 0
```

```
For i = 1 To N
```

```
    kyvong = kyvong + m2(i)
```

```
Next i
```

```
kyvong = kyvong / N
```

```
Text1.Text = Text1.Text & "Ky vong : " & kyvong & Chr(13) & Chr(10)
```

```
dolech = 0
```

```
j = 0
```

```
k = 0
```

```
For i = 1 To N
```

```
    j = j + m2(i) ^ 2
```

```
    k = k + m2(i)
```

```
Next i
```

```
dolech = ((1 / (N - 1)) * (j - (k ^ 2) / N)) ^ 0.5
```

```
Text1.Text = Text1.Text & "Do lech chuan : " & dolech & Chr(13) &  
Chr(10)
```

```
End Sub
```

```
Private Sub Command2_Click()  
End  
End Sub
```

```
' Chương trình 2  
' Chương trình phát sinh các giá trị ngẫu nhiên của độ cứng lò xo mũi cọc  
' theo quy luật phân bố chuẩn.  
' viết bằng ngôn ngữ Visual Basic 6.0
```

```
Dim m2(1000) As Double  
Dim m3(1000) As Double  
Dim coxix As Double  
Dim i, N As Integer  
Dim j, k As Double  
Dim E, deltaE As Double  
Dim kyvong, dolech As Double  
Private Sub taocxi()  
Dim tg1 As Integer  
Dim tg2 As Double  
Randomize  
tg2 = 0  
For tg1 = 1 To 18  
    tg2 = tg2 + Rnd(1)
```

```
Next tg1
```

```
coxix = ((2 / 3) ^ 0.5) * (tg2 - 9)
```

```
End Sub
```

```
Private Sub Command1_Click()
```

```
Text1.Text = ""
```

```
E = Text2.Text
```

```
deltaE = Text3.Text * E 'saiso E
```

```
N = Text4.Texta
```

```
For i = 1 To N
```

```
    taocxi
```

```
    m2(i) = 0.2 * (E + deltaE * coxix) * (80 ^ -0.75) * 10000 * 3.14 * (0.8 ^ 2)
```

```
    / 4
```

```
    Text1.Text = Text1.Text & m2(i) & Chr(13) & Chr(10)
```

```
Next i
```

```
kyvong = 0
```

```
For i = 1 To N
```

```
    kyvong = kyvong + m2(i)
```

```
Next i
```

```
kyvong = kyvong / N
```

```
Text1.Text = Text1.Text & "Ky vong : " & kyvong & Chr(13) & Chr(10)
```

```
dolech = 0
```

```
j = 0
```

```
k = 0
```

```
For i = 1 To N
```

```
j = j + m2(i) ^ 2
```

```
k = k + m2(i)
```

```
Next i
```

```
dolech = ((1 / (N - 1)) * (j - (k ^ 2) / N)) ^ 0.5
```

```
Text1.Text = Text1.Text & "Do lech chuan : " & dolech & Chr(13) &  
Chr(10)
```

```
End Sub
```

```
' Chương trình 3
```

```
' Chương trình phát sinh các giá trị ngẫu nhiên của độ cứng lò xo đặt dưới bề  
' theo quy luật phân bố chuẩn.
```

```
' viết bằng ngôn ngữ Visual Basic 6.0
```

```
Dim m2(10000) As Double
```

```
Dim coxix As Double
```

```
Dim i, N As Integer
```

```
Dim j, k As Double
```

```
Dim E1, deltaE1, E2, deltaE2, Etb1, Etb2, Etb As Double
```

```
Dim kyvong, dolech As Double
```

```
Private Sub taocxi()
```

```
Dim tg1 As Integer
```

```
Dim tg2 As Double
```

```
Randomize
```

```

tg2 = 0
For tg1 = 1 To 18
    tg2 = tg2 + Rnd(1)
Next tg1
coxix = ((2 / 3) ^ 0.5) * (tg2 - 9)
End Sub

```

```

Private Sub Command1_Click()
Text1.Text = ""
E1 = Text2.Text * 100
deltaE1 = Text5.Text * E1 'saïso E
E2 = Text3.Text * 100
deltaE2 = Text6.Text * E2 'saïso E

```

```

N = Text4.Text
For i = 1 To N
    taocxi
    Etb1 = E1 + deltaE1 * coxix
    taocxi
    Etb2 = E2 + deltaE2 * coxix
    Etb = (Etb1 * 12 + Etb2 * 18) / 30
    m2(i) = Etb / (18 * (1 - 0.09))
    Text1.Text = Text1.Text & m2(i) & Chr(13) & Chr(10)
Next i

```

```

kyvong = 0
For i = 1 To N

```



```

    kyvong = kyvong + m2(i)
Next i
kyvong = kyvong / N

Text1.Text = Text1.Text & "Ky vong : " & kyvong & Chr(13) & Chr(10)
dolech = 0
j = 0
k = 0
For i = 1 To N
    j = j + m2(i) ^ 2
    k = k + m2(i)
Next i
dolech = ((1 / (N - 1)) * (j - (k ^ 2) / N)) ^ 0.5
Text1.Text = Text1.Text & "Do lech chuan : " & dolech & Chr(13) &
Chr(10)

End Sub.

```

' Chương trình 4

' Chương trình phát sinh dãy số ngẫu nhiên theo quy luật phân bố chuẩn, biết

' trước kỳ vọng toán và độ lệch chuẩn

' viết bằng ngôn ngữ Visual Basic 6.0

Dim m2(10000) As Double

Dim coxix As Double

Dim i, N As Integer

Dim j, k As Double

```
Dim kyvong, dolech As Double
```

```
Private Sub taocxi()
```

```
Dim tg1 As Integer
```

```
Dim tg2 As Double
```

```
Randomize
```

```
tg2 = 0
```

```
For tg1 = 1 To 18
```

```
    tg2 = tg2 + Rnd(1)
```

```
Next tg1
```

```
coxix = ((2 / 3) ^ 0.5) * (tg2 - 9)
```

```
End Sub
```

```
Private Sub Command1_Click()
```

```
kyvong = Text2.Text
```

```
dolech = Text3.Text
```

```
N = Text4.Text
```

```
Text1.Text = ""
```

```
For i = 1 To N
```

```
    taocxi
```

```
    m2(i) = Round(kyvong + dolech * coxix, 5)
```

```
    Text1.Text = Text1.Text & m2(i) & Chr(13) & Chr(10)
```

```
Next i
```

```
End Sub
```