

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP.HCM
KHOA KỸ THUẬT XÂY DỰNG



TRƯỜNG ĐẠI HỌC GTVT - TP.HCM
TRUNG TÂM
THÔNG TIN - THƯ VIỆN

4831 - 22

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP
TÒA NHÀ VĂN PHÒNG BUILDING
(THUYẾT MINH)

Ngành: KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG
Chuyên ngành: KỸ THUẬT NỀN MÓNG VÀ CÔNG TRÌNH NGẦM

Sinh viên thực hiện: TRƯƠNG HUỲNH SÁNG

Lớp: NM13

MSSV: 1351160143

Giảng viên hướng dẫn: Th.s PHẠM QUANG DŨNG

TP. HCM, tháng 01 năm 2021

Khoa: KỸ THUẬT XÂY DỰNG

Bộ môn: ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

PHIẾU GIAO ĐỀ TÀI ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP
(Phiếu này được dán ở trang đầu tiên của quyển báo cáo LVTN)

1. Họ và tên sinh viên:

Sinh viên: **TRƯƠNG HUỖNH SÁNG**

MSSV: 1351160143

Lớp: NM13

Ngành : **Kỹ thuật công trình xây dựng**

Chuyên ngành : **Kỹ thuật nền móng và công trình ngầm**

2. Tên đề tài : CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

Địa Điểm: 126 Nguyễn Thị Minh Khai Phường 6 Quận 3

3. Các dữ liệu ban đầu :

- Bản vẽ kiến trúc gồm:
 - Tòa văn phòng building 16 tầng và 1 tầng hầm
- Số liệu địa chất công trình.

4. Các yêu cầu chủ yếu :

- Kiến trúc 5%: Vẽ lại bản vẽ mặt bằng, mặt đứng và mặt cắt với số liệu mới do GVHD đưa ra.
- Kết cấu 65%: Gồm thuyết minh và bản vẽ.
 - Cầu thang bộ tầng điển hình.
 - Tính kết cấu khung chịu lực.
 - Thiết kế 1 sàn tầng điển hình (có thể bố trí thêm dầm phụ).
 - Thiết kế 1 khung ngang điển hình, khung trục 2-2.
 - Thiết kế bể nước mái.
- Nền móng 30%: Chọn và thiết kế 2 phương án móng cho cột khung trục 2-2.

5. Kết quả tối thiểu phải có:

- 1) Tập thuyết minh tính toán và bìa theo mẫu BM-LVTN-06
- 2) Các bản vẽ: kiến trúc và tính toán khoảng 12-18 bản vẽ khổ A1
- 3) Đĩa CD lưu các file thuyết minh tính toán, bản vẽ và các file tính kết cấu bằng phần mềm.

Ngày giao đề tài: 28/9/2020

Ngày nộp Đồ án: 4/1/2020

TP. HCM, ngày 29 tháng 10 năm 2020

Giảng viên hướng dẫn

(Ký và ghi rõ họ tên)

Phạm Quang Dũng

TRƯỞNG BỘ MÔN
(Ký và ghi rõ họ tên)



TRƯỞNG KHOA
PGS.TS Vũ Trường Vũ

LỜI CẢM ƠN

Đồ án tốt nghiệp là một học phần không thể thiếu đối với sinh viên. Đặc biệt đối với sinh viên chuyên ngành kỹ thuật thì đây xem như là một cơ hội để tổng hợp và nâng cao toàn bộ kiến thức thu được trong 4 năm học trên ghế nhà trường.

Trong thời gian 14 tuần, với đề tài “ Cao Ốc Văn Phòng Building ” em có nhiệm vụ tìm hiểu kiến trúc, thiết kế phần kết cấu và nền móng. Với sự hướng dẫn và chỉ bảo tận tình của thầy Ths.PHẠM QUANG DŨNG đã giúp em hoàn thành đồ án này đúng thời hạn được giao.

Trong quá trình làm đồ án tốt nghiệp, em đã có điều kiện kiểm tra lại kiến thức bản thân và học thêm được rất nhiều điều quý giá.

Với tất cả kiến thức nhận được từ sự hướng dẫn và chỉ bảo của thầy cô đã tạo cho em một sự tự tin để có thể bắt đầu công việc của một kỹ sư trong tương lai.

Em xin gửi lời cảm ơn chân thành đến Ban Giám Hiệu Nhà Trường, Ban Chủ Nhiệm Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng và toàn thể quý thầy cô đã dạy dỗ em. Đặc biệt là thầy Ths PHẠM QUANG DŨNG - người đã tận tình hướng dẫn, giúp em hoàn thành đồ án tốt nghiệp này.

Tp. Hồ Chí Minh, ngày 04 tháng 1 năm 2021

Sinh viên

Trương Huỳnh Sáng

LỜI MỞ ĐẦU

1.1.NHIỆM VỤ CỦA ĐỒ ÁN

Tìm hiểu kiến trúc, thiết kế kết cấu và nền móng của Cao Ốc Văn Phòng Building
Thuyết minh giới thiệu đề tài: vị trí, đặc điểm, quy mô, giải pháp kiến trúc, giải pháp kỹ thuật...

Phân tích kết cấu chịu tải trọng gió động, xây dựng mô hình phân tích kết cấu Tính toán cốt thép cho cột, dầm, sàn tầng điển hình

Thiết kế móng cho công trình, thiết kế cầu thang điển hình và bể nước mái.

1.2.PHƯƠNG PHÁP THỰC HIỆN

Đồ án thực hiện dựa trên các phương pháp nghiên cứu lý thuyết và các kết quả thực nghiệm, căn cứ vào các giáo trình và tài liệu chuyên ngành :

- + Sức bền vật liệu, Cơ kết cấu, Kết cấu bê tông cốt thép, Kết cấu thép, Cơ học đất..

- + Các lý thuyết, giả thuyết, quan điểm thiết kế

- + Các tiêu chuẩn, quy chuẩn, quy phạm hiện hành

- + Ứng dụng các phần mềm: Etabs, Safe, Sap, AutoCad, Word, Excel....

1.3.KẾT QUẢ ĐẠT ĐƯỢC

Báo cáo luận văn tốt nghiệp trong tập:

- + Thuyết minh đề tài

Các bản vẽ thiết kế :

- + Bản vẽ kiến trúc : mặt bằng, mặt cắt, mặt đứng

- + Bản vẽ bố trí thép sàn điển hình

- + Bản vẽ bố trí thép cầu thang điển hình

- + Bản vẽ bố trí thép bể nước mái

- + Bản vẽ bố trí thép khung trục 2

- + Bản vẽ 2 phương án móng cọc khoan nhồi và cọc ép

1.4.KẾT CẤU ĐỀ TÀI

Phần 1 : Kiến trúc 5%

- + Chương 1 : Tổng quan kiến trúc công trình

Phần 2 : Kết cấu 65%

- + Chương 2 : Tổng quan về kết cấu

- + Chương 3 : Thiết kế cầu thang điển hình

- + Chương 4 : Thiết kế bể nước mái

- + Chương 5 : Thiết kế sàn tầng điển hình

- + Chương 6 : Thiết kế khung trục 2

Phần 3 : Nền móng 30%

- + Chương 7 : Tổng hợp số liệu địa chất

- + Chương 8 : Thiết kế phương án móng cọc khoan nhồi

- + Chương 9 : Thiết kế phương án móng cọc ép

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1 Vị trí công trình trên Google Map	14
Hình 1.2 Mặt bằng tầng hầm.....	16
Hình 1.3 Mặt bằng tầng 1.....	17
Hình 1.4 Mặt bằng tầng 2.....	18
Hình 1.5 Mặt bằng tầng 15.....	19
Hình 1.6 Mặt bằng tầng mái.....	20
Hình 3.1 Kích thước cầu thang 2 vé	28
Hình 3.2 Cấu tạo cầu thang.....	30
Hình 3.3 Sơ đồ tính cầu thang.....	32
Hình 3.4 Moment bản thang	33
Hình 3.5 Lực cắt bản thang.....	33
Hình 4.1 Mặt bằng kết cấu bản nắp bể nước mái.....	39
Hình 4.2 Mặt bằng kết cấu bản đáy bể nước mái.....	40
Hình 4.4 Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực trong bản thành bể nước	45
Hình 4.5 Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực trong bản thành bể nước	46
Hình 4.6 Cấu tạo các lớp bản đáy bể nước mái	47
Hình 4.7 Sơ đồ tính bản 2 phương.....	48
Hình 4.8 Biểu đồ momen toàn bộ dầm nắp (kN.m).....	52
Hình 4.9 Biểu đồ lực cắt toàn bộ dầm nắp (kN)	52
Hình 4.10 Biểu đồ momen toàn bộ dầm đáy (kN.m).....	Error! Bookmark not defined.
Hình 4.11 Biểu đồ lực cắt toàn bộ dầm đáy (kN) ...	Error! Bookmark not defined.
Hình 4.12 Phản lực chân cột tại đáy bể (kN)	Error! Bookmark not defined.
Hình 5.1 Sơ đồ chia dải sàn trong safe theo phương X	69
Hình 5.2 Sơ đồ chia dải sàn trong safe theo phương Y	70
Hình 5.3 Biểu đồ bao moment theo phương X (kN.m)	70
Hình 5.4 Biểu đồ bao moment theo phương Y (kN.m)	71
Hình 5.5 Kí hiệu sàn tầng 2.....	71
Hình 6.1 Mô hình không gian	78
Hình 6.2 Sơ đồ tính khung	79
Hình 6.3 Khai báo khối lượng tham gia phân tích dao động.....	80
Hình 6.4 Các dạng dao động cơ bản	80
Hình 6.5 Đồ thị xác định hệ số động lực	83
Hình 6.6 Hệ tọa độ khi xác định hệ số tương quan v.....	84
Hình 6.7 Gió tĩnh theo phương X	Error! Bookmark not defined.

Hình 6.8 Gió tĩnh theo phương Y	Error! Bookmark not defined.
Hình 6.9 Gió động theo phương X.....	Error! Bookmark not defined.
Hình 6.11 Khung trục 2.....	91
Hình 6.12 Giật đứt dầm chính.....	111
Hình 7.1 Biểu đồ hiệu chỉnh SPT	123
Hình 8.1 Chiều sâu bố trí cọc khoan nhồi $D=800\text{mm}$	126
Hình 8.2 Sức kháng cắt/áp lực hiệu quả thẳng đứng: c_u / σ_v'	134
Hình 8.3 Chiều sâu cọc/đường kính cọc: L / d	135
Hình 8.4 Bố trí số lượng cọc trong đài móng	139
Hình 8.5 Ranh giới khối móng quy ước.....	142
Hình 8.6 Tháp xuyên thủng góc 45°	146
Hình 8.7 Tháp xuyên thủng hạn chế	146
Hình 8.8 Sơ đồ tính thép đài móng	149
Hình 8.9 Bố trí số lượng cọc trong đài móng	152
Hình 8.10 Ranh giới khối móng quy ước.....	155
Hình 8.11 Tháp xuyên thủng góc 45°	Error! Bookmark not defined.
Hình 8.12 Tháp xuyên thủng hạn chế	Error! Bookmark not defined.
Hình 8.13 Sơ đồ tính thép đài móng	Error! Bookmark not defined.
Hình 9.2 Chiều sâu cọc ép	166
Hình 9.3 Trường hợp thi công (đóng) ép cọc	167
Hình 9.4 Trường hợp cọc làm việc chịu tải trọng công trình	168
Hình 9.5 Mặt bằng bố trí cọc ép móng đơn	179
Hình 9.6 Ranh giới khối móng quy ước.....	182
Hình 9.7 Tháp xuyên thủng với góc 45°	186
Hình 9.8 Sơ đồ hình thành tháp xuyên thủng	187
Hình 9.9 Sơ đồ dựng cọc.....	189
Hình 9.10 Sơ đồ cầu cọc	189
Hình 9.11 Sơ đồ tính toán thép đài móng	191
Hình 9.12 Mặt bằng bố trí cọc móng	Error! Bookmark not defined.
Hình 9.13 Tháp xuyên thủng với góc 45°	Error! Bookmark not defined.
Hình 9.14 Sơ đồ hình thành tháp xuyên thủng	Error! Bookmark not defined.
Hình 9.15 Sơ đồ dựng cọc.....	Error! Bookmark not defined.
Hình 9.16 Sơ đồ cầu cọc	Error! Bookmark not defined.
Hình 9.17 Sơ đồ tính toán thép đài móng	Error! Bookmark not defined.

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1.1 Các tầng và chức năng từng tầng.....	16
Bảng 2.1 Thông số vật liệu bê tông	24
Bảng 2.2 Thông số vật liệu cốt thép.....	24
Bảng 2.3 Neo và nối cốt thép chịu lực.....	25
Bảng 2.4 Các phần mềm sử dụng trong đồ án	26
Bảng 3.1 Tĩnh tải tác dụng lên bản chiếu nghỉ	30
Bảng 3.2 Bảng tính thép bản thang	34
Bảng 4.1 Bảng tổng hợp nhu cầu dùng nước cho tòa nhà văn phòng.....	36
Bảng 4.2 Tĩnh tải tác dụng lên bản nắp bể nước mái.....	41
Hình 4.3 Sơ đồ tính bản 2 phương	42
Bảng 4.3 Bảng tính giá trị momen	43
Bảng 4.4 Thép ô sàn S1	44
Bảng 4.5 Tóm tắt cốt thép thành bể nước	46
Bảng 4.6 Tĩnh tải tác dụng lên bản đáy bể nước mái.....	47
Bảng 4.7 Bảng tính giá trị momen bản đáy	48
Bảng 4.8 Kết quả tính thép dầm nắp bể	54
Bảng 4.9 Kết quả tính thép dầm đáy bể	57
Bảng 4.10 Các thông số tính toán	61
Bảng 4.11 Kiểm tra nứt cho cấu kiện bể nước mái.....	61
Bảng 5.1 Sơ bộ tiết diện cột biên	62
Bảng 5.2 Sơ bộ tiết diện cột giữa	62
Bảng 5.3 Tải hoàn thiện sàn tầng điển hình.....	64
Bảng 5.4 Tải hoàn thiện sàn tầng mái, sân thượng	64
Bảng 5.5 Tải hoàn thiện sàn tầng hầm	65
Bảng 5.6 Tải hoàn thiện sàn nhà vệ sinh	66
Bảng 5.7 Tải hoàn thiện cầu thang.....	66
Bảng 5.8 Hoạt tải tác dụng.....	67
Bảng 5.9 Tổ hợp tải trọng tính toán	68
Bảng 5.10 Bảng tính thép sàn theo phương X	76
Bảng 5.11 Bảng tính thép sàn theo phương Y	77
Bảng 6.1 Khảo sát 12 mode dao động đầu tiên.....	80
Bảng 6.2 Thành phần gió tĩnh.....	81
Hình 6.6 Hệ tọa độ khi xác định hệ số tương quan.....	84
Bảng 6.3 Chu kỳ và tần số dao động cần tính.....	84

Bảng 6.4 Dịch chuyển ngang tương đối giữa các tầng	85
Bảng 6.5 Hệ số tương quan áp lực động	85
Bảng 6.6 Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên công trình	86
Bảng 6.7 Hệ số ψ	86
Bảng 6.8 Hệ số động lực	86
Bảng 6.9 Thành phần gió động	87
Bảng 6.10 Tổng hợp các thành phần gió tác dụng lên công trình	88
Bảng 6.11 Tổ hợp tải trọng tính toán	89
Bảng 6.12 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn	90
Bảng 6.13 Chuyển vị đỉnh công trình	90
Bảng 6.14 Chuyển vị đỉnh công trình	Error! Bookmark not defined.
Bảng 6.15 Tiết diện cột các tầng	91
Bảng 6.16 Số liệu tính toán cột	97
Bảng 6.17 Tính toán thép cột C7	99
Bảng 6.18 Tính toán thép cột C15	100
Bảng 6.19 Tính toán thép cột C16	101
Bảng 6.20 Tính toán thép cột C12	102
6.21 Bảng tính thép dầm	104
Bảng 6.22 Tính thép đai dầm	109
Bảng 7.1 Tổng hợp khối lượng công tác khảo sát	113
Bảng 7.2 Các chỉ tiêu thí nghiệm	116
Bảng 7.3 Mô tả các lớp đất	118
Bảng 7.4 Tính chất cơ lý các lớp đất	118
Bảng 7.5 Mức nước ổn định trong hố khoan.	120
Bảng 7.6 Bảng hiệu chỉnh giá trị SPT	120
Bảng 8.1 Thông số vật liệu bê tông	124
Bảng 8.2 Thông số vật liệu cốt thép	124
Bảng 8.3 Tổ hợp nội lực tính toán	125
Bảng 8.4 Hệ số tỷ lệ k	128
Bảng 8.5 Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc nhồi	129
Bảng 8.6 Cường độ sức kháng trung bình fi bên thân cọc	130
Bảng 8.7 Tính cường độ sức kháng trung bình của các lớp đất	133
Bảng 8.8 Thống kê chỉ số SPT trung bình theo lớp đất	133
Bảng 8.9 Tính cường độ sức kháng bên thân cọc	135
Bảng 8.10 Kết quả tính toán sức chịu tải của đất theo TCVN 10304:2014	136
Bảng 8.11 Kết quả nội lực xuất từ Etabs	137

Bảng 8.12 Thông số tính toán	140
Bảng 8.13 Tọa độ cọc trong đài và áp lực tác dụng đầu cọc	141
Bảng 8.14 Ứng suất tại đáy móng qui ước.....	143
Bảng 8.15 Liên hệ giữa áp lực P và hệ số rỗng e.....	145
Bảng 8.16 Kết quả nén lún.....	145
Bảng 8.17 Kết quả nội lực xuất từ Etabs	150
Bảng 8.18 Thông số tính toán	153
Bảng 8.19 Tọa độ cọc trong đài và áp lực tác dụng đầu cọc	154
Bảng 8.20 Ứng suất tại đáy móng qui ước.....	Error! Bookmark not defined.
Bảng 8.21 Liên hệ giữa áp lực P và hệ số rỗng e....	Error! Bookmark not defined.
Bảng 8.22 Kết quả nén lún.....	Error! Bookmark not defined.
Bảng 9.1 Thông số vật liệu bê tông	163
Bảng 9.2 Thông số vật liệu cốt thép	164
Bảng 9.3 Tổ hợp nội lực tính toán	164
Bảng 9.4 Hệ số tỷ lệ k.....	169
Bảng 9.5 Tra cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc.....	170
Bảng 9.6 Cường độ sức kháng trên thân cọc f_t	171
Bảng 9.7 Cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ “i” trên thân cọc	174
Bảng 9.8 Sức kháng trung bình của đất trên thân cọc	175
Bảng 9.9 Kết quả tính toán sức chịu tải của đất theo TCVN 10304:2014.....	176
Bảng 9.10 Kết quả nội lực xuất từ Etabs	177
Bảng 9.11 Áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc	180
Bảng 9.12 Tọa độ cọc trong đài và áp lực đầu cọc	181
Bảng 9.13 Ứng suất tại đáy móng qui ước.....	183
Bảng 9.14 Liên hệ giữa áp lực P và hệ số rỗng e.....	185
Bảng 9.15 Bảng tính lún	185
Bảng 9.16 Phản lực đầu cọc của móng trục 2-C.....	187
Bảng 9.17 Tải trọng tính toán	192
Bảng 9.18 Tải trọng tiêu chuẩn.....	192
Bảng 9.19 Áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc	Error! Bookmark not defined.
Bảng 9.20 Tọa độ cọc trong đài	Error! Bookmark not defined.
Bảng 9.21 Ứng suất tại đáy móng qui ước.....	Error! Bookmark not defined.
Bảng 9.22 Liên hệ giữa áp lực P và hệ số rỗng e....	Error! Bookmark not defined.
Bảng 9.23 Bảng tính lún	Error! Bookmark not defined.
Bảng 9.24 Phản lực đầu cọc của móng trục 2-D.....	Error! Bookmark not defined.

MỤC LỤC

CHƯƠNG I: TỔNG QUAN VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH	13
1.1. MỤC ĐÍCH XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH	13
1.2.1. Vị trí công trình	13
1.2.2. Điều kiện tự nhiên	14
1.2.3. Tầm quan trọng của khu đất dự án	15
1.3. GIẢI PHÁP THIẾT KẾ KIẾN TRÚC	15
1.3.1. Giải pháp thiết kế mặt bằng và phân khu chức năng.....	15
1.3.2. Giải pháp về mặt đứng	20
1.3.3. Giải pháp về kết cấu và vật liệu	20
1.3.4. Giải pháp về giao thông.....	21
1.4. CÁC GIẢI PHÁP THIẾT KẾ HẠNG TẦNG KỸ THUẬT	21
1.4.1. Giải pháp về hệ thống điện, chống sét và thông tin liên lạc.....	21
1.4.2. Hệ thống cấp thoát nước.....	21
1.4.3. Hệ thống thông gió	22
1.4.4. Hệ thống chiếu sáng	22
1.4.5. Hệ thống phòng cháy chữa cháy	22
1.4.6. Hệ thống thoát rác	22
CHƯƠNG II: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU.....	23
2.1. CÁC TIÊU CHUẨN – QUY PHẠM THIẾT KẾ.....	23
2.2. GIẢI PHÁP KẾT CẤU	23
2.2.1. Chọn hệ kết cấu chịu lực	23
2.2.2. Hệ kết cấu chịu lực theo phương đứng (CỘT – VÁCH).....	23
2.2.3. Hệ kết cấu chịu lực theo phương ngang (DẦM – SÀN).....	23
2.2.4. Giải pháp về vật liệu.....	23
2.3. CÁC YÊU CẦU VỀ CẤU TẠO.....	24
2.3.1. Lớp bê tông bảo vệ (Mục 8.3 TCVN 5574-2012).....	24
2.3.2. Neo cốt thép (Mục 8.5 TCVN 5574 -2012)	25
2.4. NGUYÊN TẮC TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG.....	25
2.4.1. Hệ số vượt tải.....	25
2.4.2. Tải trọng	25
2.5. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN.....	26
2.5.1. Lựa chọn công cụ và chương trình tính toán.....	26
2.5.2. Nội dung tính toán	26
CHƯƠNG III: THIẾT KẾ CẦU THANG ĐIỂN HÌNH.....	28

3.1.VỊ TRÍ VÀ CẤU TẠO CẦU THANG:	28
3.1.1.Sơ bộ kích thước cầu thang:	28
3.1.2.Cấu tạo bản nghiêng và bản chiếu nghỉ	29
3.2.TẢI TÁC DỤNG	30
3.2.1.Tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên bản chiếu nghỉ	30
3.2.2.Tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên bản nghiêng	30
3.3.TÍNH NỘI LỰC VÀ TÍNH TOÁN THÉP	31
3.3.1. Tính nội lực bản thang	31
3.3.2.Tính cốt thép cho bản thang	33
CHƯƠNG IV: THIẾT KẾ BỂ NƯỚC MÁI	36
4.1.TÍNH TOÁN LƯU LƯỢNG NƯỚC ĐỂ THIẾT KẾ BỂ NƯỚC	36
4.1.1.Lưu lượng nước tính toán ngày đêm:	36
4.1.2.Dung tích bể nước mái	37
4.1.3.Lựa chọn kích thước bể	37
4.2.CHỌN THIẾT KẾ BỂ NƯỚC MÁI	38
4.3.XÁC ĐỊNH SƠ BỘ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN	38
4.3.1.Chọn kích thước các tiết diện của nắp bể	38
4.3.2.Chọn kích thước các tiết diện của đáy bể	38
4.3.3.Chọn chiều dày bản thành	39
4.4.CƠ SỞ TÍNH TOÁN	40
4.4.1.Tải trọng	40
4.4.2.Thông số bê tông cốt thép	40
4.4.3.Cơ sở lựa chọn sơ đồ tính	40
4.5.TÍNH TOÁN BẢN NẮP	41
4.5.1.Tải trọng tác dụng lên bản nắp	41
4.5.2.Tính toán cốt thép cho bản nắp	41
4.6.TÍNH TOÁN THÀNH BỂ	44
4.6.1.Tải trọng	44
4.6.2.Sơ đồ tính	45
4.6.3.Xác định nội lực	46
4.6.4.Tính cốt thép	46
4.7.TÍNH TOÁN BẢN ĐÁY	47
4.7.1.Tải trọng tác dụng lên bản đáy	47
4.7.2.Tính toán cốt thép cho bản đáy	48
4.8.TÍNH TOÁN DẦM NẮP	50
4.8.1.Tải trọng	50

4.8.2.Tính cốt thép dọc	53
4.8.3.Tính cốt đai	54
4.8.4.Tính cốt treo	55
4.8.5.Bố trí cốt thép tại lỗ thủng	55
4.9.TÍNH TOÁN DẦM ĐÁY	56
4.9.1.Tải trọng	Error! Bookmark not defined.
4.9.2.Tính thép cốt dọc	56
4.9.3.Tính cốt đai	58
4.9.4.Tính cốt treo	58
4.10.TÍNH CỘT HỒ NƯỚC	59
4.11.KIỂM TRA NÚT	59
CHƯƠNG V: TÍNH TOÁN SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH	62
5.1.LỰA CHỌN SƠ BỘ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN CÁC CẦU KIẾN....	62
5.1.1.Sơ bộ tiết diện cột	62
5.1.2.Sơ bộ kích thước tiết diện vách.	63
5.1.3.Sơ bộ tiết diện dầm	63
5.1.4.Sơ bộ tiết diện sàn	63
5.2.TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN SÀN	64
5.2.1.Tải trọng thường xuyên do các lớp vật liệu sàn	64
5.2.2.Tải hoàn thiện	64
5.2.3.Hoạt tải tác dụng.....	67
5.3.PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC	67
5.3.1.Phương pháp phân tử hữu hạn.....	67
5.3.2.Tính toán và bố trí thép sàn tầng điển hình	68
CHƯƠNG VI: THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 2.....	78
6.1.XÂY DỰNG MÔ HÌNH VÀ XÁC ĐỊNH TẦN SỐ DAO ĐỘNG RIÊNG	78
6.1.1.Bài toán động.....	78
6.1.2.Cơ sở lý thuyết.....	79
6.1.3.Tính toán các dao động riêng	79
6.2.TẢI TRỌNG GIÓ.....	81
6.2.1.Thành phần gió tĩnh.....	81
6.2.2.Thành phần gió động	82
6.3.TỔ HỢP TẢI TRỌNG VÀ KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CỦA CÔNG TRÌNH.....	89
6.3.1.Tổ hợp tải trọng	89
6.3.2.Kiểm tra ổn định tổng thể công trình	90
6.4.TÍNH TOÁN CỐT THÉP KHUNG TRỤC 2	91

6.4.1.Số liệu tính toán:.....	91
6.4.2.Tính thép cho cột:.....	92
6.4.3 Tính thép dầm.....	103
6.4.4 Tính cốt đai dầm.....	109
CHƯƠNG VII: TỔNG HỢP SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT	113
7.1.MỤC ĐÍCH:	113
7.2.CÔNG TÁC KHẢO SÁT HIỆN TRƯỜNG:	113
7.2.1.Khối lượng khảo sát xây dựng đã thực hiện:.....	113
7.2.2.Công tác định vị hố khoan:.....	114
7.2.3.Công tác khoan:	114
7.2.4.Công tác lấy mẫu:	114
7.2.5.Công tác thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)	115
7.2.6.Công tác quan trắc mực nước ổn định và lấy mẫu nước trong hố khoan:	115
7.3.CÔNG TÁC THÍ NGHIỆM MẪU TRONG PHÒNG:	115
7.4.KẾT QUẢ KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH:	117
7.4.1.Địa tầng và đặc điểm của các lớp đất:	117
7.4.2. Kết quả quan trắc mực nước ổn định trong hố khoan:	119
7.5.HIỆU CHỈNH GIÁ TRỊ SPT:	120
7.6.NHẬN XÉT VÀ KIẾN NGHỊ PHƯƠNG ÁN MÓNG:.....	123
CHƯƠNG VIII: PHƯƠNG ÁN CỌC KHOAN NHỒI.....	123
8.1.CÁC TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG	124
8.2.VẬT LIỆU SỬ DỤNG	124
8.2.1.Tải trọng tính toán	125
8.2.2.Tải trọng tiêu chuẩn.....	125
8.3.TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC	125
8.3.1.Lựa chọn thông số cọc.....	125
8.3.2.Sức chịu tải của cọc theo cường độ vật liệu:.....	126
8.3.3.Sức chịu tải của cọc theo các đặc trưng đất nền theo TCVN 10304:2014:	128
8.3.4.Sức chịu tải thiết kế:	135
8.4.THİẾT KẾ MÓNG ĐƠN TRỰC 2-C	137
8.4.1.Tải trọng tác dụng.....	137
8.4.2.Chọn thông số tính toán cọc và đài:	137
8.4.3.Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc:	139
8.4.4.Đất nền dưới móng khối quy ước.....	141
8.4.5.Tính toán cốt thép đài móng.....	148

8.5. THIẾT KẾ MÓNG ĐƠN TRỰC 2-D	150
8.5.1. Tải trọng tác dụng	150
8.5.2. Chọn thông số tính toán cọc và đài	151
8.5.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc	152
8.5.4. Đất nền dưới móng khối quy ước	154
8.5.5. Tính toán cốt thép đài móng	Error! Bookmark not defined.
CHƯƠNG IX: PHƯƠNG ÁN CỌC ÉP	163
9.1. CÁC TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG	163
9.2. VẬT LIỆU SỬ DỤNG	163
9.2.1. Tải trọng tính toán	164
9.2.2. Tải trọng tiêu chuẩn	164
9.3. TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC	165
9.3.1. Lựa chọn thông số cọc	165
9.3.2. Sức chịu tải của cọc theo cường độ vật liệu	166
9.3.3. Sức chịu tải cực hạn theo chỉ tiêu cơ lý đất nền	169
9.3.4. Sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền	172
9.3.5. Sức chịu tải cực hạn theo thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT	174
9.3.6. Sức chịu tải thiết kế	176
9.4. THIẾT KẾ MÓNG ĐƠN TRỰC 2-C	177
9.4.1. Tải trọng tác dụng	177
9.4.2. Chọn thông số tính toán cọc và đài	178
9.4.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc	179
9.4.4. Đất nền dưới móng khối quy ước	181
9.4.5. Kiểm tra độ bền của cọc khi vận chuyển và lắp dựng	189
9.4.6. Tính toán cốt thép đài móng	190
9.5. THIẾT KẾ MÓNG ĐƠN TRỰC 2-D	192
9.5.1. Tải trọng và chọn thông số tính toán cọc, đài	192
9.5.2. Sơ bộ số lượng cọc và bố trí cọc trong đài	Error! Bookmark not defined.
9.5.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc	Error! Bookmark not defined.
9.5.4. Đất nền dưới móng khối quy ước	Error! Bookmark not defined.
9.4.5. Kiểm tra độ bền của cọc khi vận chuyển và lắp dựng	Error! Bookmark not defined.
9.4.6. Tính toán cốt thép đài móng	Error! Bookmark not defined.
9.6. LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN MÓNG	206
9.6.1. Chi phí vật liệu làm móng	207
TÀI LIỆU THAM KHẢO	209

I. TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ	209
II. SÁCH THAM KHẢO	209

PHẦN KIẾN TRÚC

(KHỐI LƯỢNG 5%)

CHƯƠNG I: TỔNG QUAN VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

1.1. MỤC ĐÍCH XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH

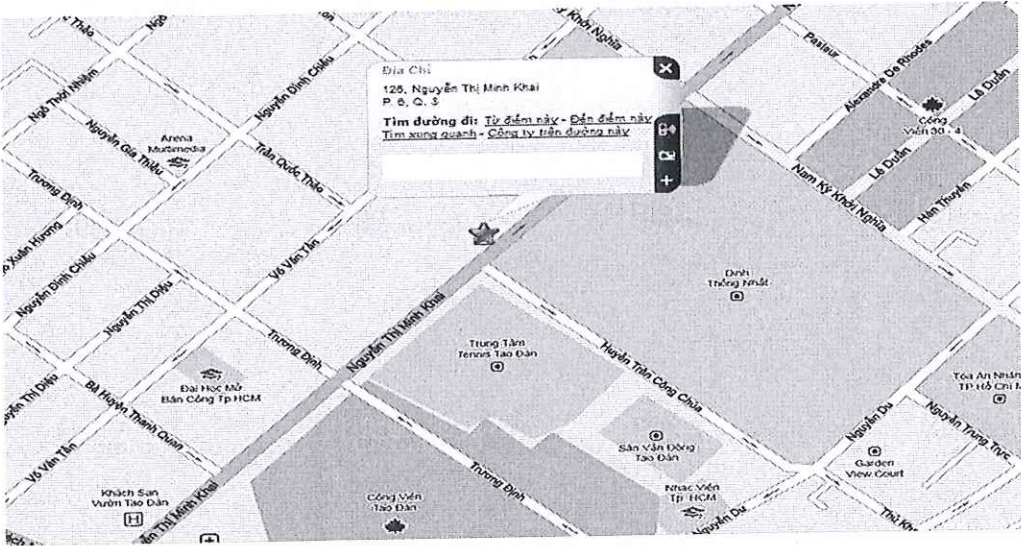
Sau khoảng thời gian bùng nổ của thị trường địa ốc, với sự tăng mạnh của giá thuê văn phòng căn hộ. Hiện nay việc đầu tư, xây dựng trong lĩnh vực này đang chững lại. Tuy nhiên theo nhận định của các chuyên gia thì đây chỉ là hiện tượng mang tính chu kỳ, một phần do khó khăn chung của nền kinh tế thế giới và chính sách thắt chặt quản lý của nhà nước. Chính điều này ảnh hưởng đến quyết định của chủ đầu tư và tâm lý khách hàng.

Cũng theo những nhận định này thị trường văn phòng cho thuê, đặc biệt văn phòng diện tích lớn hiện đại vẫn còn rất nhiều tiềm năng và được dự báo là tiếp tục phát triển trở lại.

Mặt khác, với xu hướng hội nhập, công nghiệp hóa hiện đại hóa đất nước, hòa nhập cùng xu thế phát triển của thời đại, sự đầu tư các công trình cao tầng, hiện đại với nhiều tiện nghi thay thế cho các công trình thấp tầng đã xuống cấp rất cần thiết. Và sự xuất hiện ngày càng nhiều các cao ốc, chung cư, văn phòng trong các thành phố không những đáp ứng được nhu cầu cấp bách về cơ sở hạ tầng cho các nhà đầu tư nước ngoài mà còn góp phần tích cực vào tạo nên bộ mặt mới của thành phố: một thành phố hiện đại, văn minh xứng đáng là trung tâm số 1 về kinh tế, khoa học của cả nước. Bên cạnh đó sự xuất hiện của các nhà cao tầng cũng góp phần vào việc phát triển ngành xây dựng thông qua việc áp dụng kỹ thuật, công nghệ trong tính toán, thiết kế, thi công và xử lý thực tế. Chính vì thế mà dự án CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING 126 NGUYỄN THỊ MINH KHAI, được thành lập. Việc xây dựng dự án này đáp ứng phần nào nhu cầu văn phòng cho thuê cho các nhà đầu tư trong và ngoài nước, tạo cảnh đẹp mỹ quan cho khu đô thị nói riêng và thành phố nói chung.

1.2. ĐỊA ĐIỂM XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH

1.2.1. Vị trí công trình



Hình 1.1 *Vi trí công trình trên Google Map*

Công trình Cao ốc văn phòng Building được xây tại số 122 – 126 đường Nguyễn Thị Minh Khai, Phường 6, Quận 3, Tp. Hồ Chí Minh, tiếp giáp với những công trình, hạng mục sau: Trục đường Nguyễn Thị Minh Khai và Võ Văn Tần , đối diện với Dinh Thống Nhất nên có tầm nhìn rất đẹp, và thuận lợi cho việc giao thông đi lại.

-Hiện trạng vị trí xây dựng công trình

Khu đất có một mặt tiếp giáp với đường Nguyễn Thị Minh Khai (lộ giới 20m). Do đó, tầm nhìn của khu đất rất thoáng, có nhiều góc nhìn đẹp về các hướng của thành phố, như: Dinh Thống Nhất, nhà thờ Đức Bà, bưu điện trung tâm thành phố, cụm công trình cao tầng tại quảng trường Mê Linh...

Khả năng tiếp cận công trình thuận tiện do lưu thông hai chiều.

Lưu lượng lưu thông trên trục đường Nguyễn Thị Minh Khai rất lớn (cả trên hai chiều). Bề rộng vỉa hè phục vụ cho giao thông bộ và tiếp cận công trình thương mại - dịch vụ tương đối, không quá hẹp, rộng khoảng 4m; chủ yếu được lát bằng tấm đan bê tông rải sỏi hoặc gạch con sâu đã cũ.

Đối với cây xanh lấy mát tại khu vực này tương đối đều đẹp, được chăm sóc tốt do nằm tại vị trí trung tâm thành phố. Đối diện là Dinh Thống Nhất, gần là công viên Tao Đàn, 30-4 không gian rất thoáng mát, mật độ cây xanh tương đối cao nên không gian thoáng đãng, trong lành.

Từ các đặc điểm đã phân tích ở trên cho thấy, dự án xây dựng cao ốc văn phòng với các loại hình phục vụ là khả thi, có các tầm nhìn thoáng và đẹp về trung tâm thành phố, phục vụ tốt các nhu cầu của trung tâm.

Tuy nhiên, theo hiện trạng, cần chú ý đến khoảng lùi của công trình, tạo không gian phù hợp cho công trình với trục đường và công trình lân cận cũng như đảm bảo an toàn cho giao thông cơ giới và giao thông bộ tiếp cận vào công trình.

1.2.2. Điều kiện tự nhiên

a. Khí hậu:

Thành phố Hồ Chí Minh nằm ở vùng khí hậu nhiệt đới gió mùa nóng ẩm với các đặc trưng của vùng khí hậu đồng bằng Nam Bộ và Nam Trung Bộ. Không có yêu cầu chống lạnh, hằng năm chia làm 2 mùa rõ rệt :

-Mùa mưa kéo dài từ tháng 5 đến tháng 10 .

-Mùa khô bắt đầu từ tháng 11 đến tháng 4 năm sau .

Các yếu tố khí tượng thay đổi rõ rệt theo 2 mùa kể trên ,có thể xem xét các mặt như sau:

-Nhiệt độ trung bình năm : 27°C

-Độ ẩm trung bình năm : 75% - 85%

-Lượng mưa trung bình năm : 1600 mm – 1800 mm

Hướng gió chính thay đổi theo mùa. Mùa khô gió chủ đạo từ hướng Bắc chuyển dần sang Đông, Đông Nam và Nam. Mùa mưa gió chủ đạo theo hướng Tây Nam và Tây .

b.Địa chất công trình - địa chất thủy văn

Khu vực có địa tầng khá đồng đều, nói chung thuận lợi cho việc xây dựng.

Địa hình tương đối bằng phẳng, mặt đường bê tông nhựa.

1.2.3. Tầm quan trọng của khu đất dự án

Vị trí khu đất nằm ngay khu vực trung tâm Quận 3, là trung tâm hành chính và thương mại - dịch vụ sầm uất nhất của Thành phố Hồ Chí Minh. Hàng loạt các trung tâm thương mại, rạp chiếu phim, trung tâm vui chơi giải trí lớn nằm rải rác xung quanh khu vực này như Tòa nhà Diamond Plaza, Tòa nhà Parkson,...

Khu vực này còn là nơi tọa lạc những công trình mang giá trị lịch sử và văn hóa cao, cũng như có tính chất ngoại giao của Thành phố và cả nước, như Dinh Thống Nhất, bảo tàng chiến tranh, Nhà thờ Đức Bà, Nhà văn hóa Thanh Niên, Đại sứ quán Mỹ, Pháp,...

Với vị trí quan trọng tại trung tâm Quận 1, công trình Cao ốc sẽ là một trong những công trình quan trọng của khu vực này khi hoàn thành.

1.3. GIẢI PHÁP THIẾT KẾ KIẾN TRÚC

1.3.1.Giải pháp thiết kế mặt bằng và phân khu chức năng

a.Giải pháp thiết kế và quy hoạch mặt bằng

Vì đây là công trình mang tính đơn chiếc, độc lập nên giải pháp tổng mặt bằng tương đối đơn giản. Việc bố trí tổng mặt công trình chủ yếu phụ thuộc vào vị trí công trình, các đường giao thông chính và diện tích khu đất. Hệ thống bãi đậu xe được bố trí dưới tầng ngầm đáp ứng được nhu cầu đậu xe của nhân viên công ty và khách hàng, có cổng chính hướng trực tiếp ra mặt đường lớn .

Hệ thống kỹ thuật điện, nước được nghiên cứu kỹ, bố trí hợp lý, tiết kiệm dễ dàng sử dụng và bảo quản

Bố trí mặt bằng khu đất xây dựng sao cho tiết kiệm và sử dụng có hiệu quả nhất, đạt yêu cầu về thẩm mỹ và kiến trúc.

b.Phân khu chức năng

Mặt công trình được xây dựng mới hoàn toàn trên khu đất. Bao gồm 16 tầng nổi và 1 tầng hầm, được xây dựng trên khu đất có diện tích 10338m^2 trong đó diện tích đất xây dựng là 4770.92m^2 . Với tổng chiều cao công trình là 60.3 m. Khu vực xây dựng sát với hệ thống đường giao thông .

Trong khối nhà có các phòng sau:

Bảng 1.1 Các tầng và chức năng từng tầng

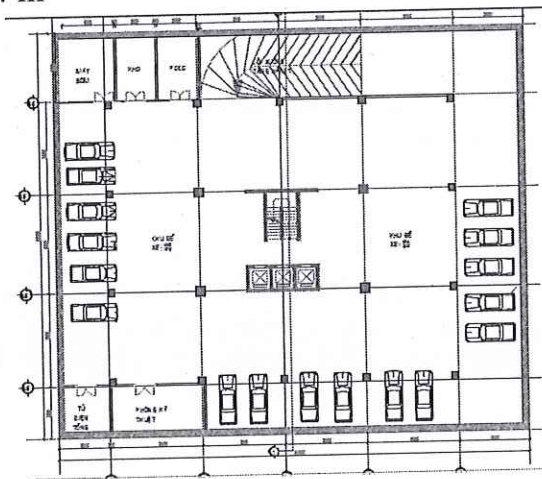
Tầng	Chức năng	Diện Tích (m ²)	Chiều cao (m)
Tầng hầm	Bãi đỗ xe, nhà kho	1630	3.4
Tầng 1	Khu thương mại	819.2	4
Tầng 2-15	Văn phòng	819.2	3.6
Tầng 16	Văn phòng, sân thượng	819.2	3.6
Mái	Phòng kỹ thuật thang máy	486.4	2.5

-Tầng hầm:

Là nơi đậu xe của văn phòng. Phần còn lại là hệ thống thang máy và thang bộ, hồ nước ngầm, các phòng kỹ thuật của hệ thống cơ điện.

Số chỗ đậu xe trong tầng hầm: hơn 50 chỗ (xe 4 bánh).

Chiều cao tầng hầm: 3,4 m



Hình 1.2 Mặt bằng tầng hầm

Vách hầm có cấu tạo bằng bê tông cốt thép dùng như tường chắn vừa có tác dụng chống thấm (có kết hợp phụ gia chống thấm), vừa hiệu quả trong việc kiên kết vững chắc hệ thống móng và kết cấu chịu lực công trình: cột, dầm, sàn...

Ở tầng hầm 1, toàn bộ hệ thống thoát nước, thoát nước sinh hoạt, thoát nước mưa... được chuyển tiếp và thoát ra ngoài bằng hệ thống ống. Hệ thống ống này sẽ được đi bên dưới sàn tầng trệt (không nằm trong phần kết cấu chịu lực của sàn), không cần đóng trần vì không yêu cầu hiệu quả thẩm mỹ cao và tạo thuận tiện cho công tác bảo trì sửa chữa trong suốt thời gian vận hành công trình.

Tuy nhiên các ống này cần được sơn phủ mặt ngoài hoặc bọc lớp bảo vệ có màu sáng để tránh tác động của môi trường và dễ nhìn hơn. Mặt sàn hầm phủ lớp chống mài mòn bề mặt Sikafloor 2430 gốc epoxy, kỹ thuật thi công theo sự hướng dẫn của nhà cung cấp sản phẩm.

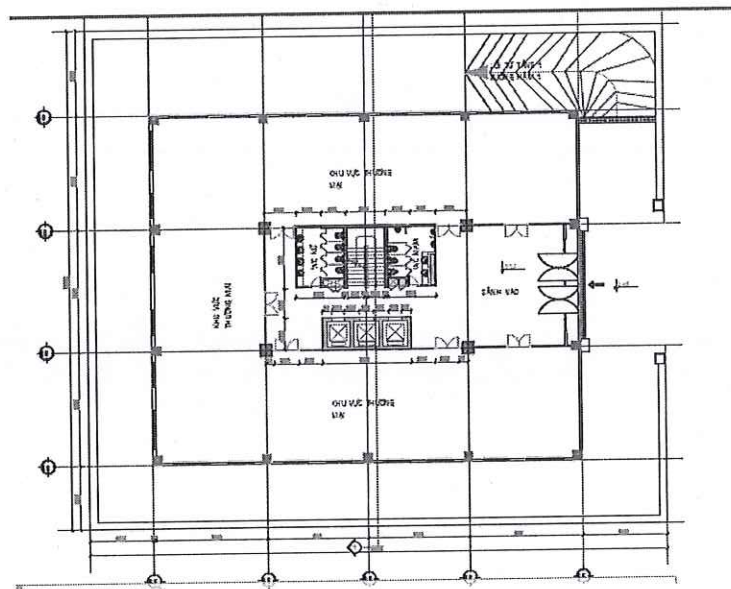
Sàn hầm có tổ chức các rãnh thu nước vì vậy trong quá trình thi công cần tạo các độ dốc cục bộ hợp lý để nước (chỉ có khi làm vệ sinh sàn hầm theo định kỳ) có thể chảy vào các rãnh và tập trung vào hố thu nước dơ sau đó được bơm ra ngoài. Công tác thi công phải cẩn thận tại các vị trí này và sử dụng kết hợp sản phẩm chống thấm Sika để sàn hầm không bị nước thấm thấu từ bên ngoài. Mặt tường chắn BTCT cần thi công

kết hợp chống thấm Sikaproof membrane, mặt dưới sàn trệt, dầm... cần có công tác sơn phủ mặt bảo vệ kết cấu.

Ramp dốc có bề rộng mỗi làn xe là 3m. Tại cuối ramp dốc có rãnh thu nước trong trường hợp nước theo ramp dốc xuống tầng hầm. Ramp dốc cũng được phủ lớp chống mài mòn bê tông và sản phẩm chống thấm Sika, tường bao ramp dốc bằng BTCT chống tiếp xúc với mặt ramp dốc có xây gờ 150 x 150 chống va đập của các phương tiện lưu thông.

-Tầng 1 (tầng trệt):

Tầng 1 là khu thương mại, quầy tiếp tân, hướng dẫn, phòng bảo vệ được bố trí tại tầng này. Chức năng chính của tòa nhà văn phòng cho thuê, nhưng để đảm bảo tính hiện đại và tiện nghi, tầng 1 được bố trí làm khu thương mại là nơi các công ty thuê văn phòng có thể trưng bày sản phẩm của công ty xem như là 1 showroom, thuận tiện cho công việc quảng cáo sản phẩm đến khách hàng khi cần thiết. Với không gian đủ lớn và được thiết kế hiện đại, đây là 1 lựa chọn tuyệt vời cho các công ty có văn phòng tại đây.



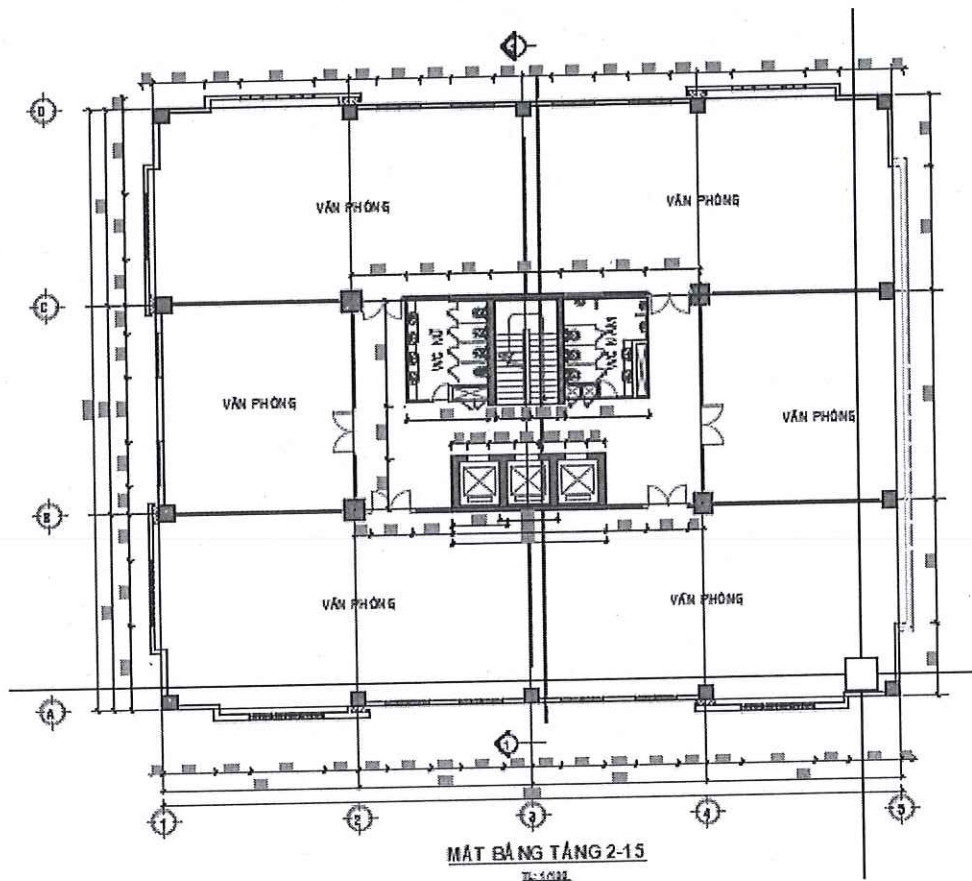
Hình 1.3 Mặt bằng tầng 1

Tầng trệt cao 4m trong đó có khoảng trần kỹ thuật để tập trung các đường ống thoát của các văn phòng bên trên vào các gain thoát chính từ đó thoát ra ngoài vào hệ thống thoát chung của khu vực tại đoạn chuyển tiếp ở tầng hầm. Ngoài ra lớp trần này cũng có thể sử dụng bố trí các đường ống cấp lạnh, hệ thống chiếu sáng công cộng, hệ thống báo cháy...

Tầng 1 được xem như phần bệ của công trình, là không gian công cộng nên được sử dụng các mảng kính lớn và lam bao che bên ngoài, dùng kính cường lực 10 mm, mặt ngoài tầng trệt được ốp đá kết hợp tấm nhôm, kính

-Tầng 2-15:

Từ tầng 2 đến tầng 15 được bố trí các văn phòng. Tất cả các tầng được để trống, sau này có thể dùng vách bằng vật liệu nhẹ.



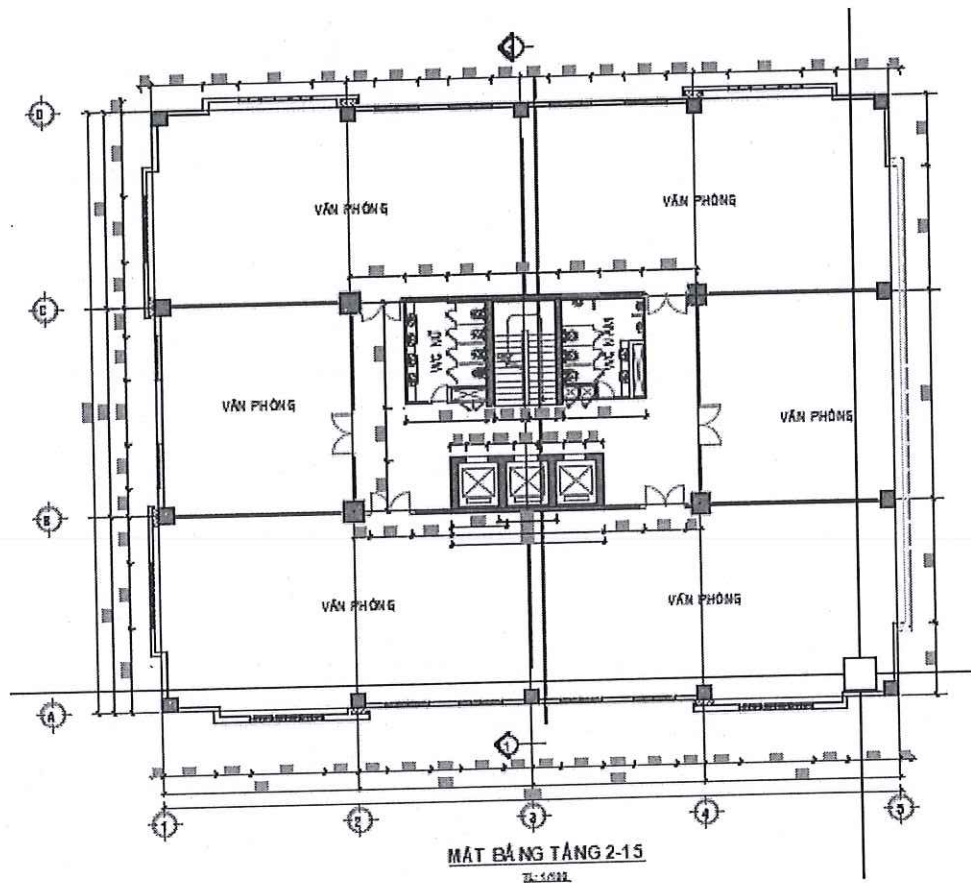
Hình 1.4 Mặt bằng tầng 2

Ở mỗi văn phòng đều có hệ thống công trình phụ trợ riêng biệt. Ngoài ra, sảnh thang cũng chính là sảnh riêng cho từng văn phòng trên mỗi tầng, có cửa ngăn cách không gian. Như vậy, văn phòng tại mỗi tầng không ảnh hưởng lẫn nhau. Điểm nổi bật ở công trình cũng ở việc bố trí lối đi, mỗi phòng đều có lối đi riêng rất thuận tiện. Cầu thang, nhà vệ sinh tập trung tại trung tâm tòa nhà, khoảng cách các phòng đến đến như nhau khá thuận lợi.

Tại lầu 15 còn bao gồm một tầng lửng cũng được sử dụng một phần làm văn phòng, một phần làm sân vườn trên mái.

-Tầng 16:

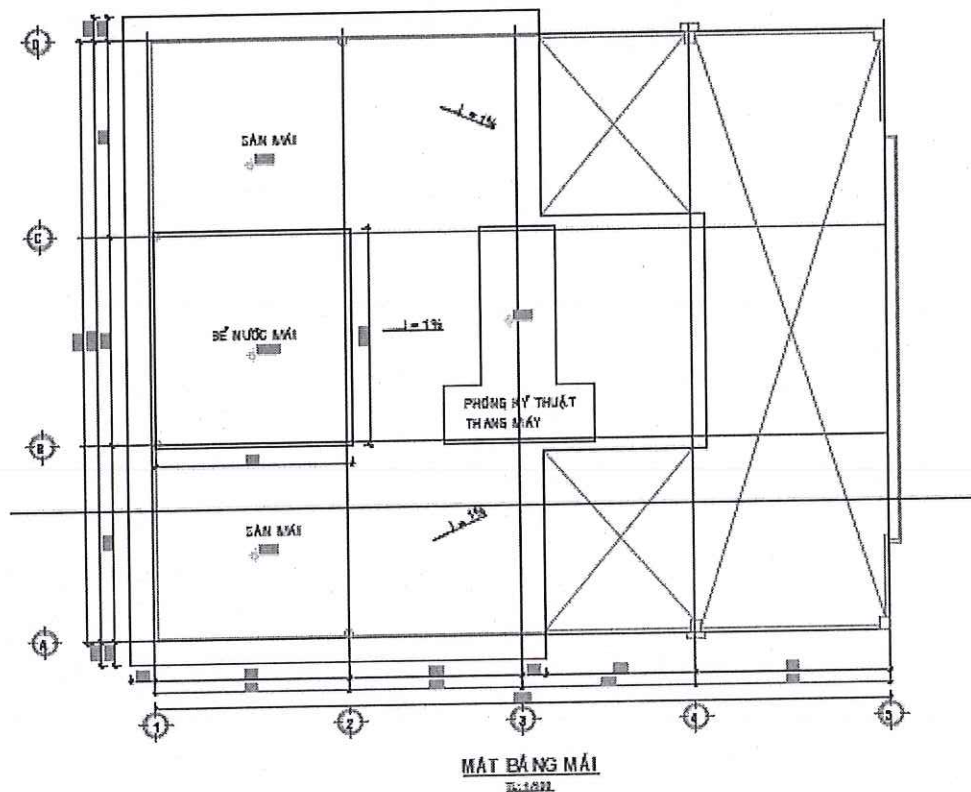
Tầng này cũng được bố trí văn phòng làm việc nhưng có sân thượng, sân thượng khá rộng có thể dùng trồng cây cảnh tạo mỹ quan hay làm nơi bày bán thức uống quán café



Hình 1.5 Mặt bằng tầng 15

-Tầng mái:

Tầng mái có bố trí phòng kỹ thuật thang máy và bể nước sử dụng sinh hoạt, phòng cháy chữa cháy.



Hình 1.6 Mặt bằng tầng mái

1.3.2. Giải pháp về mặt đứng

Công trình có hình khối không gian vững chắc, cân đối. Mặt đứng chính sử dụng các ô cửa kính lớn có kích thước và khoảng cách hợp lý tạo nhịp điệu cho công trình và lấy ánh sáng cho các phòng bên trong. Hình khối của công trình có dáng vẻ bề thế vuông vắn như không đơn điệu.

Các tầng đều có 4 mặt nhìn, đây là điểm nổi bật và nổi trội của công trình. Việc bố trí hệ cửa kính một mặt để lấy sáng cho văn phòng bố trí bên trong, một mặt tạo không gian mở có thể quan sát ra bên ngoài. Với việc bố trí kiến trúc như vậy, mọi văn phòng đều có ít nhất một hướng nhìn ra không gian bên ngoài. Nằm ở vị trí trung tâm lại ở nơi có không gian đẹp, ít bị chắn tầm nhìn, sở hữu 1 văn phòng có tầm nhìn đẹp như vậy là điều rất nhiều người lựa chọn đến.

1.3.3. Giải pháp về kết cấu và vật liệu

Vật liệu xây dựng cần có cường độ cao, trọng lượng nhỏ và có khả năng chống cháy tốt. Vật liệu chịu lực chính của công trình là bê tông cốt thép.

Ngày nay, trên thế giới cũng như ở Việt Nam việc sử dụng kết cấu bê tông cốt thép trong xây dựng trở nên rất phổ biến. Đặc biệt trong xây dựng nhà cao tầng, bê tông cốt thép được sử dụng rộng rãi do các ưu điểm sau:

- Giá thành của kết cấu BTCT thường rẻ hơn kết cấu thép đối với công trình có nhịp vừa và nhỏ chịu tải như nhau.
- Bền lâu, ít tốn tiền bảo dưỡng, cường độ ít tăng nhiều theo thời gian, có khả năng chịu lửa tốt.
- Dễ dàng tạo được hình dáng theo yêu cầu của kiến trúc

Bên cạnh đó kết cấu BTCT tồn tại nhiều khuyết điểm như trọng lượng bản thân lớn, khó vượt được nhịp lớn, khó kiểm tra chất lượng và vết nứt.

Xem xét những ưu điểm, nhược điểm của kết cấu BTCT và đặc điểm của công trình thì việc chọn kết cấu BTCT là hợp lý

Kết cấu toà nhà được xây dựng trên phương án kết hợp hệ khung và lõi vách cứng (khu vực lõi thang máy) kết hợp sàn BTCT, đảm bảo tính ổn định và bền vững cho các khu vực chịu tải trọng động lớn .

Phương án nền móng sẽ thi công theo phương án cọc khoan nhồi đảm bảo cho toàn bộ hệ kết cấu được an toàn và ổn định, tuân theo các tiêu chuẩn xây dựng hiện hành

Tường bao xung quanh được xây gạch đặc kết hợp hệ khung nhôm kính bao che cho toàn bộ toà nhà.

Các vật liệu sử dụng cho công tác hoàn thiện sẽ được thiết kế với tiêu chuẩn cao đáp ứng nhu cầu hiện đại hoá cũng như các yêu cầu về thẩm mỹ, nội thất của toà nhà văn phòng làm việc.

Hệ thống cửa sử dụng cửa khung nhôm – kính cường lực cao.

1.3.4. Giải pháp về giao thông

Giao thông theo phương đứng : Toàn bộ công trình có sử dụng 03 thang máy và 1 cầu thang bộ 2 vế . Bề rộng mỗi vế cầu thang bộ là 1,3m được thiết kế đảm bảo yêu cầu thoát hiểm nhanh, an toàn khi có sự cố xảy ra. Thang máy và thang bộ đặt ở vị trí trung tâm nhằm đảm bảo khoảng cách xa nhất đến cầu thang không lớn hơn 20m để giải quyết vấn đề chữa cháy .

Giao thông theo phương ngang : Bao gồm các hàng lang đi lại có bề rộng 2,5m và sảnh.

Với việc bố trí như vậy việc giao thông đi lại hết sức thuận tiện, khoảng cách từ văn phòng đến cầu thang máy và thang bộ đối với các phòng là như nhau, hành lang đi lại đến các phòng vẫn đảm bảo tính thuận tiện nhất và tính riêng biệt cho từng phòng .

1.4. CÁC GIẢI PHÁP THIẾT KẾ HẠNG TẦNG KỸ THUẬT

1.4.1. Giải pháp về hệ thống điện, chống sét và thông tin liên lạc

Hệ thống điện sử dụng trực tiếp hệ thống điện thành phố, có bổ sung thêm hệ thống điện dự phòng nhằm đảm bảo cho tất cả các trang thiết bị trong toà nhà có thể hoạt động bình thường trong tình huống mạng lưới điện thành phố bị cắt đột xuất. Điện năng phải đảm bảo cho hệ thống thang máy và hệ thống lạnh có thể hoạt động liên tục. Hệ thống cấp điện chính đi trong các hộp kỹ thuật đặt ngầm trong tường. Hệ thống ngắt điện tự động từ 1A đến 50 A bố trí theo tầng và khu vực đảm bảo an toàn khi xảy ra sự cố.

Việc lựa chọn giải pháp chống sét được tính toán theo yêu cầu trong tiêu chuẩn chống sét hiện hành. Được trang bị hệ thống chống sét theo đúng các yêu cầu và tiêu chuẩn về chống sét nhà cao tầng. (Thiết kế theo TCVN 46 – 84).

1.4.2. Hệ thống cấp thoát nước

Dung tích bể chứa được thiết kế trên cơ sở số lượng người sử dụng và lượng nước dự trữ khi xảy ra sự cố mất điện và chữa cháy. Từ bể chứa nước sinh hoạt được dẫn xuống các khu vệ sinh, phục vụ nhu cầu sinh hoạt mỗi tầng bằng hệ thống ống thép tráng kẽm đặt trong các hộp kỹ thuật.

Hệ thống thoát nước thải được thiết kế cho tất cả các khu vệ sinh. Có 2 hệ thống thoát

nước bẩn và hệ thống thoát phân. Toàn bộ nước thải sinh hoạt từ các từ các xí tiêu vệ sinh được thu vào hệ thống ống dẫn, qua xử lý cục bộ bằng bể tự hoại, sau đó được đưa vào hệ thống thoát nước bên ngoài khu vực. Các đường ống đi ngầm trong tường, trong hộp kỹ thuật nằm trong trần sau đó được xử lý và đưa vào hệ thống thoát nước chung của thành phố.

1.4.3.Hệ thống thông gió

Về quy hoạch: xung quanh công trình trồng hệ thống cây xanh để dẫn gió, che nắng, chắn bụi, điều hoà không khí. Tạo nên môi trường trong sạch thoáng mát.

Về thiết kế: Các phòng ở trong công trình được thiết kế hệ thống cửa sổ, cửa đi, ô thoáng, tạo nên sự lưu thông không khí trong và ngoài công trình. Đảm bảo môi trường không khí thoải mái, trong sạch.

1.4.4.Hệ thống chiếu sáng

Kết hợp ánh sáng tự nhiên và chiếu sáng nhân tạo.

Chiếu sáng tự nhiên: Các phòng đều có hệ thống cửa để tiếp nhận ánh sáng từ bên ngoài kết hợp cùng ánh sáng nhân tạo đảm bảo đủ ánh sáng trong phòng.

Chiếu sáng nhân tạo: Được tạo ra từ hệ thống điện chiếu sáng theo tiêu chuẩn Việt Nam về thiết kế điện chiếu sáng trong công trình dân dụng.

1.4.5.Hệ thống phòng cháy chữa cháy

Tại mỗi tầng và tại nút giao thông giữa hành lang và cầu thang. Thiết kế đặt hệ thống hộp họng cứu hỏa được nối với nguồn nước chữa cháy. Mỗi tầng đều được đặt biển chỉ dẫn về phòng và chữa cháy. Đặt mỗi tầng 4 bình cứu hỏa CO2MFZ4 (4kg) chia làm 2 hộp đặt hai bên cầu thang.

Bố trí hệ thống cứu hỏa gồm các họng cứu hỏa tại các lối đi, các sảnh ... với khoảng cách tối đa theo đúng tiêu chuẩn TCVN 2622 – 1995.

1.4.6.Hệ thống thoát rác

Rác thải được tập trung ở các tầng thông qua kho thoát rác bố trí ở các tầng, chứa gian rác được bố trí ở tầng hầm và sẽ có bộ phận để đưa rác thải ra ngoài.

KẾT LUẬN

Với mục đích thiết kế một tòa nhà văn phòng mang phong cách kiến trúc hiện đại, nhằm phục vụ nhu cầu sử dụng đa chức năng, công nghệ cao của một văn phòng hiện đại.

Với vị thế của công trình cũng như hình thức kiến trúc phù hợp, chắc chắn công trình sẽ có một diện mạo riêng trên trục đường chính NGUYỄN THỊ MINH KHAI, góp phần trong hệ thống các cao ốc văn phòng ở trung tâm thành phố phục vụ tốt nhu cầu làm việc của người dân, cải thiện hình thức mặt đứng kiến trúc và cảnh quan của đô thị.

PHẦN KẾT CẤU

(KHỐI LƯỢNG 65%)

CHƯƠNG II: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU

2.1. CÁC TIÊU CHUẨN – QUY PHẠM THIẾT KẾ

TCVN 2737:1995	Tiêu chuẩn thiết kế tải trọng và tác động
TCXD 198:1997	Nhà cao tầng - Thiết kế bê tông cốt thép toàn khối
TCXD 229:1999	Chỉ dẫn tính toán thành phần động của tải trọng gió
TCVN 5574:2012	Tiêu chuẩn thiết kế - Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép
TCVN 5575:2012	Tiêu chuẩn thiết kế - Kết cấu thép

2.2. GIẢI PHÁP KẾT CẤU

2.2.1. Chọn hệ kết cấu chịu lực

Kết cấu chịu lực của công trình là hệ kết cấu khung – lõi.

Đây là hệ kết cấu phát triển thêm từ kết cấu khung dưới dạng tổ hợp giữa kết cấu khung và lõi cứng. Lõi cứng làm bằng bê tông cốt thép. Chúng có dạng lõi kín hoặc vách hở được bố trí tại khu vực thang máy và thang bộ. Hệ thống khung bố trí ở các khu vực còn lại. Hai hệ thống khung và lõi được liên kết với nhau qua hệ thống sàn. Trong hệ kết cấu này thì hệ thống lõi vách đóng vai trò chủ yếu chịu tải trọng ngang, hệ khung chủ yếu chịu tải trọng đứng. Sự phân chia chức năng này tạo điều kiện để tối ưu hoá các cấu kiện, giảm bớt kích thước cột, đảm đáp ứng yêu cầu kiến trúc.

2.2.2. Hệ kết cấu chịu lực theo phương đứng (CỘT – VÁCH)

Đây là những bộ phận kết cấu chịu lực quan trọng nhất của công trình, có ảnh hưởng lớn đến việc lựa chọn các giải pháp kết cấu cho toàn bộ công trình.

Là bộ phận tiếp nhận chính tải trọng ngang tác động vào công trình, phân phối vào từng cấu kiện cột, vách và truyền xuống móng.

Đóng vai trò quan trọng trong việc giữ ổn định tổng thể công trình, hạn chế sự dao động của công trình, quyết định dạng dao động của công trình khi chịu tải trọng ngang.

2.2.3. Hệ kết cấu chịu lực theo phương ngang (DẦM – SÀN)

Hệ sàn sườn được sử dụng rộng rãi đối với các công trình dân dụng và công nghiệp.

2.2.4. Giải pháp về vật liệu

Các yêu cầu đối với vật liệu : Vật liệu cần có cường độ cao, trọng lượng nhỏ, chống cháy tốt, có giá thành hợp lý. Có tính biến dạng cao: khả năng biến dạng cao có thể bổ sung cho tính năng chịu lực thấp. Có tính biến thái thấp: có tác dụng tốt khi chịu tác động của tải trọng lặp (động đất, gió bão). Có tính liên khối cao: có tác dụng trong trường hợp có tính chất lặp lại, không bị tách rời các bộ phận công trình. Trong lĩnh

vực xây dựng công trình hiện nay chủ yếu sử dụng vật liệu thép hoặc bê tông cốt thép với các lợi thế như dễ chế tạo, nguồn cung cấp dồi dào. Ngoài ra còn có các loại vật liệu khác đang được sử dụng như vật liệu composite, hợp kim nhẹ... Tuy nhiên các loại vật liệu mới này chưa được sử dụng nhiều do công nghệ chế tạo còn mới, giá thành tương đối cao.

Do đó, lựa chọn vật liệu xây dựng cho công trình là bê tông cốt thép.

Bảng 2.1 Thông số vật liệu bê tông

STT	Cấp độ bền	Kết cấu sử dụng
1	Bê tông cấp độ bền B30 $R_b = 17 \text{ (MPa)}$, $R_{bt} = 1,2 \text{ (MPa)}$, $E_b = 32500 \text{ (Mpa)}$	Bản sàn, vách, dầm, cột, cầu thang, bể nước, tường vây, móng
2	Vữa xi măng cát B5C	Vữa xi măng xây, tô trát tường

Bảng 2.2 Thông số vật liệu cốt thép

STT	Loại thép	Đặc tính
1	Thép CI : $R_s = R_{sc} = 225 \text{ Mpa}$, $R_{sn} = 235 \text{ Mpa}$, $R_{sw} = 175 \text{ Mpa}$, $E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ Mpa}$.	Cốt thép có $\phi < 10\text{mm}$
2	Thép CIII : $R_s = R_{sc} = 365 \text{ Mpa}$, $R_{sn} = 390 \text{ Mpa}$, $R_{sw} = 290 \text{ Mpa}$, $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Mpa}$.	Cốt thép dọc kết cấu các loại có $\phi \geq 10 \text{ mm}$

2.3. CÁC YÊU CẦU VỀ CẤU TẠO

2.3.1. Lớp bê tông bảo vệ (Mục 8.3 TCVN 5574-2012)

Lớp bê tông bảo vệ cho cốt thép chịu lực cần đảm bảo sự làm việc đồng thời của cốt thép và bê tông trong mọi giai đoạn làm việc của kết cấu, cũng như bảo vệ cốt thép khỏi tác động của không khí, nhiệt độ và các tác động tương tự

Đối với cốt thép dọc chịu lực (không ứng lực trước, ứng lực trước, ứng lực trước kéo trên bề), chiều dày lớp bê tông bảo vệ cần được lấy không nhỏ hơn đường kính của cốt thép hoặc dây cáp và không nhỏ hơn:

- Trong bản và tường có chiều dày trên 100mm :15mm (20mm)
- Trong dầm và dầm sườn có chiều cao $\geq 250\text{mm}$:20mm (25 mm)
- Trong cột :20mm (25mm)
- Trong dầm móng :30mm
- Trong móng :

Toàn khối khi có bê tông lót : 35mm

Toàn khối khi không có bê tông lót :70mm

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cho cốt đai, cốt thép phân bố và cốt thép cấu tạo cần được lấy không nhỏ hơn đường kính của các cốt thép này và không lớn hơn:

- Khi chiều cao tiết diện cầu kiện nhỏ hơn 250mm:..... 10mm (15mm)
- Khi chiều cao tiết diện cầu kiện ≥ 250 mm:10mm (20mm)

2.3.2.Neo cốt thép (Mục 8.5 TCVN 5574 -2012)

Các thanh cốt thép chịu kéo và cốt thép chịu nén cần kéo dài thêm qua tiết diện vuông góc với trục dọc cầu kiện mà ở đó chúng được tính với toàn bộ cường độ tính toán, một khoảng không nhỏ hơn lan được xác định theo công thức :

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \cdot \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d$$

nhưng không nhỏ hơn $l_{an} = (\lambda_{an}) d$

Các hệ được tra trong Bảng 36 TCVN 5574-2012

Bảng 2.3 Neo và nối cốt thép chịu lực

Điều kiện làm việc của cốt thép CIII	Các hệ số để xác định đoạn neo cốt thép không căng							
	Cốt thép có gờ				Cốt thép trơn			
	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an}	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an}
			Không nhỏ hơn				Không nhỏ hơn	
1.Đoạn neo cốt thép								
a.Chịu kéo trong bê tông chịu kéo	0.7	11	20	250	1.2	11	20	250
b.Chịu nén hoặc kéo trong vùng chịu nén của bê tông	0.5	8	12	200	0.8	8	15	200
2.Nối chồng cốt thép								
a.Trong bê tông chị kéo	0.9	11	20	250	1.55	11	20	250
b.Trong bê tông chịu nén	0.65	8	15	200	1	8	15	200

2.4.NGUYÊN TẮC TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG

2.4.1.Hệ số vượt tải

Khi tính toán cường độ và ổn định, hệ số vượt tải lấy theo các điều hoặc mục 3.2, 4.2.2, 4.3.3, 4.4.2, 6.3, 6.17 của TCVN 2737-1995 “ Tải trọng và tác động ”

2.4.2.Tải trọng

Theo tiêu chuẩn thiết kế TCVN 2737 – 1995 “ Tải trọng và tác động ”. tải trọng được chia thành tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời (dài hạn, ngắn hạn, đặc biệt)

a.Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải)

Tải trọng thường xuyên là tải trọng tác dụng không biến đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình.

Tải trọng thường xuyên gồm có :

- Trọng lượng bản thân kết cấu bê tông của công trình như dầm, sàn, vách, cột.
- Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo, kết cấu bao che như các lớp vữa lót, vữa trát,

gạch, hệ thống kỹ thuật và tường...

Hệ số vượt tải của tính tải thay đổi từ 1.1 – 1.3 tùy theo loại vật liệu sử dụng và phương pháp thi công.

b. Tải trọng tạm thời (hoạt tải)

Tải trọng tạm thời là các tải trọng có thể có trong một giai đoạn nào đó trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình.

Tải trọng tạm thời được chia làm hai loại: tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn.

Tải trọng tạm thời dài hạn gồm có :

- Khối lượng vách tạm thời, khối lượng phần đất và bê tông đệm dưới thiết bị
- Khối lượng các thiết bị cố định như thang máy...
- Tác dụng của biến dạng nền không kèm theo sự thay đổi cấu trúc
- Tác dụng do sự thay đổi độ ẩm, co ngót và từ biến của vật liệu. Tải trọng tạm thời ngắn hạn gồm có :
- Khối lượng người, vật liệu sửa chữa, phụ kiện, dụng cụ và đồ gá lắp trong phạm vi phục vụ và sửa chữa thiết bị.
- Tải trọng do thiết bị sinh ra trong các giai đoạn khởi động, đóng máy, chuyển tiếp và thử máy kể cả khi thay đổi vị trí hoặc thay thế thiết bị.
- Tải trọng lên sàn nhà ở được nêu ở cột 4 **Bảng 3 của TCVN 2737 – 1995.**
- Tải trọng gió lên công trình gồm gió tĩnh và gió động.

c. Tải trọng đặc biệt

- Tải trọng động đất

2.5. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN

2.5.1. Lựa chọn công cụ và chương trình tính toán

Phần mềm hỗ trợ tính toán kết cấu hiện nay rất đa dạng, với mỗi loại kết cấu riêng biệt ta sử dụng một phần mềm chuyên dành cho nó.

Bảng 2.4 Các phần mềm sử dụng trong đồ án

Phần mềm	Mục đích
Phần mềm Etabs v16.2.0	Dùng để giải lực khung và phân tích dao động cho hệ kết cấu công trình, kiểm tra ổn định tổng thể của công trình khi chịu tải trọng.
Phần mềm Safe v12.3.2	Dùng để tính toán nội lực cho kết cấu sàn và móng.
Phần mềm Sap2000	Dùng để giải lực cho cầu thang và bể nước mái

Kết hợp sử dụng các phần mềm trên có khả năng tính toán nội lực, chuyển vị, và đặc trưng động lực học công trình.

2.5.2. Nội dung tính toán

Điều kiện cơ bản nhất đòi hỏi khi thiết kế 1 kết cấu công trình là khả năng đảm bảo độ bền, độ cứng, độ ổn định của kết cấu và toàn bộ công trình. Với kết cấu nhà cao tầng, kết cấu cần được tính toán để đảm bảo không vượt quá các trạng thái giới hạn:

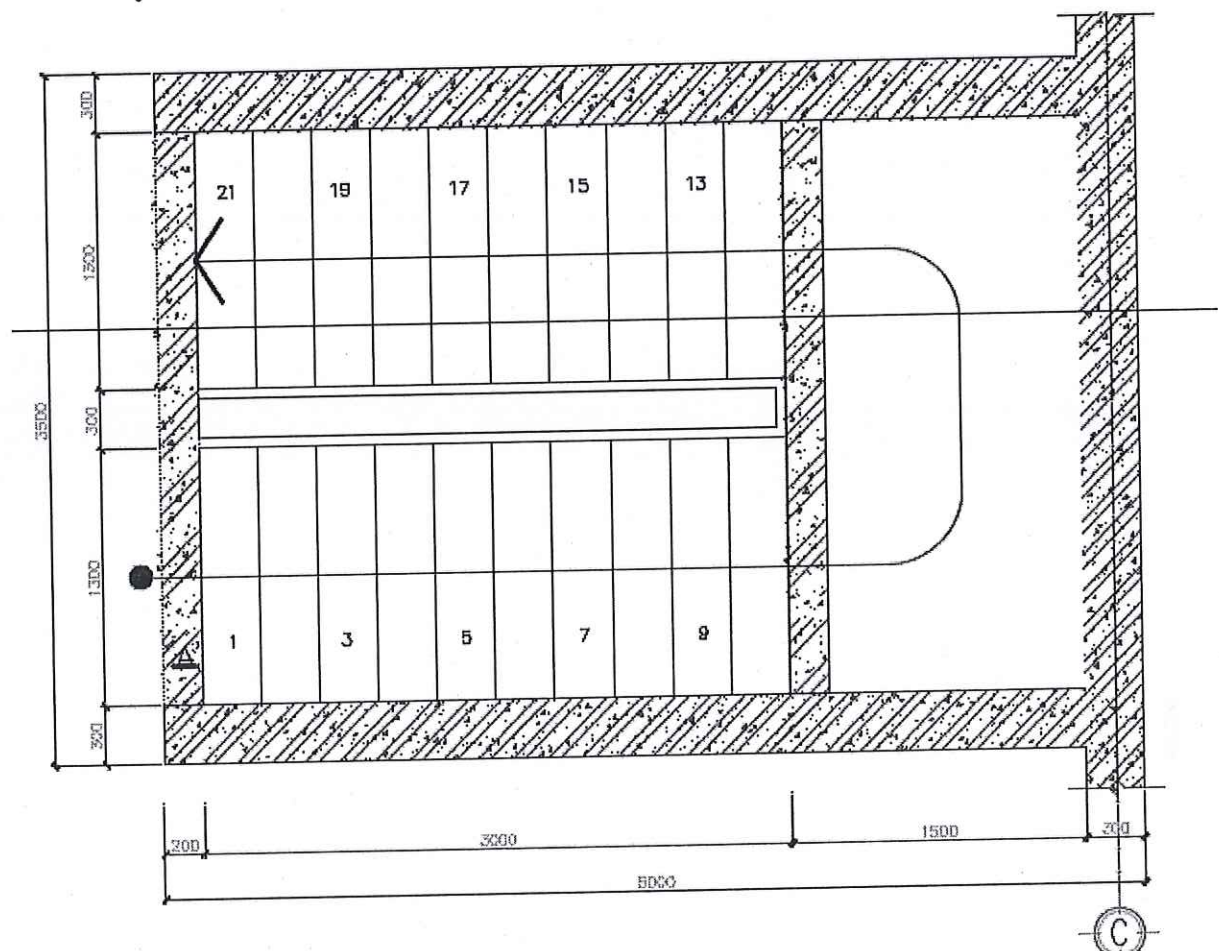
- Trạng thái giới hạn thứ nhất (trạng thái giới hạn về độ bền) : đảm bảo trạng thái giới hạn thứ nhất là đảm bảo kết cấu không bị phá hoại, không mất ổn định khi chịu lực.

- Trạng thái giới hạn thứ hai (trạng thái giới hạn về độ cứng, về điều kiện làm việc bình thường) : đảm bảo trạng thái giới hạn thứ hai là đảm bảo kết cấu không bị phát sinh khe nứt lớn, không bị biến dạng quá mức, không rung động quá mức cho phép được quy định rõ trong TCXDVN.

Bên cạnh đó, kết cấu nhà cao tầng còn cần quan tâm tính toán đảm bảo ổn định tổng thể công trình dưới tác dụng của các loại tải trọng tác động.

CHƯƠNG III: THIẾT KẾ CẦU THANG ĐIỆN HÌNH

3.1.VỊ TRÍ VÀ CẤU TẠO CẦU THANG:



Hình 3.1 Kích thước cầu thang 2 về

3.1.1.Sơ bộ kích thước cầu thang:

Đặc điểm và kích thước cầu thang:

- Cầu thang từ tầng 1 đến tầng mái
- Chiều cao tầng 3,6 m
- Chiều rộng bậc 300 mm

- Chiều cao bậc đầu tiên 160 mm
- Chiều cao các bậc còn lại 172 mm
- Vế thang đầu 11 bậc, xây gạch đỉnh và lát đá mài.
- Vế thứ 2 có 10 bậc, xây gạch đỉnh và lát đá mài.

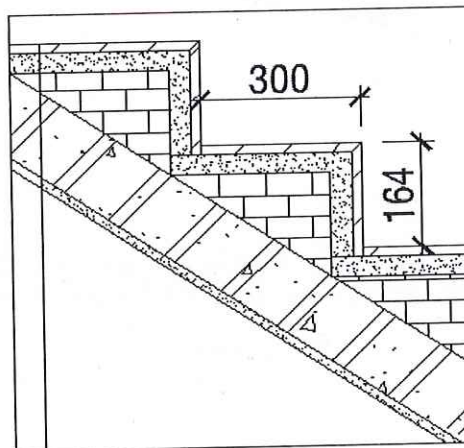
Chọn số bộ bề dày bản thang:

$$h_{bt} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) \times L = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) \times 4500 = (128 \div 150) \text{ mm}$$

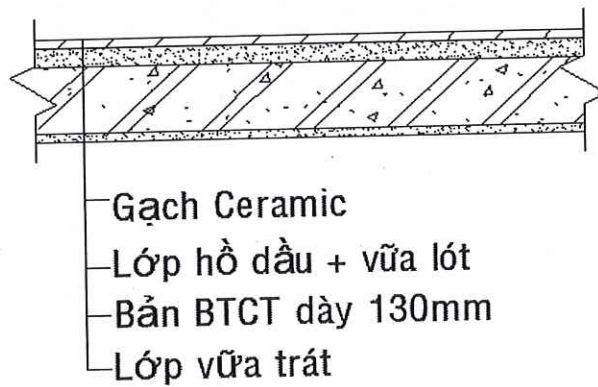
Vậy chọn bản thang dày 130 (mm) $\tan \alpha = \frac{h_b}{l_b} = \frac{172}{300} = 0,573 \rightarrow \alpha = 29^\circ 48' \rightarrow \cos \alpha = 0,868$

Góc nghiêng của bản thang

3.1.2. Cấu tạo bản nghiêng và bản chiều nghỉ



- Gạch Ceramic
- Lớp hồ dầu + vữa lót
- Bậc gạch xây 164x300 (mm x mm)
- Bản BTCT dày 130mm
- Lớp vữa trát



Hình 3.2 Cấu tạo cầu thang

3.2. TẢI TÁC DỤNG

3.2.1. Tính tải và hoạt tải tác dụng lên bản chiếu nghỉ

a. Tính tải bản chiếu nghỉ

Bảng 3.1 Tính tải tác dụng lên bản chiếu nghỉ

STT	Vật liệu	Chiều dày (m)	γ (kN/m ³)	G_{cn}^{tc} (kN/m ²)	Hệ số vượt tải	G_{cn}^{tt} (kN/m ²)
1	Đá mài	0,015	20	0,3	1,2	0,36
2	Vữa lót	0,02	18	0,36	1,1	0,432
3	Bản BTCT	0,13	25	3,25	1,1	3,575
4	Vữa trát	0,015	18	0,27	1,2	0,324
Tổng tính tải tính toán:						4.691

b. Hoạt tải bản chiếu nghỉ

$$P^t = P^c \times n = 3 \times 1,2 = 3,6 (kN/m^2)$$

c. Tổng tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ

$$Q_{cn} = G_{cn}^{tt} + P^t = 4.691 + 3,6 = 8.291 (kN/m^2)$$

3.2.2. Tính tải và hoạt tải tác dụng lên bản nghiêng

a. Tính tải tác dụng lên bản nghiêng

Chiều dày tương đương của các lớp theo phương nghiêng:

$$\text{Lớp đá mài: } \delta_{td1} = \frac{(l_b + l_b) \delta_i \cos \alpha}{l_b} = \frac{(0,3 + 0,172) \times 0,015 \times 0,868}{0,3} = 0,02m$$

Lớp vữa lót:

$$\delta_{id2} = \frac{(l_b + h_b) \delta_i \cos \alpha}{l_b} = \frac{(0,3 + 0,172) \times 0,02 \times 0,868}{0,3} = 0,027m$$

Lớp bậc thang:

$$\delta_{id3} = \frac{h_b \cos \alpha}{2} = \frac{0,172 \times 0,868}{2} = 0,07m$$

Lớp vỉa lát:

$$\delta_{id4} = \frac{(l_b + h_b) \delta_i \cos \alpha}{l_b} = \frac{(0,3 + 0,172) \times 0,015 \times 0,868}{0,3} = 0,02m$$

$$G'_{bt} = (0,02 \times 20 \times 1,2) + (0,027 \times 18 \times 1,1) + (0,07 \times 16 \times 1,1) + (0,13 \times 25 \times 1,1) + (0,02 \times 18 \times 1,2)$$

$$G'_{bt} = 6.25(kN / m^2)$$

Theo phương đứng là:

$$G_{bt} = \frac{G'_{bt}}{\cos \alpha} = \frac{6.25}{0,868} = 7,2(kN / m^2)$$

Lan can tay vịn: 30 daN/m = 0,3 kN/m $\rightarrow Q_{tc} = \frac{0,3}{1,5} = 0,2(kN / m^2)$

b. Hoạt tải bản nghiêng

$$P'' = P^{tc} \times n = 3 \times 1,2 = 3,6(kN / m^2)$$

c. Tổng tải trọng tác dụng lên bản nghiêng

$$Q_{bt} = G_{bt} + P'' + Q_{tc} = 7,2 + 3,6 + 0,2 = 11(kN / m^2)$$

3.3. TÍNH NỘI LỰC VÀ TÍNH TOÁN THÉP

3.3.1. Tính nội lực bản thang

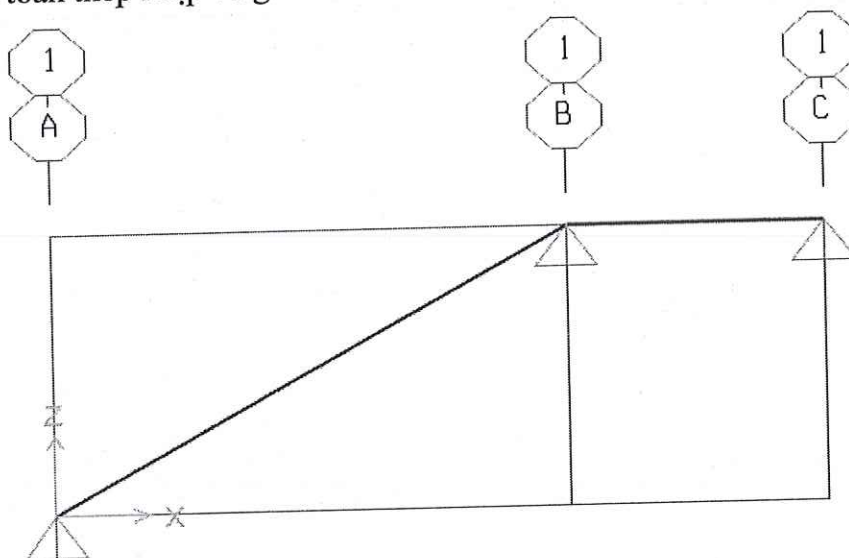
Cắt dầm có bề rộng $b=1m$ để tính. Vì trong công trình, hai vế cầu thang không giống nhau nên sinh viên chỉ tính cho 1 vế đầu là 11 bậc, rồi lấy kết quả tương tự cho vế còn lại. Đối với công trình này, cầu thang bộ nằm trọn trong vách lõi thang, phương án sàn bê tông cốt thép sẽ thuận tiện cho việc thi công, phần vách cứng và sàn tầng được thi công trước, cầu thang bộ được thi công sau.

Trong kết cấu bê tông toàn khối thì không có liên kết nào hoàn toàn là ngàm tuyệt đối và liên kết khớp tuyệt đối. Việc quan niệm liên kết giữa bản thang với dầm chiếu tới, dầm chiếu nghỉ và liên kết giữa bản thang với vách cứng là liên kết nào còn tùy thuộc vào độ cứng, tải trọng và công tác thi công các bộ phận kết cấu.

Sinh viên nhận thấy nếu liên kết giữa bản thang với vách là liên kết ngàm thì sẽ dẫn đến trường hợp thép bụng ít (do moment nhỏ) và thép gối lớn (do moment lớn), kết cấu sẽ bị phá hoại tại nhịp (do thiếu thép bụng). Nếu là liên kết khớp thì dẫn đến dư thép bụng và thiếu thép gối, dẫn đến kết cấu sẽ bị nứt tại gối và chuyển dần về khớp dẻo, mặt khác do thi công sau nên khó đảm bảo liên kết giữa bản thang và vách là ngàm. Khi xảy ra sự cố thì cầu thang bộ là lối thoát hiểm duy nhất, lúc này có thể tải trọng tác dụng lên cầu thang sẽ tăng hơn mức bình thường rất nhiều, vì thế tính an toàn của cầu thang phải được đảm bảo không bị phá hoại tối đa.

Để đảm bảo tính thẩm mỹ của cầu thang trong giai đoạn sử dụng (không nứt gồ, nhíp trong thực tế nếu cầu thang bị nứt sẽ dẫn đến các lớp gạch lót sẽ bị bong nên không cho phép nứt cầu thang) nên khi tính toán cần bố trí thêm thép gồ.

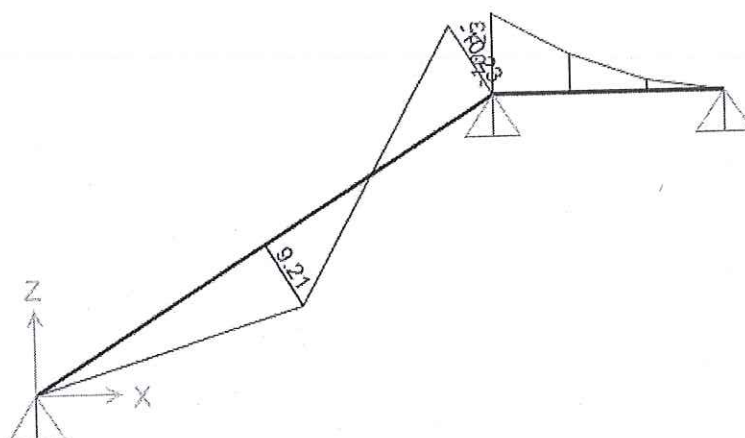
Kết luận : Từ những phân tích trên, để tính toán thiên về an toàn, đảm bảo khả năng sử dụng của công trình khi chịu tải bất lợi nhất, cũng như đảm bảo tính thẩm mỹ của cầu thang trong giai đoạn sử dụng. Sinh viên mô hình cầu thang với sơ đồ tính là 2 gối cố định để tính toán thép nhịp và gối.

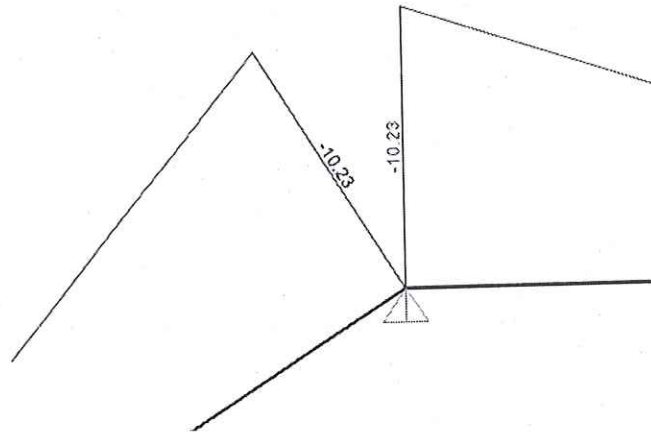


Hình 3.3 Sơ đồ tính cầu thang

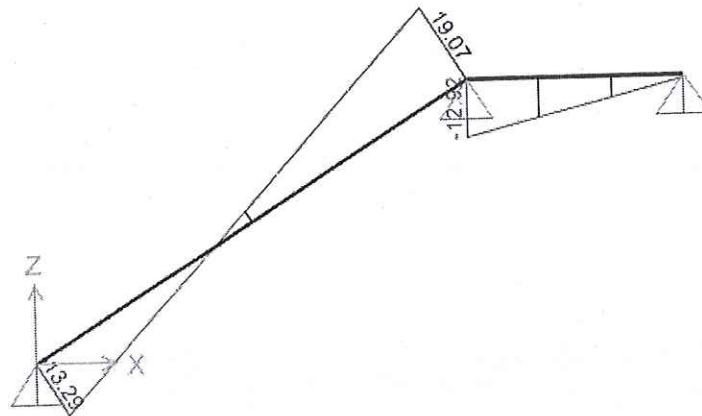
Nội lực xuất từ Sap2000

Nội lực bản thang được tính toán bằng phần mềm SAP 2000 V.14. Kết quả nội lực được thể hiện như sau:





Hình 3.4 Moment bản thang



Hình 3.5 Lực cắt bản thang

3.3.2. Tính cốt thép cho bản thang

Ta chọn $a = 20 \text{ mm}$; $h_0 = h_s - a = 130 - 20 = 110 \text{ mm}$; $b = 1000 \text{ mm}$

Bê tông B30: $R_b = 17 \text{ MPa}$

Thép CIII: $R_s = 365 \text{ MPa}$; $\zeta_R = 0,541$

Moment ở gối: $M_g = 10.23 (\text{kN.m})$

Moment ở nhịp: $M_n = 10.23 (\text{kN.m})$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \leq \alpha_R \quad \text{CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$\gamma = 1 - 0,5\xi = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m})$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma \cdot R_s \cdot h_0}$$

Kiểm tra hàm lượng thép:

$$\mu_{\min} = 0,05\% \leq \mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% \leq \mu_{\max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} = 2,52\%$$

Cách tính tương tự ta có kết quả có trong bảng sau:

Bảng 3.2 Bảng tính thép bản thang

Tiết diện	M _i (kNm)	h ₀ (mm)	α _m	γ	A _s (cm ²)	Thép (chọn)	A _{schon} (cm ²)	μ (%)
Gối	10.23	110	0,048	0,975	2,61	Ø10a200	3,92	0,3%
Nhịp	10.23	110	0,043	0,978	2.61	Ø10a200	3,92	0.3%

Thép cấu tạo theo phương ngang Ø10a200

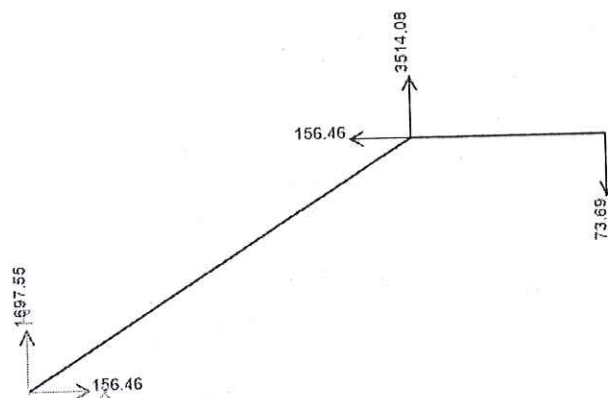
3.3.3 Tính thép dầm chiếu nghỉ

Tải trọng :

Gồm tải trọng do bản thang truyền vào và tải trọng bản thân dầm thang

$$q_{bt} = n \cdot \gamma \cdot b \cdot h = 1.1 \times 2.5 \times 0.2 \times 0.3 = 1.65 \text{ kN/m}$$

Tải trọng do bản thang truyền vào.



Hình 3. 1 Phản lực tại gối (kN)

Sơ đồ tính:

Dùng sơ đồ dầm liên kết 2 đầu cố định . Nhịp tính toán L = 3.2m

Tổng tải phân bố đều bản chiếu nghỉ :

$$P = \frac{8.291 \times 0.75}{2} = 3.11 \text{ kN/m.}$$

Tải phân bố đều bản chiếu nghiêng

$$P = \frac{11 \times 1.5}{2} + \frac{11 \times 1.5}{2} = 16.5 \text{ kN/m.}$$

Tổng tải phân bố đều lên dầm chiếu nghỉ

$$q = q_{bt} + P = 1.65 + 3.11 + 16.5 = 22.26 \text{ kN/m.}$$

Thép lớp dưới:

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{22.26 \times 3.2^2}{8} = 28.49 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2} = \frac{2.849 \times 10^7}{1 \times 17 \times 200 \times 250^2} = 0.134 < \alpha_R = 0.409$$

$$\xi_s = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\alpha}}{\xi_s \gamma_b R_b b h_o} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.134}}{0.144 \times 17 \times 200 \times 250} = 0.144$$

$$A_s = \frac{R_s}{280} = 437.14 \text{ mm}^2.$$

Chọn theo cấu tạo 3d14.

$$A_{sc} = 461 \text{ mm}^2$$

$$\mu = \frac{461}{200 \times 250} \times 100 = 0.922 \%$$

Thép lớp trên chọn theo cấu tạo 3d14.

4.3.2. Kiểm tra khả năng chịu cắt

So sánh điều kiện:

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o = 0.6 (1 + 0) 1.2 \times 10^3 \times 0.2 \times 0.25 = 36 \text{ (kN)}$$

Với $\varphi_{b3} = 0.6$ (bê tông nặng).

Bê tông đủ khả năng chịu cắt, bố trí cốt đai theo cấu tạo.

$$s \leq s_{ct} = \begin{cases} \frac{h}{2} \text{ hay } 150, h \leq 450 \end{cases}$$

Chọn cốt thép làm cốt đai:

$d_{sw} = 6$, số nhánh $n = 2$, $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$,

Chọn khoảng cách giữa các cốt đai $s = 150 \text{ mm}$.

Neo thép: Tra bảng 36 RTCVN: 5574 : 2012

Neo thép:

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d = \left(0.7 \times \frac{365}{17} + 11 \right) 10 = 260 \text{ mm.}$$

Vùng chịu nén:

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d = \left(0.5 \times \frac{365}{17} + 8 \right) 10 = 187 \text{ mm.}$$

Chọn neo thép 30d = 300mm.

CHƯƠNG IV: THIẾT KẾ BỂ NƯỚC MÁI

4.1. TÍNH TOÁN LƯU LƯỢNG NƯỚC ĐỂ THIẾT KẾ BỂ NƯỚC

4.1.1. Lưu lượng nước tính toán ngày đêm:

$$Q_{ng, dem}^{toa.nha} = Q_{ng, dem}^{van.phong} + Q_{ng, dem}^{thuong.mai} \text{ (m}^3 \text{ / ng. dem)}$$

❖ Lưu lượng tính toán ngày đêm của khu văn phòng:

$$Q_{ng, dem}^{van.phong} = \frac{q_{sh} \times N \times K_{ngay}}{1000} \text{ (m}^3 \text{ / ng. dem)}$$

- Theo Bảng 3.1 điều 3.2 TCVN 33-2006, Nhu cầu sử dụng nước sinh hoạt lít/người.ngày chọn 150(lít). Do tính chất của công trình là văn phòng nên lượng nước sinh hoạt lấy bằng một phần 10 lượng nước trên.

Bảng 4.1 Bảng tổng hợp nhu cầu dùng nước cho tòa nhà văn phòng

Tầng	Số tầng	Số người tương đương	Tiêu chuẩn cấp nước (l/người/ng.đêm)	Chức năng
Hầm	1	-	-	Bãi xe, khu kỹ thuật
Tầng 1	1	-	-	Khu thương mại
Tầng 2-tầng 16	15	3330	15	Văn phòng

Hệ số điều hòa: $K_{ngay} = 1,2$. Được lấy theo Tiêu Chuẩn dùng nước Điều 3.3 TCXD 33:2006.

$$Q_{ng, dem}^{van.phong} = \frac{q_{sh} \times N \times K_{ngay}}{1000} = \frac{15 \times 3330 \times 1,2}{1000} = 60 \text{ (m}^3 \text{)}$$

❖ Lưu lượng tính toán ngày đêm của khu thương mại:

- Theo mục 3.3 TCXD 33-2006, tầng 1 là trung tâm thương mại, siêu thị. do đó lượng nước sử dụng cho các dịch vụ của mỗi tầng thương mại được lấy bằng (5-10)% lượng nước sinh hoạt trong ngày dùng nước lớn nhất của tòa nhà. Chọn 10% để tính toán lưu lượng.

$$Q_{dv} = 10\% \times Q_{ng,đêm}^{vanphong} = 10\% \times 60 = 6(m^3)$$

- Vậy lưu lượng nước tính toán ngày đêm:

$$Q_{ng,đêm}^{toanha} = Q_{ng,đêm}^{van.phong} + Q_{ng,đêm}^{thuongmai} = 60 + 6 = 66(m^3 / ng.đêm)$$

- Theo mục 10.14 TCVN 2622-1995 Tiêu chuẩn phòng cháy chữa cháy, lượng nước chữa cháy trong 10 phút cho một vị trí cháy với 2 họng chữa cháy có lưu lượng

$$q_{cc} = 10 (l/s) \text{ được xác định như sau:}$$

$$Q_{cc-10'} = \frac{q_{cc} \times 10 \times 60 \times n}{1000} = \frac{10 \times 10 \times 60 \times 2}{1000} = 12(m^3)$$

4.1.2. Dung tích bể nước mái

$$Q_{be} = k \times \left(\frac{Q_{dh}}{n} + Q_{cc-10'} \right)$$

Trong đó:

+ $k = 1,3$: Hệ số lưu trữ.

+ $Q_{dh} = Q_{ng,đêm}^{toanha}$: Dung tích điều hòa của bể nước mái.

+ $n = 1$: Số lần bơm trong một ngày đêm

$$\rightarrow Q_{yeucau}^{be} = k \times \left(\frac{Q_{dh}}{n} + Q_{cc-10'} \right) = 1,3 \times \left(\frac{66}{1} + 12 \right) = 101.4(m^3)$$

4.1.3. Lựa chọn kích thước bể

Dung tích bể cần thiết là:

$$Q_{yeucau}^{be} = Q_{be} = 101.4(m^3)$$

- Chọn 1 ô sàn làm vị trí đặt bể nước mái: ô sàn trong phạm vi trục 1-2 và B-C để thiết kế bể nước

- Kích thước diện tích lọt lòng mặt cắt ngang của bể:

$$S = B \times L = 8.8 \times 9.6 = 84.48 (m)$$

- Chiều cao bể chọn:

$$H = \frac{Q_{yeucau}^{be}}{S} + 0,1 + 0,2 = \frac{101.4}{84.48} + 0,1 + 0,2 = 1,5(m) \rightarrow \text{chọn } H = 1.7 (m)$$

- Trong đó:

+ 0,1 (m): chiều cao lớp cặn đáy bể nước.

+ 0,2 (m): khoảng hở chứa không khí để thông thoáng.

4.2. CHỌN THIẾT KẾ BỂ NƯỚC MÁI

Chọn thiết kế 1 bể nước mái có kích thước: $L \times B \times H = 10 \times 9.2 \times 1.7$ (m)

Xét bể nước mái công trình này ta có:

$$\frac{L}{B} = \frac{10}{9.2} = 1.1 < 3 \quad , \quad \frac{H}{L} = \frac{1.7}{9.2} < 2$$

⇒ Bể nước mái công trình thuộc loại bể thấp.

4.3. XÁC ĐỊNH SƠ BỘ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN

4.3.1. Chọn kích thước các tiết diện của nắp bể

Dầm chính nắp bể tựa lên cột, nhịp cột lớn nhất là: $L = 10000$ (mm).

$$h_d = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8} \right) \times 10000 = (833 \div 1250) \text{ (mm)}. \quad \text{Chọn } h_d = 500 \text{ (mm)}$$

$$b_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \times 400 = (133 \div 200) \text{ (mm)}. \quad \text{Chọn } b_b = 200 \text{ (mm)}.$$

Vậy kích thước dầm chính nắp bể là 200×500 (mm).

Dầm giao nắp bể tựa lên dầm chính, nhịp lớn nhất là $L = 10000$ (mm).

$$h_d = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{12} \right) \times 10000 = (500 \div 833) \text{ (mm)}. \quad \text{Chọn } h_d = 400 \text{ (mm)}$$

$$b_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \times 400 = (133 \div 200) \text{ (mm)}. \quad \text{Chọn } b_b = 200 \text{ (mm)}.$$

Vậy kích thước dầm giao nắp bể là 200×400 (mm).

Bản nắp bể chỉ chịu tải trọng do trọng lượng bản thân có chiều dày $h_b > 6$ (cm).

$$h_b = \frac{t_{\min}}{40} = \frac{4300}{40} \approx 107 \text{ (mm)} \quad . \quad \text{Chọn } h_b = 100 \text{ (mm)}.$$

Bể có diện tích mặt lớn nên bố trí lỗ thăm 1000×1000 (mm).

4.3.2. Chọn kích thước các tiết diện của đáy bể

Dầm chính đáy bể tựa lên cột, nhịp cột lớn nhất là: $L = 10000$ (mm).

$$h_d = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{8} \right) \times 10000 = (833 \div 1250) \text{ (mm)}. \quad \text{Chọn } h_d = 700 \text{ (mm)}$$

$$b_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \times 600 = (200 \div 300) \text{ (mm)}. \quad \text{Chọn } b_b = 300 \text{ (mm)}.$$

Vậy kích thước dầm chính đáy bể là 300×700 (mm).

Dầm giao nắp bể tựa lên dầm chính, nhịp lớn nhất là $L = 10000$ (mm).

$$h_d = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{12} \right) \times 10000 = (500 \div 833) (\text{mm}). \quad \text{Chọn } h_d = 600 (\text{mm})$$

$$b_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \times 600 = (200 \div 300) (\text{mm}). \quad \text{Chọn } b_b = 300 (\text{mm}).$$

Vậy kích thước đầm giao đáy bể là: 300x600(mm).

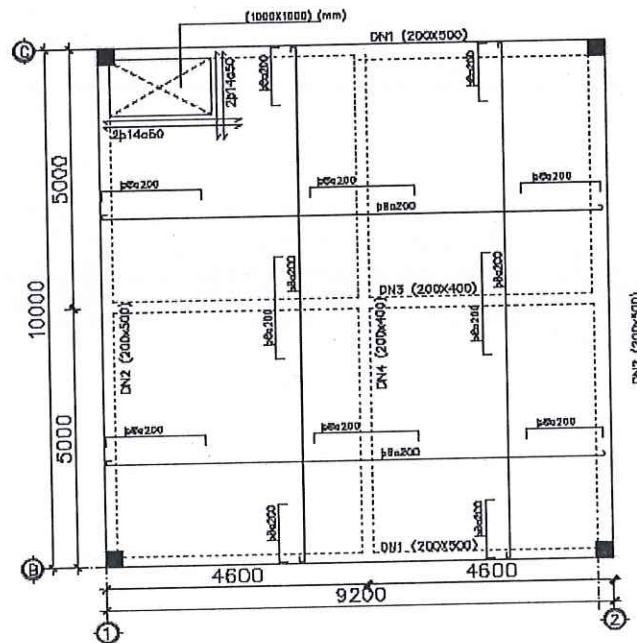
Bản đáy bể chịu tải trọng lớn do trọng lượng bản thân và tải trọng nước bên trên truyền xuống, có chiều dày $h_b > 10(\text{cm})$.

$$h_b = \frac{l_{\min}}{40} = \frac{4300}{40} \approx 107 (\text{mm}) \quad . \text{Chọn } h_b = 150 (\text{mm}).$$

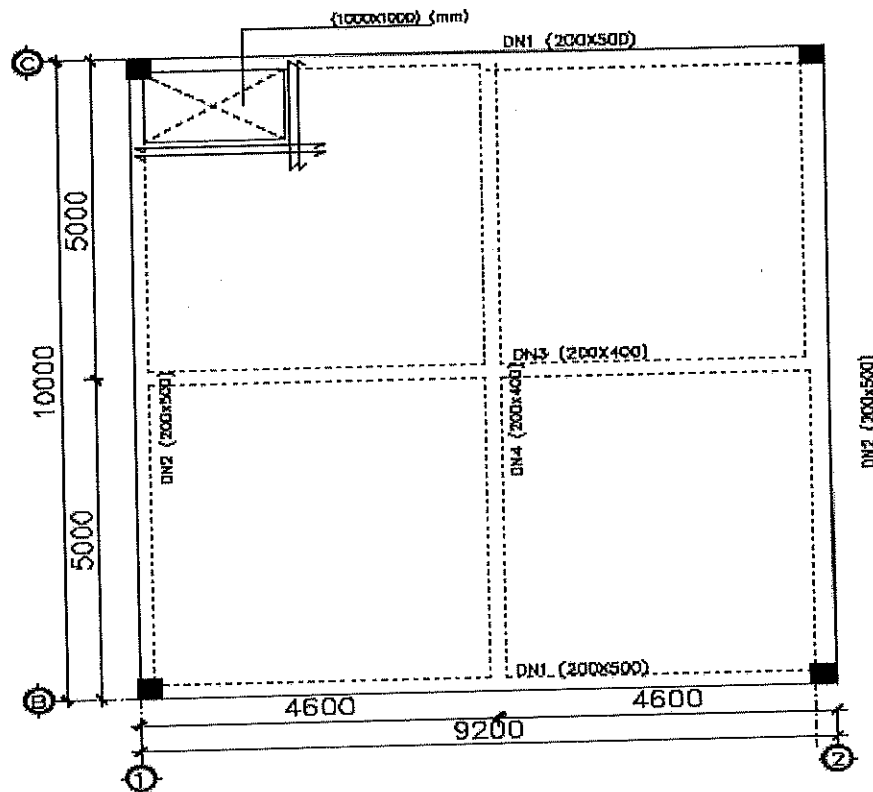
4.3.3. Chọn chiều dày bản thành

Bản thành chịu tải trọng do trọng lượng bản thân truyền xuống, do áp lực nước, do tải trọng gió. Để đơn giản tính toán và xem bản thành làm việc như cấu kiện chịu uốn ta bỏ qua tác dụng do trọng lượng bản thân gây ra.

Chiều dày bản thành $h_{bt} > 10 (\text{cm})$. Chọn $h_{bt} = 150 (\text{mm})$.



Hình 4.1 Mặt bằng kết cấu bản nắp bể nước mái



Hình 4.2 Mặt bằng kết cấu bản đáy bể nước mái

4.4.CƠ SỞ TÍNH TOÁN

4.4.1.Tải trọng

Các số liệu về tải trọng lấy theo TCVN 2737 – 1995 về tải trọng và tác động.
Hệ số độ tin cậy lấy theo bảng 1 và bảng 2 trong TCVN 2737 – 1995.

4.4.2.Thông số bê tông cốt thép

Sử dụng bê tông B30, Cường độ chịu nén $R_b = 17 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 0.9$

Thép CI : Cường độ chịu kéo $R_s = 225 \text{ MPa}$.

Thép CIII : Cường độ chịu kéo $R_s = 365 \text{ MPa}$.

Bê tông B30, thép CI : $\alpha_R = 0.432$; $\xi_R = 0.631$

Bê tông B30, thép CIII : $\alpha_R = 0.395$; $\xi_R = 0.541$

4.4.3.Cơ sở lựa chọn sơ đồ tính

Liên kết giữa bản sàn với dầm, tường được xét trong các trường hợp:

Liên kết được xem là tựa đơn khi:

Bản kê lên tường.

Bản dựa lên dầm bê tông cốt thép toàn khối mà $h_d / h_b < 3$.

Bản lắp ghép.

Liên kết được xem là ngàm khi bản tựa lên dầm bê tông cốt thép đổ toàn khối mà có $h_d / h_b \geq 3$.

Tùy theo tỉ lệ độ dài của 2 cạnh ô bản, ta phân ô bản làm 2 loại:

Bản liên kết 4 cạnh có ($L_2 / L_1 \leq 2$) được xem như bản 1 phương.

Bản liên kết 4 cạnh có ($L_2/L_1 > 2$) được xem như bản 2 phương.

4.5. TÍNH TOÁN BẢN NẮP

4.5.1. Tải trọng tác dụng lên bản nắp

a. Tính tải

$$g^{tt} = \sum n_i \times \gamma_i \times \delta_i$$

Trong đó

n_i : là hệ số tin cậy về tải trọng lớp thứ i

γ_i : là trọng lượng riêng của lớp thứ i

δ_i : chiều dày lớp thứ i

Bảng 4.2 Tính tải tác dụng lên bản nắp bể nước mái

STT	Các lớp cấu tạo	δ (m)	γ (kN/m ³)	n	g^{tt} (kN/m ²)
1	Vữa lót	0.02	18	1.3	0.468
2	Bản BTCT	0.1	25	1.1	2.75
3	Vữa trát	0.015	18	1.3	0.351
4	Tổng tải tính toán				3.57

b. Hoạt tải

Bản nắp xem như chỉ chịu hoạt tải do sửa chữa. Theo TCVN 2737-1995:

$$p^{tc} = 0.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p^{tt} = p^{tc} \times n = 0.75 \times 1.3 = 0.975 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

c. Tổng tải tác dụng lên bản nắp

$$q^{tt} = g^{tt} + p^{tt} = 3.57 + 0.975 = 4.545 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

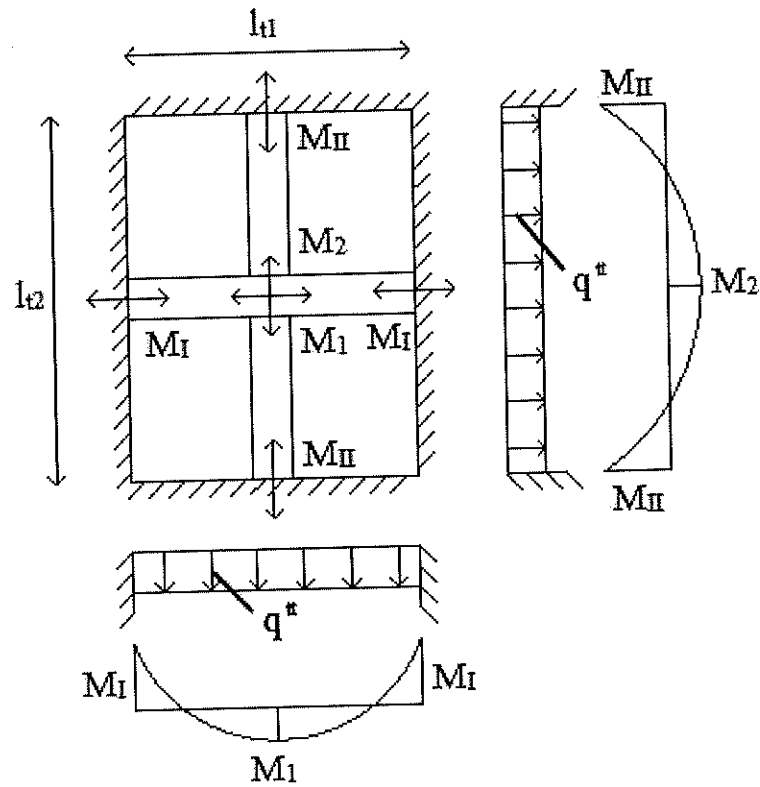
4.5.2. Tính toán cốt thép cho bản nắp

Bản nắp được đổ liền khối, có liên kết 4 cạnh với dầm nắp bể và có tỷ số $h_d/h_b > 3$ nên ta xem liên kết của bản với dầm là liên kết ngàm.

Phân loại ô bản:

$$\text{Ô sàn S1: } l_2 / l_1 = 4.55 / 4.15 = 1.1 < 2 \Rightarrow \text{Sàn 2 phương.}$$

Nội lực các ô bản được xác định theo sơ đồ 9.



Hình 4.3 Sơ đồ tính bản 2 phương

Cắt dải bản có bề rộng $b = 1\text{m}$ theo hướng cạnh ngắn và cạnh dài để tính toán

Momen tiết diện giữa nhịp: (kNm/m)

Theo phương cạnh ngắn l_1 : $M_1 = m_{91} q'' l_1 l_2$

- Theo phương cạnh dài l_2 : $M_2 = m_{92} q^{tt} l_{11} l_{12}$

Momen tiết diện gối: (kNm/m)

- Theo phương cạnh ngắn l_1 : $M_1 = k_{91} q^{tt} l_{11} l_{12}$
- Theo phương cạnh dài l_2 : $M_{II} = k_{92} q^{tt} l_{11} l_{12}$

Trong đó

$m_{91}, m_{92}, k_{91}, k_{92}$: hệ số được tra theo sơ đồ 9 (4 cạnh ngàm).

l_{11} : cạnh ngắn ô bản

l_{12} : cạnh dài ô bản

Giá trị momen được trình bày trong bảng sau:

Bảng 4.3 Bảng tính giá trị momen

Ô bản	Các thông số ô bản				Các hệ số		Moment (KNm)	
	l_2 (mm)	l_{11} (mm)	l_2/l_{11}	q^{tt} (KN/m ²)				
S1	4550	4150	1.1	4.545	$m_{91} =$	0.0194	$M_1 =$	1.66
					$m_{92} =$	0.0161	$M_2 =$	1.38
					$k_{91} =$	0.0437	$M_I =$	3.75
					$k_{92} =$	0.0349	$M_{II} =$	2.99

Tính cốt thép cho ô bản S1: Tính toán với tiết diện chữ nhật $b \times h = (1000 \times 100)$ (mm)

Giả thiết lớp bảo vệ là $a_{gt} = 20\text{mm} \Rightarrow h_o = h - a_{gt} = 100 - 20 = 80\text{(mm)}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{B30} \\ \text{CI} \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha_R = 0.432 \\ \xi_R = 0.631 \end{array} \right.$$

Momen nhịp theo phương cạnh ngắn: $M_1 = 1.66$ (kNm)

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{1.66 \times 10^3}{0.9 \times 17 \times 1000 \times 80^2} = 0.017$$

$$\alpha_m = 0.017 < \alpha_R = 0.432 \quad (\text{thỏa})$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017} = 0.017$$

$$\text{Diện tích cốt thép: } A_s = \frac{M_1}{\gamma_b \cdot R_b \cdot \xi \cdot h_o} = \frac{0.017 \times 0.9 \times 17 \times 1000 \times 80}{225} = 92.48\text{(mm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\pi \times 6^2}{4} \times \frac{1000}{200} = 141\text{(mm}^2\text{)}$$

Chọn thép d6a2000

$$\text{Hàm lượng thép: } \mu = \frac{A_{sc}}{b \times h_o} \times 100\% = \frac{141}{1000 \times 100} \times 100\% = 0.14\%$$

$$\mu_{\min} = 0.05\%$$

$$\mu_{\max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} = 0.631 \times \frac{0.9 \times 17}{225} \times 100\% = 4.6\%$$

$$\mu_{\min} = 0.05\% < \mu = 0.14\% < \mu_{\max} = 4.6\% \text{ (thỏa)}$$

Tính tương tự các vị trí còn lại, kết quả tính toán được trình bày trong bảng sau:

Bảng 4.4 Thép ô sàn S1

Ô bản	Moment (KNm)		α_m	ξ	A_s (mm ²)	Thép chọn		A_{sc} (mm ²)	μ (%)	Điều kiện
						d (mm)	a (mm)			
S1	M _I =	1.66	0.017	0.012	92	8	200	251	0.36	Thỏa
	M ₂ =	1.38	0.01	0.01	76	8	200	251	0.36	Thỏa
	M _I =	3.75	0.038	0.038	206	8	200	251	0.36	Thỏa
	M _{II} =	2.99	0.025	0.025	162	8	200	251	0.36	Thỏa

Thép cấu tạo chọn d8a200.

Tại cửa nắp có kích thước 100x100 cm, được gia cố bằng 2d14a50

4.6. TÍNH TOÁN THÀNH BỂ

4.6.1. Tải trọng

a. Tải trọng ngang của nước

Biểu đồ áp lực nước có dạng tam giác tăng dần theo độ sâu.

Tại đáy bể (z = 1.7m): $P_n = n \cdot \gamma \cdot h = 1.1 \times 10 \times 1.7 = 18.7 \text{ (kN / m}^2\text{)}$

b. Tải trọng gió

Áp lực ngang của gió tác dụng xét trường hợp nguy hiểm khi bể chưa đầy nước (áp lực gió cùng phương chiều với áp lực nước):

$$W = n \cdot W_o \cdot k \cdot c \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

Trong đó:

+ W_o : giá trị áp lực gió tiêu chuẩn lấy theo bản đồ phân vùng địa danh hành chính (TCVN 2737-1995), TP.HCM thuộc khu vực IIA $W_o = 0.83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$.

+ k : là hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao so với mốc chuẩn và dạng địa hình. Xác định theo bảng 5 (TCVN 2737-1995).

+ c : là hệ số khí động lấy theo - bảng 6 (TCVN 2737 - 1995)

+ Hướng đón gió (gió đẩy): $c = +0.8$

+ Hướng hút gió (gió hút): $c = -0.6$

+ $n=1.2$: hệ số tin cậy của áp lực gió.

Công trình thuộc vùng địa hình C.

Cao trình nắp bể: $z = 56.9\text{m} \rightarrow k = 1.083$.

Xem áp lực gió không đổi suốt chiều cao thành bể.

Tải trọng gió hút: $W_h = n \cdot W_o \cdot k \cdot c = 1.2 \times 0.83 \times 1.083 \times 0.6 = 0.65 (\text{kN} / \text{m}^2)$

Tải trọng gió đẩy: $W_d = n \cdot W_o \cdot k \cdot c = 1.2 \times 0.83 \times 1.083 \times 0.8 = 0.86 (\text{kN} / \text{m}^2)$

Bản thành chịu tác dụng của 2 trường hợp:

+ Trường hợp 1: Áp lực nước đầy bể + gió hút

+ trường hợp 2: Bể không có nước + gió đẩy.

So sánh 2 trường hợp là gió hút + bể đầy nước và gió đẩy + bể không nước để chọn trường hợp bất lợi nhất để tính toán.

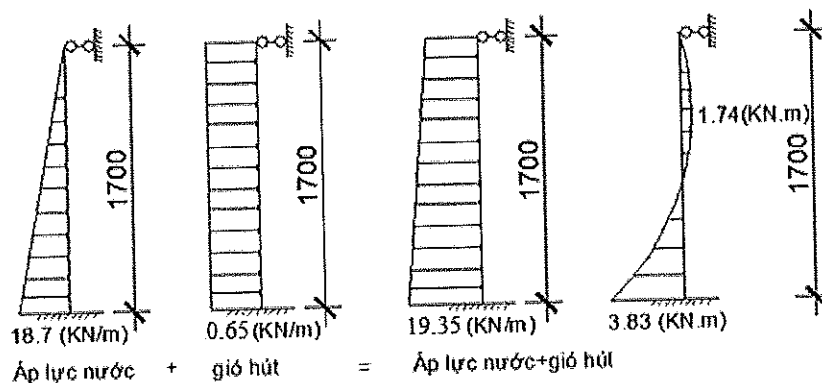
+ Trường hợp 1: ô bản chịu tác dụng của áp lực nước và gió hút nên tải trọng tác dụng có dạng hình thang:

+ Trường hợp 2: ô bản chịu tác dụng của gió đẩy nên tải trọng tác dụng có dạng phân bố đều

4.6.2. Sơ đồ tính

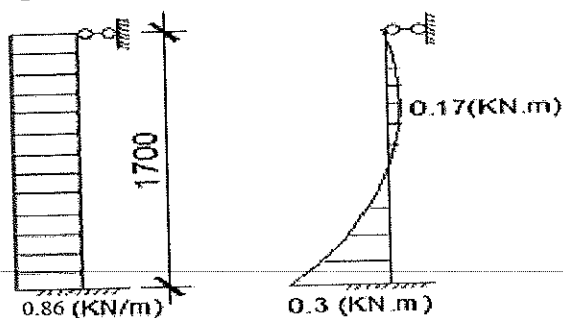
Thành bể là cấu kiện chịu nén lệch tâm để đơn giản tính toán thiên về an toàn, bỏ qua trọng lượng bản thân của thành bể, xem thành là cấu kiện chịu uốn có cạnh dưới ngàm vào bản đáy, cạnh bên được ngàm vào các thành vuông góc, cạnh trên tựa vào bản nắp. Cắt 1 dải rộng $b = 1\text{m}$ theo phương cạnh ngắn để tính toán.

Trường hợp 1: Áp lực nước + gió hút



Hình 4.4 Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực trong bản thành bể nước

Trường hợp 2: Bể không nước + gió đẩy



Hình 4.5 Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực trong bản thành bể nước

Vậy chọn trường hợp nguy hiểm nhất là trường hợp 1 (Áp lực nước + gió hút) để tính toán cho bản thành.

4.6.3. Xác định nội lực

Momen dương lớn nhất tại nhịp:

$$M_n = \frac{P_n l^2}{33.6} + \frac{9}{128} W_h l^2 = \frac{18.7 \times 1.7^2}{33.6} + \frac{9}{128} \times 0.65 \times 1.7^2 = 1.74 (\text{kN.m})$$

Momen âm lớn nhất tại gối:

$$M_g = \frac{P_n l^2}{15} + \frac{W_h l^2}{8} = \frac{18.7 \times 1.7^2}{15} + \frac{0.65 \times 1.7^2}{8} = 3.84 (\text{kN.m})$$

4.6.4. Tính cốt thép

Giả thiết lớp bảo vệ là $a_{gt} = 20 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a_{gt} = 150 - 20 = 130 (\text{mm})$

Momen nhịp: $M_n = 1.74 (\text{kN.m}) \cdot 10^6$

$$\alpha_m = \frac{M_n}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{1.74 \times 10^6}{0.9 \times 17 \times 1000 \times 130^2} = 0.0067$$

$$\alpha_m = 0.0067 < \alpha_R = 0.432 \text{ (thỏa)}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01} = 0.0067$$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0.0067 \times 0.9 \times 17 \times 1000 \times 130}{280} = 47.6 (\text{mm}^2)$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\pi \times 8^2}{4} \times \frac{1000}{200} = 251 (\text{mm}^2)$$

Chọn thép d8a2000

Hàm lượng thép:

$$\mu = \frac{A_{sc}}{b \times h_o} \times 100\% = \frac{251}{1000 \times 100} \times 100\% = 0.25\%$$

$$\mu_{\min} = 0.05\%$$

$$\mu_{\max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} = 0.631 \times \frac{0.9 \times 17}{280} \times 100\% = 3.45\%$$

$$\mu_{\min} = 0.05\% < \mu = 0.25\% < \mu_{\max} = 3.98\% \text{ (thỏa)}$$

Momen gối tính tương tự momen nhịp, ta có bảng tính sau:

Bảng 4.5 Tóm tắt cốt thép thành bể nước

Moment (KNm/m)	α_m	ξ	A_s (mm ²)	Thép chọn		A_{sc} (mm ²)	μ (%)	Điều kiện
				d (mm)	a (mm)			

M_n	1.74	0.0067	0.0067	47.6	8	200	251	0.25	Thỏa
M_g	3.84	0.015	0.015	106	8	200	251	0.25	Thỏa

Thép cấu tạo chọn d8a200

4.7. TÍNH TOÁN BẢN ĐÁY

4.7.1. Tải trọng tác dụng lên bản đáy

a. *Tính tải*

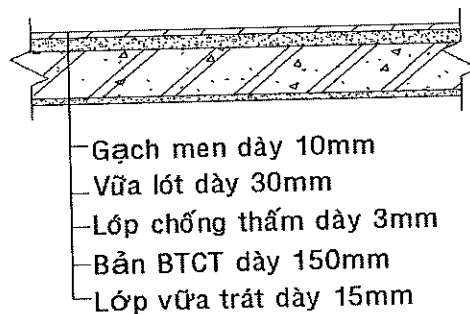
$$g^{tt} = \sum n_i \times \gamma_i \times \delta_i$$

Trong đó:

n_i : là hệ số tin cậy về tải trọng lớp thứ i

γ_i : là trọng lượng riêng của lớp thứ i

δ_i : chiều dày lớp thứ i



Hình 4.6 Cấu tạo các lớp bản đáy bể nước mái

Bảng 4.6 Tính tải tác dụng lên bản đáy bể nước mái

STT	Các lớp cấu tạo	δ (m)	γ (kN/m ³)	n	g^{tt} (kN/m ²)
1	Gạch men	0.01	20	1.1	0.220
2	Vữa lót	0.03	18	1.3	0.702
3	Lớp chống thấm	-----	-----	-----	-----
4	Bản BTCT	0.15	25	1.1	4.125
5	Vữa trát	0.015	18	1.3	0.351
6	Tổng tải tính toán				5.398

b. *Hoạt tải*

Hoạt tải tác dụng lên bản đáy là tải trọng nước khi đầy hồ ($h = 1.7m$)

$$p'' = n \gamma_n h_n = 1.1 \times 10 \times 1.7 = 18.7 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

c. *Tổng tải tác dụng lên bản đáy*

$$q^{tt} = g^{tt} + p'' = 5.398 + 18.7 = 24.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

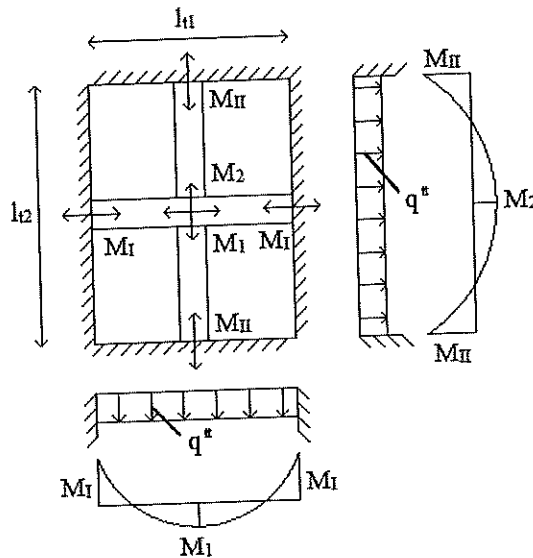
4.7.2. Tính toán cốt thép cho bản dáy

Bản dáy được đổ liền khối, có liên kết 4 cạnh với dầm dáy bê và có tỷ số $h_d/h_b > 3$ nên ta xem liên kết của bản với dầm là liên kết ngàm.

Phân loại ô bản:

Ô sàn S2: $l_2 / l_1 = 4.55 / 4.15 = 1.1 < 2 \Rightarrow$ Sàn 2 phương.

Nội lực các ô bản được xác định theo sơ đồ 9.



Hình 4.7 Sơ đồ tính bản 2 phương

Cắt dải bản có bề rộng $b = 1\text{m}$ theo hướng cạnh ngắn và cạnh dài để tính toán:

Momen tiết diện giữa nhịp: (kN.m)

Theo phương cạnh ngắn l_{11} : $M_1 = m_{91} q'' l_{11} l_{12}$

Theo phương cạnh dài l_{12} : $M_2 = m_{92} q'' l_{11} l_{12}$

Momen tiết diện gối: (kN.m)

Theo phương cạnh ngắn l_{11} : $M_I = k_{91} q'' l_{11} l_{12}$

Theo phương cạnh dài l_{12} : $M_{II} = k_{92} q'' l_{11} l_{12}$

Trong đó

$m_{91}, m_{92}, k_{91}, k_{92}$: hệ số được tra theo sơ đồ 9 (4 cạnh ngàm).

l_{11} : cạnh ngắn ô bản

l_{12} : cạnh dài ô bản

Giá trị momen được trình bày trong bảng sau:

Bảng 4.7 Bảng tính giá trị momen bản dáy

Ô bản	Các thông số ô bản				Các hệ số		Moment (KNm)	
	l_2 (mm)	l_1 (mm)	l_2/l_1	q^{tt} (KN/m ²)				
S1	4550	4150	1.09	24.1	$m_{91} =$	0.0194	$M_I =$	8.8
					$m_{92} =$	0.0161	$M_{II} =$	7.3
					$k_{91} =$	0.0437	$M_I =$	19.8
					$k_{92} =$	0.0349	$M_{II} =$	15.8

Tính cốt thép cho ô bản S2: Tính toán với tiết diện chữ nhật $b \times h = (1000 \times 150)$ (mm)
 Giả thiết lớp bảo vệ là $a_{gt} = 20$ mm $\Rightarrow h_o = h - a_{gt} = 150 - 20 = 130$ (mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} B30 \\ CI \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha_R = 0.432 \\ \xi_R = 0.631 \end{array} \right.$$

Momen nhịp theo phương 8×10^6 ngán: $M_I = 8.8$ (kN.m)
 $\alpha_m = \frac{M_I}{\gamma_b R_b b h_o^2} = \frac{8.8 \times 10^6}{0.9 \times 17 \times 1000 \times 130^2} = 0.03$

$$\alpha_m = 0.03 < \alpha_R = 0.432 \text{ (thỏa)}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03} = 0.03$$

Diện tích cốt thép: $A_s = \frac{M_I}{\gamma_b R_b b h_o} = \frac{0.03 \times 0.9 \times 17 \times 1000 \times 130}{225} = 265 \text{ mm}^2$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\pi \times 10^2}{4} \times \frac{1000}{200} = 393 \text{ mm}^2$$

Chọn thép d10a200

Hàm lượng thép: $\mu = \frac{A_{sc}}{b \times h_o} \times 100\% = \frac{393}{1000 \times 130} \times 100\% = 0.3\%$

$$\mu_{\min} = 0.05\%$$

$$\mu_{\max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} = 0.631 \times \frac{0.9 \times 17}{225} \times 100\% = 4.3\%$$

$$\mu_{\min} = 0.05\% < \mu = 0.3\% < \mu_{\max} = 4.3\% \text{ (thỏa)}$$

Tính tương tự các vị trí còn lại, kết quả tính toán được trình bày trong bảng sau:

Ô bản	Moment (KNm/m)	α_m	ξ	A_s (mm ²)	Thép chọn		A_{sc} (mm ²)	μ (%)	Điều kiện
					d (mm)	a (mm)			

S2	M _I =	8.8	0.03	0.03	265	10	200	393	0.3	Thỏa
	M ₂ =	7.3	0.02	0.02	177	10	200	393	0.3	Thỏa
	M _I =	19.8	0.07	0.073	645	10	100	785	0.78	Thỏa
	M _{II} =	15.8	0.04	0.04	354	10	200	393	0.3	Thỏa

4.8. TÍNH TOÁN DẦM NẮP

4.8.1. Tải trọng

Hệ dầm trực giao do đó có nhiều cách xác định nội lực. Trong thực tế các hệ này làm việc đồng thời với nhau. Do đó ta giải bài toán hệ dầm làm việc không gian bằng cách mô hình bài toán vào SAP2000V16, mô hình không gian dầm trực giao liên kết ngàm với 4 cột hồ nước. Trọng lượng bản thân dầm do máy tự tính

Bảng 4.1. Tải tác dụng lên dầm nắp

Tên dầm	Số liệu tính toán tải trọng	Tĩnh Tải (kN/m ³)	Hoạt Tải (kN/m ³)
DN1	Tĩnh tải từ bản nắp truyền vào dạng tam giác $g_{dn} = g_{bn} + \frac{q_{II}}{2} = 3.57 + \frac{4.6}{2}$	8.21	
	Hoạt tải từ bản nắp truyền vào dạng tam giác $p_{dn} = p_{bn} + \frac{q_{II}}{2} = 0.975 + \frac{4.6}{2}$		2.24
DN2	Tĩnh tải từ bản nắp truyền vào dạng hình thang $g_{dn} = g_{bn} + \frac{q_{II}}{2} = 3.57 + \frac{4.6}{2}$	8.21	
	Hoạt tải từ bản nắp truyền vào dạng hình thang $p_{dn} = p_{bn} + \frac{q_{II}}{2} = 0.975 + \frac{4.6}{2}$		2.24
DN3	Tĩnh tải từ bản nắp truyền vào dạng tam giác $g_{dn} = 2 \times (g_{bn} + \frac{q_{II}}{2}) = 2 \times (3.57 + \frac{4.6}{2})$	16.42	

	Hoạt tải từ bản nắp truyền vào dạng tam $p_{dn} = 2 \times (p_{bn} + \frac{1 \text{ góc}}{2}) = 2 \times (0.975 + \frac{4.6}{2})$		4.48
DN4	Tĩnh tải từ bản nắp truyền vào dạng hình thang $g_{dn} = 2 \times (g_{bn} + \frac{4.6}{2}) = 3.57 + \frac{4.6}{2}$	16.42	
	Hoạt tải từ bản nắp truyền vào dạng hình thang $p_{dn} = 2 \times (p_{bn} + \frac{4.6}{2}) = 0.975 + \frac{4.6}{2}$		4.48

Tải trọng gió tác dụng lên bản thành

Tải trọng gió hút Phương X:

$$W_h = n \cdot W_o \cdot k \cdot c \cdot \frac{1.7}{2} = 1.2 \times 0.83 \times 1.083 \times 0.6 \cdot \frac{1.7}{2} = 0.55 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Tải trọng gió đẩy Phương X :

$$W_d = n \cdot W_o \cdot k \cdot c \cdot \frac{H}{2} = 1.2 \times 0.83 \times 1.083 \times 0.8 \cdot \frac{1.7}{2} = 0.731 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Tải trọng gió hút Phương Y:

$$W_h = n \cdot W_o \cdot k \cdot c \cdot \frac{1.7}{2} = 1.2 \times 0.83 \times 1.083 \times 0.6 \cdot \frac{1.7}{2} = 0.55 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Tải trọng gió đẩy Phương Y :

$$W_d = n \cdot W_o \cdot k \cdot c \cdot \frac{H}{2} = 1.2 \times 0.83 \times 1.083 \times 0.8 \cdot \frac{1.7}{2} = 0.731 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

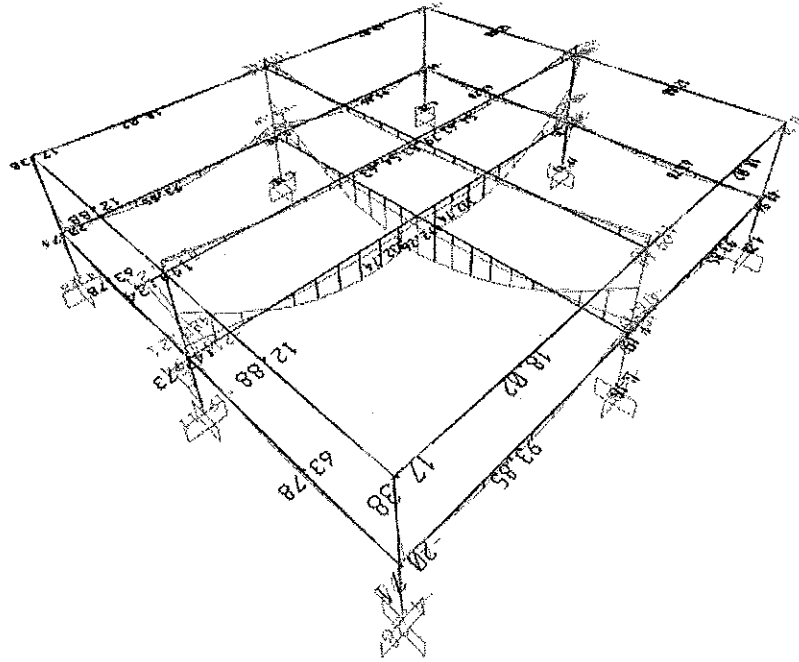
Tải trọng nước tác dụng vào cột :

Tải trọng gió hút Phương X:

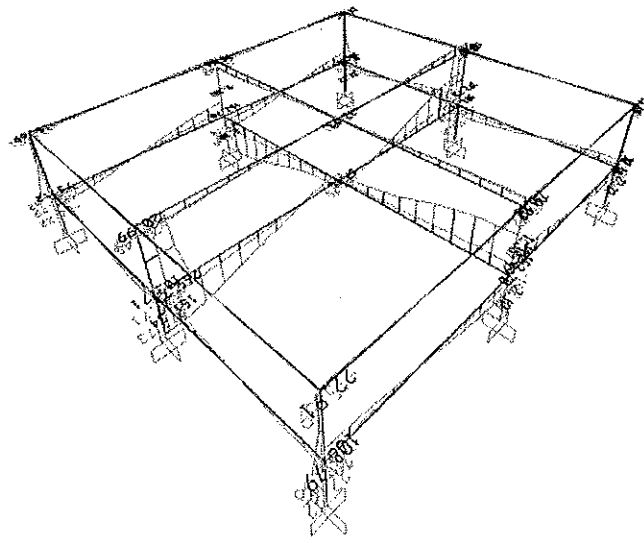
$$p_c = p_n + \frac{9.2}{2} = 18.7 + \frac{9.2}{2} = 86.02 (\text{KN} / \text{m}^2)$$

Tải trọng gió hút Phương Y:

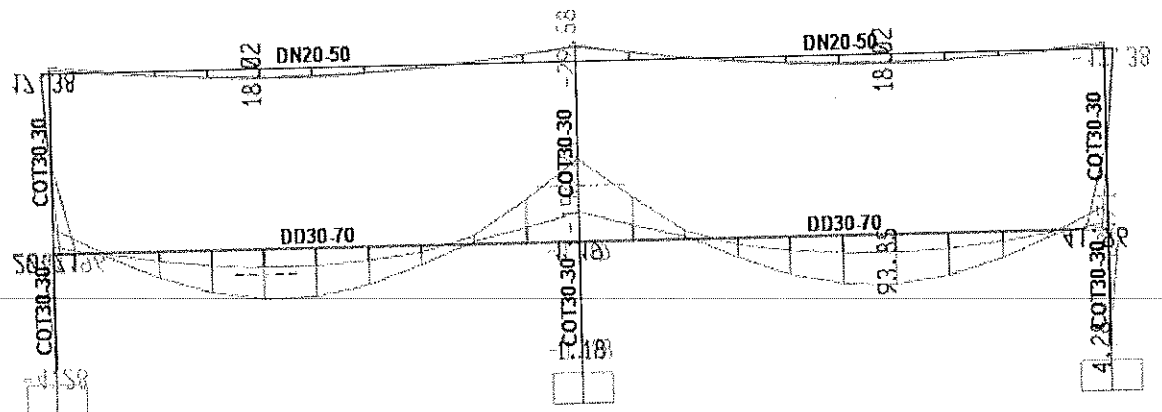
$$p_c = p_n + \frac{10}{2} = 18.7 + \frac{10}{2} = 93.5 (\text{KN} / \text{m}^2)$$



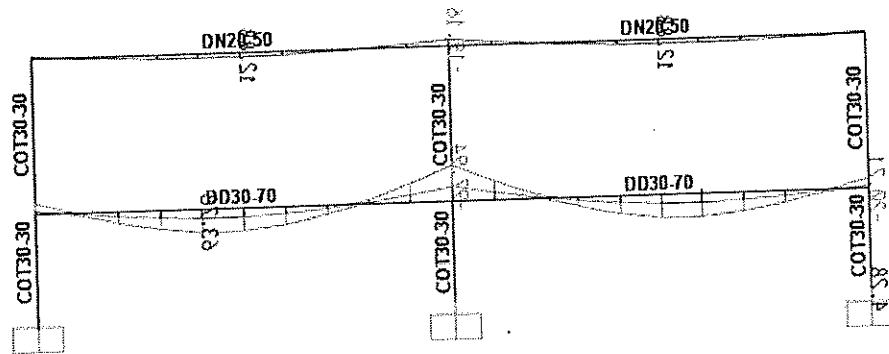
Hình 4.8 Biểu đồ momen toàn bộ dầm nắp (kN.m)



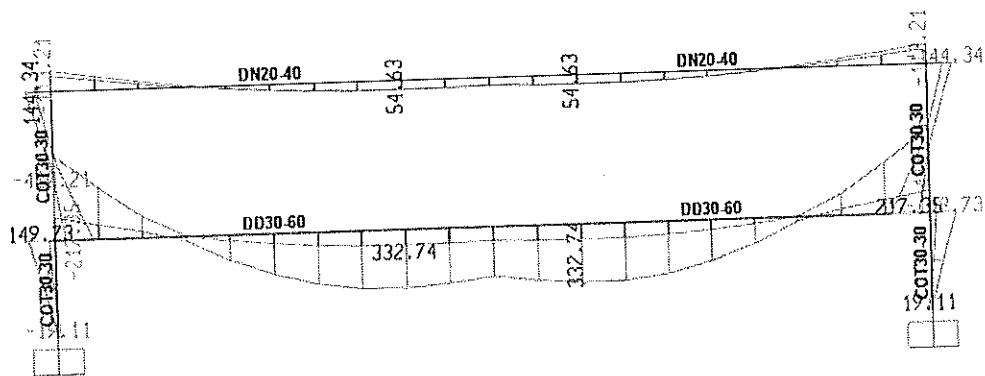
Hình 4.9 Biểu đồ lực cắt toàn bộ dầm nắp (kN)



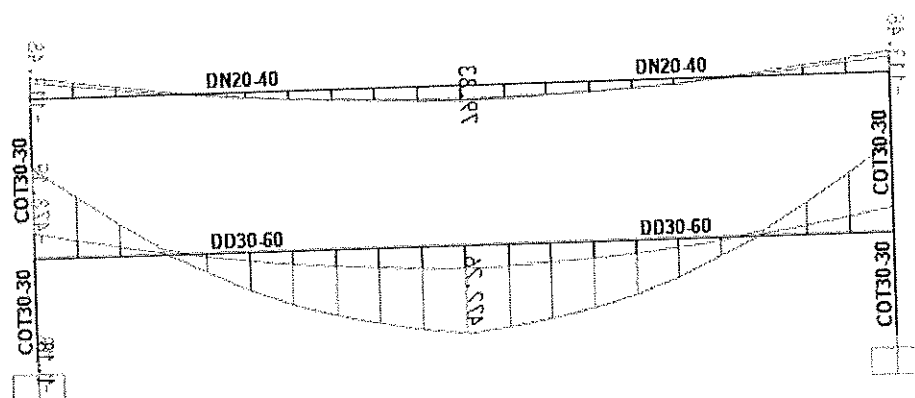
Hình 4.9 Biểu đồ momen DN1 DD1 (T.m)



Hình 4.9 Biểu đồ momen DN2 DD2 (T.m)



Hình 4.9 Biểu đồ momen DN3 DD3(T.m)



Hình 4.9 Biểu đồ momen DN4 DD4 (T.m)

4.8.2. Tính cốt thép dọc

Giả thiết $a = 50\text{mm}$, chiều cao làm việc của tiết diện $h_0 = h - a = 500 - 50 = 450(\text{mm})$

Tra phụ lục ta có: $\begin{cases} \text{B30} \\ \text{CIII} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha_R = 0.395 \\ \xi_R = 0.541 \end{cases}$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}$$

$$\alpha_m < \alpha_R = 0.395$$

→ Tính theo bài toán cốt đơn
 $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} < \xi_R = 0.541$

Diện tích thép: $A_s = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0}$

$$\mu_{\min} = 0.05\% R_s$$

$$\mu_{\max} = \frac{\xi_R \gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = \frac{0.541 \times 0.9 \times 17}{365} \times 100\% = 2.26\%$$

$$\mu = \frac{A_{sc}}{b h_0} \times 100\%$$

$$\Rightarrow \mu_{\min} < \mu < \mu_{\max} \text{ (thỏa).}$$

Kết quả tính toán được trình bày trong bảng sau:

Bảng 4.8 Kết quả tính thép dầm nắp bể

Beam	M	b	h	a _{gt}	h _o	α	ξ	A _s	μ	Chọn thép					A _s bố trí
	Tm	cm	cm	cm	cm	-	-	cm ²	%	n ₁	φ		n ₂	φ	cm ²
DN1															
Gối	3.020	20	50	5	45	0.04 9	0.05 0	1.89	0.34 2	2	14	+	0	0	3.08
Nhịp	1.84	20	50	5	45	0.03 0	0.03 0	1.14	0.34 2	2	14	+	0	0	3.08
DN2															
Gối	1.920	20	50	5	45	0.03 1	0.03 1	1.19	0.34 2	2	14	+	0	0	3.08
Nhịp	1.31	20	50	5	45	0.02 1	0.02 1	0.81	0.34 2	2	14	+	0	0	3.08
DN3															
Gối	14.72 0	20	40	5	35	0.39 3	0.53 7	15.7 5	2.54 4	3	25	+	2	14	17.80
Nhịp	5.57	20	40	5	35	0.14 9	0.16 2	4.74	1.40 2	2	25	+	0	0	9.82
DN4															
Gối	11.27 0	20	40	5	35	0.30 1	0.36 9	10.8 2	1.62 2	2	25	+	1	14	11.36
Nhịp	8.14	20	40	5	35	0.21 7	0.24 8	7.27	1.40 2	2	25	+	0	0	9.82

4.8.3. Tính cốt đai

Từ mô hình SAP2000, xác định được lực cắt lớn nhất tại 2 gối dầm DN2(20x50)
 $Q = 30.02 \text{ (kN)}$.

Khả năng chịu cắt bé nhất của bê tông:

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_o = 0.6 \times 1 \times 1200 \times 0.2 \times 0.45 = 64.8 \text{ (kN)}$$

Khả năng chịu cắt lớn nhất của bê tông:

$$Q_{b,max} = 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_{bt}bh_o = 0.3 \times 1 \times (1 - 0.01 \times 17) \times 17 \times 200 \times 450 = 380970 \text{ (N)}$$

$$= 380.97 \text{ (kN)}$$

$$\text{Ta có: } Q_{b,min} < Q^t < Q_{b,max}$$

$\Rightarrow$ Tính cốt đai.

Chọn:

$$\text{Cốt đai: } d_{sw} = 8$$

$$\text{Số nhánh đai } n = 2.$$

Xác định được cốt đai theo điều kiện độ bền của tiết diện nghiêng ta có:

$$Q_{max}^t \leq 2 \sqrt{\frac{2R_{bt}bh_o \sum R_{sw}A_{sw}}{s_1}} \Leftrightarrow s_1 < \frac{4(2R_{bt}bh_o \sum R_{sw}A_{sw})}{(Q_{max}^t)^2}$$

$$s_1 < \frac{4 \times (2 \times 1.2 \times 200 \times 450^2 \times (175 \times 2 \times 8^2 \pi / 4))}{(192 \times 1000)^2} = 185 \text{ (mm)} \quad (1)$$

Trong đó:

A_{sw} : tổng diện tích của n nhánh đai (mm^2).

$$\text{Theo điều kiện cấu tạo: } h = 500 > 450 \text{ mm} : s_1 \leq \begin{cases} \frac{h}{3} = 166 \text{ mm} \\ 500 \text{ mm} \end{cases} \quad (2)$$

Từ (1),(2) Chọn $s_1 = 100 \text{ mm}$ bố trí trong đoạn $L/4$ đầu dầm

Chọn $s_2 = 150 \text{ mm}$ bố trí trong đoạn $L/2$ giữa nhịp

4.8.4. Tính cốt treo

Hệ dầm trực giao DN3 và DN4 (dầm phụ) được gác trực tiếp lên hệ dầm chính DN1 và DN2 nên tại chỗ này xuất hiện một lực tập trung khá lớn từ dầm phụ truyền vào dầm chính nên phải bố trí cốt treo để tránh sự phá hủy cục bộ.

Lực tập trung tác dụng lên dầm chính DN1 là $P = 28.36 \text{ (kN)}$.

$$F_{tr} = \frac{P}{R_{sw}} = \frac{28.36 \times 10^3}{1750} = 1.62 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Diện tích cốt treo:

$$\text{Ta có: } h_1 = h_{DN1} - h_{DN4} = 500 - 400 = 100 \text{ (mm)}$$

Chọn 4 đai d8a50 ($F_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2$) bố trí mỗi bên mép dầm DN4 là 2 đai.

Lực tập trung tác dụng lên dầm chính DN2 là $P = 30.17 \text{ (kN)}$.

$$F_{tr} = \frac{P}{R_{sw}} = \frac{30.17 \times 10^3}{1750} = 1.724 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Diện tích cốt treo:

Ta có: $h_2 = h_{DN2} - h_{DN3} = 500 - 400 = 100(\text{mm})$

Chọn 4 đai d8a50 ($F_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2$) bố trí mỗi bên mép dầm DN3 là 2 đai.

4.8.5. Bố trí cốt thép tại lỗ thủng

Thép tại vị trí lỗ thủng có kích thước $1000 \times 1000(\text{mm})$ được bố trí thiên về an toàn ta lấy lớn hơn 1.5 lần diện tích thép mất đi theo phương chịu lực trong phạm vi lỗ thủng để gia cường thép bị mất đi theo phương chịu lực đó.

$$A_s^{gc} > 1.5 \times A_s^{\text{cắt}} = 1.5 \times (4\Phi 8) = 301.5 (\text{mm}^2)$$

Vậy ta chọn bố trí $2\Phi 14$ a50 ($A_s^{gc} = 307.8 \text{ mm}^2$) theo mỗi phương bị cắt thép là đủ.

4.9. TÍNH TOÁN DẦM ĐÁY

4.9.1. Tính thép cốt dọc

Bảng 4.9 . Tải tác dụng lên dầm đáy

DD1	Tĩnh tải từ bản đáy truyền vào dạng tam giác $g_{dd} = g_{bd} + \frac{q_{tr}}{2} = 8.398 + \frac{4.6}{2}$	12.42	
	Hoạt tải từ bản đáy truyền vào dạng tam giác $p_{dn} = p_n + \frac{q_{tr}}{2} = 18.7 + \frac{4.6}{2}$		43.01
	Tĩnh tải phân bố đều bản thành truyền lên dầm đáy $g^n = \gamma^n \times h_n \times H_{th} \times n = 25 \times 0.1 \times 1.2 \times 1.1$	4.95	
DD2	Tĩnh tải từ bản đáy truyền vào dạng hình thang $g_{dn} = g_{bn} + \frac{q_{tr}}{2} = 8.398 + \frac{4.6}{2}$	12.42	
	Hoạt tải từ bản đáy truyền vào dạng hình thang $p_{dn} = p_n + \frac{q_{tr}}{2} = 18.7 + \frac{4.6}{2}$		43.01
	Tĩnh tải phân bố đều bản thành truyền lên dầm đáy $g^n = \gamma^n \times h_n \times H_{th} \times n = 25 \times 0.1 \times 1.2 \times 1.1$	4.95	
DD3	Tĩnh tải từ bản đáy truyền vào dạng tam giác $g_{dd} = 2 \times (g_{bd} + \frac{q_{tr}}{2}) = 2 \times (8.398 + \frac{4.6}{2})$	24.84	
	Hoạt tải từ bản đáy truyền vào dạng tam giác $p_{dd} = 2 \times (p_n + \frac{q_{tr}}{2}) = 2 \times (18.7 + \frac{4.6}{2})$		86.02

DD4	Tính tải từ bản đáy truyền vào dạng hình thang $g_{dn} = 2 \times (g_{bn} + \frac{q_{tt}}{2}) = 2 \times (8.398 + \frac{4.6}{2})$	24.84	
	Hoạt tải từ bản đáy truyền vào dạng tam giác $p_{dn} = 2 \times (p_n + \frac{q_{tt}}{2}) = 2 \times (18.7 + \frac{4.6}{2})$		86.02

Giả thiết $a = 50\text{mm}$ (biên capo làm việc của tiết diện $h_0 = h - a = 700 - 50 = 650\text{(mm)}$)

Tra phụ lục ta có: $\left\{ \begin{array}{l} \text{B30} \\ \text{CIII} \end{array} \right\} \Rightarrow \xi_R = 0.541$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}$$

$$\alpha_m < \alpha_R = 0.395$$

→ Tính theo bài toán cốt đơn
 $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} < \xi_R = 0.541$

Diện tích thép $A_s = \frac{M}{\xi \gamma_b R_b b h_0}$
 $\mu_{min} = 0.05\% \quad R_s$

$\mu_{max} = \frac{\xi_R \gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = \frac{0.541 \times 0.9 \times 17}{365} \times 100\% = 2.26\%$
Kiểm tra hàm lượng cốt thép: 365

$$\mu = \frac{A_{sc}}{b h_0} \times 100\%$$

$$\Rightarrow \mu_{min} < \mu < \mu_{max} \text{ (thỏa).}$$

Bảng 4.9 Kết quả tính thép dầm đáy bể

Beam	M	b	h	a _{gt}	h ₀	α	ξ	A _s	μ	Chọn thép					A _s bố trí
	Tm	cm	cm	cm	cm	-	-	cm ²	%	n ₁	φ		n ₂	φ	cm ²
DD1															
Gối	15.91 0	30	70	5	65	0.08 2	0.08 6	7.01	0.50 3	2	25	+	0	25	9.82
Nhịp	9.57	30	70	5	65	0.04 9	0.05 1	4.14	0.50 3	2	25	+	0	28	9.82
Gối	15.91 0	30	70	5	65	0.08 2	0.08 6	7.01	0.50 3	2	25	+	0	25	9.82
DD2															
Gối	9.990	30	70	5	65	0.05 2	0.05 3	4.33	0.75 5	2	25	+	1	25	14.73

Nhíp	33.93	30	70	5	65	0.17 5	0.19 4	15.8 4	0.94 7	3	28	+	0	28	18.47
Gối	9.990	30	70	5	65	0.05 2	0.05 3	4.33	0.75 5	2	25	+	1	25	14.73
DD3															
Gối	15.27	30	60	5	55	0.11 0	0.11 7	8.08	0.59 5	2	25	+	0	25	9.82
Nhíp	33.93	30	60	5	55	0.24 4	0.28 5	19.7 1	1.34 1	2	28	+	2	25	22.13
Gối	15.27 0	30	60	5	55	0.11 0	0.11 7	8.08	0.59 5	2	25	+	0	25	9.82
DD4															
Gối	48.76 0	30	60	5	55	0.35 1	0.45 4	31.4 3	2.01 2	3	28	+	3	25	33.20
Nhíp	48.16	30	60	5	55	0.34 7	0.44 7	30.8 9	2.01 2	3	28	+	3	25	33.20
Gối	48.76 0	30	60	5	55	0.35 1	0.45 4	31.4 3	2.01 2	3	28	+	3	25	33.20

Vì chiều cao dầm $\geq 700(\text{mm})$ nên đặt thép giá 2d12 ở giữa dầm.

4.9.3. Tính cốt đai

Từ mô hình sap2000, xác định được lực cắt lớn nhất tại 2 gối dầm DD2(30x70)

$$Q = 372.73 \text{ (kN)}.$$

Khả năng chịu cắt bé nhất của bê tông:

$$Q_{b,\min} = \phi_{b3}(1 + \phi_n)R_{bt}bh_o = 0.6 \times 1 \times 1200 \times 0.3 \times 0.65 = 140.4 \text{ (kN)}$$

Khả năng chịu cắt lớn nhất của bê tông:

$$Q_{b,\max} = 0.3\phi_{w1}\phi_{b1}R_bbh_o = 0.3 \times 1 \times (1 - 0.01 \times 17) \times 17 \times 300 \times 650 = 825435 \text{ (N)}$$

$$= 825.4 \text{ (kN)}.$$

$$\text{Ta có: } Q_{b,\min} < Q^{\text{tt}} < Q_{b,\max}$$

$\Rightarrow$ Tính cốt đai.

Chọn:

$$\text{Cốt đai: } d_{sw} = 8$$

$$\text{Số nhánh đai } n = 2.$$

Xác định bước cốt đai theo điều kiện độ bền của tiết diện nghiêng ta có:

$$Q_{\max}^{\text{tt}} \leq 2 \sqrt{\frac{2R_{bt}bh_o \sum R_{sw}A_{sw}}{s_1}} \Leftrightarrow s_1 < \frac{4(2R_{bt}bh_o \sum R_{sw}A_{sw})}{(Q_{\max}^{\text{tt}})^2}$$

$$s_1 < \frac{4 \times (2 \times 1.2 \times 300 \times 650^2 \times (175 \times 2 \times 8^2 \pi / 4))}{(192 \times 1000)^2} = 580 \text{ (mm)} \quad (1)$$

Trong đó:

A_{sw} : tổng diện tích của n nhánh đai (mm^2).

Theo điều kiện cấu tạo:

$$h = 700 > 450\text{mm} : s_1 \leq \begin{cases} \frac{h}{3} = 223\text{mm} \\ 500\text{mm} \end{cases} \quad (2)$$

Từ (1),(2) chọn $s_1 = 100\text{mm}$ bố trí trong đoạn $L/4$ đầu dầm
Chọn $s_2 = 150\text{mm}$ bố trí trong đoạn $L/2$ giữa nhịp

4.9.4. Tính cốt treo

Hệ dầm trực giao DD3 và DD4 (dầm phụ) được gác trực tiếp lên hệ dầm chính DD1 và DD2 nên tại chỗ này xuất hiện một lực tập trung khá lớn từ dầm phụ truyền vào dầm chính nên phải bố trí cốt treo để tránh sự phá hủy cục bộ.

Lực tập trung tác dụng lên dầm chính DD1 là $P = 173 \text{ (kN)}$.

Sử dụng cốt treo dạng vai bò:
$$A_{sv} = \frac{P}{2R_s \sin \alpha} = \frac{173 \times 10^3}{2 \times 280 \times \sin(45^\circ)} = 437(\text{mm}^2)$$

Diện tích cốt treo 1 bên:

α : góc nghiêng của vai bò.

Chọn 1 đai d25 ($A_{sv} = 491\text{mm}^2$).

Lực tập trung tác dụng lên dầm chính DD2 là $P = 168.65 \text{ (kN)}$.

Sử dụng cốt treo dạng vai bò:
$$A_{sv} = \frac{P}{2R_s \sin \alpha} = \frac{168.65 \times 10^3}{2 \times 280 \times \sin(45^\circ)} = 426(\text{mm}^2)$$

Diện tích cốt treo 1 bên:

Chọn 1 đai d25 ($A_{sv} = 491\text{mm}^2$).

4.10. TÍNH CỘT HỒ NƯỚC

Để đơn giản tính toán và xem kết quả gần đúng ta xem cột như một cấu kiện chịu nén đúng tâm và bỏ qua moment do tải trọng gió. Chọn tiết diện ngang của cột là $300 \times 300(\text{mm})$, bố trí 8d16 ($F = 1608\text{mm}^2$).

Lực nén lên cột (lấy bằng phản lực chân cột từ kết quả giải SAP2000)

$$P = 788.98 \text{ (kN)}.$$

Do trọng lượng bản thân cột:

$$G_{cot} = 0.3 \times 0.3 \times (1.7 + 1.1) \times 25 \times 1.1 = 6.93(\text{kN})$$

Tổng lực nén:

$$N = P_1 + P_2 + G_{cot} = 788.98 + 6.93 = 795.91(\text{kN})$$

Kiểm tra khả năng chịu lực của cột:

$$N \leq N_{gh} = \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{sc})$$

Trong đó:

R_b và R_{sc} là cường độ tính toán chịu nén của bê tông và cốt thép.

A_b và A_{sc} là diện tích tiết diện bê tông và cốt thép.

φ là hệ số giảm khả năng chịu lực do uốn dọc (hệ số uốn dọc).

Chiều dài tính toán:

$$l_0 = \mu \times l = 0.7 \times (1.7 + 1.1) = 1.96(\text{m})$$

Độ mảnh của cột:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{1.96}{0.288 \times b} = \frac{1.96}{0.288 \times 0.3} = 22.7$$

Ta có: $14 < \lambda < 120 \Rightarrow \varphi = 1.028 - 0.0016\lambda - 0.0000288\lambda^2 = 0.977$

Khả năng chịu lực của cột:

$$N_{gh} = 0.977 \times (17 \times (300^2 - 8 \times \frac{16^2 \pi}{4}) \times 10^{-3} + 365 \times 8 \times \frac{16^2 \pi}{4} \times 10^{-3}) = 2055(\text{kN})$$

$N = 795.91(\text{kN}) < N_{gh} = 2055(\text{kN})$ (thỏa).

4.11. KIỂM TRA NÚT

Tính nứt theo TCVN 5574-2012.

Theo bảng 1, TCVN 5574-2012 về vấn đề cấp chống nứt và giá trị bề rộng vết nứt giới hạn để đảm bảo hạn chế thấm cho kết cấu. Bê nước mái thuộc cấp 3 với giá trị bề rộng vết nứt giới hạn là $[a_{cr}] = 0.2(\text{mm})$

Điều kiện kiểm tra nứt : $a_{cr} \leq [a_{cr}]$

$$a_{cr} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3.5 - 100\mu) \sqrt{d}$$

Với (theo công thức 147, TCVN 5574-2012).

Trong đó :

δ : hệ số phụ thuộc vào sự làm việc của cấu kiện

φ_l : hệ số phụ thuộc tải trọng

η : hệ số phụ thuộc hình dạng thanh thép (có gờ, trơn,..)

σ_s : ứng suất trong các thanh cốt thép S lớp ngoài cùng hoặc (khi có ứng lực trước) số gia ứng suất do tác dụng của ngoại lực.

E_s : môđun đàn hồi của cốt thép

μ : hàm lượng cốt thép của tiết diện

d : đường kính cốt thép

Thiên về an toàn ta tính nứt cho phương có nội lực lớn

Các thông số tính toán :

+ $\delta = 1$ (cấu kiện chịu uốn)

+ $\varphi_l = 1.2$ (kết cấu làm từ bê tông nặng trong trạng thái bão hòa nước)

+ $\eta = 1$ (cốt thép thanh có gờ)

+ $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$

+ $\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z}$ (cấu kiện chịu uốn)

Với : M là moment kiểm tra do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.

Để đơn giản cho việc tính toán, momen do tải trọng tiêu chuẩn gây ra lấy bằng momen tính toán chia cho hệ số 1.15.

P = 0 : ứng lực nén trước

A_s : diện tích tiết diện cốt thép

Z : khoảng cách từ trọng tâm diện tích tiết diện cốt thép S đến điểm đặt của hợp lực trong vùng chịu nén của tiết diện bê tông phía trên vết nứt.

$\beta + \frac{10\mu\alpha}{10\mu\alpha}$: chiều cao tương đối vùng chịu nén của bê tông.

$\beta=1.8$: đối với bê tông nặng

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b,ser}} ; \quad \lambda = \varphi_f = \frac{2\nu}{bh_0} ; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

$\nu = 0.45$: hệ số đặc trưng trạng thái đàn-dẻo của bê tông vùng chịu nén.

Bê tông B30 có $R_{b,ser} = 17.0 MPa$

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]$$

A'_s : diện tích cốt thép căng trước, $A'_s = 0$.

Bảng 4.10 Các thông số tính toán

$E_s(MPa)$	$E_b(MPa)$	$R_{b,ser}(MPa)$	δ	ν	φ_l	η	α	β
200000	32500	17.0	1	0.15	1.2	1	6.15	1.8

Bảng 4.11 Kiểm tra nứt cho cầu kiện bể nước mái

CẦU KIỆN		b (mm)	h_0 (mm)	$\varnothing$ (mm)	M (kNm)	δ	A_s (cm^2)	ξ	z	σ_s	$a_{cre}(mm)$	ktra
BẢN ĐÁY	GỒI	1000	130	10	18.5	0.064	7.85	0.55	94.25	250	0.011	ok
	NHỊP	1000	130	10	8.11	0.028	3.93	0.54	94.9	219	0.005	ok
BẢN THÀNH		1000	130	8	3.83	0.013	2.51	0.53	95.5	160	0.0016	ok

Kết luận: Bể nước thỏa mãn điều kiện khe nứt.

CHƯƠNG V: TÍNH TOÁN SÀN TẦNG ĐIỆN HÌNH

5.1. LỰA CHỌN SƠ BỘ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN CÁC CẦU KIẾN

5.1.1. Sơ bộ tiết diện cột

Diện tích sơ bộ tiết diện cột được xác định theo công thức:

$$A = \frac{k \cdot N}{\gamma_b \cdot R_b} = \frac{k \cdot \sum n_i q_i \cdot S}{\gamma_b \cdot R_b}$$

Trong đó:

k : hệ số kể đến ảnh hưởng của momen trong khung

$k = 1.1$ (cột giữa)

$k = 1.2 - 1.3$ (cột biên)

$k = 1.4$ (cột góc)

n : số sàn trên cột cần tính

q : tải trọng tác dụng lên sàn, lấy theo kinh nghiệm để sơ bộ kích thước cột, q lấy bằng $1,1 \text{ T/m}^2$

S : diện truyền tải của sàn lên cột R_b : cường độ chịu nén của bê tông

γ_b : hệ số điều kiện làm việc của bê tông, tra bảng 15-TCVN 5574-2012, chọn

$\gamma_b = \gamma_{b2} = 1$

Do càng lên cao, tải trọng truyền lên cột càng giảm nên có thể giảm tiết diện cột, để thuận tiện cho thi công, ta chọn 3 tầng thay đổi tiết diện cột một lần.

Ta có bảng tính sơ bộ tiết diện cột :

Bảng 5.1 Sơ bộ tiết diện cột biên

Cột Biên										
Tầng	Str.tai (m ²)	n	q (T/m ²)	N (T)	k	Ftt (cm ²)	b (cm)	x (cm)	h (cm)	Fchọn (cm ²)
Tầng 1 -Tầng 5	41.85	17	1.1	782.595	1.2	5524	70	x	70	4900
Tầng 6- 9	41.85	12	1.1	552.42	1.2	3899	65	x	65	4225
Tầng 10 - 13	41.85	8	1.1	368.28	1.2	2600	60	x	60	3600
Tầng 14 - Mái	41.85	4	1.1	184.14	1.2	1300	55	x	55	3025

Bảng 5.2 Sơ bộ tiết diện cột giữa

Cột Giữa										
Tầng	Str.tai (m ²)	n	q (T/m ²)	N (T)	k	Ftt (cm ²)	b (cm)	x (cm)	h (cm)	Fchọn (cm ²)
Tầng 1 -Tầng 5	41.85	17	1.1	782.595	1.2	5524	70	x	70	4900
Tầng 6- 9	41.85	12	1.1	552.42	1.2	3899	65	x	65	4225

Tầng 10 - 13	41.85	8	1.1	368.28	1.2	2600	60	x	60	3600
Tầng 14 - Mái	41.85	4	1.1	184.14	1.2	1300	55	x	55	3025

5.1.2. Sơ bộ kích thước tiết diện vách.

Chiều dày vách của lõi cứng được lựa chọn sơ bộ dựa vào chiều cao toà nhà, số tầng, ...
Tiết diện vách chọn theo TCXD 198-1997 mục 3.4.1, theo đó :

$$t_w \geq \frac{H}{20} \text{ và } t_w \geq 150 \text{ mm}$$

Trong đó:

t_w : chiều dày vách

H: chiều cao tầng, với $H = 3600 \text{ mm}$ ta có $t_w \geq \frac{3600}{20} = 180 \text{ mm}$

Chọn sơ bộ tiết diện vách bao ngoài lõi thang máy dày 300mm

5.1.3. Sơ bộ tiết diện dầm

Kích thước dầm chính chọn sơ bộ với $L_n = 9.6 \text{ m}$

$h_d = (1/12 \div 1/8)L_n = (800 \sim 1200) \text{ mm}$, chọn $h_d = 600 \text{ mm}$.

$b_d = (1/4 \div 1/2)h_d = (150 \sim 300) \text{ mm}$, chọn $b_d = 400 \text{ mm}$.

Chọn sơ bộ kích thước dầm chính ($b \times h$) = 400x600mm

Chiều cao và bề rộng tiết diện dầm phụ được chọn theo điều kiện độ cứng:

Kích thước dầm phụ chọn sơ bộ với $L = 9.6 \text{ m}$

$$h_{dp} = (1/20 \div 1/12).L ; b_{dp} = (1/4 \div 1/2). h_{dp}$$

$$h_{dp} = (1/20 \div 1/12).L = (1/20 \div 1/12).8000 = (480 \div 800) \text{ mm}$$

$$b_{dp} = (1/4 \div 1/2). h_{dp} = (1/4 \div 1/2). 500 = (125 \div 250) \text{ mm}$$

Chọn ($b_{dp} \times h_{dp}$) = (200x500) mm

5.1.4. Sơ bộ tiết diện sàn

Phân loại bản sàn:

Xét tỉ số 2 cạnh ô bản làm việc, L_1 là cạnh ngắn, L_2 là cạnh dài như sau:

Nếu $L_2/L_1 \leq 2 \Rightarrow$ Bản thuộc loại bản kê, bản làm việc 2 phương.

Nếu $L_2/L_1 > 2 \Rightarrow$ Bản thuộc loại bản dầm, coi như bản làm việc 1 phương L_1 .

Giả sử lựa chọn sơ bộ chiều dày sàn theo sàn có kích thước lớn nhất:

Bản kê 4 cạnh (sàn làm việc 2 phương)

$$h_s = \frac{1}{40} \times L_1$$

Chọn sơ bộ chiều dày sàn với chiều dài cạnh ngắn $L_1 = 4.5 \text{ m}$

$$h_s = \frac{L_1}{40 \div 45} = \frac{4500}{40 \div 45} = (100 \div 112) (\text{mm})$$

Chọn bề dày bản sàn là: $h_s = 120 (\text{mm})$

5.2. TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN SÀN

5.2.1. Tải trọng thường xuyên do các lớp vật liệu sàn

Tính tải phụ thuộc vào các lớp cấu tạo vật liệu sàn. Tính tải bao gồm trọng lượng bản thân bản BTCT, tải hoàn thiện và tải tường. Trong đồ án, xác định tính tải của sàn tầng điển hình như sau :

- Trọng lượng bản thân bản BTCT:

Vật liệu	Chiều dày (m)	(kG/m ³)	Tải tiêu chuẩn (kN/m ²)	HSVT n	Tải tính toán (kN/m ²)
Bản BTCT	0.12	2500	3	1.1	3.3

5.2.2. Tải hoàn thiện

Bảng 5.3 Tải hoàn thiện sàn tầng điển hình

ST T	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tính tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tính tải tính toán	Qui đổi hsvt n=1.1
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	
1	Bản thân kết cấu sàn(phần mềm tự tính)	25	0	0.00	1.1	0.00	0.00
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần:						
	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.2	0.24	0.22
	- Vữa lát nền	18	35	0.63	1.3	0.82	0.74
	- Vữa lát trần	18	15	0.27	1.3	0.35	0.32
3	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60	0.55
4	Tường xây trên sàn			0.75	1.2	0.90	0.82
5	Tổng tính tải:			2.35		2.91	2.65

Bảng 5.4 Tải hoàn thiện sàn tầng mái, sân thượng

ST T	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tính tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tính tải tính toán	Qui đổi hsvt n=1.1
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

1	Bản thân kết cấu sàn(phần mềm tự tính)	25	0	0.00	1.1	0.00	0.00
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần:						
	- Lớp gạch chống nóng	20	10	0.20	1.2	0.24	0.22
	- Vữa lát nền	18	15	0.27	1.3	0.35	0.32
	- Vữa tạo dốc	18	30	0.54	1.3	0.70	0.64
	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04	0.04
	- Vữa lát trần	18	20	0.36	1.3	0.47	0.43
3	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60	0.55
4	Tường xây trên sàn			0.75	1.2	0.90	0.82
5	Tổng tính tải:			2.65		3.30	3.00

Bảng 5.5 Tải hoàn thiện sàn tầng 1 hành lang ngoài

ST T	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán	Qui đổi hsvt n=1.1
		(kN/ m ³)	(mm)	(kN/ m ²)		(kN/ m ²)	
1	Bản thân kết cấu sàn(phần mềm tự tính)	25	0	0	1.1	0	0.00
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần:			0		0	0.00
	- Bê Tông Nhựa	23.5	50	1.175	1.1	1.2925	1.18
	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	50	0.9	1.3	1.17	1.06
	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.039	0.04
3	Hệ thống kỹ thuật			0.5	1.2	0.6	0.55
4	Tường xây trên sàn			0.75	1.2	0.9	0.82
5	Tổng tính tải:			3.355		4.00	3.64

Bảng 5.5 Tải hoàn thiện sàn tầng hầm

ST T	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán	Qui đổi hsvt n=1.1
---------	----------	-------------------------	--------------	------------------------------	-------------------------	-----------------------------	-----------------------

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)	tải	(kN/m ²)	
1	Bản thân kết cấu sàn(phần mềm tự tính)	25	0	0.00	1.1	0.00	0.00
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần:						
	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	50	0.90	1.3	1.17	1.06
	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04	0.04
3	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60	0.55
4	Tường xây trên sàn			0.75	1.2	0.90	0.82
5	Tổng tĩnh tải:			2.18		2.71	2.46

Bảng 5.6 Tải hoàn thiện sàn nhà vệ sinh

ST T	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vư ợt tải	Tĩnh tải tính toán	Qui đổi hsvt n=1.1
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	
1	Bản thân kết cấu sàn(phần mềm tự tính)	25	0	0.00	1.1	0.00	0.00
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần:						
	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.2	0.24	0.22
	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	35	0.63	1.3	0.82	0.74
	-Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04	0.04
	- Vữa lát trần	18	15	0.27	1.3	0.35	0.32
3	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60	0.55
4	Tường xây trên sàn			0.75	1.2	0.90	0.82
5	Tổng tĩnh tải:			2.38		2.95	2.68

Bảng 5.7 Tải hoàn thiện cầu thang

ST T	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vư ợt tải	Tĩnh tải tính toán	Qui đổi hsvt n=1.1
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	
1	Bản thân kết cấu sàn(phần mềm tự tính)	25	0	0.00	1.1	0.00	0.00

2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần:						
	- Đá hoa cương	20	20	0.40	1.2	0.48	0.44
	- Vữa lát nền	18	35	0.63	1.3	0.82	0.74
	- Bê tông	18	54.5	0.98	1.3	1.28	1.16
	- Vữa trát	18	15	0.27	1.3	0.35	0.32
3	Tổng tính tải:			2.28		2.93	2.66

5.2.3. Hoạt tải tác dụng

Hoạt tải được xác định dựa trên công năng các phòng theo TCVN 2737-1995

Bảng 5.8 Hoạt tải tác dụng

STT	Tên sàn	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m ²)			Hệ số vượt tải	Hoạt tải tính toán
		Phần dài hạn	Phần ngắn hạn	Toàn phần		(kN/m ²)
1	Tầng hầm	1.80	3.20	5.00	1.20	6.00
2	Thang, sảnh, hành lang	1.00	2.00	3.00	1.20	3.60
3	Khu thương mại	1.00	2.00	3.00	1.20	3.60
4	Văn phòng	1.00	1.00	2.00	1.20	2.40
5	Sàn WC	0.30	1.20	1.50	1.30	1.95
6	Mái bằng có sử dụng (sân thượng)	1.00	1.00	2.00	1.20	2.40
7	Mái bằng không có sử dụng	0.00	0.75	0.75	1.30	0.98

Ghi chú : hệ số vượt tải với các giá trị tính tải và hoạt tải nêu trên được lấy theo TCVN 2737-1995.

Tĩnh tải : hệ số vượt tải $n=1.1$

Hoạt tải: hệ số vượt tải $n=1.2$ (khi hoạt tải $\geq 2\text{kN/m}^2$), $n=1.3$ (khi hoạt tải $< 2\text{kN/m}^2$)

- Tải trọng gió:

Với kết cấu nhà cao tầng, tải trọng gió có tác động đến nội lực cũng như kết cấu công trình. Tuy nhiên trong đồ án này, để đơn giản quá trình tính toán, sinh viên không đưa vào khi tính toán sàn.

5.3. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC

5.3.1. Phương pháp phần tử hữu hạn

Hiện nay, với sự phát triển của công nghệ thông tin và các phần mềm tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH), việc tính toán ngày càng trở nên thuận tiện và chính xác. Phương pháp PTHH là một công cụ có hiệu lực để giải các bài toán từ đơn

giản đến phức tạp trong nhiều lĩnh vực. Thực chất của phương pháp này là chia phần tử biến dạng thành nhiều phần tử có kích thước hữu hạn gọi là phần tử hữu hạn. Các phần tử này được liên kết với nhau bằng các điểm gọi là nút. Các phần tử này vẫn là các phần tử liên tục trong phạm vi của nó, nhưng do có hình dạng đơn giản nên cho phép nghiên cứu dễ dàng hơn dựa trên cơ sở của một số quy luật về sự phân bố chuyển vị và nội lực. Kết cấu liên tục được chia thành một số hữu hạn các miền hoặc các kết cấu con có kích thước càng nhỏ càng tốt nhưng phải hữu hạn.

-Kết luận :

Để tính toán nội lực sàn phẳng có mũ cột có 3 phương pháp tính là phương pháp phân phối trực tiếp, phương pháp khung tương đương và phương pháp phần tử hữu hạn. Trong đó, với sự phát triển của khoa học máy tính thì phương pháp phần tử hữu hạn được sử dụng rộng rãi và cho kết quả chính xác hơn cả. Phương pháp PTHH mô hình hoá được sự làm việc của kết cấu trong thực tế, đặc biệt các kết cấu siêu tĩnh phức tạp. Thiết kế sàn theo phương pháp PTHH giúp dễ dàng tính toán khả năng chịu cắt và độ võng của sàn hay sự thay đổi các giá trị trên khi thay đổi các thông số đầu vào. Trong phạm vi đồ án, sinh viên lựa chọn phương pháp PTHH để tính toán, trong đó sử dụng phần mềm SAFE để tính nội lực, xem các ô sàn được liên kết với nhau, tạo nên các dải liên sàn liên tục có sự làm việc chung với nhau.

5.3.2. Tính toán và bố trí thép sàn tầng điển hình

a. Tính toán nội lực: (Sử dụng phần mềm Safe v12.3.2)

Bảng 5.9 Tổ hợp tải trọng tính toán

TỔ HỢP TẢI TRỌNG TÍNH TOÁN			
STT	TÊN TỔ HỢP TẢI TRỌNG	TẢI TRỌNG	Kiểu Tổ Hợp
1	U1	$1.1DL+1.1SDL+1.2LL$	ADD
2	U2	$1.1DL+1.1SDL+1.2WX$	ADD
3	U3	$1.1DL+1.1SDL-1.2WX$	ADD
4	U4	$1.1DL+1.1SDL+1.2WY$	ADD
5	U5	$1.1DL+1.1SDL-1.2WY$	ADD
6	U6	$1.1DL+1.1SDL+0.9(1.2)LL+0.9(1.2)WX$	ADD
7	U7	$1.1DL+1.1SDL+0.9(1.2)LL-0.9(1.2)WX$	ADD
8	U8	$1.1DL+1.1SDL+0.9(1.2)LL+0.9(1.2)WY$	ADD
9	U9	$1.1DL+1.1SDL+0.9(1.2)LL-0.9(1.2)WY$	ADD
10	EU	$U1+U2+...+U8+U9$	ENVELOP

Các ô sàn được chia thành các dải trên cột và dải giữa nhịp để lấy nội lực. Dải trên cột là dải đi qua các hàng cột có bề rộng bằng 2m, dải giữa nhịp là dải được hình thành từ giữa 2 đường biên của hai dải cột.

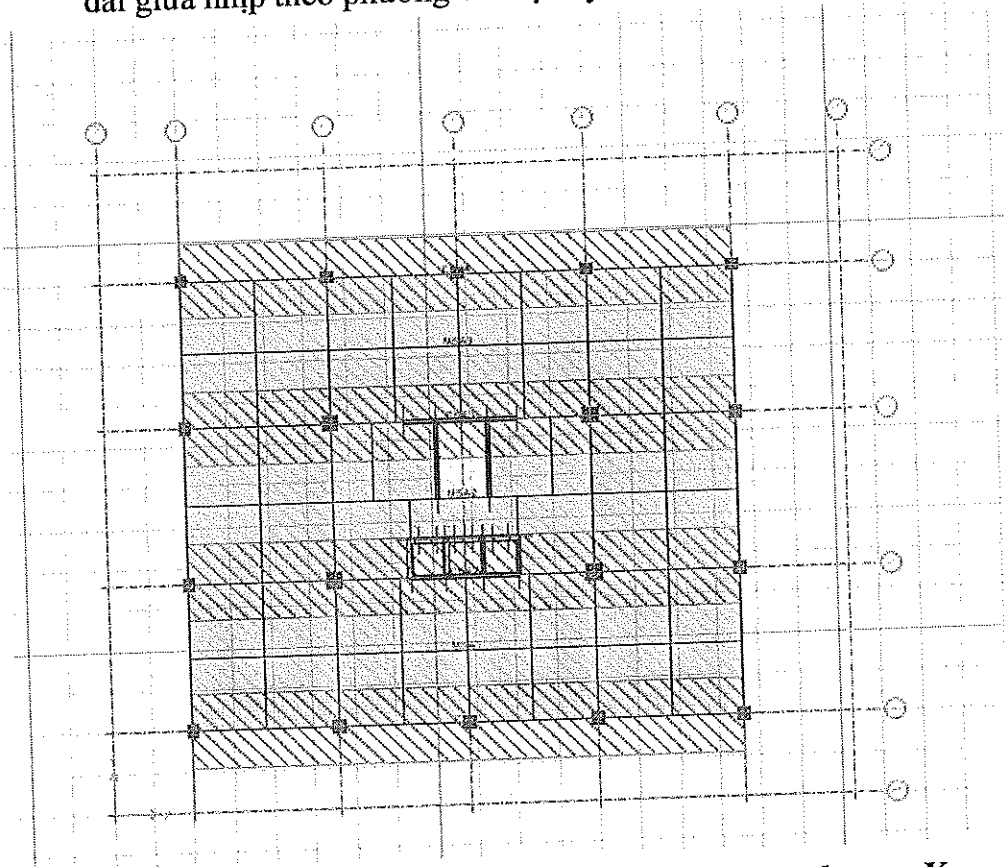
Hình chia dải trên mặt bằng, thể hiện tên dải và bề rộng dải.

Ghi chú : dải trên cột theo phương X được ký hiệu là CSA

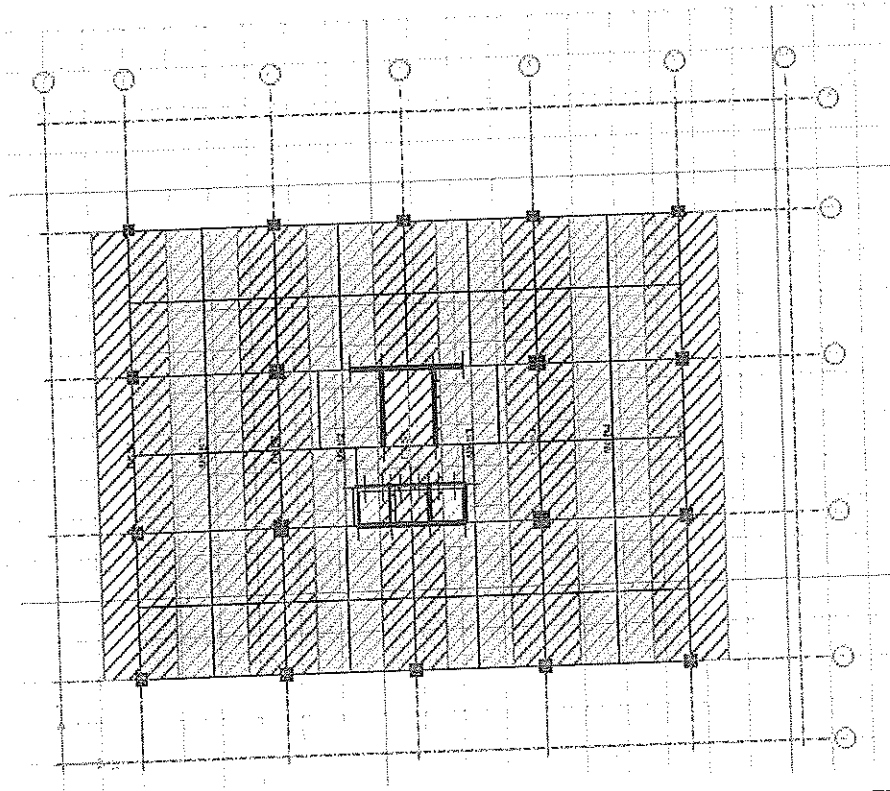
dải trên cột theo phương Y được ký hiệu là CSB

dải giữa nhịp theo phương X được ký hiệu là MSA

dải giữa nhịp theo phương Y được ký hiệu là MSB

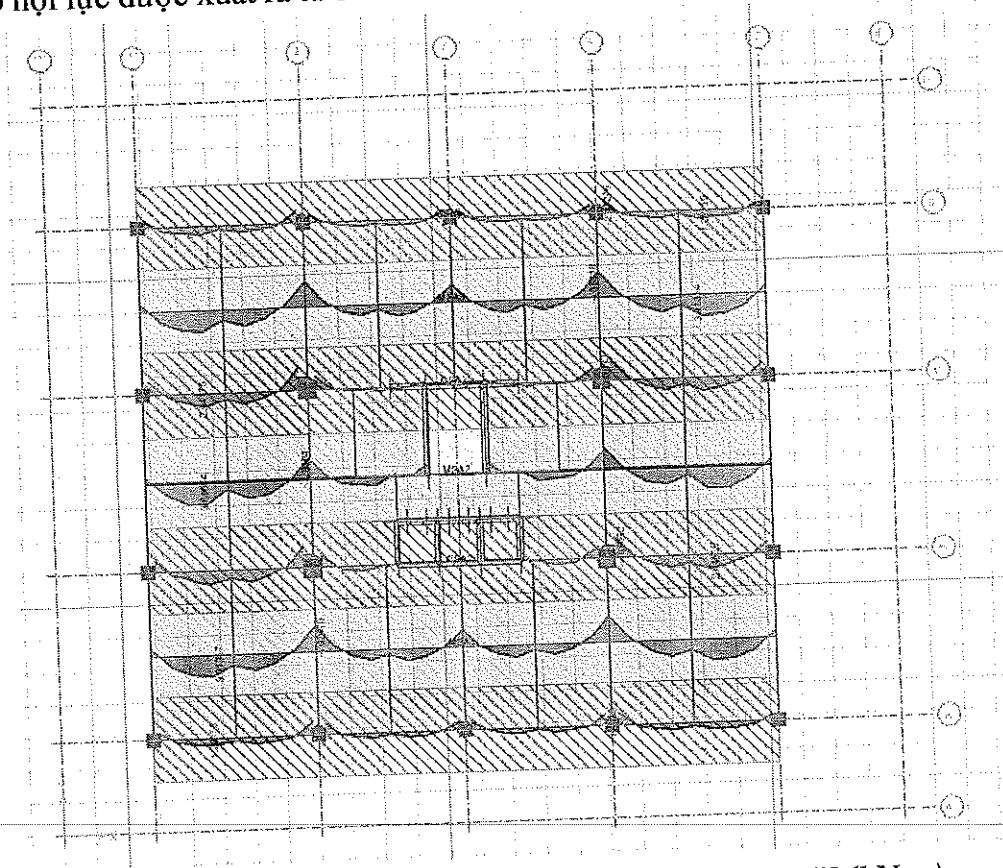


Hình 5.1 Sơ đồ chia dải sàn trong safe theo phương X

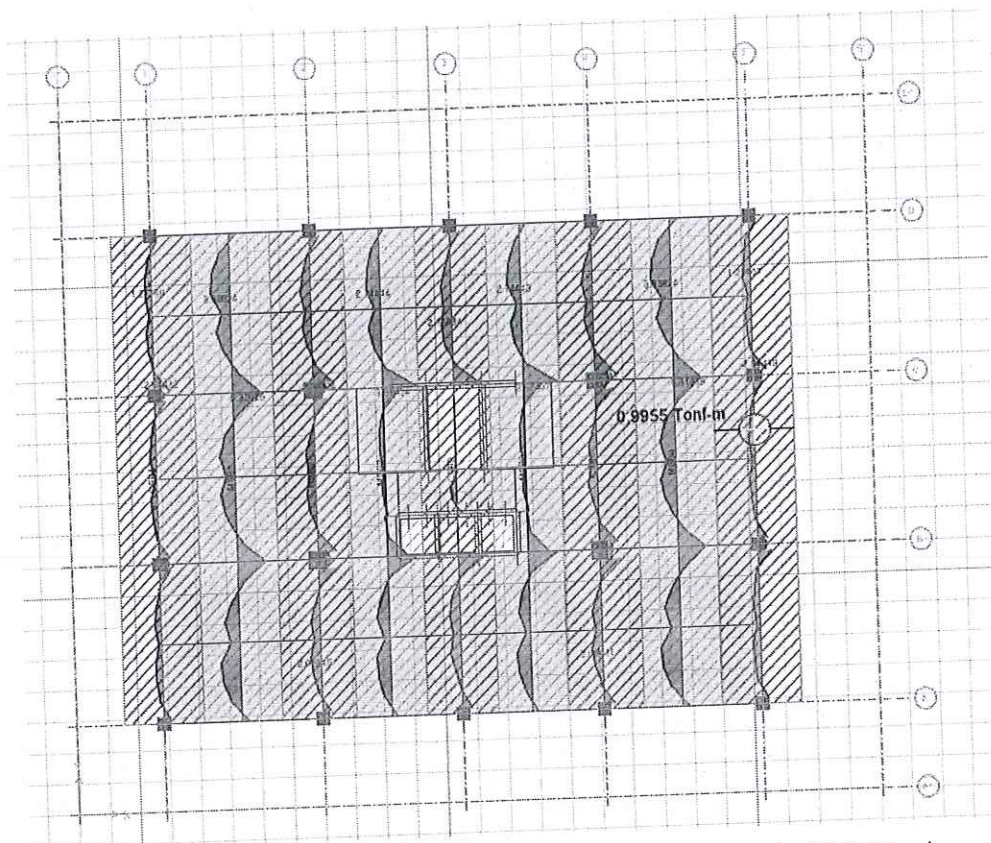


Hình 5.2 Sơ đồ chia dải sàn trong safe theo phương Y

Biểu đồ nội lực được xuất ra từ safe:

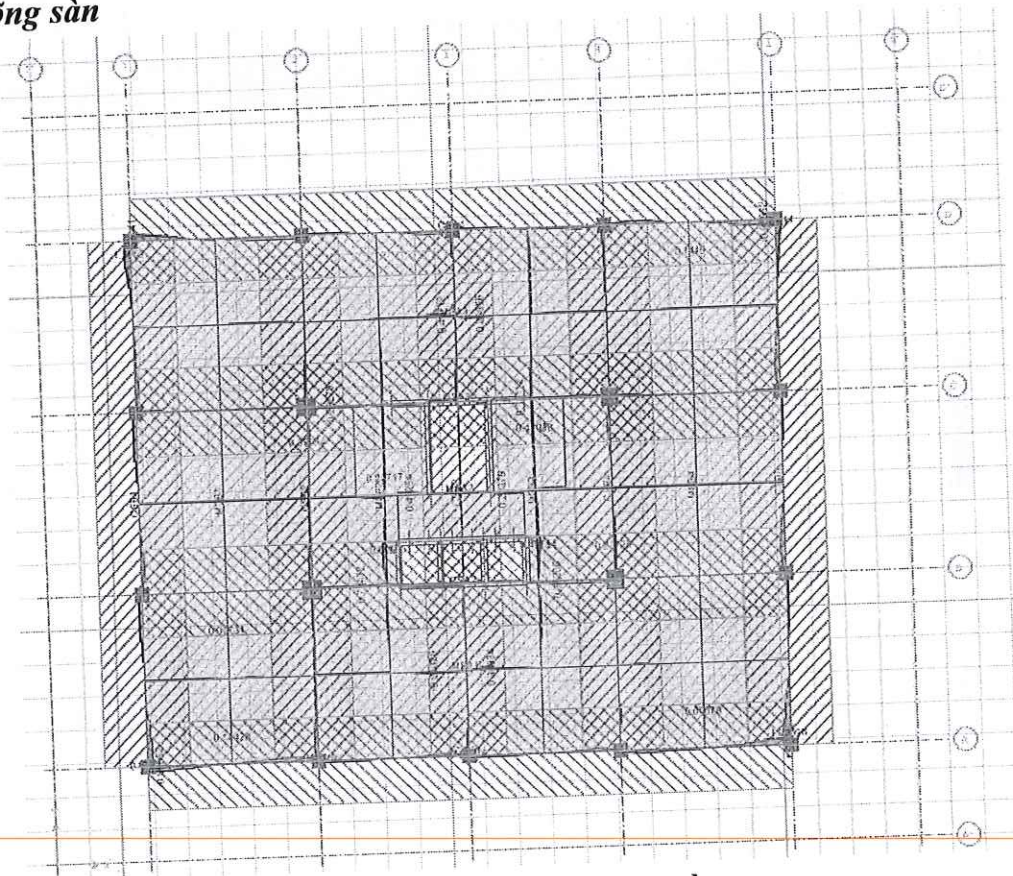


Hình 5.3 Biểu đồ bao moment theo phương X (kN.m)



Hình 5.4 Biểu đồ bao moment theo phương Y (kN.m)

b. Độ võng sàn



Hình 5.5 Ký hiệu sàn tầng 2

Ta chọn ô bản có kích thước lớn nhất và tải trọng lớn để tính võng cho sàn là ô F5

Ta cắt bản sàn với bề rộng 1m để tính võng của sàn như đối với dầm đơn giản và tính võng theo cạnh dài của ô bản với kích thước $l = 9.6 \text{ m}$

Độ võng được xác định:

$$f_m = \left(\frac{-}{r} \right)_m \times \beta \times l^2 \quad \leq [f] = \frac{L}{250} = \frac{960}{250} = 3.84 (\text{cm})$$

Trong đó:

$\left(\frac{-}{r} \right)_m$ xác định theo công thức 158(TCVN 5574-2012) khi không có vết nứt trong

vùng chịu kéo

(TCVN 5574-2012)

β là hệ số đặc trưng của tải trọng lấy theo bảng F1-TCVN 5574-2012 ($\beta = \frac{5}{48}$) ta xem

liên kết giữa sàn và dầm là liên kết khớp để tính độ võng cho ô sàn.

Độ võng cho phép của bản sàn $[f]$ lấy theo bảng C1(TCVN 5574-2012)

Kiểm tra độ võng bằng phương pháp tính tay:

Căn cứ mục 7.4.3.4 TCVN 5574-2012 thì độ cong của cấu kiện bị nứt trong vùng chịu kéo được tính theo công thức:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} + \frac{1}{r_4}$$

Trong đó: M_1

$\frac{1}{r_1} = \frac{M_1}{\phi_{b1} \times E_b \times I_{red}}$ là độ cong do tải trọng tạm thời ngắn hạn

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_2 \times \phi_{b2}}{\phi_{b1} \times E_b \times I_{red}}$$

là độ cong do tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng thường xuyên.

$$\frac{1}{r_3}$$

là độ cong do tác dụng ngắn hạn của ứng lực nén trước

$$\frac{1}{r_4}$$

là độ cong của cấu kiện do co ngót và từ biến của bê tông khi chịu ứng lực nén

trước.

Đối với cấu kiện không ứng lực trước, giá trị cong $\frac{1}{r_3}$ và $\frac{1}{r_4}$ cho phép lấy bằng không.

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \frac{M_1 + M_2 \times \phi_{b2}}{\phi_{b1} \times E_b \times I_{red}}$$

Trong đó:

M_1, M_2 là moment do ngoại lực tương ứng (ngắn hạn và dài hạn) đối với trục vuông góc với mặt phẳng tác dụng của moment uốn và đi qua trọng tâm tiết diện qui đổi.

$\phi_{b1} = 0.85$ là hệ số xét đến ảnh hưởng của từ biến ngắn hạn của bê tông, được lấy như

sau:

+ Đối với bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ có cốt liệu nhỏ loại đặc chắc và bê tông tổ ong (đối với kết cấu ứng lực trước hai lớp làm từ bê tông tổ ong và bê tông nặng): lấy bằng 0,85

+ Đối với bê tông nhẹ có cốt liệu nhỏ xốp và bê tông rỗng: lấy bằng 0,7;
 φ_{b2} là hệ số xét đến ảnh hưởng của từ biến dài hạn của bê tông đến biến dạng cấu kiện không có vết nứt, được lấy theo Bảng 33-TCVN 5574-2012. Chọn $\varphi_{b2} = 2$

Tính toán:

Bê tông B30 $E_b = 32500$ MPa, thép CIII $E_s = 20 \cdot 10^4$ MPa

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \times 10^4}{32500} = 6.15$$

→

Diện tích tiết diện ngang quy đổi khi coi bê tông là vật liệu đàn hồi

$$A_{red} = b \times h + \alpha(A_s + A'_s) = 100 \times 12 + 6.15 \times (5.24 + 2.62) = 1248.34 (cm^2)$$

$$x = \frac{b h^2 + 2 \alpha (A'_s h_0 + A_s a)}{2 A_{red}} = \frac{100 \times 12^2 + 2 \times 6.15 \times (5.24 \times 9.5 + 2.62 \times 3.5)}{2 \times 1248.34} = 6.06 (cm)$$

Momen tĩnh của tiết diện quy đổi đối với trục qua mép chịu nén:

$$S_{red} = \frac{b h^2}{2} + \alpha (A'_s h_0 + A_s a) = \frac{100 \times 12^2}{2} + 6.15 \times (5.24 \times 9.5 + 2.62 \times 3.5) = 7562.5 (cm^2)$$

Khoảng cách từ trọng tâm O đến mép chịu nén:

$$x_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{7562.5}{1248.34} = 6.06 (cm)$$

Momen quán tính đối với trục trung hoà của vùng bê tông chịu kéo:

$$I'_{bo} = \frac{b(h-x)^3}{3} = \frac{100 \times (12-6.06)^3}{3} = 6986.15 (cm^4)$$

Momen quán tính đối với trục trung hoà của vùng bê tông chịu nén:

$$I_{bo} = \frac{b x^3}{12} + b x \frac{x^2}{4} = \frac{100 \times (6.06)^3}{3} = 7418.17 (cm^4)$$

Momen quán tính đối với trục trung hoà của diện tích cốt thép chịu kéo:

$$I_{so} = A_s (h-x-a)^2 = 5.24 \times (12-6.06-2.5)^2 = 62 (cm^4)$$

Momen quán tính đối với trục trung hoà của diện tích cốt thép chịu nén:

$$I'_{so} = A'_s (x-a)^2 = 2.62 \times (6.06-2.5)^2 = 33.2 (cm^4)$$

Momen quán tính của Ared đối với trục qua trọng tâm:

$$I_{red} = I'_{bo} + I_{bo} + I'_{so} + I_{so} = 6986.15 + 7418.17 + 62 + 33.2 = 14499.52 (cm^4)$$

Tải trọng tiêu chuẩn của ô bản sàn là: $q^{tc} = p^{tc} + g^{tc} = 3 + 2.65 + 2 = 7.65 \text{ kN/m}^2$

Momen của ô bản tại giữa nhịp là:

Sơ đồ đàn hồi tính M_1^{ic} theo công thức:

$$M_1^{ic} = \alpha_2 \times p^{ic} \times l_{11} \times l_{12}$$

$$M_2^{ic} = \alpha_2 \times g^{ic} \times l_{11} \times l_{12}$$

$$\frac{l_{12}}{l_{11}} = \frac{9.6}{8} = 1.2$$

Với l_{11} tra bảng phụ lục 6-Sách sàn sườn bê tông toàn khối-GS.Nguyễn

Đình Công, ta được: $\alpha_2 = 0.0142$

$$M_1 = \alpha_2 \times p^{ic} \times l_{11} \times l_{12} = 0.0142 \times 2 \times 9.6 \times 8 = 2.18 \text{ kN.m}$$

$$M_{21} = \alpha_2 \times g^{ic} \times l_{11} \times l_{12} = 0.0142 \times (3 + 2.65) \times 9.6 \times 8 = 6.16 \text{ kN.m}$$

$$f_m = \left(\frac{1}{r} \right)_m \times \beta \times l^2 = \frac{M_1 + M_2 \times \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \times E_b \times I_{red}} \times \beta \times l^2$$

Vậy độ võng của ô sàn là:

$$= \left(\frac{2.18 + 6.16 \times 2}{0.85 \times 32500000 \times 1.45 \times 10^{-4}} \right) \times \frac{5}{48} \times 9.6^2 = 0.035(m) = 3.5cm$$

$$f_m = 3.5cm \leq f_u = 3.84cm \text{ vậy sàn thỏa mãn điều kiện về độ võng}$$

c. Kiểm tra điều kiện vết nứt

Kết cấu bê tông cốt thép có thể bị nứt do nhiều nguyên nhân: như do co ngót của bê tông, do sự thay đổi nhiệt độ và độ ẩm, do sai sót khi thi công, do tác dụng của tải trọng. Khe nứt có thể làm cho công trình bị thấm, cốt thép bị rỉ sét,..., làm giảm khả năng chịu lực, gây mất mỹ quan và làm giảm tuổi thọ của công trình.

Moment chống uốn của tiết diện với mép chịu kéo:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{h - x_o} = \frac{4499.52}{12 - 6.06} = 2441 (cm^3)$$

$$r_{pl} = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{2441}{1248.34} = 1.96$$

Moment tĩnh của vùng bê tông chịu kéo đối với trục trung hòa:

$$S_{bo} = \frac{b(h-x)^2}{2} = \frac{100 \times (12 - 6.06)^2}{2} = 1764.18 (cm^3)$$

Moment kháng uốn của thép ngoài chịu kéo:

$$W_{pl} = \frac{2(I_{bo} + \alpha I_{so} + \alpha I_{so})}{h - x} + S_{bo} = \frac{2 \times (7418.17 + 6.15 \times 62 + 6.15 \times 33.2)}{12 - 6.06} + 1764.18 = 4459 (cm^3)$$

$$M_{arc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 17000 \times 4.459 \times 10^{-3} = 75 (kNm)$$

Moment ngoại lực trên tiết diện $M = M_1 = 2.18 \text{ kN.m} < M_{arc} = 75 \text{ kN.m}$

Vậy cấu kiện không bị nứt.

d. Tính toán cốt thép

Tính toán cốt thép cho tiết diện hình chữ nhật b x h

-Bê tông sử dụng là B30 (M400) có $R_b = 17 \text{ (MPa)}$

-Cốt thép CIII có $R_s = R_{sc} = 365$ (MPa)

-Giả thuyết khoảng cách từ mép cấu kiện đến trọng tâm cốt thép là $a = 25$ mm.

$$\rightarrow h_0 = h - a$$

-Công thức tính cốt thép :

$$A_s = \xi \frac{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s}$$

Trong đó

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \leq \xi_R = 0.541$$

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép được chọn } \mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b}{R_s} = \frac{0.541 \times 1 \times 17}{365} = 2.52\%$$

Bố trí thép cấu tạo cho sàn d10a300

Ta có bảng tính thép:

Bảng 5.10 Bảng tính thép sàn theo phương X

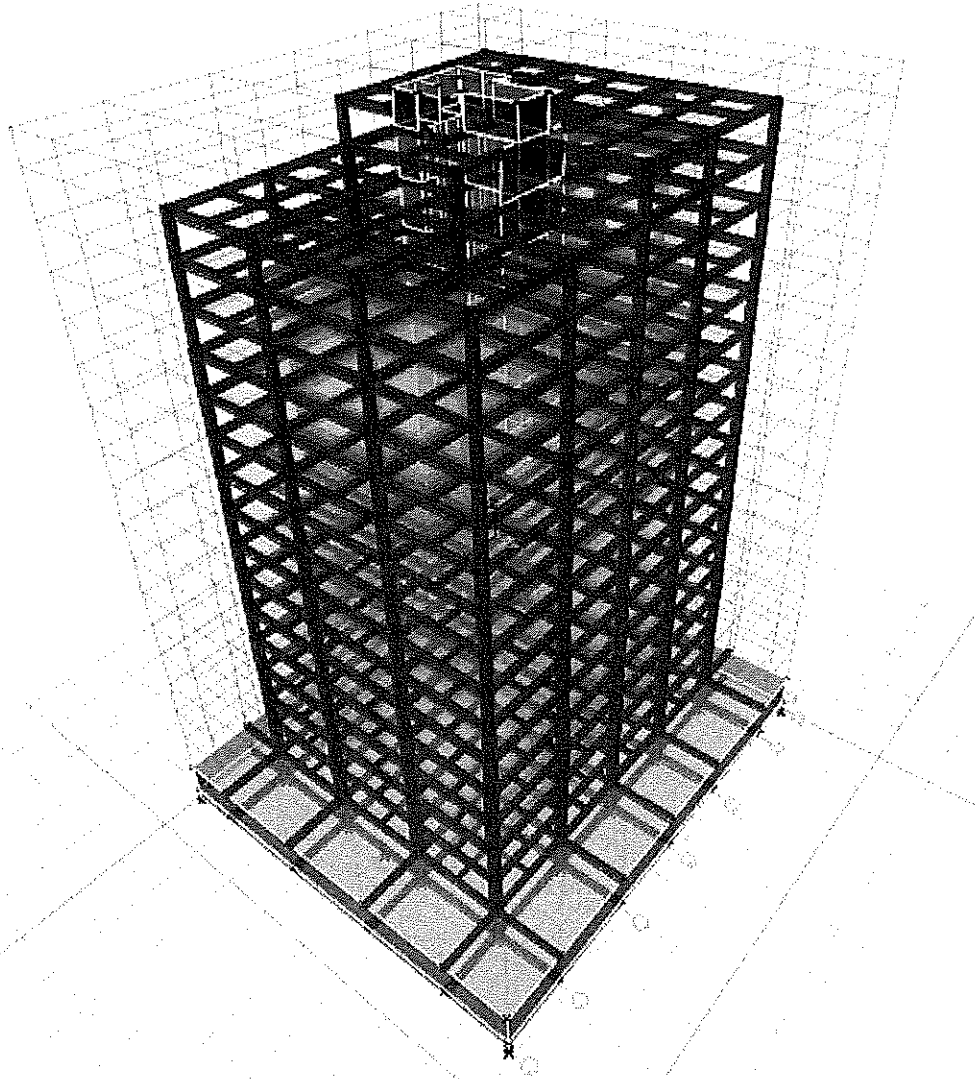
Strip	Comb	M		b	h	a	h _o	a	x	Steel Grade	R _s		A _s	A _s	m	Thép chọn				A _{sc}	Check		
		T _m									(kg/cm ²)	cm ²				cm ² /m	%	f	s			f	s
X DIRECTION																							
SÀN TẦNG 2																							
CSA1	EU	1.243	225	12	2.5	9.5	0.036	0.037	0.037	SD390	3650	3.65	1.62	0.17	0	300	10	200	3.93	2.42			
CSA1	EU	-3.147	225	12	2.5	9.5	0.091	0.096	0.096	SD390	3650	9.53	4.24	0.45	0	300	10	150	5.24	1.24			
CSA2	EU	2.328	465	12	2.5	9.5	0.033	0.033	0.033	SD390	3650	6.83	1.47	0.15	0	300	10	200	3.93	2.68			
CSA2	EU	-6.535	465	12	2.5	9.5	0.092	0.096	0.096	SD390	3650	19.80	4.26	0.45	0	300	10	150	5.24	1.23			
CSA3	EU	2.324	465	12	2.5	9.5	0.033	0.033	0.033	SD390	3650	6.81	1.47	0.15	0	300	10	200	3.93	2.68			
CSA3	EU	-6.771	465	12	2.5	9.5	0.095	0.100	0.100	SD390	3650	20.55	4.42	0.47	0	300	10	150	5.24	1.18			
CSA4	EU	1.245	225	12	2.5	9.5	0.036	0.037	0.037	SD390	3650	3.66	1.63	0.17	0	300	10	200	3.93	2.42			
CSA4	EU	-3.149	225	12	2.5	9.5	0.091	0.096	0.096	SD390	3650	9.54	4.24	0.45	0	300	10	150	5.24	1.23			
MSA1	EU	4.011	450	12	2.5	9.5	0.058	0.060	0.060	SD390	3650	11.92	2.65	0.28	0	300	10	200	3.93	1.48			
MSA1	EU	-6.410	450	12	2.5	9.5	0.093	0.098	0.098	SD390	3650	19.44	4.32	0.45	0	300	10	150	5.24	1.21			
MSA2	EU	4.023	480	12	2.5	9.5	0.055	0.056	0.056	SD390	3650	11.94	2.49	0.26	0	300	10	200	3.93	1.58			
MSA2	EU	-5.610	480	12	2.5	9.5	0.076	0.079	0.079	SD390	3650	16.85	3.51	0.37	0	300	10	150	5.24	1.49			
MSA3	EU	4.019	450	12	2.5	9.5	0.058	0.060	0.060	SD390	3650	11.95	2.66	0.28	0	300	10	200	3.93	1.48			
MSA3	EU	-6.378	450	12	2.5	9.5	0.092	0.097	0.097	SD390	3650	19.33	4.30	0.45	0	300	10	150	5.24	1.22			

Bảng 5.11 Bảng tính thép sàn theo phương Y

Strip	Comb	M		b	h	a	h _o	a	x	Steel Grade	R _s	A _s		m	Chọn thép						Check		
		T _m										cm	cm		cm	cm	-	-	cm ²	cm ² /m	%	f	s
Y DIRECTION																							
BF2 SLABS																							
CSB1	EU	1.242	225	12	2.5	9.5	0.036	0.037	0.037	SD390	3650	3.65	1.62	0.17	0	300	10	200	300	10	200	3.93	2.42
CSB1	EU	-3.504	225	12	2.5	9.5	0.101	0.107	0.107	SD390	3650	10.68	4.75	0.50	0	300	10	100	300	10	100	7.85	1.66
CSB2	EU	1.980	425	12	2.5	9.5	0.030	0.031	0.031	SD390	3650	5.80	1.36	0.14	0	300	10	200	300	10	200	3.93	2.88
CSB2	EU	-6.107	425	12	2.5	9.5	0.094	0.099	0.099	SD390	3650	18.53	4.36	0.46	0	300	10	100	300	10	100	7.85	1.80
CSB3	EU	2.283	400	12	2.5	9.5	0.037	0.038	0.038	SD390	3650	6.71	1.68	0.18	0	300	10	200	300	10	200	3.93	2.34
CSB3	EU	-7.355	400	12	2.5	9.5	0.120	0.128	0.128	SD390	3650	22.66	5.67	0.60	0	300	10	100	300	10	100	7.85	1.39
CSB4	EU	1.980	425	12	2.5	9.5	0.030	0.031	0.031	SD390	3650	5.80	1.36	0.14	0	300	10	200	300	10	200	3.93	2.88
CSB4	EU	-6.107	425	12	2.5	9.5	0.094	0.099	0.099	SD390	3650	18.53	4.36	0.46	0	300	10	100	300	10	100	7.85	1.80
CSB5	EU	1.242	225	12	2.5	9.5	0.036	0.037	0.037	SD390	3650	3.65	1.62	0.17	0	300	10	200	300	10	200	3.93	2.42
CSB5	EU	-3.504	225	12	2.5	9.5	0.101	0.107	0.107	SD390	3650	10.68	4.75	0.50	0	300	10	100	300	10	100	7.85	1.66
MSB1	EU	4.039	450	12	2.5	9.5	0.059	0.060	0.060	SD390	3650	12.01	2.67	0.28	0	300	10	200	300	10	200	3.93	1.47
MSB1	EU	-7.196	450	12	2.5	9.5	0.104	0.110	0.110	SD390	3650	21.97	4.88	0.51	0	300	10	100	300	10	100	7.85	1.61
MSB2	EU	2.847	400	12	2.5	9.5	0.046	0.048	0.048	SD390	3650	8.41	2.10	0.22	0	300	10	200	300	10	200	3.93	1.87
MSB2	EU	-8.355	400	12	2.5	9.5	0.136	0.147	0.147	SD390	3650	26.01	6.50	0.68	0	300	10	100	300	10	100	7.85	1.21
MSB3	EU	2.847	400	12	2.5	9.5	0.046	0.048	0.048	SD390	3650	8.41	2.10	0.22	0	300	10	200	300	10	200	3.93	1.87
MSB3	EU	-8.426	400	12	2.5	9.5	0.137	0.148	0.148	SD390	3650	26.25	6.56	0.69	0	300	10	100	300	10	100	7.85	1.20
MSB4	EU	4.040	450	12	2.5	9.5	0.059	0.060	0.060	SD390	3650	12.01	2.67	0.28	0	300	10	200	300	10	200	3.93	1.47
MSB4	EU	-7.196	450	12	2.5	9.5	0.104	0.110	0.110	SD390	3650	21.97	4.88	0.51	0	300	10	100	300	10	100	7.85	1.61

CHƯƠNG VI: THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 2

6.1.XÂY DỰNG MÔ HÌNH VÀ XÁC ĐỊNH TẦN SỐ DAO ĐỘNG RIÊNG



Hình 6.1 Mô hình không gian

6.1.1.Bài toán động

Bài toán động và bài toán tĩnh khác nhau ở hai điểm chủ yếu:

+ Tải trọng động thay đổi theo thời gian về độ lớn, phương chiều và cả điểm đặt lên công trình. Kéo theo là sự thay đổi ứng xử của công trình, cụ thể là trong nội lực kết cấu. Như vậy kết quả phân tích các giá trị cần biết của kết cấu về nội lực, chuyển vị phải là giá trị của hàm biến thiên theo thời gian.

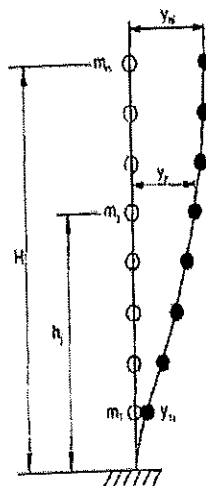
+ Do kết cấu có khối lượng, khi chuyển động có gia tốc thì phát sinh lực quán tính. Phải kể đến lực quán tính này trong các phương trình tính toán. Do đó, có thể thấy khối lượng công trình là một yếu tố có ảnh hưởng lớn đến tính chất động học của công

trình.

6.1.2. Cơ sở lý thuyết

Ta chấp nhận các giả thuyết sau khi tính toán bài toán động :

- + Sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó
- + Khối lượng toàn bộ của một tầng được tập trung tại một điểm và đặt ở cao trình sàn.
- + Sơ đồ tính được chọn là hệ thanh công sơn có hữu hạn điểm tập trung khối lượng



Hình 6.2 Sơ đồ tính khung

Do công trình nhà cao tầng có nhiều điểm tập trung khối lượng, việc tính toán trở nên phức tạp nên cần sử dụng phần mềm để trợ giúp xác định các dao động riêng. Trong phạm vi đồ án, sinh viên sử dụng phần mềm Etabs 16.2.0 để tính toán tần số và dạng dao động của công trình.

6.1.3. Tính toán các dao động riêng

Toàn bộ các kết cấu chịu lực của công trình được mô hình hoá dạng không gian 3 chiều, với :

- + Cột và dầm được mô hình bằng phần tử Frame
- + Vách và sàn được mô hình bằng phần tử Shell
- + Trọng lượng bản thân của kết cấu do phần mềm Etabs tự tính toán.

Theo mục 3.2.4 – TCVN 229:1999, khi kể đến các khối lượng chết tạm thời trên công trình trong việc tính toán động lực tải trọng gió, cần đưa vào hệ số triết giảm khối lượng.

Theo Bảng 1 – TCVN 229:1999, đối với các công trình dân dụng, hệ số triết giảm khối lượng lấy bằng 0.5

Khối lượng tham gia dao động : $100\%(DL+SDL) + 50\%LL$

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
LL	0.5
DL	1
SDL	1
WALL	1
EL	0.5

Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

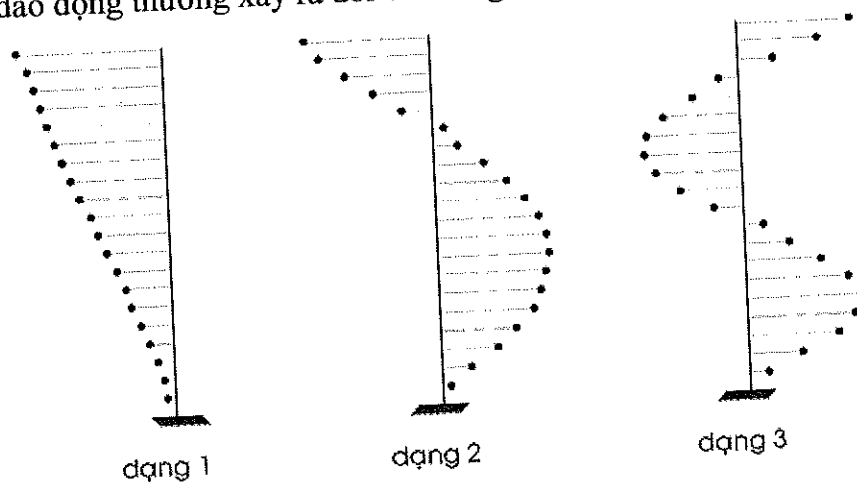
☒ Include Lateral Mass

☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

Hình 6.3 Khai báo khối lượng tham gia phân tích dao động

Các dạng dao động thường xảy ra đối với công trình nhà cao tầng :



Hình 6.4 Các dạng dao động cơ bản

Bảng 6.1 Khảo sát 12 mode dao động đầu tiên

Case	Period	UX	UY	RZ	f (Hz)
	sec				
Modal1	2.088	4.32E-05	0.5309	0.0214	0.4789
Modal2	1.879	0.0038	0.0218	0.4249	0.5322
Modal3	1.676	0.5385	3.57E-05	0.004	0.5967
Modal4	0.598	0.0005	0.0086	0.061	1.6722
Modal5	0.544	0.0001	0.1057	0.0043	1.8382
Modal6	0.413	0.1297	7.35E-06	0.0009	2.4213
Modal7	0.318	0.0003	0.0007	0.026	3.1447
Modal8	0.242	1.97E-05	0.0461	0.0005	4.1322
Modal9	0.205	3.19E-05	0.001	0.0133	4.8780
Modal10	0.18	0.0489	7.03E-06	0.0002	5.5556
Modal11	0.148	3.07E-05	0.0022	0.0073	6.7568
Modal12	0.137	0	0.0243	0.0007	7.2993

6.2. TẢI TRỌNG GIÓ

6.2.1. Thành phần gió tĩnh

Theo mục 6.3 – TCVN 2737:1995, giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió W ở độ cao Z so với mốc chuẩn xác định theo công thức :

$$W = W_0 \cdot k(z_j) \cdot c$$

Trong đó :

W_0 : giá trị của áp lực gió theo bảng đồ phân vùng **Phụ lục D** và **Mục 6.4**, công trình xây dựng tại quận 1, thành phố Hồ Chí Minh, thuộc vùng gió IIA có $W_0 = 83 \text{ daN/m}^2$

k : hệ số tính đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao z_j , tra **Bảng 5**, công trình xây dựng tại vị trí tương đối trống trải nên thuộc dạng địa hình B

c : hệ số khí động lấy theo **Bảng 6**

$$c = c_d + c_h = 0.8 + 0.6 = 1.4$$

Tải trọng gió phân bố đều lên bề mặt đón gió của công trình, ta quy các lực phân bố đều này thành lực tập trung đặt tại tâm hình học :

$$W_t = W_j \cdot H_t \cdot B$$

Trong đó :

H_t : chiều cao tầng

B : bề rộng mặt đón gió

Ta có bảng tính gió tĩnh :

Bảng 6.2 Thành phần gió tĩnh

STORY	z_j (m)	$k(z_j)$	W_j (T/m ²)	B_x (m)	B_y (m)	F_x (T)	F_y (T)
TKT	60.5	1.087	0.126	7.00	9.60	3.03	2.21
RF	58	1.074	0.125	25.00	25.60	23.00	22.46
16F	54.4	1.055	0.123	34.00	27.60	12.18	15.00
15F	50.8	1.035	0.120	34.00	27.60	11.95	14.72
14F	47.2	1.014	0.118	34.00	27.60	11.70	14.42
13F	43.6	0.991	0.115	34.00	27.60	11.45	14.10
12F	40	0.968	0.112	34.00	27.60	11.17	13.76
11F	36.4	0.943	0.110	34.00	27.60	10.88	13.41
10F	32.8	0.915	0.106	34.00	27.60	10.57	13.02
9F	29.2	0.886	0.103	34.00	27.60	10.23	12.60
8F	25.6	0.854	0.099	34.00	27.60	9.86	12.15
7F	22	0.819	0.095	34.00	27.60	9.45	11.64
6F	18.4	0.779	0.090	34.00	27.60	8.99	11.07
5F	14.8	0.733	0.085	34.00	27.60	8.46	10.42

4F	11.2	0.678	0.079	34.00	27.60	7.82	9.64
3F	7.6	0.608	0.071	34.00	27.60	7.02	8.65
2F	4	0.508	0.059	34.00	27.60	6.52	8.03
1F	0	0.000	0.000	34.00	27.60	0.00	0.00

6.2.2. Thành phần gió động

Thành phần động của tải trọng gió được xét đến trong tính toán nhà cao tầng khi chiều cao công trình lớn hơn 40 m.

Tuỳ vào mức độ nhạy cảm của công trình đối với tác dụng động lực của tải trọng gió mà thành phần động của tải trọng gió chỉ cần kể tác động do thành phần xung của vận tốc gió hoặc với cả lực quán tính của công trình.

Mức độ nhạy cảm được đánh giá qua tương quan giữa giá trị các tần số dao động riêng cơ bản của công trình, đặc biệt là tần số dao động riêng thứ nhất, với tần số giới hạn f_L cho trong **Bảng 2- TCVN 229:1999** dựa vào hệ số δ .

Với công trình bê tông cốt thép $\delta = 0.3$, công trình thuộc vùng áp lực gió IIA, nên $f_L = 1.3$ (Hz).

So sánh tần số dao động riêng thứ nhất của công trình với tần số giới hạn :

$$f_1 = 0.5211 \text{ (Hz)} < f_L = 1.3 \text{ (Hz)}$$

Theo **mục 4.3 – TCVN 229:1999**, thành phần động của tải trọng gió phải kể đến cả tác dụng của xung vận tốc gió và lực quán tính.

Theo **mục 4.4 – TCVN 229:1999** $f_3 = 0.6498 \text{ (Hz)} < f_L = 1.3 \text{ (Hz)} < f_4 = 1.7762 \text{ (Hz)}$ nên chỉ tính toán đến thành phần động ứng với 3 dạng dao động đầu tiên. Tuy nhiên ta chỉ xét các dao động theo phương X và phương Y, bỏ qua dao động xoắn của công trình.

Các công thức xác định gió động theo **TCVN 229:1999**

Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j đối với dạng dao động thứ i

$$W_{P(ji)} = M_j \cdot \xi_i \cdot \psi_i \cdot \gamma_{ji}$$

Trong đó:

M_j : khối lượng tập trung của phần công trình thứ j

ξ_i : hệ số động lực đối với dạng dao động thứ i, không thứ nguyên phụ thuộc vào thông số ε và độ giảm lôga của dao động δ

Với thông số ε được xác định bằng công thức:

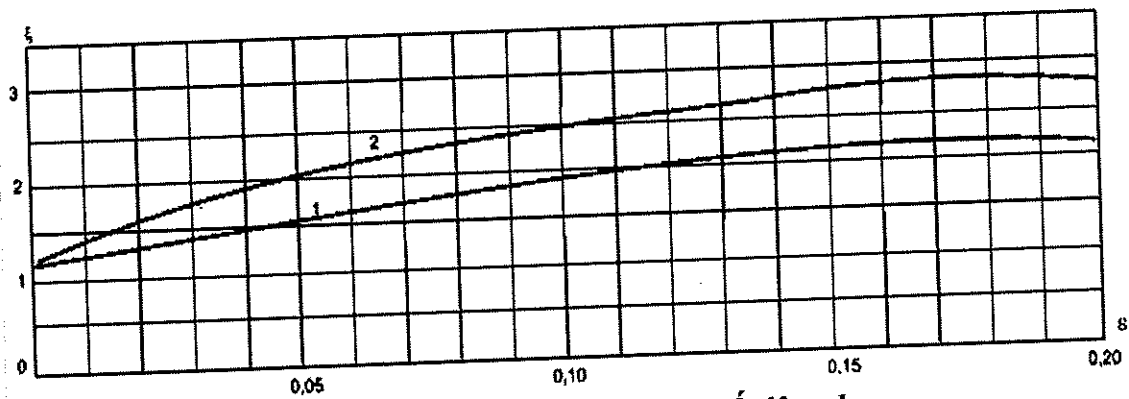
$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{\gamma \cdot W_0}}{940 \cdot f_i}$$

Trong đó:

γ : hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, lấy $\gamma = 1.2$

W_0 : giá trị áp lực gió (N/m^2)

f_i : tần số dao động riêng thứ i (Hz)



Hình 6.5 Đồ thị xác định hệ số động lực

Trong đó:

y_{ji} : dịch chuyển ngang tỷ đối của trọng tâm phần công trình thứ j ứng với dạng dao động riêng thứ i , không thứ nguyên

ψ : hệ số được xác định bằng cách chia công trình thành n phần, trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió có thể coi như không đổi:

$$\psi_i = \frac{\sum_{j=1}^n y_{ji} \cdot W_{Fi}}{\sum_{j=1}^n y_{ji}^2 \cdot M_j}$$

Trong đó:

W_{Fj} : giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j của công trình

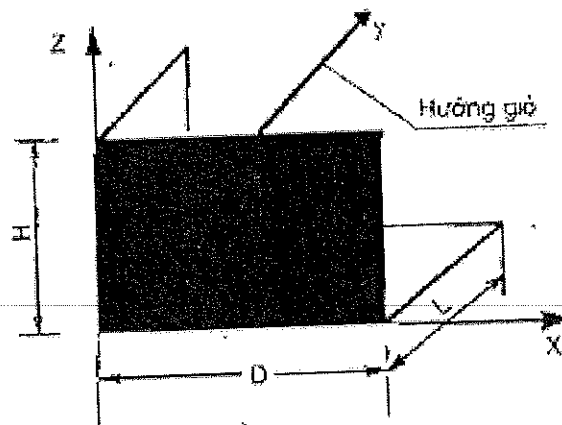
$$W_{Fj} = W_j \cdot \xi_j \cdot S_j \cdot v$$

Với: W_j giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của áp lực gió A

ξ_j hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao ứng với thành phần thứ j của công trình, tra theo **Bảng 3 - TCVN 229:1999**

S_j diện tích đón gió của phần j của công trình (m^2)

v hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió ứng với các dạng dao động khác nhau của công trình, không thứ nguyên. Phụ thuộc vào ρ và χ , xác định thông qua **Bảng 4, Bảng 5 và Hình 1 - TCVN 229:1999**. Giá trị $v = v_1$, các



giá trị ν ứng với các dạng dao động thứ 2 và thứ 3 là $\nu_2 = \nu_3 = 1$

Hình 6.6 Hệ tọa độ khi xác định hệ số tương quan ν

Giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió được xác định theo công thức :

$$W^{tt}_{P(ji)} = W_{P(ji)} \cdot \gamma \cdot \beta$$

Trong đó:

$W_{P(ji)}$: giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j đối với dạng dao động thứ i

γ : hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, lấy $\gamma=1.2$

β : hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian sử dụng giả định của công trình. Tra **Bảng 6 - TCXD 229:1999**, lấy thời gian sử dụng giả định của công trình là 50 năm, $\beta = 1$

Nội lực và chuyển vị gây ra do thành phần tĩnh và động của tải trọng gió được xác định như sau:

$$X = X^t + \sqrt{\sum_{i=1}^s (X_i^d)^2}$$

Trong đó :

X : moment uốn, lực cắt, lực dọc hoặc chuyển vị

X^t : moment uốn, lực cắt, lực dọc hoặc chuyển vị do thành phần tĩnh của tải trọng gió gây ra

X^d : moment uốn, lực cắt, lực dọc hoặc chuyển vị do thành phần động của tải trọng gió gây ra khi dao động ở dạng thứ i

s : số dạng dao động tính toán

Thành phần động của tải trọng gió sẽ được gán vào tâm khối lượng của công trình.

Ta có bảng tính gió động :

Bảng 6.3 Chu kỳ và tần số dao động cần tính

Mod e	Period	$f_i(\text{Hz})$	Phương g tính toán	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Ghi chú
1	2.088	0.48	y	0.000 0	0.530 9	0.000 0	0.436 5	0.000 0	0.021 4	xét đến
2	1.879	0.53	-	0.003 8	0.021 8	0.000 0	0.012 3	0.002 7	0.424 9	-
3	1.676	0.60	x	0.538 5	0.000 0	0.000 0	0.000 0	0.454 4	0.004 0	xét đến
4	0.598	1.67	-	0.000 5	0.008 6	0.000 0	0.007 6	0.000 9	0.061 0	-
5	0.544	1.84	-	0.000 1	0.105 7	0.000 0	0.098 9	0.000 1	0.004 3	-
6	0.413	2.42	-	0.129 7	0.000 0	0.000 0	0.000 0	0.097 9	0.000 9	-
7	0.318	3.14	-	0.000 3	0.000 7	0.000 0	0.000 5	0.000 2	0.026 0	-

Bảng 6.4 Dịch chuyển ngang tương đối giữa các tầng

Bảng 6.4 Dịch chuyển ngang

STORY	z _j (m)	y _j											
		x dir						y dir					
		y _{j1}	y _{j2}	y _{j3}	y _{j4}	y _{j5}	y _{j6}	y _{j1}	y _{j2}	y _{j3}	y _{j4}	y _{j5}	y _{j6}
TKT	60.5	0.000048						-0.014000					
RF	58	-0.000371						-0.003000					
16F	54.4	0.001000						0.000138					
15F	50.8	-0.000012						-0.004000					
14F	47.2	0.001000						-0.017000					
13F	43.6	-0.008000						0.000180					
12F	40	-0.001000						0.001000					
11F	36.4	0.000353						0.018000					
10F	32.8	-0.000091						0.004000					
9F	29.2	0.001000						0.000216					
8F	25.6	0.009000						0.002000					
7F	22	0.000148						0.019000					
6F	18.4	-0.000048						-0.014000					
5F	14.8	-0.004000						0.003000					
4F	11.2	0.001000						-0.000428					
3F	7.6	0.000067						-0.010000					
2F	4	0.001000						-0.012000					
1F	0	-0.010000						-0.000439					

Bảng 6.5 Hệ số tương quan áp lực động

	x dir	y dir	
Trung bình ρ	26.49	32.00	m
$\chi = H$	60.5	60.5	m
v_i	0.687	0.671	

Bảng 6.6 Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên công trình

STORY	z_j (m)	W_j (T/m ²)	ζ_j	M_j (T)	x dir	y dir	$y_{j1}W_{Fj}$	$y_{j1}^2M_j$	$y_{j1}W_{Fj}$	$y_{j1}^2M_j$
TKT	60.5	0.126	0.532	59136.0	0.046	0.045	2.2E-06	1.4E-04	-6.3E-04	1.2E+01
RF	58	0.125	0.535	531755.0	0.046	0.045	-1.7E-05	7.3E-02	-1.3E-04	4.8E+00
16F	54.4	0.123	0.540	936307.7	0.045	0.044	4.5E-05	9.4E-01	6.1E-06	1.8E-02
15F	50.8	0.120	0.545	936307.7	0.045	0.044	-5.5E-07	1.4E-04	-1.8E-04	1.5E+01
14F	47.2	0.118	0.550	932659.8	0.045	0.044	4.5E-05	9.3E-01	-7.4E-04	2.7E+02
13F	43.6	0.115	0.557	933305.2	0.044	0.043	-3.5E-04	6.0E+01	7.7E-06	3.0E-02
12F	40	0.112	0.563	938314.6	0.043	0.043	-4.3E-05	9.4E-01	4.3E-05	9.4E-01
11F	36.4	0.110	0.571	944394.6	0.043	0.042	1.5E-05	1.2E-01	7.6E-04	3.1E+02
10F	32.8	0.106	0.579	944394.6	0.042	0.041	-3.8E-06	7.8E-03	1.7E-04	1.5E+01
9F	29.2	0.103	0.589	944394.6	0.042	0.041	4.2E-05	9.4E-01	8.8E-06	4.4E-02
8F	25.6	0.099	0.600	950092.3	0.041	0.040	3.7E-04	7.7E+01	8.0E-05	3.8E+00
7F	22	0.095	0.613	956860.7	0.040	0.039	5.9E-06	2.1E-02	7.4E-04	3.5E+02
6F	18.4	0.090	0.628	956860.7	0.039	0.038	-1.9E-06	2.2E-03	-5.3E-04	1.9E+02
5F	14.8	0.085	0.647	956860.7	0.038	0.037	-1.5E-04	1.5E+01	1.1E-04	8.6E+00
4F	11.2	0.079	0.673	963246.7	0.036	0.036	3.6E-05	9.6E-01	-1.5E-05	1.8E-01
3F	7.6	0.071	0.711	970703.3	0.034	0.034	2.3E-06	4.3E-03	-3.4E-04	9.7E+01
2F	4	0.059	0.778	970703.3	0.032	0.031	3.2E-05	9.7E-01	-3.7E-04	1.4E+02
1F	0	0.000	0.000	979289.2	0.000	0.000	0.0E+00	9.8E+01	0.0E+00	1.9E-01
Sum							-9.0E-06	1.6E+02	-6.5E-04	1.4E+03

Bảng 6.7 Hệ số ψ

	x dir	y dir
ψ_{1x}	-5.8337	
ψ_{1y}		5.7967

Bảng 6.8 Hệ số động lực

Mode	f_i (Hz)	ε	ξ

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

1	0.48	0.016	1.295
3	0.60	0.020	1.330

Bảng 6.9 Thành phần gió động

STORY	z_j (m)	Gió động	
		W_{Pj} (T/m ²)	
		x-dir	y-dir
TKT	60.5	0.000	0.000
RF	58	0.000	0.001
16F	54.4	0.000	0.000
15F	50.8	0.000	0.002
14F	47.2	0.000	0.010
13F	43.6	0.001	0.000
12F	40	0.000	-0.001
11F	36.4	0.000	-0.010
10F	32.8	0.000	-0.002
9F	29.2	0.000	0.000
8F	25.6	-0.001	-0.001
7F	22	0.000	-0.011
6F	18.4	0.000	0.008
5F	14.8	0.000	-0.002
4F	11.2	0.000	0.000
3F	7.6	0.000	0.006
2F	4	0.000	0.007
1F	0	0.001	0.000

Bảng 6.10 Tổng hợp các thành phần gió tác dụng lên công trình

STORY	z _i (m)	B _x (m)	B _y (m)	Gió tĩnh		Gió động		Gió tổng		Tải tĩnh		Tải động		Tổng tải	
				W _f (T/m ²)	W _{Fj} (T/m ²)		W _{total} (T/m ²)	x-dir	y-dir	(T)	x-dir	(T)	y-dir	(T)	(T)
				y-dir/x-dir	x-dir	y-dir									
TKT	60.5	7.00	9.60	0.126	0.000	0.000	0.126	0.127	0.127	3.03	0.00	0.01	0.01	3.03	2.22
RF	58	25.00	25.60	0.125	0.000	0.001	0.125	0.126	0.126	11.50	0.00	0.09	0.09	11.50	11.32
16F	54.4	34.00	27.60	0.123	0.000	0.000	0.122	0.122	0.122	12.18	0.00	-0.01	-0.01	12.17	14.99
15F	50.8	34.00	27.60	0.120	0.000	0.002	0.120	0.122	0.122	11.95	0.00	0.00	0.28	11.95	14.99
14F	47.2	34.00	27.60	0.118	0.000	0.010	0.118	0.127	0.127	11.70	0.00	-0.01	1.17	11.70	15.59
13F	43.6	34.00	27.60	0.115	0.001	0.000	0.116	0.115	0.115	11.45	0.06	-0.01	-0.01	11.50	14.09
12F	40	34.00	27.60	0.112	0.000	-0.001	0.113	0.112	0.112	11.17	0.01	-0.07	-0.07	11.18	13.69
11F	36.4	34.00	27.60	0.110	0.000	-0.010	0.109	0.099	0.099	10.88	0.00	-1.26	-1.26	10.88	12.15
10F	32.8	34.00	27.60	0.106	0.000	-0.002	0.106	0.104	0.104	10.57	0.00	-0.28	-0.28	10.57	12.74
9F	29.2	34.00	27.60	0.103	0.000	0.000	0.103	0.103	0.103	10.23	-0.01	-0.02	-0.02	10.22	12.59
8F	25.6	34.00	27.60	0.099	-0.001	-0.001	0.099	0.098	0.098	9.86	-0.07	-0.14	-0.14	9.80	12.01
7F	22	34.00	27.60	0.095	0.000	-0.011	0.095	0.084	0.084	9.45	0.00	-1.34	-1.34	9.45	10.30
6F	18.4	34.00	27.60	0.090	0.000	0.008	0.090	0.099	0.099	8.99	0.00	0.99	0.99	8.99	12.06
5F	14.8	34.00	27.60	0.085	0.000	-0.002	0.085	0.083	0.083	8.46	0.03	-0.21	-0.21	8.49	10.21
4F	11.2	34.00	27.60	0.079	0.000	0.000	0.079	0.079	0.079	7.82	-0.01	0.03	0.03	7.82	9.67
3F	7.6	34.00	27.60	0.071	0.000	0.006	0.071	0.076	0.076	7.02	0.00	0.72	0.72	7.02	9.36
2F	4	34.00	27.60	0.059	0.000	0.007	0.059	0.066	0.066	6.52	-0.01	0.96	0.96	6.51	8.98
1F	0	34.00	27.60	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum										162.78	-0.01	0.90	0.90		

Gán tải gió vào mô hình:

Thành phần gió tĩnh gán vào tâm hình học:

- Gán gió tĩnh theo phương X

- Gán gió tĩnh theo phương Y

Thành phần gió động gán vào tâm khối lượng:

- Gán gió động theo phương X

- Gán gió động theo phương Y :

6.3. TỔ HỢP TẢI TRỌNG VÀ KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CỦA CÔNG TRÌNH

6.3.1. Tổ hợp tải trọng

Mục 2.4.2 TCVN 2737-1995: tổ hợp tải trọng cơ bản có một tải trọng tạm thời thì giá trị của tải trọng tạm thời được lấy toàn bộ

Mục 2.4.3 TCVN 2737-1995: tổ hợp tải trọng cơ bản có từ hai tải trọng tạm thời trở lên thì giá trị tính toán của tải trọng tạm thời hoặc các nội lực tương ứng của chúng phải được nhân với hệ số tổ hợp như sau : tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn nhân với hệ số $\psi = 0.9$ (**mục 2.4.3.1 TCVN 2737-1995**)

Căn cứ vào **TCVN 2737-1995** ta lập ra các tổ hợp tải trọng :

+ Tổ hợp trung gian:

$$WINDX = 1WX + 1WPX$$

$$WINDY = 1WY + 1WPY$$

+ Bảng tổ hợp tải trọng tính toán (dùng để tính toán TTGH1 : trạng thái giới hạn về độ bền)

Bảng 6.11 Tổ hợp tải trọng tính toán

STT	Tổ hợp	DL	SDL	WALL	LL	WINDX	WINDY
1	U1	1x1.1	1x1.1	1x1.1	1x1.2		
2	U2	1x1.1	1x1.1	1x1.1		1x1.2	
3	U3	1x1.1	1x1.1	1x1.1		1x(-1.2)	
4	U4	1x1.1	1x1.1	1x1.1			1x1.2
5	U5	1x1.1	1x1.1	1x1.1			1x(-1.2)
6	U6	1x1.1	1x1.1	1x1.1	0.9x1.2	0.9x1.2	
7	U7	1x1.1	1x1.1	1x1.1	0.9x1.2	0.9x(-1.2)	
8	U8	1x1.1	1x1.1	1x1.1	0.9x1.2		0.9x1.2
9	U9	1x1.1	1x1.1	1x1.1	0.9x1.2		0.9x(-1.2)

EU = envelope (U1, U2, U3,..., U9)

+ Bảng tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn : (dùng để tính TTGH2 : trạng thái giới hạn về điều kiện sử dụng bình thường).

Bảng 6.12 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn

STT	Tổ hợp	DL	SDL	WALL	LL	WINDX	WINDY
1	S1	1	1	1	1		
2	S2	1	1	1		1	
3	S3	1	1	1		-1	
4	S4	1	1	1			1
5	S5	1	1	1			-1
6	S6	1	1	1	0.9	0.9	
7	S7	1	1	1	0.9	-0.9	
8	S8	1	1	1	0.9		0.9
9	S9	1	1	1	0.9		-0.9

ES = envelope (S1, S2, S3,...,S9)

SDISP = envelope (-WX, WX, -WY, WY)

6.3.2. Kiểm tra ổn định tổng thể công trình

a. Kiểm tra chuyển vị đỉnh công trình

Theo Bảng C.4 TCVN 5574-2012, chuyển vị giới hạn theo phương ngang f_u của nhà nhiều tầng $f_u = H/500$

Với $H = 60.8\text{m}$ chiều cao công trình tính từ mặt móng đến đỉnh công trình

$$f_u = 60.8/500 = 0.122 \text{ (m)} = 122 \text{ (mm)}$$

Chuyển vị ngang lớn nhất tại tầng mái của công trình ứng với tổ hợp ES được xuất ra từ phần mềm Etabs cho trong bảng sau :

Bảng 6.13 Chuyển vị đỉnh công trình

Story	Combo	UX	UY
		m	m
TẦNG MÁI	ES Max	0.016	0.032
TẦNG MÁI	ES Min	-0.018	-0.028

Nhận xét : Từ Bảng kết quả cho thấy chuyển vị ngang lớn nhất của TẦNG MÁI là $32\text{mm} < [f_u] = 122\text{mm}$. Vậy công trình thỏa chuyển vị đỉnh

b. Kiểm tra chuyển vị tương đối giữa các tầng

Theo Bảng C.4, TCVN 5574:2012, chuyển vị giới hạn theo phương ngang f_u của một tầng nhà nhiều tầng là : $[f_u] = \frac{h_s}{500}$

h là chiều cao một tầng.

$$\frac{f_u}{h_s} = \frac{1}{500} = 0.002$$

Chuyển vị ngang tương đối cho phép giữa các tầng là

Chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng của công trình ứng với tổ hợp ESDRIFT được xuất từ phần mềm tính toán ETABS .

Nhận xét : Từ Bảng kết quả cho thấy chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng lớn nhất là $0.000048 < 0.002$. Vậy công trình thỏa chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng.

6.4.TÍNH TOÁN CỐT THÉP KHUNG TRỤC 2

6.4.1.Số liệu tính toán:

Ta chọn lại tiết diện cột theo bảng sau:

Bảng 6.15 Tiết diện cột các tầng

TẦNG	CHIỀU CAO (m)	CỘT BIÊN (mm)	CỘ GIỮA (mm)
Mái	3.6	550x550	550x550
16	3.6		
15	3.6		
14	3.6		
13	3.6	600x600	600x600
12	3.6		
11	3.6		
10	3.6		
9	3.6	650x650	650x650
8	3.6		
7	3.6		
6	3.6		
5	3.6	700x700	700x700
4	3.6		
3	3.6		
2	3.6		
1	4		

Đánh lại số thứ tự dầm cột trong etabs, ta được khung trục 2 sau:

Hình 6.11 Khung trục 2

						TKT
						MAI
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T16
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T15
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T14
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T13
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T12
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T11
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T10
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T9
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T8
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T7
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T6
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T5
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T4
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T3
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T2
		C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2	T1
B35	C7 B17	C15 B14	C16 B8	C2 B42		HAM
B35	B17	B14	B8	B42		Base

6.4.2. Tính thép cho cột:

Hiện nay tiêu chuẩn Việt Nam chưa có hướng dẫn cụ thể tính toán cột chịu nén lệch tâm xiên. Khi thiết kế thường sử dụng 1 trong 3 phương pháp sau :

- Thứ nhất là tính riêng cho từng trường hợp lệch tâm phẳng và bố trí thép theo mỗi phương.

- Thứ 2 là phương pháp tính gần đúng quy đổi từ bài toán lệch tâm xiên thành bài toán lệch tâm phẳng tương đương và bố trí thép đều theo chu vi cột.

- Thứ 3 là phương pháp biểu đồ tương tác trong không gian.

Trong 3 phương pháp trên thì 2 phương pháp đầu là phương pháp tính gần đúng. Còn phương pháp thứ 3 là phương pháp phản ánh đúng thực tế khả năng chịu lực của cấu kiện. Tuy nhiên trong thực hành tính toán thì biểu đồ tương tác chỉ được áp dụng trong bài toán kiểm tra vì số liệu tính toán là khá lớn và tốn nhiều thời gian nên phương pháp

1 và 2 được sử dụng rộng rãi hơn.

Trong đồ án, sinh viên chọn phương án 2 để tính toán cốt thép dọc trong cột. Cơ sở lý thuyết dựa vào quyển “*Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép*” **GS. NGUYỄN ĐÌNH CÔNG**.

Vật liệu:

Mác bê tông: M400	Mác thép: CIII-AIII
$R_b = 170 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$R_s = 3650 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
$R_{bt} = 12 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$R_{sc} = 3650 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
$E_b = 325000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$R_{sw} = 2900 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
$\omega = 0.7344$	$E_s = 2000000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
$g = 0.85$ (Hệ số điều kiện làm việc của bê tông)	$\psi = 0.7$
$a = a' = 5 \text{ (cm)}$	$\xi_R = 0.5635$

Lý thuyết tính toán cột nén lệch tâm xiên theo **GS. TS. Nguyễn Đình Công**.

Điều kiện áp dụng phương pháp này là $0.5 \leq \frac{x}{C_y} \leq 2$, cốt thép được đặt theo chu vi,

phân bố đều

Tiết diện chịu lực nén N , momen uốn M_x, M_y , độ lệch tâm ngẫu nhiên e_{ax}, e_{ay} . Sau khi xét uốn dọc theo 2 phương, tính được hệ số η_x, η_y . Momen đã gia tăng M_{x1}, M_{y1} .

$$M_{x1} = \eta_x M_x \quad M_{y1} = \eta_y M_y$$

Việc tính toán hệ số η theo từng phương được thực hiện như sau:

$$N_{cr} \text{ theo từng phương được tính toán như sau: (6.1.2.5 TCVN 5574-2012)}$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 E_b I}{\varphi_l l_0^2} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right)$$

Trong đó:

l_0 - được lấy theo điều 6.2.2.16, đối với nhà nhiều tầng có số nhịp lớn hơn 2, liên kết cứng giữa dầm và cột, sàn được đổ toàn khối: $l_0 = 0.7H$ (H là chiều cao tầng).

I - là momen quán tính của tiết diện bê tông và của toàn bộ cốt thép dọc đối với trục qua trọng tâm tiết diện và vuông góc với mặt phẳng uốn.

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} \geq 0.5 - 0.01 \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b \quad (R_b \text{ tính bằng MPa}).$$

$$\text{Với: } e_0 = \max(e_1, e_a)$$

$$e_a \geq \begin{cases} 1/600L \\ 1/30h \end{cases} \quad L \text{ là chiều dài cấu kiện, } h \text{ là chiều cao cấu}$$

kiện (là cạnh của tiết diện hình chữ nhật vuông góc với mặt phẳng uốn).

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

Hệ số qui đổi $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$.

φ_l - là hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng dài hạn.

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l + N_l y}{M + N y}$$

Trong đó:

β - là hệ số phụ thuộc loại bê tông, theo bảng 29, TCVN 5574 - 2012, $\beta = 1$.

M_l, N_l - là nội lực do tác động của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn gây ra.

M_l và M khác dấu nhau thì φ_l xác định như sau:

Khi $|e_0| > 0.1h$ lấy $\varphi_l = 1$

Khi $|e_0| \leq 0.1h$ lấy $\varphi_l = \varphi_n + 10(1 - \varphi_n) \frac{e_0}{h}$ (h được hiểu như trên).

φ_n được xác định như sau:

$$\varphi_n = 1 + \beta \frac{M_l}{M}$$

Trong đó, M lấy bằng lực dọc N nhân với khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến cạnh bị kéo hoặc nén ít hơn cả do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn gây ra. Với tiết diện hình chữ nhật, $M = N \frac{h}{2}$

Sau khi có được M_{x1} và M_{y1} , tùy theo tương quan giữa giá trị M_{x1}, M_{y1} với kích thước các cạnh mà đưa về một trong 2 mô hình tính toán (theo phương x hoặc y).

Điều kiện ký hiệu theo bảng sau:

Mô hình	Theo phương x	Theo phương y
Điều kiện	$\frac{M_{x1}}{C_y} \geq \frac{M_{y1}}{C_x}$	$\frac{M_{y1}}{C_x} > \frac{M_{x1}}{C_y}$
Kí hiệu	$M_1 = M_{x1}; M_2 = M_{y1}$ $e_a = e_{ax} + 0.2e_{ay}$	$M_1 = M_{y1}; M_2 = M_{x1}$ $e_a = e_{ay} + 0.2e_{ax}$

Giả thiết chiều dày a , tính $h_0 = h - a; Z = h - 2a$, chuẩn bị các số liệu R_b, R_s, R_{sc}, ξ_R , như đối với trường hợp nén lệch tâm phẳng.

Tiến hành tính toán theo trường hợp đặt cốt thép đối xứng:

$$x_1 = \frac{R_s}{R_b b}$$

Hệ số chuyển đổi m_0 :

$$\text{Khi } x_1 \leq h_0 \text{ thì } m_0 = 1 - \frac{0.6x_1}{h_0}.$$

$$x_1 > h_0 \text{ thì } m_0 = 0.4.$$

Tính momen tương đương (đổi nén lệch tâm xiên ra nén lệch tâm phẳng).

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b}.$$

Độ lệch tâm $e_1 = \frac{M}{N}$, với kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max(e_1, e_a)$.

$$\Rightarrow e = e_0 + \frac{h}{2} - a.$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}, \quad \lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y).$$

Tính toán độ mảnh theo 2 phương:

Dựa vào độ lệch tâm e_0 và giá trị x_1 để phân biệt các trường hợp tính toán.

Trường hợp 1 : Nén lệch tâm rất bé khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} \leq 0.3$, tính toán gần như nén đúng tâm.

Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm γ_e :

$$\gamma_e = \frac{1}{(0.5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)}$$

Hệ số uốn dọc phụ thêm khi xét nén đúng tâm:

$$\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0.3}$$

Khi $\lambda \leq 14$ lấy $\varphi = 1$; khi $14 < \lambda < 104$, lấy φ theo công thức sau:

$$\varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda.$$

Diện tích toàn bộ cốt thép dọc A_{st} :

$$A_{st} \geq \frac{\frac{\gamma_e N}{\gamma_e N} - R_b b h}{R_{sc} - R_b}$$

Cốt thép ở công thức tính toán này chỉ tính là cốt thép cho 1 phía còn tính toán cho toàn bộ cốt thép thì cần chia A_{st} cho hệ số $k=0.4$.

Trường hợp 2 : Khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0.3$ đồng thời $x_1 > \xi_R h_0$. Tính toán theo trường hợp nén lệch tâm bé.

Xác định chiều cao vùng nén x theo công thức sau:

$$x = \left(\xi_R + \frac{\xi_R}{1 + 50\varepsilon_0^2} \right) h_0$$

$$\varepsilon_0 = \frac{e_0}{h}$$

Diện tích toàn bộ cốt thép A_v tính theo công thức sau:

$$A_{st} = \frac{Ne - R_{bx}(h_0 - x/2)}{kR_{sc}Z}$$

Lấy $k = 0.4$

Trường hợp 3 : Khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0.3$ đồng thời $x_1 \leq \xi_R h_0$. Tính toán theo trường hợp nén lệch tâm lớn A_v tính theo công thức sau với hệ số $k = 0.4$.

$$A_{st} = \frac{N(e + 0.5x_1 - h_0)}{kR_s Z}$$

Cốt thép được đặt theo chu vi trong đó cốt thép đặt theo cạnh b có mật độ lớn hơn hoặc bằng mật độ theo cạnh h

Sau khi tính toán được giá trị A_v , tính hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_{st}}{C_x C_y} \times 100\%$$

so sánh giá trị tính được với hàm lượng cốt thép hợp lý

$$[\mu] = (0.5 \div 6)\%$$

Tính thép cho cột C7 cho tầng 1 ta có :

Tính toán cho cột C7 tiết diện 40x60 (cm) tầng 1 với trường hợp

$$N_{\max} = P = 843.77(T) = 8347.7(kN)$$

$$M_y = M_3 = 4.77 (T.m) = 47.7 (kNm)$$

$$M_x = M_2 = 12.92 (T.m) = 129.2 (kNm)$$

Chiều dài tính toán của cột:
 $l_0 = l_{\mu} = 3.4 \times 0.7 = 2.38(m)$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{2.38 \times 100}{0.288 \times 75} = 11.02$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{2.38 \times 100}{0.288 \times 75} = 11.02$$

Xét hệ số uốn dọc:
 $\lambda_{\max} = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 11.02 < 28$

$$\eta_x = \eta_y = 1$$

$$M_{x1} = \eta_x M_x = 1 \times 129.2 = 129.2(kNm)$$

$$M_{y1} = \eta_y M_y = 1 \times 47.7 = 47.7(kNm)$$

$$\frac{M_{x1}}{C_x} = \frac{129.2}{0.75} = 172.3 > \frac{M_{y1}}{C_y} = \frac{47.7}{0.75} = 63.6 \rightarrow$$

Vì:

Tính theo phương X

Bảng 6.16 Số liệu tính toán cột C17

$h = C_y$ (cm)	$b = C_x$ (cm)	$M_1 = M_{y1}$ (kNm)	$M_2 = M_{x1}$ (kNm)	a (cm)	h_0 (cm)	Z (cm)
70	70	47.7	129.2	5	60	55

Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_{ax} = e_{ay} = \max\left(\frac{238}{600}, \frac{55}{30}\right) = \max(0.397; 2.5) = 2.5(\text{cm})$$

$$e_a = e_{ax} + 0.2e_{ay} = 2.5 + 0.2 \times 2.5 = 3(\text{cm})$$

Chiều cao vùng chịu nén:

$$x_1 = \frac{M}{\gamma_b R_b b} = \frac{8347.7}{0.85 \times 17 \times 750} = 770.26(\text{mm}) = 77.026(\text{cm})$$

Hệ số chuyển đổi m_0 : $x_1 = 70(\text{cm}) > h_0 = 65(\text{cm}) \Rightarrow m_0 = 0.4$

Tính momen tương đương

$$M = M_1 + m_0 \cdot M_2 \cdot \frac{0.7}{b} = 47.7 + 0.4 \times 129.2 \times \frac{0.7}{0.7} = 99.38(\text{kNm})$$

Độ lệch tâm:

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{99.38}{8347.7} \times 10^2 = 1.19(\text{cm})$$

Đối với kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max(e_1; e_a) = \max(1.19; 3) = 3(\text{cm})$

$$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = \frac{3}{60} = 0.05 < 0.3$$

Độ lệch tâm tính toán:

Cột chịu nén lệch tâm rất bé, tính toán gần đúng như nén đúng tâm:
 Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm:
$$\gamma_e = \frac{1}{(0.5 - \varepsilon) \cdot (2 + \varepsilon)} = \frac{1}{(0.5 - 0.05) \times (2 + 0.05)} = 1.084$$

Hệ số uốn dọc phụ thêm khi xét đúng tâm:

$$\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi) \cdot \varepsilon}{0.3} = 1 + \frac{(1 - 1) \times 0.05}{0.3} = 1$$

Diện tích toàn bộ thép dọc:

$$A_{st} \geq \frac{\varphi_e}{R_{sc} - \gamma_b R_b} = \frac{1.071 \times 8347700}{365 - 0.85 \times 17} = 5305(\text{mm}^2) = 53.05(\text{cm}^2)$$

Chọn 16d22 bố trí theo chu vi cột:

$$A_s = 20 \times \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 6283(\text{mm}^2) = 62.83(\text{cm}^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh} \times 100 = \frac{62.83}{70 \times 70} \times 100 = 1.28(\%)$$

Bố trí thép đai cho cột: Thép đai trong cột ta không cần tính mà bố trí cấu tạo; tại vị trí nối chồng thép dọc bố trí d8a100, các vị trí còn lại bố trí d8a200

Bảng 6.17 Tính toán thép cột C7

Story	Col.	COMB	N		M _x	M _y	C _x	C _y	I		m _{gt} (1-3%)	h _x	h _y	Phương	Lệch tâm	A _{st}		A _{set}	m _s		Chọn thép		A _{sc}	m _s
			T	T _m	T _m	T _m	mm	mm	m	m						cm ²	cm ²	cm ²	%	%	n	f	cm ²	%
MAI	C7	U6	39.3858	8.092	23.469	23.469	550	550	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	>	32.31	32.31	32.31	1.07	1.07	16	18	40.72	1.35
T16	C7	U9	85.092	1.842	24.808	24.808	550	550	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	>	11.52	11.52	11.52	0.38	0.38	16	18	40.72	1.35
T15	C7	U9	129.077	1.918	26.638	26.638	550	550	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	>	4.82	4.82	4.82	0.16	0.16	16	18	40.72	1.35
T14	C7	U9	173.286	1.643	23.988	23.988	550	550	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-21.52	30.25	30.25	1.00	1.00	16	18	40.72	1.35
T13	C7	U6	204.632	7.816	21.742	21.742	600	600	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-46.52	36.00	36.00	1.00	1.00	16	18	40.72	1.13
T12	C7	U9	264.049	1.763	28.204	28.204	600	600	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-33.50	36.00	36.00	1.00	1.00	16	18	40.72	1.13
T11	C7	U9	309.983	1.926	29.497	29.497	600	600	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-21.67	36.00	36.00	1.00	1.00	16	18	40.72	1.13
T10	C7	U9	356.257	1.738	26.94	26.94	600	600	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-15.75	36.00	36.00	1.00	1.00	16	18	40.72	1.13
T9	C7	U7	386.042	4.597	24.576	24.576	650	650	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-38.11	42.25	42.25	1.00	1.00	16	18	40.72	0.96
T8	C7	U9	451.258	2.025	30.855	30.855	650	650	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-15.11	42.25	42.25	1.00	1.00	16	18	40.72	0.96
T7	C7	U9	499.181	2.252	31.898	31.898	650	650	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-1.10	42.25	42.25	1.00	1.00	16	18	40.72	0.96
T6	C7	U9	547.281	2.131	29.151	29.151	650	650	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	8.57	8.57	8.57	0.20	0.20	16	18	40.72	0.96
T5	C7	U9	592.083	1.817	21.782	21.782	700	700	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-16.05	49.00	49.00	1.00	1.00	20	20	62.83	1.28
T4	C7	U9	645.173	2.645	31.171	31.171	700	700	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	7.47	7.47	7.47	0.15	0.15	20	20	62.83	1.28
T3	C7	U9	693.995	2.824	36.705	36.705	700	700	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	26.32	26.32	26.32	0.54	0.54	20	20	62.83	1.28
T2	C7	U9	742.91	3.763	15.476	15.476	700	700	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	25.03	25.03	25.03	0.51	0.51	20	20	62.83	1.28
T1	C7	U9	843.774	4.768	12.917	12.917	700	700	3	3	1.20	1.00	1.00	Y	<<	55.86	55.86	55.86	1.14	1.14	20	20	62.83	1.28

Bảng 6.18 Tính toán thép cột C15

Story	Col.	COMB	N		M _x	M _y	C _x	C _y	I		m _{gt} (1-3%)	h _x	h _y	Phương	Lệch tâm	A _{st}		A _{set}	m _s	Chọn thép		A _{sc}	m _s	
			T	T					mm	mm						m	m			cm ²	cm ²			%
MAI	C15	U6	40.0913	62.17	3.4112	550	550	3			1.20	1.00	1.00	X	>	84.26	84.26	84.26	2.79		16	28	98.52	3.26
T16	C15	U6	78.3631	52.71	2.5813	550	550	3			1.20	1.00	1.00	X	>	56.78	56.78	56.78	1.88		16	22	60.82	2.01
T15	C15	U6	118.429	54.49	2.8036	550	550	3			1.20	1.00	1.00	X	>	50.30	50.30	50.30	1.66		16	22	60.82	2.01
T14	C15	U6	159.136	48.88	2.4318	550	550	3			1.20	1.00	1.00	X	>	34.86	34.86	34.86	1.15		16	20	50.27	1.66
T13	C15	U6	199.985	58.43	2.7381	600	600	3			1.20	1.00	1.00	X	>	32.26	32.26	32.26	0.90		16	18	40.72	1.13
T12	C15	U6	240.724	55.53	2.5695	600	600	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	25.38	25.38	25.38	0.70		16	18	40.72	1.13
T11	C15	U9	311.157	42.51	8.131	600	600	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	26.62	26.62	26.62	0.74		16	18	40.72	1.13
T10	C15	U6	326.831	48.85	2.1939	600	600	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	36.66	36.66	36.66	1.02		16	20	50.27	1.19
T9	C15	U6	372.314	55.58	2.3101	650	650	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	18.12	18.12	18.12	0.43		16	20	50.27	1.19
T8	C15	U6	418.956	51.7	2.0863	650	650	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	12.47	12.47	12.47	0.30		16	20	50.27	1.19
T7	C15	U8	495.805	41.66	12.793	650	650	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	18.59	18.59	18.59	0.44		16	20	50.27	1.19
T6	C15	U9	578.006	30.79	10.131	650	650	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	22.32	22.32	22.32	0.53		16	20	50.27	1.19
T5	C15	U9	639.095	32.92	11.592	700	700	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	11.15	11.15	11.15	0.23		20	22	76.03	1.55
T4	C15	U7	740.087	21.91	0.2229	700	700	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	25.20	25.20	25.20	0.51		20	22	76.03	1.55
T3	C15	U7	809.087	21.79	0.1731	700	700	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	45.26	45.26	45.26	0.92		20	22	76.03	1.55
T2	C15	U7	881.822	14.77	1.0149	700	700	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	67.48	67.48	67.48	1.38		20	22	76.03	1.55
T1	C15	U7	953.816	22.1	0.0414	700	700	3			1.20	1.00	1.00	X	<<	89.48	89.48	89.48	1.83		20	25	98.17	2.00

Bảng 6.19 Tính toán thép cột C16

Story	Col.	COMB	N	M _x	M _y	C _x	C _y	I	m _{gt} (1-3%)	h _x	h _y	Phương	Lệch tâm	A _{st}	A _{set}	m _s	Chọn thép		A _{sc}	m _s
																	n	f		%
MAI	C16	U9	42.2634	53.6	6.7217	550	550	3.6	1.20	1.00	1.00	X	>	75.18	75.18	2.49	16	28	98.52	3.26
T16	C16	U6	80.8958	50.47	0.2919	550	550	3.6	1.20	1.00	1.00	X	>	49.61	49.61	1.64	16	22	60.82	2.01
T15	C16	U6	122.002	52.2	0.1046	550	550	3.6	1.20	1.00	1.00	X	>	42.76	42.76	1.41	16	22	60.82	2.01
T14	C16	U6	163.697	46.92	0.2827	550	550	3.6	1.20	1.00	1.00	X	>	28.88	28.88	0.95	16	18	40.72	1.35
T13	C16	U6	205.469	56.2	0.543	600	600	3.6	1.20	1.00	1.00	X	>	26.45	26.45	0.73	16	18	40.72	1.13
T12	C16	U6	247.045	53.52	0.5719	600	600	3.6	1.20	1.00	1.00	X	>	20.54	20.54	0.57	16	18	40.72	1.13
T11	C16	U8	323.197	39.8	12.804	600	600	3.6	1.20	1.00	1.00	X	<<	25.94	25.94	0.72	16	18	40.72	1.13
T10	C16	U6	334.665	47.24	0.6307	600	600	3.6	1.20	1.00	1.00	X	<<	26.76	26.76	0.74	16	18	40.72	1.13
T9	C16	U6	380.82	53.87	0.8754	650	650	3.6	1.20	1.00	1.00	X	<<	11.14	11.14	0.26	16	20	50.27	1.19
T8	C16	U6	428.044	50.24	0.865	650	650	3.6	1.20	1.00	1.00	X	<<	9.51	9.51	0.22	16	20	50.27	1.19
T7	C16	U8	541.43	33.81	15.052	650	650	3.6	1.20	1.00	1.00	X	<<	19.11	19.11	0.45	16	20	50.27	1.19
T6	C16	U8	601.899	28.6	13.878	650	650	3.6	1.20	1.00	1.00	X	<<	28.03	28.03	0.66	16	20	50.27	1.19
T5	C16	U8	665.385	30.66	15.482	700	700	3.6	1.20	1.00	1.00	X	<<	17.47	17.47	0.36	20	22	76.03	1.55
T4	C16	U8	730.971	27.32	14.332	700	700	3.6	1.20	1.00	1.00	X	<<	32.10	32.10	0.66	20	22	76.03	1.55
T3	C16	U7	827.991	19.87	0.4963	700	700	4	1.20	1.00	1.00	X	<<	51.03	51.03	1.04	20	22	76.03	1.55
T2	C16	U7	902.148	13.23	2.6657	700	700	3.4	1.20	1.00	1.00	X	<<	73.69	73.69	1.50	20	22	76.03	1.55
T1	C16	U7	974.195	21.58	0.8149	700	700	3.4	1.20	1.00	1.00	X	<<	95.71	95.71	1.95	20	25	98.17	2.00

Bảng 6.20 Tính toán thép cột C2

Story	Col.	COMB	N		M _x	M _y	C _x	C _y	I		m _{gt} (1-3%)	h _x	h _y	Phương	Lệch tâm	A _{st}	A _{set}	m _s	Chọn thép		A _{sc}	m _s	
			T	Tm	Tm	Tm	mm	mm	m	m									n	f		%	%
MAI	C2	U8	42.337	0.711	32.016	550	550	550	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	>	33.74	33.74	1.12	16	18	40.72	1.35	1.35
T16	C2	U8	86.87	1.483	26.95	550	550	550	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	>	13.85	13.85	0.46	16	18	40.72	1.35	1.35
T15	C2	U8	131.82	1.487	28.806	550	550	550	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	>	7.12	7.12	0.24	16	18	40.72	1.35	1.35
T14	C2	U8	176.96	1.31	25.938	550	550	550	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	>	-3.14	30.25	1.00	16	18	40.72	1.35	1.35
T13	C2	U8	223.07	1.425	30.951	600	600	600	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-30.78	36.00	1.00	16	18	40.72	1.13	1.13
T12	C2	U8	269.6	1.45	30.323	600	600	600	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-28.00	36.00	1.00	16	18	40.72	1.13	1.13
T11	C2	U8	316.42	1.637	31.555	600	600	600	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-16.47	36.00	1.00	16	18	40.72	1.13	1.13
T10	C2	U8	363.51	1.503	28.755	600	600	600	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-11.18	36.00	1.00	16	18	40.72	1.13	1.13
T9	C2	U8	411.61	1.729	33.436	650	650	650	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-21.99	42.25	1.00	16	18	40.72	0.96	0.96
T8	C2	U8	460.03	1.82	32.629	650	650	650	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	-10.70	42.25	1.00	16	18	40.72	0.96	0.96
T7	C2	U8	508.6	2.071	33.528	650	650	650	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	3.26	3.26	0.08	16	18	40.72	0.96	0.96
T6	C2	U8	557.26	1.997	30.527	650	650	650	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	12.73	12.73	0.30	16	18	40.72	0.96	0.96
T5	C2	U8	606.66	2.37	34.929	700	700	700	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	0.48	0.48	0.01	20	20	62.83	1.28	1.28
T4	C2	U8	656.01	2.604	31.854	700	700	700	3.6	3.6	1.20	1.00	1.00	Y	<<	11.08	11.08	0.23	20	20	62.83	1.28	1.28
T3	C2	U8	705.13	2.532	39.837	700	700	700	4	4	1.20	1.00	1.00	Y	<<	32.36	32.36	0.66	20	20	62.83	1.28	1.28
T2	C2	U8	754.13	4.789	6.2575	700	700	700	3.4	3.4	1.20	1.00	1.00	Y	<<	28.46	28.46	0.58	20	20	62.83	1.28	1.28
T1	C2	U8	870.64	5.816	4.2554	700	700	700	3.29064	3.29064	1.20	1.00	1.00	X	<<	64.07	64.07	1.31	20	20	62.83	1.28	1.28

6.4.3 Tính thép dầm

Cơ sở lý thuyết tính toán

Sinh viên tham khảo lý thuyết tính trong sách **SÀN SƯỜN BÊ TÔNG TOÀN KHỐI** của **Gs.Ts.Nguyễn Đình Cống** tại mục [6.3] và [6.4]

Do dầm là cấu kiện chịu uốn nên lấy biểu đồ nội lực Bao để tính cốt thép. Dầm được tính toán theo cấu kiện chịu uốn đặt cốt thép đơn.

Giả sử khoảng cách từ tâm cốt thép chịu lực đến mép bê tông a $\rightarrow h_0 = h - a$

Xác định $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$

Do cốt thép trong dầm được tính theo bài toán đặt cốt thép đơn nên
$$\begin{cases} \alpha_m \leq \alpha_R \\ \xi \leq \xi_R \end{cases}$$

Khi điều kiện trên thỏa, tính $\gamma = 1 - 0,5\xi$

Diện tích cốt thép $A_s = \frac{M}{R_s \cdot \gamma \cdot h_0}$

Đánh giá và xử lý kết quả

Hàm lượng cốt thép $m_{\min} = 0,05\%$
 $\mu_{\max} = \frac{\xi_R \cdot R_b}{R_s} \cdot 100\%$

Hàm lượng cốt thép
$$\mu_{\min} < \mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% < \mu_{\max}$$

Hàm lượng cốt thép trong dầm

Cốt thép chịu lực tối thiểu là 2d16.

-Tính thép cho dầm B17 tầng 2 (tại vị trí giữa nhịp)

$M_{nhịp} = M_1 = 26.14 \text{ (T.m)} = 261.4 \text{ kN.m}$

$M_{gối} = M_2 = 35.55 \text{ (T.m)} = 355.5 \text{ kN.m}$

Vật liệu:

Mác bê tông: M400	Mác thép: CIII-AIII
$R_b = 170 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$R_s = 3650 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
$R_{bt} = 12 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$R_{sc} = 3650 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
$E_b = 325000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$R_{sw} = 2900 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
$\omega = 0.7344$	$E_s = 2000000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
$g = 0.85$ (Hệ số điều kiện làm việc của bê tông) $a = a' = 5 \text{ (cm)}$	$\psi = 0.7$ $\xi_R = 0.5635$

$a_{gt} = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = h - a = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$

$$\alpha_1 = \frac{M_1}{\gamma_b \times R_b \times b \times h_0^2} = \frac{26.14 \times 10^7}{1 \times 17 \times 300 \times 650^2} = 0.113$$

$$\alpha_2 = \frac{M_2}{\gamma_b \times R_b \times b \times h_0^2} = \frac{35.55 \times 10^7}{1 \times 17 \times 300 \times 650^2} = 0.161$$

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_1} = 0.12$$

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_2} = 0.176$$

$$\xi \leq \xi_R \text{ (thỏa điều kiện)}$$

Diện tích cốt thép là:

$$A_{s1} = \frac{\xi_1 \times \gamma_b \times R_b \times b \times h_0}{R_s} = \frac{0.12 \times 17 \times 400 \times 550}{365} = 13970 (mm^2)$$

Chọn 4d16 + 2d16, ta có:

$$A_{sc1} = 4 \times \frac{\pi \times 18^2}{4} + 2 \times \frac{\pi \times 18^2}{4} = 1527 (mm^2)$$

$$A_{s2} = \frac{\xi_2 \times \gamma_b \times R_b \times b \times h_0}{R_s} = \frac{0.176 \times 17 \times 400 \times 550}{365} = 1598.46 (mm^2)$$

Chọn 4d20 + 2d16, ta có:

$$A_{sc2} = 4 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} + 2 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 2020 (mm^2)$$

Kiểm tra:

$$\Delta_1 = \frac{A_{sc1} - A_{s1}}{A_{s1}} \times 100\% = \frac{1206.37 - 1089.86}{1089.86} \times 100 = 10.7\%$$

Sai số:

$$\Delta_2 = \frac{A_{sc2} - A_{s2}}{A_{s2}} \times 100\% = \frac{1658.76 - 1598.46}{1598.46} \times 100 = 3.77\%$$

Hàm lượng:

$$\mu_1 = \frac{A_{sc1}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1206.37}{300 \times 650} \times 100\% = 0.62\%$$

$$\mu_2 = \frac{A_{sc2}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{2020}{400 \times 550} \times 100\% = 0.85\%$$

Ta có : $\mu_{\min} = 0.05\%$; $\mu_{\max} = \xi_R \times \frac{\gamma_b \times R_b}{R_s} = 0.564 \times \frac{17}{365} = 2.63\%$

$$\Rightarrow \mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max} \text{ (thỏa ĐK)}$$

6.21 Bảng tính thép dầm

Tầng	M	b	h	a _{gt}	h _o	α	ξ	A _s	μ	Chọn thép					A _s bố trí	μ
	Tm	cm	cm	cm	cm	-	-	cm ²	%	n ₁	φ		n ₂	φ	cm ²	ch□n
TANG 1																
17																
Gối	-29.73	40	60	5	55	0.145	0.157	16.07	0.731	4	20	+	2	20	18.85	0.857
hẹp	24.28	40	60	5	55	0.118	0.126	12.91	0.587	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-31.98	40	60	5	55	0.155	0.170	17.41	0.791	4	20	+	2	20	18.85	0.857
14																
Gối	-31.37	40	60	5	55	0.153	0.166	17.05	0.775	4	20	+	2	20	18.85	0.857
hẹp	24.53	40	60	5	55	0.119	0.127	13.05	0.593	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-31.69	40	60	5	55	0.154	0.168	17.24	0.784	4	20	+	2	20	18.85	0.857

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

B8																
Gói	-33.16	40	60	5	55	0.161	0.177	18.12	0.824	4	20	+	2	20	18.85	0.857
hip	23.23	23.23	60	5	55	0.194	0.218	12.99	1.017	4	18	+	2	18	15.27	1.195
Gói	-28.43	-28.43	60	5	55	-0.194	-0.179	13.00	-0.831	4	20	+	2	20	18.85	-1.206
TANG 2																
317																
Gói	-35.55	40	60	5	55	0.173	0.191	19.58	0.890	4	20	+	3	18	20.20	0.918
hip	26.14	40	60	5	55	0.127	0.136	13.97	0.635	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-33.70	40	60	5	55	0.164	0.180	18.45	0.839	4	20	+	3	18	20.20	0.918
314																
Gói	-35.45	40	60	5	55	0.172	0.190	19.52	0.887	4	20	+	3	18	20.20	0.918
hip	24.39	40	60	5	55	0.119	0.127	12.97	0.590	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-34.64	40	60	5	55	0.168	0.186	19.02	0.864	4	20	+	3	18	20.20	0.918
B8																
Gói	-35.19	40	60	5	55	0.171	0.189	19.36	0.880	4	20	+	3	18	20.20	0.918
hip	26.26	40	60	5	55	0.128	0.137	14.05	0.638	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-33.95	40	60	5	55	0.165	0.181	18.60	0.845	4	20	+	3	18	20.20	0.918
TANG 3																
317																
Gói	-36.42	40	60	5	55	0.177	0.196	20.12	0.914	4	20	+	3	20	21.99	1.000
hip	25.61	40	60	5	55	0.125	0.133	13.67	0.621	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-36.54	40	60	5	55	0.178	0.197	20.19	0.918	4	20	+	3	20	21.99	1.000
314		40	60													
Gói	-36.68	40	60	5	55	0.178	0.198	20.28	0.922	4	20	+	3	20	21.99	1.000
hip	24.09	40	60	5	55	0.117	0.125	12.80	0.582	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-35.41	40	60	5	55	0.172	0.190	19.49	0.886	4	20	+	3	20	21.99	1.000
38																
Gói	-35.71	40	60	5	55	0.174	0.192	19.68	0.894	4	20	+	3	20	21.99	1.000
hip	25.63	40	60	5	55	0.125	0.134	13.68	0.622	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-37.58	40	60	5	55	0.183	0.203	20.84	0.947	4	20	+	3	20	21.99	1.000
TANG 4																
317																
Gói	-37.44	40	60	5	55	0.182	0.202	20.75	0.943	4	20	+	3	20	21.99	1.000
hip	25.44	40	60	5	55	0.124	0.132	13.57	0.617	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-37.86	40	60	5	55	0.184	0.205	21.01	0.955	4	20	+	3	20	21.99	1.000
314																
Gói	-37.75	40	60	5	55	0.184	0.204	20.95	0.952	4	20	+	3	20	21.99	1.000
hip	23.83	40	60	5	55	0.116	0.123	12.65	0.575	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-35.97	40	60	5	55	0.175	0.194	19.84	0.902	4	20	+	3	20	21.99	1.000
38																
Gói	-36.50	40	60	5	55	0.177	0.197	20.17	0.917	4	20	+	3	20	21.99	1.000
hip	25.51	40	60	5	55	0.124	0.133	13.61	0.619	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-39.16	40	60	5	55	0.190	0.213	21.83	0.992	4	20	+	3	20	21.99	1.000
TANG 5																
317																
Gói	-37.92	40	60	5	55	0.184	0.205	21.05	0.957	4	20	+	3	20	21.99	1.000
hip	25.35	40	60	5	55	0.123	0.132	13.52	0.614	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-38.24	40	60	5	55	0.186	0.207	21.25	0.966	4	20	+	3	20	21.99	1.000
314																
Gói	-38.08	40	60	5	55	0.185	0.206	21.15	0.962	4	20	+	3	20	21.99	1.000
hip	23.62	40	60	5	55	0.115	0.122	12.53	0.570	4	18	+	2	18	15.27	0.694

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

Gói	-36.02	40	60	5	55	0.175	0.194	19.87	0.903	4	20	+	3	20	21.99	1.000
B8																
Gói	-36.78	40	60	5	55	0.179	0.199	20.34	0.925	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhip	25.43	40	60	5	55	0.124	0.132	13.56	0.617	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-39.84	40	60	5	55	0.194	0.217	22.27	1.012	4	20	+	3	20	21.99	1.000
TANG 6																
317																
Gói	-38.64	40	60	5	55	0.188	0.210	21.51	0.978	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	25.29	40	60	5	55	0.123	0.132	13.49	0.613	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-38.64	40	60	5	55	0.188	0.210	21.51	0.978	4	20	+	4	20	25.13	1.142
314																
Gói	-38.53	40	60	5	55	0.187	0.209	21.43	0.974	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	23.35	40	60	5	55	0.113	0.121	12.38	0.563	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-36.25	40	60	5	55	0.176	0.195	20.01	0.910	4	20	+	4	20	25.13	1.142
B8																
Gói	-37.30	40	60	5	55	0.181	0.202	20.66	0.939	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	25.39	40	60	5	55	0.123	0.132	13.54	0.616	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-40.52	40	60	5	55	0.197	0.222	22.70	1.032	4	20	+	4	20	25.13	1.142
TANG 7																
317																
Gói	-40.52	40	60	5	55	0.197	0.222	22.70	1.032	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	25.39	40	60	5	55	0.123	0.132	13.54	0.616	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-37.30	40	60	5	55	0.181	0.202	20.66	0.939	4	20	+	4	20	25.13	1.142
314																
Gói	-38.42	40	60	5	55	0.187	0.209	21.37	0.971	4	20	+	4	18	22.75	1.034
Nhip	23.00	40	60	5	55	0.112	0.119	12.18	0.554	4	18	+	2	16	14.20	0.645
Gói	-35.97	40	60	5	55	0.175	0.194	19.84	0.902	4	20	+	4	18	22.75	1.034
B8																
Gói	-37.08	40	60	5	55	0.180	0.200	20.53	0.933	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	25.19	40	60	5	55	0.122	0.131	13.43	0.610	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-41.07	40	60	5	55	0.200	0.225	23.05	1.048	4	20	+	4	20	25.13	1.142
TANG 8																
317																
Gói	-38.39	40	60	5	55	0.187	0.208	21.35	0.970	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	24.89	40	60	5	55	0.121	0.129	13.26	0.603	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-38.91	40	60	5	55	0.189	0.212	21.67	0.985	4	20	+	4	20	25.13	1.142
314																
Gói	-38.14	40	60	5	55	0.185	0.207	21.19	0.963	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	22.66	40	60	5	55	0.110	0.117	11.99	0.545	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-35.55	40	60	5	55	0.173	0.191	19.58	0.890	4	20	+	4	20	25.13	1.142
B8																
Gói	-36.70	40	60	5	55	0.178	0.198	20.29	0.922	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	25.01	40	60	5	55	0.122	0.130	13.32	0.606	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-41.34	40	60	5	55	0.201	0.227	23.23	1.056	4	20	+	4	20	25.13	1.142
TANG 9																
317																
Gói	-38.00	40	60	5	55	0.185	0.206	21.10	0.959	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	24.91	40	60	5	55	0.121	0.129	13.27	0.603	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gói	-37.88	40	60	5	55	0.184	0.205	21.03	0.956	4	20	+	4	20	25.13	1.142
314																
Gói	-37.42	40	60	5	55	0.182	0.202	20.74	0.943	4	20	+	4	20	25.13	1.142

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

Nhip	22.45	40	60	5	55	0.109	0.116	11.87	0.540	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-34.88	40	60	5	55	0.170	0.187	19.17	0.871	4	20	+	4	20	25.13	1.142
B8																
Gối	-36.21	40	60	5	55	0.176	0.195	19.99	0.908	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	25.04	40	60	5	55	0.122	0.130	13.34	0.606	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-40.47	40	60	5	55	0.197	0.221	22.67	1.030	4	20	+	4	20	25.13	1.142
TANG 10																
317																
Gối	-37.94	40	60	5	55	0.184	0.206	21.07	0.958	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	24.98	40	60	5	55	0.121	0.130	13.31	0.605	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-37.02	40	60	5	55	0.180	0.200	20.49	0.931	4	20	+	4	20	25.13	1.142
314																
Gối	-37.42	40	60	5	55	0.182	0.202	20.74	0.943	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	-36.94	40	60	5	55	0.180	0.199	20.44	0.929	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	22.45	40	60	5	55	0.109	0.116	11.87	0.540	4	20	+	4	20	25.13	1.142
B8																
Gối	-36.05	40	60	5	55	0.175	0.194	19.89	0.904	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	25.11	40	60	5	55	0.122	0.131	13.38	0.608	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-39.76	40	60	5	55	0.193	0.217	22.21	1.010	4	20	+	4	20	25.13	1.142
TANG 11																
317																
Gối	-37.37	40	60	5	55	0.182	0.202	20.71	0.941	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	24.81	40	60	5	55	0.121	0.129	13.21	0.600	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-36.58	40	60	5	55	0.178	0.197	20.21	0.919	4	20	+	4	20	25.13	1.142
314																
Gối	-36.26	40	60	5	55	0.176	0.195	20.02	0.910	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	21.88	40	60	5	55	0.106	0.113	11.55	0.525	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-33.84	40	60	5	55	0.165	0.181	18.53	0.842	4	20	+	4	20	25.13	1.142
B8																
Gối	-35.38	40	60	5	55	0.172	0.190	19.47	0.885	4	20	+	4	20	25.13	1.142
Nhip	24.95	40	60	5	55	0.121	0.130	13.29	0.604	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-39.50	40	60	5	55	0.192	0.215	22.05	1.002	4	20	+	4	20	25.13	1.142
TANG 12																
317																
Gối	-36.74	40	60	5	55	0.179	0.198	20.32	0.924	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhip	24.65	40	60	5	55	0.120	0.128	13.12	0.596	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-36.06	40	60	5	55	0.175	0.194	19.89	0.904	4	20	+	3	20	21.99	1.000
314																
Gối	-35.53	40	60	5	55	0.173	0.191	19.57	0.889	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhip	21.57	40	60	5	55	0.105	0.111	11.38	0.517	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-33.16	40	60	5	55	0.161	0.177	18.12	0.824	4	20	+	3	20	21.99	1.000
B8																
Gối	-34.66	40	60	5	55	0.168	0.186	19.03	0.865	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhip	24.81	40	60	5	55	0.121	0.129	13.21	0.600	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-39.15	40	60	5	55	0.190	0.213	21.83	0.992	4	20	+	3	20	21.99	1.000
TANG 13																
317																
Gối	-36.16	40	60	5	55	0.176	0.195	19.95	0.907	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhip	24.80	40	60	5	55	0.121	0.129	13.21	0.600	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-34.49	40	60	5	55	0.168	0.185	18.93	0.860	4	20	+	3	20	21.99	1.000
314																

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

Gối	-34.58	40	60	5	55	0.168	0.185	18.98	0.863	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	21.45	40	60	5	55	0.104	0.110	11.31	0.514	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-32.44	40	60	5	55	0.158	0.173	17.69	0.804	4	20	+	3	20	21.99	1.000
B8																
Gối	-34.08	40	60	5	55	0.166	0.182	18.68	0.849	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	24.96	40	60	5	55	0.121	0.130	13.30	0.604	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-37.58	40	60	5	55	0.183	0.203	20.84	0.947	4	20	+	3	20	21.99	1.000
TANG 14																
B17																
Gối	-36.04	40	60	5	55	0.175	0.194	19.88	0.904	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	25.01	40	60	5	55	0.122	0.130	13.33	0.606	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-33.21	40	60	5	55	0.161	0.177	18.15	0.825	4	20	+	3	20	21.99	1.000
B14																
Gối	-34.03	40	60	5	55	0.165	0.182	18.65	0.848	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	21.35	40	60	5	55	0.104	0.110	11.25	0.511	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-32.15	40	60	5	55	0.156	0.171	17.51	0.796	4	20	+	3	20	21.99	1.000
B8																
Gối	-33.99	40	60	5	55	0.165	0.182	18.63	0.847	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	25.17	40	60	5	55	0.122	0.131	13.42	0.610	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-36.28	40	60	5	55	0.176	0.195	20.03	0.910	4	20	+	3	20	21.99	1.000
TANG 15																
B17																
Gối	-35.54	40	60	5	55	0.173	0.191	19.57	0.890	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	24.96	40	60	5	55	0.121	0.130	13.29	0.604	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-32.64	40	60	5	55	0.159	0.174	17.81	0.809	4	20	+	3	20	21.99	1.000
B14																
Gối	-33.49	40	60	5	55	0.163	0.179	18.32	0.833	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	21.15	40	60	5	55	0.103	0.109	11.14	0.507	4	16	+	2	18	13.13	0.597
Gối	-31.71	40	60	5	55	0.154	0.168	17.25	0.784	4	20	+	3	20	21.99	1.000
B8																
Gối	-33.47	40	60	5	55	0.163	0.179	18.31	0.832	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	25.13	40	60	5	55	0.122	0.131	13.39	0.609	4	16	+	2	18	13.13	0.597
Gối	-35.79	40	60	5	55	0.174	0.193	19.73	0.897	4	20	+	3	20	21.99	1.000
TANG 16																
B17																
Gối	-34.93	40	60	5	55	0.170	0.187	19.20	0.873	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	24.52	40	60	5	55	0.119	0.127	13.04	0.593	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-33.29	40	60	5	55	0.162	0.178	18.20	0.827	4	20	+	3	20	21.99	1.000
B14																
Gối	-32.89	40	60	5	55	0.160	0.175	17.96	0.816	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	20.89	40	60	5	55	0.102	0.107	11.00	0.500	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-31.07	40	60	5	55	0.151	0.165	16.86	0.766	4	20	+	3	20	21.99	1.000
B8																
Gối	-32.78	40	60	5	55	0.159	0.175	17.89	0.813	4	20	+	3	20	21.99	1.000
Nhịp	24.68	40	60	5	55	0.120	0.128	13.14	0.597	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-36.62	40	60	5	55	0.178	0.198	20.24	0.920	4	20	+	3	20	21.99	1.000
TANG MAI																
B17																
Gối	-32.56	40	60	5	55	0.158	0.173	17.76	0.807	4	20	+	2	20	18.85	0.857
Nhịp	24.31	40	60	5	55	0.118	0.126	12.92	0.587	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-26.95	40	60	5	55	0.131	0.141	14.44	0.656	4	20	+	2	20	18.85	0.857

B14																
Gối	-29.38	40	60	5	55	0.143	0.155	15.87	0.721	4	20	+	2	20	18.85	0.857
Nhịp	19.50	40	60	5	55	0.095	0.100	10.22	0.465	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-28.49	40	60	5	55	0.139	0.150	15.34	0.697	4	20	+	2	20	18.85	0.857
B8																
Gối	-30.99	40	60	5	55	0.151	0.164	16.82	0.764	4	20	+	2	20	18.85	0.857
Nhịp	24.49	40	60	5	55	0.119	0.127	13.03	0.592	4	18	+	2	18	15.27	0.694
Gối	-26.57	40	60	5	55	0.129	0.139	14.22	0.646	4	20	+	2	20	18.85	0.857

6.4.4 Tính cốt đai dầm

Tính cốt đai cho dầm B17 tầng 1 là:

$$Q''_{\max} = 242.8 \text{ kN}$$

$$Q_{b;\min} = 0.6 \times R_{bt} \times b \times h_0 = 0.6 \times 1.2 \times 400 \times 550 = 158400 \text{ N} = 158.4 \text{ kN}$$

$$Q_{b;\max} = 0.3(1 - 0.01 \cdot R_b) \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3(1 - 0.01 \times 17) \times 17 \times 400 \times 550 = 931260 \text{ N} = 931.3 \text{ kN}$$

Ta có: $Q_{b;\min} < Q''_{\max} < Q_{b;\max}$

⇒ Tính cốt đai cho dầm:

Chọn $n=2$ (số nhánh đai bằng 2)

Vì $h=700 \leq 800$ Chọn đường kính đai $d=8$

Điều kiện:

$$Q''_{\max} \leq Q_{bd;\min}$$

$$Q''_{\max} \leq 2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_{sw} \cdot \frac{\pi \cdot d_{sw}^2 \cdot n}{4}}{s_1}}$$

$$242.8 \times 10^3 \leq 2 \cdot \sqrt{\frac{2 \times 1.2 \times 400 \times 550^2 \times 175 \times \frac{\pi \times 8^2}{4} \times 2}{s_1}}$$

$$\Leftrightarrow s_1 \leq 223.07 \text{ mm}$$

Theo điều kiện cấu tạo: $h = 600 \geq 450 \text{ mm} \Rightarrow s_1 \leq \frac{h}{3} = 200 \text{ mm}$

Và $s_1 \leq 500$

Từ các điều kiện trên: $s_1 = 150 \text{ mm}$; $s_2 = 300 \text{ mm}$

Kiểm tra lực cắt của cốt đai trong bảng excel ta thấy thỏa:

Bảng 6.22 Tính thép đai dầm

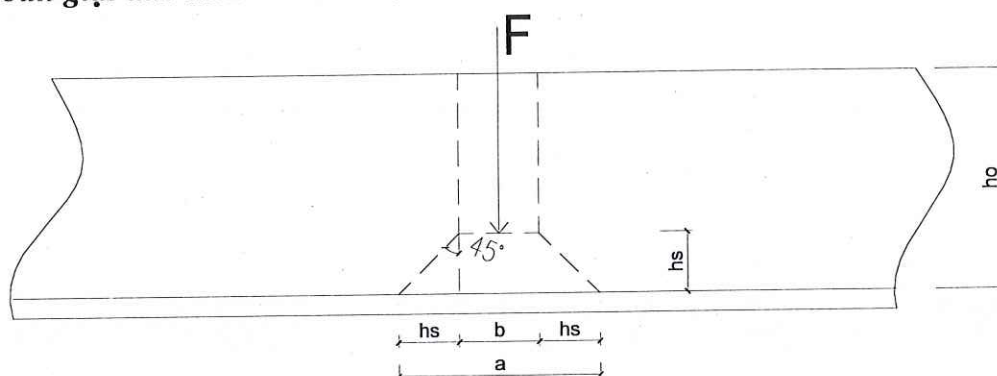
Beam	V	b	h	a _{gt}	h _o	Thép đai			A _{sw}	Q _{bđmin}	Kiểm V
	T	cm	cm	cm	cm	φ	s	n	cm ²	T	
TẦNG 1											
B17	19.49	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	19.61	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

B8	19.79	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 2											
B17	21.22	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	20.3	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.3	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 3											
B17	21.26	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	20.44	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.82	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 4											
B24	21.46	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B51	20.57	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B68	21.92	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 5											
B17	21.6	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	20.6	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.9	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 6											
B17	21.68	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	20.54	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.81	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 7											
B17	21.62	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	20.4	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.8	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 8											
B17	21.54	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	20.25	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.76	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 9											
B17	21.51	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	20.08	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.53	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 10											
B17	21.43	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	19.85	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.28	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 11											
B17	21.26	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	19.62	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.2	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 12											
B17	21.09	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	19.39	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	21.11	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 13											
B17	21.02	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	19.2	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	19.2	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 14											

B17	20.94	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	19.01	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	20.54	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 15											
B17	20.8	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	18.85	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	20.46	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG 16											
B17	20.56	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	18.63	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	20.58	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
TANG MAI											
B17	19.57	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B14	17.21	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK
B8	17.78	40	60	5	55	8	150	2	1.01	36.91	OK

-Tính toán giằng dầm chính



Hình 6.12 Giằng dầm chính
 $F(1 - \frac{h_s}{h_0}) \leq \Sigma R_{sw} \times a_{sw} \times m \times n \Rightarrow m \leq \frac{F(1 - \frac{h_s}{h_0})}{n \times a_{sw} \times R_{sw}}$

-Điều kiện giằng dầm:

-Trong đó:

F: là lực giằng dầm.

hs: là khoảng cách từ vị trí đặt lực tập trung đến trọng tâm cốt thép dọc

$$h_s = h_0 - h_{dp} = 550 - 500 = 50(mm)$$

$\Sigma R_{sw} a_{sw}$: là tổng lực cắt chịu bởi cốt thép đai đặt phụ thêm trên vùng giằng dầm có chiều dài là a.

m: là số lượng cốt treo

- Sử dụng cốt treo dạng đai, chọn cốt đai Ø8 ($a_{sw} = 50.3mm^2$), n = 2 nhánh

-Tính toán cụ thể:

$$F = G_{lđc} + P_{lđc} = 13235.2 + 13968 = 27203.2(kg) = 272.03(kN)$$

$$1 - \frac{h_s}{h_0} = 1 - \frac{150}{550} = \frac{8}{11} = 0.72$$

Số lượng cốt treo cần thiết :

$$m \geq \frac{F(1 - \frac{h_s}{h_0})}{n\alpha_{sw}R_{sw}} = \frac{272.03 \times 10^3 \times (1 - \frac{150}{650})}{2 \times 100.6 \times 175} = 5.94$$

Chọn $m = 6$ đai, bố trí mỗi bên 3 đai, trong đoạn $h_s = 150$ (mm) thì khoảng cách giữa các cốt treo là 50 (mm).

PHẦN NỀN MÓNG

(KHỐI LƯỢNG 30%)

CHƯƠNG VII: TỔNG HỢP SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT

7.1. MỤC ĐÍCH:

Khảo sát địa kỹ thuật nhằm những mục tiêu cụ thể sau :

- +Xác định rõ mặt cắt địa kỹ thuật dựa trên cơ sở đặc điểm địa chất và các tính chất cơ lý của đất đá tại công trình khảo sát.
- +Xác định chiều sâu mực nước ngầm
- +Trên cơ sở các số liệu khảo sát và thí nghiệm để cung cấp những số liệu cần thiết phục vụ cho công tác tính toán nền móng công trình.

7.2. CÔNG TÁC KHẢO SÁT HIỆN TRƯỜNG:

7.2.1. Khối lượng khảo sát xây dựng đã thực hiện:

Khối lượng các công tác khảo sát xây dựng đã tiến hành được tổng hợp nêu trong bảng sau:

Bảng 7.1 Tổng hợp khối lượng công tác khảo sát

STT	Hạng mục công việc	Đơn vị	Khối lượng
1	Xác định vị trí hố khoan bằng thước dây	Điểm	03
2	Độ sâu khoan	Hố/m	03/320.0
3	Thí nghiệm hiện trường xuyên tiêu chuẩn SPT	Lần	160
4	Thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý thông thường của mẫu đất nguyên dạng (TCVN)	Mẫu	160
5	Thí nghiệm nén ba trục - Sơ đồ UU	Mẫu	10
6	Thí nghiệm nén ba trục - Sơ đồ CU	Mẫu	20
7	Thí nghiệm nén ba trục - CD	Mẫu	20
8	Thí nghiệm nén một trục nở hông	Mẫu	03
9	Thí nghiệm nén cố kết	Mẫu	03
10	Thí nghiệm thấm theo TCVN	Mẫu	03
11	Thí nghiệm phân tích nước ăn mòn	Mẫu	05

7.2.2.Công tác định vị hố khoan:

Khu vực dự kiến xây dựng công trình “KHU DỊCH VỤ THƯƠNG MẠI VÀ VĂN PHÒNG BUILDING ” tại địa điểm: Số 126 đường Nguyễn Thị Minh Khai, quận 3, thành phố Hồ Chí Minh.

Ngoài hiện trường, căn cứ vào các ranh giới hiện hữu, Nhà thầu đã phối hợp với đại diện Chủ đầu tư để xác định vị trí các hố khoan HK1, HK2, HK3.

7.2.3.Công tác khoan:

Sử dụng thiết bị khoan: XY-1SM (Trung Quốc sản xuất) và các thiết bị chuyên dụng kèm theo (Ổng khoan, cần khoan,...).

Phương pháp khoan:

- Khoan xoay lấy mẫu có sử dụng dung dịch bentonite tuần hoàn.
- Đường kính hố khoan: $\phi 110\text{mm}$.
- Chiều dài trung bình mỗi hiệp khoan là 2.0m.
- Độ sâu kết thúc của mỗi hố khoan tại HK1, HK3 là 100.0m và HK2 là 120.0m

Các hố khoan đều đã được tiến hành đo mực nước ổn định sau khi kết thúc hố khoan 24 giờ.

Công tác khoan thực hiện theo tiêu chuẩn Việt Nam – TCVN 9437 : 2012.

7.2.4.Công tác lấy mẫu:

Mẫu nguyên dạng (UD):

Trong khu vực khảo sát, mẫu nguyên dạng được lấy trong các hố khoan và đối với tất cả các lớp đất đã bắt gặp đến độ sâu 100.0m (HK1, HK3) và 120.0m (HK2). Việc tiến hành lấy mẫu nguyên dạng nhằm mục đích để thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất.

Mẫu nguyên dạng được lấy bằng ống khoan, ống mẫu được ấn vào các lớp đất bằng phương pháp nén thủy lực, chiều dài mẫu đất lấy lên đạt 0.4m. Sau đó, mẫu đất được bỏ vào trong ống mẫu thành mỏng có đường kính $\Phi 80\text{mm}$ dài 0.5m - 0.6m hoặc ống nhựa PVC có đường kính $\Phi 90\text{mm}$ dài 0.4m.

Trước khi tiến hành lấy mẫu hố khoan được làm sạch đến độ sâu lấy mẫu bằng mũi khoan hoặc bơm rửa, bảo đảm bộ dụng cụ lấy mẫu khi thả xuống đúng bằng độ sâu lấy mẫu thì mới tiến hành lấy mẫu. Các mẫu đất lấy lên luôn đảm bảo tính nguyên dạng không bị xáo trộn bởi các vật liệu phía trên.

Khoảng cách trung bình giữa hai lần lấy mẫu là 2.0m. Ngay sau khi mẫu được lấy lên từ hố khoan, mẫu được mô tả sơ bộ, quét parafin, dán nhãn, (Ghi tên công trình, ký hiệu hố khoan, ký hiệu mẫu, độ sâu lấy mẫu, mô tả sơ bộ loại đất,...) và bảo quản cẩn thận nơi râm mát.

Tổng số mẫu nguyên dạng đã lấy ở hiện trường là 160 mẫu.

7.2.5. Công tác thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn được tiến hành trong tất cả các hố khoan. Thí nghiệm SPT được tiến hành cho tất cả các lớp đất đã bắt gặp đến độ sâu 100.0m (HK1, HK3) và 120.0m (HK2) với khoảng cách trung bình 2.0m/lần.

Thiết bị, phương pháp thí nghiệm được tiến hành theo tiêu chuẩn Việt Nam - TCVN 9351 : 2012.

Thiết bị thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn do Trung Quốc sản xuất với ống xuyên có đường kính 50mm, búa trọng lượng 63.5kg rơi tự do với chiều cao 760mm. Kết quả thí nghiệm của mỗi 15cm đã được ghi nhận. Giá trị N_{30} là số búa đóng của ống xuyên thâm nhập vào đất 30cm cuối cùng.

Tổng số lần thí nghiệm SPT đã thực hiện là **160** lần.

7.2.6. Công tác quan trắc mực nước ổn định và lấy mẫu nước trong hố khoan:

Sau khi kết thúc các hố khoan 24 giờ, đã tiến hành quan trắc mực nước ổn định trong các hố khoan.

Đã tiến hành lấy **05** mẫu nước trong các hố khoan **HK1, HK2 và HK3**, mẫu nước được lấy dưới mực nước thoáng ít nhất 1.0m. Mẫu nước được lấy với dung tích 2.0 lít, đựng vào can nhựa sau khi đã làm sạch và được tráng lại bằng chính nước tự nhiên trong hố khoan 3 lần. Sau đó, mẫu được dán nhãn ghi các thông tin như: Tên công trình, số hiệu hố khoan, độ sâu lấy mẫu, ngày lấy mẫu, người lấy mẫu,... và chuyển về phòng thí nghiệm để thực hiện thí nghiệm hóa nước toàn phần.

Công tác lấy mẫu, đóng gói, bảo quản và vận chuyển mẫu được thực hiện theo Quy định trong TCVN 2683 : 2012.

7.3. CÔNG TÁC THÍ NGHIỆM MẪU TRONG PHÒNG:

Toàn bộ công tác thí nghiệm trong phòng đối với các mẫu đất được tiến hành theo tiêu chuẩn Việt Nam kết hợp với các tiêu chuẩn của Mỹ - ASTM.

Thí nghiệm trong phòng được phân chia như sau:

a. Công tác mô tả mẫu đất:

Sau khi mở, mẫu đất được kiểm tra bằng mắt thường và tay, mô tả ban đầu, sau đó lựa chọn chế độ thí nghiệm thích hợp theo yêu cầu phương án đề ra.

Mẫu được mô tả theo Tiêu chuẩn Việt Nam - TCVN 9362 : 2012.

b. Các thí nghiệm phân loại đất:

Bao gồm các dạng thí nghiệm:

+ Phân tích cỡ hạt bằng rây và tỷ trọng kế: Chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng bộ rây sàng để thí nghiệm xác định hàm lượng hạt thô (Cát, sạn sỏi,...) và sử dụng tỷ trọng kế, ống đong (1000ml) để thí nghiệm xác định hàm lượng hạt mịn (Bụi, sét).

+ Độ ẩm tự nhiên: Chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng hộp độ ẩm, tủ sấy control và cân điện tử để thí nghiệm xác định độ ẩm tự nhiên của đất.

+ Dung trọng tự nhiên và dung trọng khô: Dùng dao vòng chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng cân điện tử, tủ sấy để thí nghiệm xác định dung trọng của đất.

+ Khối lượng riêng: Chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng cân điện tử, bình tỷ trọng, bép cát để thí nghiệm xác định khối lượng riêng của đất.

+ Giới hạn chảy và giới hạn dẻo: Chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng bộ chày xuyên Vaxiliev hoặc bộ dụng cụ Casagrande để thí nghiệm xác định giới hạn chảy của đất. Dùng tay vò mẫu đất trên tấm phẳng, sau đó dùng tủ sấy control và cân điện tử để thí nghiệm xác định giới hạn dẻo của đất.

c. Các thí nghiệm tính chất cơ học của đất:

+ Thí nghiệm cắt trực tiếp (Cắt phẳng): Dùng dao vòng chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng máy cắt phẳng trực tiếp (USA) để thí nghiệm xác định góc ma sát trong và lực dính của đất.

+ Thí nghiệm nén nhanh: Dùng dao vòng chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng máy nén tam liên để thí nghiệm xác định hệ số nén lún và mô đun biến dạng của đất.

+ Thí nghiệm nén cố kết: Dùng dao vòng chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng máy nén tam liên để thí nghiệm xác định hệ số nén cố kết và áp lực tiền cố kết của đất nền thí nghiệm.

+ Thí nghiệm nén ba trục - UU: Dùng dao vòng chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng máy nén ba trục TSZ30-2.0 để thí nghiệm xác định các thông số góc ma sát trong và lực dính của đất.

+ Thí nghiệm nén ba trục - CU: Dùng dao vòng chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng máy nén ba trục TSZ30-2.0 để thực hiện công tác cố kết mẫu và thí nghiệm xác định góc ma sát trong và lực dính của đất.

+ Thí nghiệm nén ba trục - CD: Dùng dao vòng chế bị mẫu đất, sau đó sử dụng máy nén ba trục TSZ30-2.0 để thực hiện công tác cố kết mẫu và thí nghiệm xác định góc ma sát trong và lực dính của đất.

Bảng 7.2 Các chỉ tiêu thí nghiệm

STT	Các chỉ tiêu cơ lý	Ký hiệu	Đơn vị
1	Thành phần hạt	P	%
2	Độ ẩm tự nhiên	W	%
3	Dung trọng ướt	γ_w	g/cm^3
4	Dung trọng khô	γ_c	g/cm^3
5	Tỷ trọng	Δ	g/cm^3
6	Hệ số rỗng	e_o	-
7	Độ lỗ rỗng	n	-
8	Độ bão hòa	G_0	%
9	Giới hạn chảy	W_L	%
10	Giới hạn dẻo	W_P	%
11	Chỉ số dẻo	I_P	%
12	Độ sệt	B	-
13	Lực dính đơn vị	c	kg/cm^2
14	Góc ma sát trong	φ	độ
15	Hệ số nén lún	a_v	cm^2/kg

STT	Các chỉ tiêu cơ lý	Ký hiệu	Đơn vị
16	Mô đun tổng biến dạng	E_o	kg/cm ²
17	Lực dính kết (UU)	c_{uu}	kPa
18	Góc ma sát trong (UU)	φ_{uu}	Độ
19	Lực dính kết (CU)	c_{cu}	kPa
		c_{cu}'	kPa
20	Góc ma sát trong (CU)	φ_{cu}	Độ
		φ_{cu}'	Độ
21	Lực dính kết (CD)	c_{cd}	kPa
22	Góc ma sát trong (CD)	φ_{cd}	Độ
23	Áp lực tiền cố kết	P_c	kPa
24	Hệ số nén cố kết	C_v	cm ² /s
25	Hệ số thấm cố kết	K_v	cm/s
26	Hệ số biến đổi thể tích	M_v	cm ² /kg
27	Cường độ kháng nén nở hông	q_u	kPa
28	Hệ số thấm thí nghiệm	K	cm/s
29	Hệ số thấm ở 20°C	$K_{20^\circ C}$	cm/s

d. Thí nghiệm phân tích thành phần hóa học của mẫu nước:

Thí nghiệm 05 mẫu nước được lấy từ các hố khoan HK1, HK2 và HK3 theo TCXD 81 : 1981, đánh giá tính ăn mòn của mẫu nước theo TCVN 3994 : 1985.

Các chỉ tiêu thí nghiệm bao gồm: Độ pH; Hàm lượng các Cation: Na^+ , K^+ , $\sum Fe$, Mg^{++} , NH_4^+ , Ca^{++} ; Hàm lượng các Anion: Cl^- , SO_4^{--} , HCO_3^- , CO_3^{--} , OH^- ; Tổng độ cứng; Độ cứng vĩnh viễn; Độ cứng tạm thời; Hàm lượng kiềm; Hàm lượng CO_2 tự do; Hàm lượng CO_2 ăn mòn; Hàm lượng cặn sấy khô 160°C.

7.4.KẾT QUẢ KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH:

Trong phạm vi đồ án, sinh viên chọn một hố khoan HK1 có độ sâu 100m để áp dụng tính toán cho toàn bộ địa chất công trình.

7.4.1.Địa tầng và đặc điểm của các lớp đất:

Trên cơ sở phân tích kết quả khoan, thí nghiệm SPT hiện trường và thí nghiệm mẫu đất trong phòng thí nghiệm, địa tầng các lớp đất trong phạm vi khảo sát HK1 đến độ sâu 100m đã được phân chia và được thể hiện. Các lớp đất được phân loại, gọi tên theo tiêu chuẩn Việt Nam - TCVN 9362 : 2012 kết hợp với TCVN 9351 : 2012, thứ tự từ trên xuống dưới như sau:

Bảng 7.3 Mô tả các lớp đất

Lớp đất	Bề dày	Mô tả đất	Loại đất
---------	--------	-----------	----------

SL	0.8	Đất đá san lấp	
1	6.2	Sét, màu nâu đỏ, nâu vàng, xám xanh, độ sệt dẻo cứng đến nửa cứng	Đất dính
2	3.8	Á sét, màu nâu đỏ, nâu vàng, xám xanh, độ sệt dẻo cứng đến nửa cứng	Đất dính
3	6.5	Á cát, màu nâu đỏ, độ sệt dẻo	Đất rời
4	4.2	Sét, màu nâu vàng, nâu đỏ, độ sệt dẻo cứng đến nửa cứng	Đất dính
5	14	Á cát, màu nâu hồng, nâu vàng, xám trắng, độ sệt dẻo	Đất rời
6	17.7	Sét, màu nâu vàng, nâu đỏ, độ sệt cứng	Đất dính
7	6.8	Á cát, màu xám xanh, xám trắng, độ sệt dẻo	Đất rời

Tính chất cơ lý của các lớp đất ở KH1 đã được xác định bằng thí nghiệm trong phòng, cụ thể như sau:

Bảng 7.4 Tính chất cơ lý các lớp đất

Giá trị cơ lý	Giá trị đại diện của các lớp đất						
	1	2	3	4	5	6	7
Sạn sỏi: 2.0 - 20.0 (mm)	6	0.5	0.7	-	-	-	2.2
Cát: 0.05 - 2.0 (mm)	26	54.3	85.1	31.8	87.9	27.4	87.2
Bụi: 0.005 - 0.05 (mm)	36	21.6	7.6	26.9	6.5	26.8	5.9
Sét < 0.005 (mm)	32	23.6	6.6	41.3	5.6	45.8	4.7
Độ ẩm tự nhiên, W (%)	24.5	20.2	16.2	25.5	17.5	17.1	15.9
Dung trọng tự nhiên, γ_w (g/cm ³)	2	2.01	2	1.96	1.98	2.11	2.07
Dung trọng khô, γ_c (g/cm ³)	1.61	1.67	1.72	1.56	1.69	1.81	1.79
Dung trọng đẩy nổi γ_{sub} (g/cm ³)	1.02	1.05	1.08	0.99	1.06	1.14	1.12
Tỷ trọng, Δ	2.74	2.7	2.67	2.73	2.67	2.73	2.66
Hệ số rỗng ban đầu, e_0	0.702	0.616	0.554	0.751	0.581	0.513	0.494
Độ rỗng, n (%)	41	38	36	43	37	34	33
Độ bão hòa, G_0 (%)	95	88	78	93	81	91	86
Giới hạn chảy, W_L (%)	40.5	32.8	17	44.9	18.2	44.4	17.4
Giới hạn dẻo, W_P (%)	20.4	17.4	13.3	22.2	13.6	21.5	13.2
Chỉ số dẻo, I_P (%)	20.1	15.4	3.7	22.7	4.6	22.9	4.2

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

Độ sệt, B	0.2	0.18	0.75	0.15	0.85	-0.19	0.59
Cắt trực tiếp: ϕ (Độ)	13°04'	14°43'	24°44'	13°50'	24°50'	16°17'	27°10'
c (kg/cm ²)	0.298	0.267	0.025	0.318	0.026	0.412	0.017
Hệ số nén lún, a_v (cm ² /kg)	0.022	0.023	0.019	0.02	0.019	0.013	0.014
Modun tổng biến dạng, E_0 (kg/cm ²)	31.04	42.36	61.16	34.1	59.8	47.69	78.93
Lực dính kết (UU), c_{uu} (kPa)	151.86	80.33	-	151.19	-	233.77	-
Góc ma sát trong (UU), ϕ_{uu} (Độ)	2°58'	4°14'	-	3°10'	-	5°27'	-
Lực dính kết (CD), c_{CD} (kPa)	-	21.52	8.55	36.4	7.96	41.36	7.47
Góc ma sát trong (CD), ϕ_{CD} (Độ)	-	22°05'	30°24'	20°11'	30°51'	22°19'	31°50'
Lực dính kết (CU): c_{cu} (kPa)	31.21	27.34	9.15	29.55	8.1	40.51	7.49
$c_{cu'}$ (kPa)	27.34	24.15	6.69	26.78	4.85	36.37	3.96
Góc ma sát trong (CU): ϕ_{cu} (Độ)	20°09'	20°47'	28°35'	18°50'	28°47'	20°20'	29°24'
$\phi_{cu'}$ (Độ)	23°18'	23°53'	31°53'	21°55'	31°49'	23°02'	32°28'
Áp lực tiền cố kết, P_c (kg/cm ²)	1.51	-	1.87	-	2.47	-	-
Hệ số nén cố kết, $C_v \times 10^{-3}$ (cm ² /s)	0.436	-	0.581	-	0.566	-	-
Hệ số thấm cố kết, $K_v \times 10^{-7}$ (cm/s)	0.047	-	0.027	-	0.026	-	-
Hệ số biến đổi thể tích, M_v (cm ² /kg)	0.01	-	0.004	-	0.004	-	-
Hệ số thấm thí nghiệm, K (cm/s)	3.42x10 ⁻⁸	-	6.32x10 ⁻⁴	-	7.66x10 ⁻⁴	-	-
Hệ số thấm ở 20°C, $K_{20^\circ C}$ (cm/s)	2.95x10 ⁻⁸	-	5.49x10 ⁻⁴	-	6.66x10 ⁻⁴	-	-
Cường độ kháng nén nở hông, q_u (kPa)	-	-	-	-	-	552.38	-

7.4.2. Kết quả quan trắc mực nước ổn định trong hố khoan:

Mực nước ổn định được ghi nhận sau khi kết thúc hố khoan sau 24h. Các kết quả đo mực nước chi tiết được thể hiện trong bảng 4.

Bảng 7.5 Mức nước ổn định trong hố khoan.

STT	Hố khoan	Độ sâu mực nước ổn định (Tính từ mặt đất hiện hữu) (m)
1	HK1	6.30
2	HK2	6.50
3	HK3	5.90

Ta chọn HK1 để tính toán cho toàn bộ địa chất công trình, nên độ sâu mực nước ổn định là

-6.3m tính từ mặt đất hiện hữu.

7.5. HIỆU CHỈNH GIÁ TRỊ SPT:

Trong tất cả các thí nghiệm hiện trường, SPT là một trong số các thí nghiệm không chính xác nhất, do năng lượng toàn phần khi búa rơi không hoàn toàn chuyển tới ống lấy mẫu. Vì vậy, ta phải chuẩn hoá giá trị SPT về cùng năng lượng hiệu quả. Ở một số nước, người ta coi 60% là năng lượng hữu ích trung bình. Do đó, thương quy đổi N về N₆₀.

$$N_{60} = \frac{C_E C_B C_S C_R N}{0.6}$$

Theo Skempton:

Trong đó:

- + N: giá trị SPT đóng thực tế
- + C_E: năng lượng búa (=0.45, búa đóng loại donut)
- + C_B: hiệu chỉnh theo đường kính lỗ khoan (=1, lỗ khoan đường kính 91mm)
- + C_S: hiệu chỉnh theo phương pháp lấy mẫu (=1, phương pháp tiêu chuẩn)
- + C_R: hiệu chỉnh theo chiều dài cần khoan

CR = 0.75 : chiều dài cần L < 3 m

CR = 0.80 : chiều dài cần L = 3-4 m

CR = 0.85 : chiều dài cần L = 4-6 m

CR = 0.95 : chiều dài cần L = 6-10 m

CR = 1.00 : chiều dài cần L > 10 m

Bảng 7.6 Bảng hiệu chỉnh giá trị SPT

STT	Độ sâu (m)	Lớp	Giá trị SPT	Ce	Cb	Cs	Cr	N60
1	2	1	11	0.45	1	1	0.75	7
2	4		14	0.45	1	1	0.8	9
3	6		19	0.45	1	1	0.85	13
4	8	2	19	0.45	1	1	0.95	14
5	10		14	0.45	1	1	0.95	10

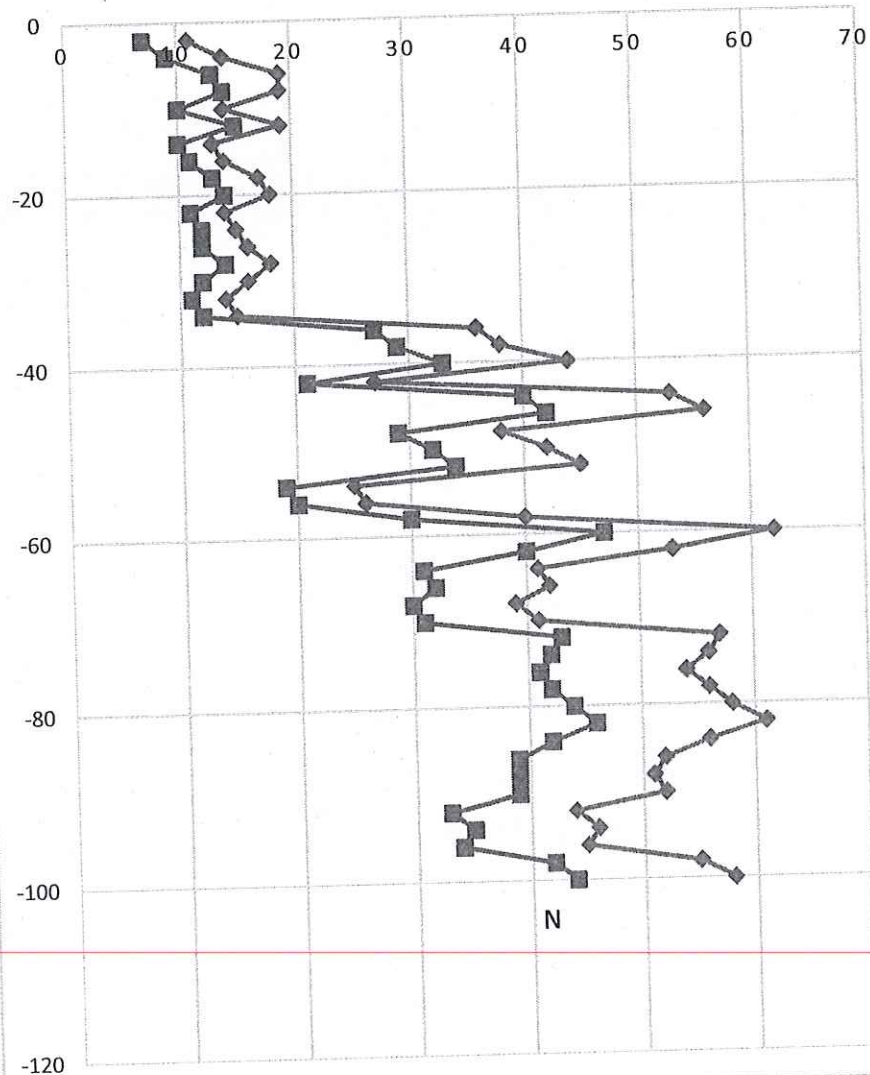
CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

6	12	3	19	0.45	1	1	1	15
7	14		13	0.45	1	1	1	10
8	16		14	0.45	1	1	1	11
9	18	4	17	0.45	1	1	1	13
10	20		18	0.45	1	1	1	14
11	22	5	14	0.45	1	1	1	11
12	24		15	0.45	1	1	1	12
13	26		16	0.45	1	1	1	12
14	28		18	0.45	1	1	1	14
15	30		16	0.45	1	1	1	12
16	32		14	0.45	1	1	1	11
17	34		15	0.45	1	1	1	12
18	36	6	36	0.45	1	1	1	27
19	38		38	0.45	1	1	1	29
20	40		44	0.45	1	1	1	33
21	42		27	0.45	1	1	1	21
22	44		53	0.45	1	1	1	40
23	46		56	0.45	1	1	1	42
24	48		38	0.45	1	1	1	29
25	50		42	0.45	1	1	1	32
26	52	7	45	0.45	1	1	1	34
27	54		25	0.45	1	1	1	19
28	56		26	0.45	1	1	1	20
29	58		40	0.45	1	1	1	30
30	60		62	0.45	1	1	1	47
31	62		53	0.45	1	1	1	40
32	64		41	0.45	1	1	1	31
33	66		42	0.45	1	1	1	32
34	68		39	0.45	1	1	1	30
35	70		41	0.45	1	1	1	31
36	72		57	0.45	1	1	1	43
37	74		56	0.45	1	1	1	42
38	76		54	0.45	1	1	1	41

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

39	78	56	0.45	1	1	1	42
40	80	58	0.45	1	1	1	44
41	82	61	0.45	1	1	1	46
42	84	56	0.45	1	1	1	42
43	86	52	0.45	1	1	1	39
44	88	51	0.45	1	1	1	39
45	90	52	0.45	1	1	1	39
46	92	44	0.45	1	1	1	33
47	94	46	0.45	1	1	1	35
48	96	45	0.45	1	1	1	34
49	98	55	0.45	1	1	1	42
50	100	58	0.45	1	1	1	44

ĐỒ THỊ HIỆU CHỈNH GIÁ TRỊ SPT



Hình 7.1 Biểu đồ hiệu chỉnh SPT

7.6. NHẬN XÉT VÀ KIẾN NGHỊ PHƯƠNG ÁN MÓNG:

Quy mô công trình lớn, với 16 tầng nổi và 1 tầng hầm nên tải trọng truyền xuống móng rất lớn, chiều sâu chôn móng lớn hơn nhiều chiều sâu tới hạn nên lựa chọn phương án móng nông là không khả thi và không thỏa mãn yêu cầu về độ lún và công trình bị lật, vì thế ta chọn phương án móng sâu làm giải pháp móng cho công trình:

Với công trình này ta chọn 2 phương án móng cọc khoan nhồi và móng cọc ép để bố trí móng cho khung trục 2.

Nhận thấy lớp đất số 5 là cát ở trạng thái rất chặt, chiều sâu lớn thuận lợi cho xây dựng nên sinh viên lựa chọn để đặt mũi cọc.

CHƯƠNG VIII: PHƯƠNG ÁN CỌC KHOAN NHỒI

8.1. CÁC TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG

TCVN 2737:1995	Tiêu chuẩn thiết kế tải trọng và tác động
TCVN 205:1998	Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế
TCVN 5574:2012	Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – tiêu chuẩn thiết kế
TCVN 5575:2012	Kết cấu thép – Tiêu chuẩn thiết kế
TCVN 9363:2012	Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình
TCVN 9393:2012	Cọc- Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục
TCVN 9395:2012	Cọc khoan nhồi – Thi công và nghiệm thu
TCVN 9396:2012	Cọc khoan nhồi – Xác định tính đồng nhất của bê tông – phương pháp xung siêu âm
TCVN 10304:2014	Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế

8.2. VẬT LIỆU SỬ DỤNG

a. Bê tông

Bảng 8.1 Thông số vật liệu bê tông

Cấu kiện	Cấp độ bền	Rb (Mpa)	Rbt (Mpa)	Eb (Mpa)
Cọc	B30	17	12	32500
Đài cọc	B30	17	1.2	32500

Trong đó :

+ Rb : cường độ chịu nén tính toán dọc trục của bê tông

+ Rbt : cường độ chịu kéo tính toán dọc trục của bê tông

+ E_b : module đàn hồi của bê tông

b. Cốt thép

Cốt thép trong cọc: theo qui phạm, hàm lượng cốt thép trong cọc khoan nhồi 0.4% - 0.65% (cọc trong thiết kế chống động đất).

Bảng 8.2 Thông số vật liệu cốt thép

Nhóm thép	R_s	R_{sc}	R_{sw}	E_s
	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
CI-A1 ($\phi < 10$)	225	225	175	21×10^4
CIII-AIII ($\phi \geq 10$)	365	365	290	20×10^4

Trong đó :

+ R_s : cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép

+ R_{sc} : cường độ chịu nén tính toán của cốt thép

+ E_s : module đàn hồi của cốt thép

Các số liệu được tra trong TCVN 5574:2012

8.2.1. Tải trọng tính toán

Xác định tải trọng tính toán để thiết kế cho móng, ta xuất kết quả từ phần mềm ETABS ra với các tổ hợp tính toán là từ tổ hợp U1 đến U9 để thiết kế.

Dùng tải trọng tính toán để kiểm tra sức chịu tải của cọc, kiểm tra xuyên thủng, lực cắt cắt cho đài móng, tính cốt thép cho đài cọc, cọc...

Theo đúng nguyên tắc tính toán và thiết kế móng cọc, phải chọn tất cả các cặp nội lực để tính toán và kiểm tra. Tuy nhiên để đơn giản tính toán, trong phạm vi đồ án sinh viên chỉ dùng các cặp tổ hợp nội lực sau đây để thiết kế :

Bảng 8.3 Tổ hợp nội lực tính toán

TH1 (Tổ hợp có lực dọc lớn nhất)	$N_{max}, M_{xtu}, M_{ytu}, H_{xtu}, H_{ytu}$
TH2 (Tổ hợp có momen lớn nhất)	$M_{xmax}, M_{ytu}, N_{tu}, H_{xtu}, H_{ytu}$
	$M_{ymax}, M_{xtu}, N_{tu}, H_{xtu}, H_{ytu}$
TH3 (Tổ hợp có lực ngang lớn nhất)	$H_{xmax}, H_{ytu}, N_{tu}, M_{xtu}, M_{ytu}$
	$H_{ymax}, H_{xtu}, N_{tu}, M_{xtu}, M_{ytu}$

8.2.2. Tải trọng tiêu chuẩn

Xác định tải trọng tiêu chuẩn để thiết kế cho móng, ta xuất kết quả từ phần mềm ETABS với các tổ hợp tiêu chuẩn là tổ hợp từ S1 đến S9

Dùng tải trọng tiêu chuẩn để kiểm tra lún cho móng cọc, kiểm tra ổn định nền dưới

móng khối quy ước...

8.3.TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

8.3.1.Lựa chọn thông số cọc

Chọn cọc tròn có đường kính $d = 800$ (mm), diện tích $A_c = 0.502 \text{ m}^2$

diện tích cốt thép trong cọc $\mu = 0.6\%$

$$A_s = A_c \mu = 5024 \times 0.6\% = 30.14 \text{ cm}^2$$

Chọn bố trí 10 ϕ 20: $A_{sc} = 10 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 3141 \text{ (mm}^2\text{)}$ bố trí quanh cọc

Thép đai chọn $\phi 10a200$

Cao trình mặt đất tự nhiên là +0.00 (m) - lấy theo cao trình của kiến trúc làm chuẩn.
Mực nước ngầm ở cao độ -6.3 (m);

Sàn hầm có cao độ là -3.400 (m). Chọn cao độ mặt trên móng trùng với cao độ sàn tầng hầm ;

Chọn sơ bộ chiều cao đài là $h_d = 1.6\text{m} > 2d = 1.6\text{(m)}$, cao độ đáy đài là -5(m);

Theo **mục 3.3.3.b-TCXD 205:1998**, chiều dài cọc thỏa mãn điều kiện độ mảnh:
 $\frac{L}{D} \leq 60 \Leftrightarrow L \leq 60D = 48\text{(m)}$

Chọn cao độ hạ mũi cọc là -45 (m), cắm vào lớp đất số 6 một đoạn là 9.5 m;

Chiều dài cọc trong đất :

$$l = 45 - 5 = 40 \text{ (m)}$$

Chiều dài thực tế phải thi công cọc :

$$L_{tt} = l_1 + l_2 + l$$

Trong đó :

+ l_1 là chiều dài đoạn đập đầu cọc, lấy $l_1 = 1$ (m)

+ l_2 là chiều dài đoạn cọc neo trong đài, lấy $l_2 = 0.1$ (m)

Vậy cọc có tổng chiều dài là:

$$L_{tt} = 40 + 1 + 0.1 = 41.1 \text{ (m)}$$

Cọc bê tông cốt thép được đổ tại chỗ trong dینگ dịch bentonite.

Trang 126

l_0 là chiều dày lớp bùn sét tính từ đáy đài đến hết lớp đất bùn, $l_0 = 0$

α_ε là hệ số biến dạng nền xác định theo PLA-TCVN 10304:2014

$$\frac{2}{\alpha_\varepsilon} > h$$

Nếu α_ε thì lấy $l_1 = h$, với h là chiều sâu hạ mũi cọc;

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c E_b I}}$$

Trong đó:

E – môđun đàn hồi của vật liệu làm cọc, $E = 32.5 \times 10^3 \text{ MPa}$

I – moment quán tính của tiết diện ngang cọc,

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi \times 0.8^4}{64} = 0.02 (\text{m}^4)$$

b_p – chiều rộng quy ước của cọc, $b_p = d + 1 = 0.8 + 1 = 1.8 (\text{m})$

γ_c – hệ số điều kiện làm việc, $\gamma_c = 3$

k – hệ số tỷ lệ phụ thuộc vào loại đất bao quanh cọc, lấy theo **Bảng A.1 – TCVN 10304:2014**

Bảng 8.4 Hệ số tỷ lệ k

Đất bao quanh cọc và các đặc trưng của đất	Hệ số tỷ lệ k kN/m ⁴
Cát to ($0.55 \leq e \leq 0.7$); Sét và sét pha cứng ($I_L < 0$).	Từ 18000 đến 30000
Cát hạt nhỏ ($0.6 \leq e \leq 0.75$); cát hạt vừa ($0.55 \leq e \leq 0.7$); Cát pha cứng ($I_L < 0$); sét, sét pha dẻo cứng và nửa cứng ($0 \leq I_L \leq 0.5$)	Từ 12 000 đến 18 000
Cát bụi ($0.6 \leq e \leq 0.8$); cát pha dẻo ($0 \leq I_L \leq 1$) và Sét và sét pha dẻo mềm ($0.5 \leq I_L \leq 0.75$)	Từ 7 000 đến 12 000
Sét và sét pha dẻo chảy ($0.75 \leq I_L \leq 1$)	Từ 4 000 đến 7 000
Cát sạn ($0.55 \leq e \leq 0.7$); đất hạt lớn lẫn cát	Từ 50 000 đến 100 000

Hệ số tỷ lệ k lấy trong khoảng tính từ đáy đài $(2d + 1) = 2.6 \text{ m}$ (lớp 2)

tra bảng: $k = 7000 \text{ kN/m}^4$

$$\rightarrow \alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{7000 \times 1.8}{3 \times 32.5 \times 10^6 \times 0.02}} = 0.37 (\text{m}^{-1})$$

$$\Rightarrow l_2 = l_e = l_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} = \frac{2}{0.37} + 0 = 5.4 (\text{m})$$

$$\Rightarrow l_{02} = 1 \times 5.4 = 5.4 (\text{m})$$

$$\lambda = \frac{l_{02}}{b} = \frac{5}{0.4} = 12.5 < 14 \rightarrow \varphi = 1$$

Độ mảnh của cọc:

Vậy sức chịu tải cho phép theo vật liệu:

$$R_{c,a(VL)} = 1(0.85 \times 0.7 \times 17 \times 10^3 \times 0.5 + 365 \times 10^3 \times 0.0033) = 6262(kN)$$

8.3.3. Sức chịu tải của cọc theo các đặc trưng đất nền theo TCVN 10304:2014:

a. Sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cơ lý đất nền:

Theo mục 7.2.3.1-TCVN 10304-2014, sức chịu tải cực hạn theo chỉ tiêu cơ lý đất nền tính theo công thức:

$$R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} \cdot A_b \cdot q_b + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot l_i)$$

Trong đó:

$\gamma_c = 1$: là hệ số điều kiện làm việc của cọc, khi cọc tựa trên nền đất dính với độ bão hòa

$\gamma_r < 0.9$ và trên nền đất hoang thổ lấy $\gamma_c = 0.8$; với các trường hợp khác lấy $\gamma_c = 1$;

$\gamma_{cq} = 0.9$: là hệ số làm việc của đất dưới mũi cọc, trong trường hợp dùng phương pháp đổ bê tông dưới nước;

q_b : là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, (kN/m^2) lấy theo mục 7.2.3.2-TCVN 10304:2014

$A_b = 0.502 m^2$: là tiết diện ngang mũi cọc, lấy bằng tiết diện ngang của cọc đối với cọc khoan nhồi không mở rộng mũi;

$u = 2.513(m)$: là chu vi tiết diện ngang thân cọc;

$\gamma_{cf} = 0.6$: là hệ số điều kiện làm việc của đất trên thân cọc, phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ và điều kiện đổ bê tông – bảng 5 TCVN 10304:2014

f_i : là cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ “i” trên thân cọc – bảng 3 TCVN 10304:2014

l_i : chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ “i” (m)

-Sức kháng của đất dưới mũi cọc:

Theo mục 7.2.3.2.b-TCVN 10304:2014 đối với cọc khoan nhồi trong đất dính, q_p được lấy theo bảng 7-TCVN 10304:2014

Bảng 8.5 Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc nhồi

Chiều sâu hạ cọc h , m	Cường độ sức kháng q_b của đất dính, trừ đất lún sụt, dưới mũi cọc đóng hoặc ép nhồi và cọc khoan nhồi có hoặc không mở rộng mũi, cọc ống hạ bằng phương pháp moi đất và đổ bê tông lõi theo chỉ số sệt I_L						
	kPa						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1 000	850	750	650	500	400	350
7	1 150	1 000	850	750	600	500	450
10	1 350	1 200	1 050	950	800	700	600
12	1 550	1 400	1 250	1 100	950	800	700
15	1 800	1 650	1 500	1 300	1 100	1 000	800
18	2 100	1 900	1 700	1 500	1 300	1 150	950
20	2 300	2 100	1 900	1 650	1 450	1 250	1 050
30	3 300	3 000	2 600	2 300	2 000	-	-
≥ 40	4 500	4 000	3 500	3 000	2 500	-	-

Chiều sâu hạ cọc $h = 45\text{m}$ và độ sệt $I_L < 0$, tra bảng ta có: $q_p = 4500(\text{kN/m}^2)$

Vậy sức kháng của đất dưới mũi cọc:
 $R_b = \gamma_{cq} q_p A_b = 0.9 \times 4500 \times 0.502 = 2033(\text{kN})$

-Sức kháng trung bình của lớp đất thứ "i" trên thân cọc:

Theo **chú thích 1 - Bảng 3 TCVN 10304:2014**, khi xác định cường độ sức kháng bên f_i trên thân cọc phải chia từng lớp đất thành các lớp phân tổ đất đồng nhất dày tối đa 2 (m).

Giá trị chiều sâu trung bình của các lớp phân tổ tính theo **chú thích 2 - Bảng 2**, nếu đào xén đất từ 3 -10 (m), phải tính từ cao độ quy ước nằm cao hơn 3(m) so với mức đào xén.

Cường độ sức kháng f_i đối với cát chặt được lấy tăng thêm 30% so với giá trị ghi trong **Bảng3-TCVN 10304-2014**.

Kết quả tính toán được lập thành bảng sau:

Bảng 8.6 Cường độ sức kháng trung bình f_i bên thân cọc

Lớp đất	Độ sâu	Độ sâu tb	l_i	I_L	f_{si}	γ_{cf}	$\gamma_{cf}.f_{si}.l_i$
1	5->7	6	2	0.2	58	0.6	69.6
2	7->9	8	2	0.18	62	0.6	74.4

	9->10.8	9.9	1.8	0.18	65	0.6	70.2
3	10,8->12,8	11.8	2	0.75	11.93	0.6	14.32
	12,8->14,8	13.8	2	0.75	12.19	0.6	14.63
	14,8->16,8	15.8	2	0.75	12.45	0.6	14.94
	16,8->17,3	17.05	0.5	0.75	12.62	0.6	3.78
4	17,3->19,3	18.3	2	0.15	76.62	0.6	91.94
	19,3->21,3	20.3	2	0.15	79.42	0.6	95.30
	21,3->21,5	21.4	0.2	0.15	80.96	0.6	9.72
5	21,5-> 23,5	22.5	2	0.85	9.75	0.6	11.70
	23,5->25,5	24.5	2	0.85	9.75	0.6	11.70
	25,5->27,5	26.5	2	0.85	10.14	0.6	12.17
	27,5->29,5	28.5	2	0.85	10.66	0.6	12.79
	29,5->31,5	30.5	2	0.85	11.05	0.6	13.26
	31,5->33,5	32.5	2	0.85	11.05	0.6	13.26
	33,5->35.5	34.5	2	0.85	11.05	0.6	13.26
6	35.5->37.5	36.5	2	-0.19	102.10	0.6	122.52
	37.5->39.5	38.5	2	-0.19	104.90	0.6	125.88
	39.5->41.5	40.5	2	-0.19	107.70	0.6	129.24
	41.5->43.5	42.5	2	-0.19	110.50	0.6	132.60
	43.5->45	44.25	1.5	-0.19	112.95	0.6	101.66
Tổng							1158.9

Sức kháng của đất bên thân cọc:

$$R_s = u \sum \gamma_{cf} \cdot f_{si} \cdot l_i = 2.513 \times 1158.9 = 2912.3 (kN/m)$$

Sức chịu tải cực hạn theo chỉ tiêu cơ lý đất nền:

$$R_{c,u} = 1 \times (2033 + 2912.3) = 4945.3 (kN)$$

b. Sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền:

Theo mục G.1 – Phụ lục G, TCVN 10304:2014, sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền được tính theo công thức:

$$R_{c,u} = A_b \cdot q_b + u \sum f_i \cdot l_i$$

Trong đó:

q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, lấy theo mục G.2.1;

A_b là diện tích tiết diện ngang mũi cọc,

u là chu vi tiết diện ngang thân cọc;

f_i là cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ "i" trên thân cọc;

l_i là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ "i".

-Tính cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc:

Theo công thức G.3 – mục G.2.1-PLG-TCVN 10304:2014, cường độ sức kháng đơn vị của đất dưới mũi cọc:

$$q_b = c N'_c$$

Trong đó:

$c_{u,i} = 233.77$ (kPa) là cường độ sức kháng không thoát nước của lớp đất dính thứ "i";

Với: $N_{c,i} = 32$ là chỉ số SPT trong đất dính;

N'_c là các hệ số sức chịu tải của đất dưới mũi cọc; đối với cọc khoan nhồi $N'_c = 6$

Cường độ sức kháng đơn vị của đất rời dưới mũi cọc:

$$q_b = 6 \times 233.77 = 1402.62 (kN / m^2)$$

Vậy sức kháng của đất dưới mũi cọc:

$$R_b = q_p A_b = 1402.62 \times 0.502 = 704.11 (kN)$$

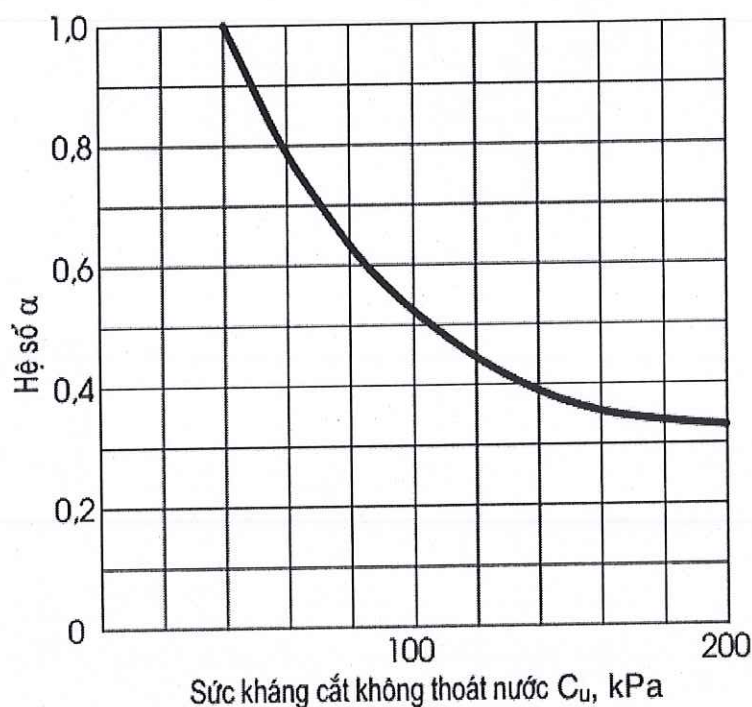
-Cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ "i" trên thân cọc:

Theo mục G.2.2, đối với đất dính, cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc tại lớp đất dính xác định theo công thức:

$$f_{c,i} = \alpha \times c_{u,i}$$

Trong đó:

α là hệ số phụ thuộc vào đặc điểm lớp đất nằm trên lớp đất dính, loại cọc và phương pháp hạ cọc, cố kết của đất trong quá trình thi công và phương pháp xác định cụ. Khi không đầy đủ những thông tin này có thể tra α trên biểu đồ Hình G.1;



Hình G.1 - Biểu đồ xác định hệ số α

$c_{u,i}$ là cường độ sức kháng không thoát nước của lớp đất dính thứ "i"; khi không có số liệu sức kháng cắt không thoát nước thì lấy $c_u = 6,25 N_{c,i}$; với $N_{c,i}$ là chỉ số SPT trong đất dính;

Đối với đất rời, cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc trong lớp đất thứ "i" tính như sau:

$$f_{s,i} = k_i \sigma_{v,z} \times \tan \delta_i$$

Trong đó:

k_i là hệ số áp lực ngang của đất lên cọc;

$\sigma_{v,z}$ là ứng suất pháp hiệu quả theo phương đứng trung bình trong lớp đất thứ "i";

δ_i là góc ma sát giữa đất và cọc. Đối với cọc bê tông $\delta_i = \varphi_i$;

Theo công thức trên thì càng xuống sâu, cường độ sức kháng thân cọc càng tăng, tuy nhiên nó chỉ tăng đến độ sâu tới hạn $Z_L = 15$ (m) rồi không tăng nữa. Vì vậy, cường độ sức kháng trên thân cọc trong đất rời có thể tính như sau:

$$\text{Đối với đoạn cọc có độ sâu nhỏ hơn } Z_L, \quad f_i = k_i \bar{\sigma}_{v,z}$$

$$\text{Đối với đoạn cọc có độ sâu bằng và lớn hơn } Z_L, \quad f_i = k_i \bar{\sigma}_{v,Z}$$

Bảng 8.7 Tính cường độ sức kháng trung bình của các lớp đất

Lớp đất	chiều dày m	Z _{tb} m	γ_{sat} kN/m ³	c_u kN/m ²	α	φ	tag φ	k_i	σ_{vz} kN/m ²	$f_{c,i}$ kN/m ²	$f_{c,i.li}$ kN/m	$f_{s,i}$ kN/m ²	$f_{s,i.li}$ kN/m
1	2	6	10.2	151.86	0.37	-	-	-	118.4	56.188	56.188		
2	3.8	8.9	10.5	80.33	0.63	-	-	-	151.49	50.608	96.155	-	-
3	6.5	14.05	10.8	-	-	24.73	0.46	0.8	206.54	-	-	76.01	247.02
4	4.2	19.4	9.9	151.19	0.36	-	-	-	262.43	54.428	114.3	-	-
5	14	28.5	10.6	-	-	24.83	0.463	0.8	357.42	-	-	132.39	926.72
6	9.5	40.25	11.4	233.77	0.31	-	-	-	478.63	72.469	344.23	-	-
Tổng											610.87		1173.7

Sức kháng trên thân cọc:

$$R_s = u \sum f_{l,i} = 2.513 \times 1784.6 = 4484.7 (kN)$$

Sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền:

$$R_{c,u} = 704.11 + 4484.7 = 5188.8 (kN)$$

c. Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT):

Bảng 8.8 Thống kê chỉ số SPT trung bình theo lớp đất

Lớp đất	Bề dày	Mô tả đất	Loại đất	SPT tb
2	3.8	Á sét, màu nâu đỏ, xám xanh	Đất dính	12
3	6.5	Á cát có màu nâu đỏ	Đất rời	18
4	4.2	Sét có màu nâu đỏ	Đất dính	14
5	14	Á cát màu nâu hồng, xám trắng	Đất rời	12
6	9.5	Sét, màu nâu vàng, nâu đỏ	Đất dính	32

Theo mục G.3.2-TCVN 10304:2014, xác định sức chịu tải của cọc theo công thức

Viện kiến trúc Nhật bản:

$$R_{c,u} = q_b A_b + u \sum (f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i})$$

Trong đó :

$q_b = 6c_u$: cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc khoan nhồi, khi mũi cọc nằm trong đất dính;

Với: $c_{u,i} = 233.77$ (kPa) là cường độ sức kháng không thoát nước của lớp đất dính thứ "i"; khi không có số liệu sức kháng cắt không thoát nước thì lấy $c_u = 6,25 N_{c,i}$;

Với: $N_{c,i}$ là chỉ số SPT trong đất dính;

A_b là diện tích tiết diện ngang mũi cọc

u là chu vi tiết diện ngang thân cọc.

Trường hợp mũi cọc được hạ vào lớp đất rời, trên phạm vi chiều dài cọc có cả đất dính và đất rời thì f_i được xác định như sau:

Đối với đất rời:

$$f_{s,i} = \frac{10 N_{s,i}}{3}$$

$f_{s,i}$ là cường độ sức kháng trung bình trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ "i"

$N_{s,i}$ là chỉ số SPT trung bình của lớp đất rời thứ "i" trên thân cọc;

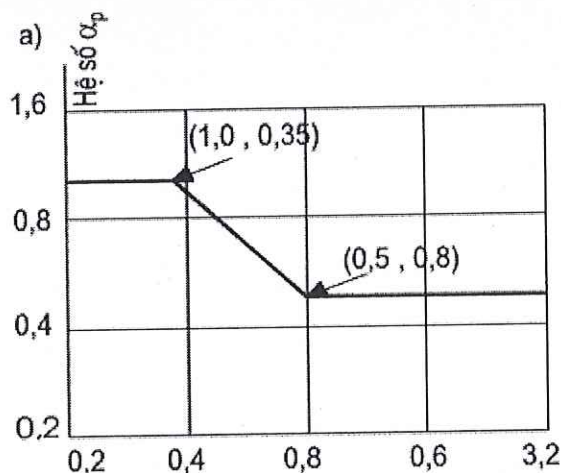
Đối với đất rời:

$$f_{c,i} = \alpha_p f_L c_{u,i}$$

Trong đó:

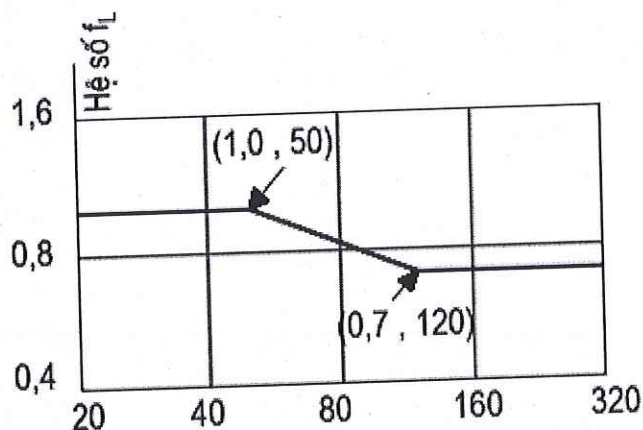
$c_{u,i}$: là cường độ sức kháng cắt không thoát nước của đất dính; khi không có số liệu sức kháng cắt không thoát nước cụ thể xác định trên các thiết bị thí nghiệm cắt đất trực tiếp hay thí nghiệm nén ba trục có thể xác định từ thí nghiệm nén một trục nở ngang tự do ($c_u = q_u / 2$), hoặc từ chỉ số SPT trong đất dính: $c_{u,i} = 6,25 N_{c,i}$, tính bằng (kN/m^2), trong đó $N_{c,i}$ là chỉ số SPT trong đất dính.

α_p là hệ số điều chỉnh cho cọc đóng, phụ thuộc vào tỉ lệ giữa sức kháng cắt không thoát nước của đất dính c_u và trị số trung bình của ứng suất pháp hiệu quả thẳng đứng, xác định theo biểu đồ trên **hình G.2a**



Hình 8.2 Sức kháng cắt/áp lực hiệu quả thẳng đứng: c_u / σ_v'

f_L là hệ số điều chỉnh theo độ mảnh h/d của cọc đóng, xác định theo biểu đồ trên **hình G.2b**. Đối với cọc khoan nhồi, lấy $f_L = 1$



Hình 8.3 Chiều sâu cọc/đường kính cọc: L / d

l_i : là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ "i"

-Sức kháng của đất dưới mũi cọc:

Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc:

$$q_b = 6c_u = 6 \times 233.77 = 1402.62 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Sức kháng cực hạn mũi cọc:

$$R_b = q_b \cdot A_b = 1402.62 \times 0.502 = 704.11 (\text{kN})$$

-Cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ "i" bên thân cọc:

Bảng 8.9 Tính cường độ sức kháng bên thân cọc

Lớp đất	Chiều dày	Độ sâu trung bình	γ_{sat}	$\sigma'_{v,z}$	$c_{u,i}$	Giá trị SPT N60	k2	ap	fL	$f_{c,i}$	$f_{c,i} l_{c,i}$	$f_{s,i}$	$f_{s,i} l_{s,i}$
	m	m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²					kN/m ²	kN/m	kN/m ²	kN/m
1	2	6	10.2	118.4	151.86	9		0.5	1	75.93	151.86	-	-
2	3.8	8.9	10.5	151.49	80.33	12	-	0.8	1	64.26	244.20	-	-
3	6.5	14.05	10.8	206.54	-	18	1	-	1	-	-	60	390
4	4.2	19.4	9.9	262.43	151.19	14	-	0.75	1	113.39	476.25	-	-
5	14	28.5	10.6	357.42	-	12	1	-	1	-	-	40	560
6	9.5	40.25	11.4	478.63	233.77	32	-	0.85	1	198.70	1887.69		
Tổng											2760		950

Sức kháng bên thân cọc:

$$R_s = u \sum (f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i}) = 2.513 \times (2760 + 950) = 9323.23 (\text{kN})$$

Sức chịu tải cực hạn của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT:

$$R_{c,u} = 704.11 + 9323.23 = 10027.34 (\text{kN})$$

8.3.4.Sức chịu tải thiết kế:

a. Tổng hợp kết quả tính toán:

Tổng hợp kết quả tính toán sức chịu tải của đất nền theo TCVN 10304:2014

Bảng 8.10 Kết quả tính toán sức chịu tải của đất theo TCVN 10304:2014

	Sức kháng mũi	Sức kháng bên	Sức chịu tải cực hạn	Tỉ lệ (%)	
Sức chịu tải của cọc	Qb(kN)	Qs(kN)	Rc,u(kN)	Qb/Rc,u	Qs/Rc,u
Theo chỉ tiêu cơ lý	2033	2912.3	4945.3	41.1	58.9
Theo cường độ đất nền	704.11	4484.7	5188.8	13.57	86.43
Theo kết quả thí nghiệm SPT	704.11	9323.23	10027.34	7.02	92.98

Kết quả tính toán sức chịu tải của cọc được tính toán và dựa trên nhiều lý thuyết và công thức khác nhau để tìm giá trị sức chịu tải thiết kế. Giá trị sức chịu tải của cọc tính theo các phương pháp trên cho kết quả phụ thuộc rất nhiều vào độ chính xác kết quả các thí nghiệm trong phòng và hiện trường.

Ta chọn giá trị sức chịu tải cực hạn của đất nền theo các giá trị tính bằng các phương pháp trên:

$$R_{c,u(DN)} = \min(R_{c,u(CL)}; R_{c,u(CD)}; R_{c,u(SPT)}) = 4945.3(kN)$$

Theo mục 7.1.11-TCVN 10304:2014, sức chịu tải cho phép của đất nền được tính theo công thức:

$$R_{c,a} = \frac{R_{c,u}}{FS}$$

Trong đó:

$R_{c,a}$ là sức chịu tải cho phép

$R_{c,u}$ là sức chịu tải cực hạn

$$FS = \frac{\gamma_n \gamma_k}{\gamma_0} = \frac{1.15 \times 1.75}{1.15} = 1.75 \quad \text{là hệ số an toàn;}$$

Với:

γ_0 : hệ số điều kiện làm việc, kể đến yếu tố tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc, lấy $\gamma_0 = 1.15$ trong móng nhiều cọc

γ_n : hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình, lấy $\gamma_n = 1.2$ đối với công trình cấp I

γ_k : hệ số tin cậy theo đất, lấy $\gamma_k = 1.75$ trong trường hợp móng có 1-5 cọc và sức chịu tải của cọc không xác định bằng thí nghiệm thử tải tĩnh tại hiện trường.

Sức chịu tải cho phép của đất nền:

$$R_{c,a(DN)} = \frac{4945.3}{1.75} = 2826(kN)$$

b. Sức chịu tải thiết kế:

Sức chịu tải cho phép theo vật liệu: $R_{c,a(VL)} = 6262(kN)$

Sức chịu tải cho phép theo đất nền: $R_{c,a(DN)} = 2826(kN)$

Chọn sức chịu tải thiết kế cọc: $R_{c,tk} = \min(R_{c,a(VL)}; R_{c,a(DN)}) = 2826(kN)$

8.4. THIẾT KẾ MÓNG ĐƠN TRỤC 2-C

8.4.1. Tải trọng tác dụng

Tải tính toán : dùng trong tính toán sức chịu tải của cọc, tính toán cốt thép trong cọc và đài, kiểm tra xuyên thủng.

Tải tiêu chuẩn : dùng trong tính toán kiểm tra ổn định dưới móng khối quy ước, kiểm tra lún.

Tổ hợp tải trọng : theo đúng nguyên tắc thì cần tính toán với tất cả các tổ hợp, tuy nhiên do thời gian đồ án không có nhiều thời gian. Sinh viên chọn các tổ hợp nguy hiểm sau để tính toán

Bảng 8.11 Kết quả nội lực xuất từ Etabs

Tổ hợp nội lực	Base 16	$M_{y,tu}$	$M_{x,tu}$	N_{tu}	$Q_{y,tu}$	$Q_{x,tu}$
U6	$M_{y,max}$	4.2662	0.0855	948.1851	0.8003	34.6522
U4	$M_{x,max}$	1.9825	1.7919	838.5809	3.2249	19.8518
U7	N_{max}	2.3506	0.0737	1079.645	0.8725	31.3386
U9	$Q_{y,max}$	3.3175	1.72	979.0552	3.862	33.1482
U6	$Q_{x,max}$	4.2662	0.0855	948.1851	0.8003	34.6522

Tổ hợp nội lực	Base 16	$M_{y,tu}$	$M_{x,tu}$	N_{tu}	$Q_{y,tu}$	$Q_{x,tu}$
S6	$M_{y,max}$	3.7061	0.0736	850.7488	0.6773	30.3936
S5	$M_{x,max}$	1.8199	1.5469	694.8566	2.926	18.343
S7	N_{max}	2.1098	0.0637	960.2988	0.7374	27.6323
S9	$Q_{y,max}$	2.9155	1.4357	876.4739	3.2287	29.1403
S6	$Q_{x,max}$	3.7061	0.0736	850.7488	0.6773	30.3936

8.4.2. Chọn thông số tính toán cọc và đài:

Thông số tính toán cọc và đài đã được trình bày ở mục 1.4.1

Chọn chiều cao đài là 1.6(m), mặt trên đài cùng cao độ với mặt trên của sàn tầng hầm, cốt cao độ -3.4 (m)

Móng cọc được thiết kế là móng cọc đài thấp, vì vậy độ chôn sâu của đài phải thỏa mãn điều kiện lực ngang tác động ở đáy công trình phải cân bằng với áp lực đất tác dụng lên cọc.

Trong đồ án, sinh viên không kiểm tra điều kiện này mà sẽ kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang

a. Các giả thuyết tính toán:

Móng cọc được quan niệm là móng cọc đài thấp, việc thiết kế dựa vào một số giả thuyết :

- Đài cọc xem như tuyệt đối cứng khi tính toán lực truyền xuống cọc
- Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền xuống lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại điểm tiếp giáp với cọc.
- Khi kiểm tra cường độ của đất nền và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một khối móng quy ước bao gồm : cọc, đài móng và phần đất ở giữa các cọc.

b. Sơ bộ số lượng cọc trong đài:

Căn cứ vào kết quả tính toán sức chịu tải của cọc và tải trọng truyền lên móng ta xác

định số cọc theo công thức:

$$n = \beta \frac{N^{tt}}{R_{c,a}}$$

Trong đó:

n - là số cọc

β - là hệ số xét đến ảnh hưởng của lực ngang và moment

$N^{tt} = N^{tt}_{max}$ - là lực dọc tính toán lớn nhất truyền lên móng

$R_{c,a} = 2826$ (kN) - là sức chịu tải thiết kế của cọc

$$n = \beta \frac{N^{tt}}{R_{c,a}} = (1.2 \div 1.6) \times \frac{10796.5}{2826} = (4.6 \div 6.11)$$

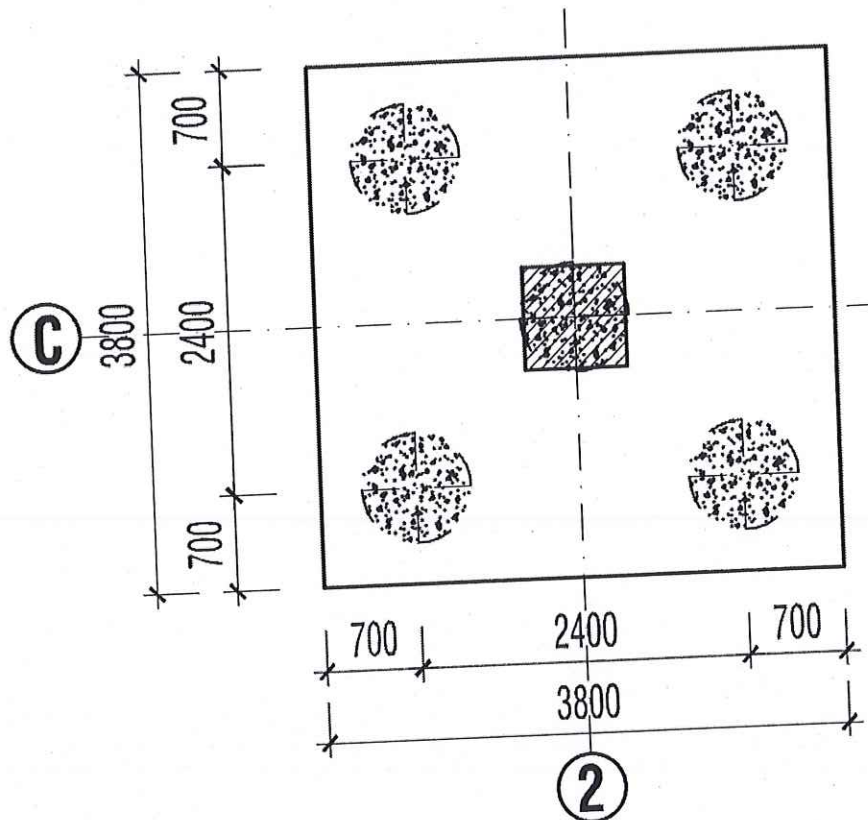
Chọn bố trí 5 cọc

c. Bố trí cọc trong đài:

Khoảng cách giữa các cọc: $s = 3d = 2.4(m)$

Khoảng cách từ mép cọc đến mép ngoài của đài cọc: $\frac{d}{3} \div \frac{d}{2} = (267 \div 400)mm$ chọn

300mm



Hình 8.4 Bố trí số lượng cọc trong đài móng

8.4.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc:

a. Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Trọng lượng của đài:

$$N_d^t = n \times \gamma_{bt} \times A_d \times h_d = 1.1 \times 25 \times (3.8 \times 3.8) \times 1.6 = 635.36 \text{ (kN)}$$

$$\text{Lực dọc tính toán tại đáy đài: } \begin{cases} \sum N'' = N_0'' + N_d'' \\ \sum M_x'' = M_{0x}'' + Q_{0y}'' \times h_d \\ \sum M_y'' = M_{0y}'' + Q_{0x}'' \times h_d \end{cases}$$

$$\text{Mô men tính toán tại đáy đài: } \begin{cases} \sum M_x'' = M_{0x}'' + Q_{0y}'' \times h_d \\ \sum M_y'' = M_{0y}'' + Q_{0x}'' \times h_d \end{cases}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc được xác định theo công thức:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n} \pm \frac{\sum M_x'' \times y_j}{\sum y_i^2} \pm \frac{\sum M_y'' \times x_j}{\sum x_i^2}$$

Trong đó:

n : số cọc trong một đài

x_i, y_i : tọa độ tìm cọc thứ i tại cao trình đáy đài

x_j, y_j : tọa độ tìm cọc thứ j cần tính toán tại cao trình đáy đài

$$\text{Điều kiện kiểm tra: } \begin{cases} P_{\max}'' + W < R_{c,tk} \\ P_{\min}'' \geq 0 \end{cases}$$

Trong đó:

P''_{max}, P''_{min} : áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc

W : hiệu số giữa khối lượng bản thân cọc và khối lượng bản thân đất do cọc chiếm chỗ.

$$W = W_{coc} - W_{dat} = A_b(\gamma_{bt}L - \sum \gamma_i h_i)$$

Với:

A_b : diện tích tiết diện ngang của cọc

$\gamma_{bt} = 25 (kN / m^3)$: dung trọng riêng của bê tông cọc.

$L = 40 (m)$: chiều dài cọc trong đất

$\sum \gamma_i h_i$ là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân của các lớp đất

tại cao trình mũi cọc

$$\sum \gamma_i h_i = 540 (kN/m^2)$$

$$W = \frac{\pi \times 0.8^2}{4} \times (25 \times 40 - 540) = 231.2 (kN)$$

Vậy:

$$R_{c,tk} : \text{sức chịu tải thiết kế của cọc, } R_{c,tk} = 2826 (kN)$$

Bảng 8.12 Thông số tính toán

Cặp nội lực	Đơn vị	N^{tt}_{max}	M^{tt}_{xmax}	M^{tt}_{ymax}	Q^{tt}_{xmax}	Q^{tt}_{ymax}
N_z	Tonf	1079.65	838.58	948.19	948.19	979.06
M_x	Tonf.m	0.07	1.79	0.09	0.09	1.72
M_y	Tonf.m	2.35	1.98	4.27	4.27	3.32
Q_x	Tonf	31.3386	19.8518	34.6522	34.6522	33.1482
Q_y	Tonf	0.8725	3.2249	0.8003	0.8003	3.862
ΣN^{tt}	Tonf	1143.181	902.1169	1011.721	1011.721	1042.59
ΣM^{tt}_x	Tonf.m	1.47	6.95	1.37	1.37	7.90
ΣM^{tt}_y	Tonf.m	52.49236	33.74538	59.70972	59.70972	56.3546
x_{max}	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
y_{max}	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Σx^2	m ²	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
Σy^2	m ²	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
P^{tt}_{max}	Tonf	239.88	188.90	215.07	215.07	221.90
P^{tt}_{min}	Tonf	217.39	171.94	189.62	189.62	195.13

Bảng 8.13 Tọa độ cọc trong đài và áp lực tác dụng đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	$\sum x_i^2$ (m ²)	$\sum y_i^2$ (m ²)	P_i (T)
1	-1.2	-1.2	5.76	5.76	214.55
2	1.2	-1.2			239.43
3	0	0			228.64
4	-1.2	1.2			217.84
5	1.2	1.2			242.72

$$\left\{ \begin{array}{l} K P_{\max}^{\text{tt}} = 2427.2 + 231.2 = 2658.4 \text{ kN} < R_{c, \text{tk}} = 2826 \text{ (kN)} \\ P_{\min}^{\text{tt}} = 2145.5 \text{ (kN)} > 0 \end{array} \right.$$

Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc và cũng không có cọc nào bị nhổ.

b. Kiểm tra điều kiện làm việc nhóm cọc:

Do sự ảnh hưởng lẫn nhau của các cọc trong nhóm nên sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ giảm so với cọc đơn.

Hệ số nhóm được xác định theo công thức Converse - Labarre:

$$\eta = 1 - \arctan\left(\frac{d}{s}\right) \times \left[\frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right]$$

Trong đó:

$n_1 = 2$: số hàng cọc trong một nhóm

$n_2 = 2$: số cọc trong một hàng

$d = 0.8$ (m): đường kính của cọc

$s = 2.4$ (m): khoảng cách hai cọc tính từ tâm
 $\rightarrow \eta = 1 - \arctan\left(\frac{0.8}{2.4}\right) \times \left[\frac{(2-1) \times 2 + 2 \times (2-1)}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0.795$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \times n \times R_{c, \text{tk}} = 0.795 \times 5 \times 2826 = 11233.35 \text{ (kN)} > N_{0\max}^{\text{tt}} = 10796.5 \text{ (kN)}$$

Kết luận: cọc thỏa điều kiện làm việc theo nhóm.

8.4.4. Đất nền dưới móng khối quy ước

a. Kích thước móng quy ước:

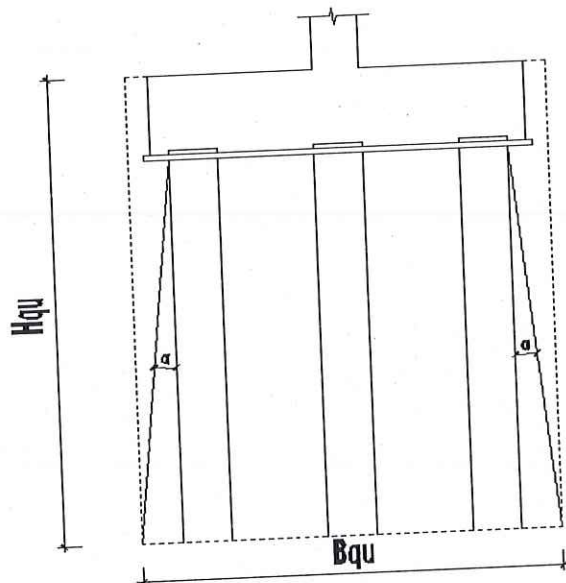
Do lớp đất 1 và 2 là lớp đất yếu, góc mở để xác định ranh giới móng khối quy ước được tính từ đáy lớp đất 2.

Theo mục 7.4.4-TCVN 10304:2014, mặt truyền tải của móng khối quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} \text{ . Với } \varphi_{tb} \text{ là góc ma sát trong tính toán trung bình của đất:}$$

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{\sum l_i} = \frac{13^{\circ}4' \times 6.2 + 14^{\circ}43' \times 3.8 + 24^{\circ}44' \times 6.5 + 13^{\circ}50' \times 4.2 + 24^{\circ}50' \times 13 + 16^{\circ}17' \times 9.5}{6.2 + 3.8 + 6.5 + 4.2 + 13 + 9.5} = 19^{\circ}17'$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{19^{\circ}17'}{4} = 4^{\circ}49'$$



Hình 8.5 Ranh giới khối móng quy ước

Chiều cao khối móng quy ước:
 $H_{qu} = 40 + 1.6 = 41.6 \text{ (m)}$

Chiều rộng khối móng quy ước:
 $B_{qu} = B' + 2 \times (H_{qu} - h_d) \times \tan \alpha = (3.8 - 0.3 \times 2) + 2 \times 40 \times \tan(4^{\circ}49') = 9.94 \text{ (m)}$

Chiều dài khối móng quy ước:
 $L_{qu} = L' + 2 \times (H_{qu} - h_d) \times \tan \alpha = (3.8 - 0.3 \times 2) + 2 \times 40 \times \tan(4^{\circ}49') = 9.94 \text{ (m)}$

Diện tích đáy khối móng quy ước:
 $A_{qu} = L_{qu} \times B_{qu} = 9.94 \times 9.94 = 98.8 \text{ (m}^2\text{)}$

b. Trọng lượng khối móng quy ước:

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:
 $W_1 = A_{qu} \sum \gamma_i h_i = 98.8 \times 540 = 53352 \text{ (kN)}$

Với $\sum \gamma_i h_i$ là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng tại đáy móng khối quy ước
 $\sum \gamma_i h_i = 540 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Trọng lượng đất bị cọc và đài chiếm chỗ:
 $W_2 = n A_b \sum \gamma_i h_i + \gamma A_d h_d = 5 \times 0.502 \times 540 + 20 \times 3.8 \times 3.8 \times 1.6 = 1817.5 \text{ (kN)}$

Trọng lượng cọc và đài bê tông:

$$W_3 = n\gamma_{bt}A_bL + \gamma_{bt}A_d h_d = 5 \times 25 \times 0.502 \times 40 + 25 \times 3.8 \times 3.8 \times 1.6 = 3087.6(\text{kN})$$

Trọng lượng móng khối quy ước:

$$W_{qu} = W_1 + W_3 - W_2 = 53352 + 3087.6 - 1817.5 = 54622(\text{kN})$$

c. Ứng suất tại đáy móng quy ước:

Tải trọng truyền về đáy khối móng quy ước:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum N_{qu}^{tc} = N_0^{tc} + W_{qu} \\ M_{xqu}^{tc} = M_{0x}^{tc} + Q_{0y}^{tc} \times H_{qu} \\ M_{yqu}^{tc} = M_{0y}^{tc} + Q_{0x}^{tc} \times H_{qu} \end{array} \right.$$

Moment kháng uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = W_y = \frac{B_{qu}L_{qu}}{6} = \frac{9.94 \times 9.94}{6} = 163.7 (\text{m}^3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} < R^{tc} \\ P_{max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} < 1.2R^{tc} \\ P_{min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} > 0 \end{array} \right.$$

Ứng suất tại đáy móng khối móng quy ước:

Bảng 8.14 Ứng suất tại đáy móng qui ước

Cặp nội lực	Đơn vị	N_{max}^{tt}	M_{xmax}^{tt}	M_{ymax}^{tt}	Q_{xmax}^{tt}	Q_{ymax}^{tt}
N_z	Tonf	960.2988	694.8566	850.7488	850.7488	876.474
M_x	Tonf.m	0.0637	1.5469	0.0736	0.0736	1.4357
M_y	Tonf.m	2.1098	1.8199	3.7061	3.7061	2.9155
Q_x	Tonf	27.6323	18.343	30.3936	30.3936	29.1403
Q_y	Tonf	0.7374	2.926	0.6773	0.6773	3.2287
$\sum N^{tc}$	Tonf	5859.78	5594.34	5750.23	5750.23	5775.95
$\sum M_x^{tc}$	Tonf.m	28.23	113.32	25.95	25.95	124.77
$\sum M_y^{tt}$	Tonf.m	1057.66	702.52	1164.742	1164.742	1116.07
A_{qu}	m2	88.36	88.36	88.36	88.36	88.36
W_x	m3	138.43	138.43	138.43	138.43	138.43
W_y	m3	138.43	138.43	138.43	138.43	138.43
P^{tb}	Tonf.m2	66.32	63.31	65.08	65.08	65.37
P_{max}^{tc}	Tonf.m2	74.16	69.21	73.68	73.68	74.33
P_{min}^{tc}	Tonf.m2	58.47	57.42	56.48	56.48	56.40

d. Sức chịu tải của đất nền dưới đáy móng quy ước:

Theo **mục 4.6.9 - TCVN 9362:2012**, áp lực trung bình tác dụng dưới đáy móng không vượt quá áp lực R tính theo công thức:

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \times B_{qu} \times \gamma_{II} + B \times H_{qu} \times \gamma'_{II} + D \times c_{II})$$

Trong đó:

m_1 và m_2 lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của đất và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với nền đất, tra theo **Bảng 15 - mục 4.6.10** lấy $m_1 = 1.1$ và $m_2 = 1$.

$k_{tc} = 1$ là hệ số tin cậy, lấy theo **mục 4.6.11** (các kết quả thí nghiệm lấy trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng)

A, B và D là các hệ số không thứ nguyên, lấy theo **Bảng 14** phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc

$$\varphi = 16^\circ 17' \rightarrow \begin{cases} A = 0.37 \\ B = 2.47 \\ D = 5.04 \end{cases}$$

Với

γ_{II} là trọng lượng thể tích đất nằm phía dưới mũi cọc, $\gamma_{II} = 11.4 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

γ'_{II} là trọng lượng thể tích đất nằm phía trên mũi cọc

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{540}{0.8 + 6.2 + 3.8 + 6.5 + 4.2 + 14 + 9.5} = 12 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

c_{II} là lực dính của đất dưới mũi cọc, $c_{II} = 41.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$\rightarrow R^{tc} = \frac{1.1 \times 1}{1} \times (0.37 \times 9.94 \times 11.4 + 2.47 \times 41.6 \times 12 + 5.04 \times 41.2) = 1630.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Kiểm tra:

$$\begin{cases} P_{tc}^{tc} = 650.8 \text{ (kN/m}^2\text{)} < R^{tc} = 1630.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_{max}^{tc} = 743.3 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 1.2 R^{tc} = 1.2 \times 1630.85 = 1957 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_{min}^{tc} = 564 \text{ (kN/m}^2\text{)} > 0 \end{cases}$$

Kết luận: thỏa mãn điều kiện áp lực lên đất nền tại mặt phẳng mũi cọc

e. Kiểm tra độ lún của móng khối quy ước:

Tính lún cho móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ.

Áp lực gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl} = P_{tb}^{tc} - \sigma'_v = 650.8 - 540 = 110.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Trong đó:

$P_{tb}^{tc} = 650.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy khối móng

quy ước, lấy tương ứng với cặp nội lực tiêu chuẩn $N_{max}^{tc}, M_{0x}^{tc}, M_{0y}^{tc}, Q_{0x}^{tc}, Q_{0y}^{tc}$

σ'_v là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân của các lớp đất gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sigma'_v = \sum \gamma_i h_i = 540 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

Chia đất nền dưới mũi cọc thành các lớp phân tổ đồng nhất có chiều dày h_i
 $h_i \leq (0.4 \div 0.6) B_{qu} = (3.76 \div 5.64) \text{ m}$.

Để tăng độ chính xác, chia lớp đất thành mỗi lớp phân tổ dày 1 (m) để tính lún.

Xác định ứng suất trung bình của từng phân tổ:

- Do trọng lượng bản thân đất nền: $P_{li} = \gamma_i h_i$

$$P_{2i} = P_{li} + \sigma_{gl}$$

- Do trọng lượng bản thân đất nền và ứng suất gây lún gây ra:

$$\sigma_{gl} = k_0 P_{gl}$$

Với σ_{zi} là ứng suất do $\left(\frac{P_{gl}}{L_{qu}}; \frac{z}{B_{qu}} \right)$ gây ra tại chính giữa lớp đất thứ i:

k_0 phụ thuộc vào tỉ số $\left(\frac{L_{qu}}{B_{qu}}; \frac{z}{B_{qu}} \right)$, tra theo “Bảng hệ số k_0 để tính ứng suất σ_z dưới

trục tâm tải phân bố đều trên diện chữ nhật” trong sách “Nền Móng” - Châu Ngọc Ân.

Xác định độ lún ổn định:

$$S = \sum_1 S = \sum_1 \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

Trong đó:

h_i : chiều dày của lớp đất thứ i.

e_{1i} : hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i trước khi có công trình, được xác định từ đường cong nén lún ($e - \sigma$) ứng với σ_{1i} của lớp đất có phân tổ thứ i.

e_{2i} : hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i sau khi có công trình, được xác định từ đường cong nén lún ($e - \sigma$) ứng với σ_{2i} của lớp đất có phân tổ thứ i.

Bảng 8.15 Liên hệ giữa áp lực P và hệ số rỗng e

Áp lực (kPa)	50	100	200	400
Hệ số rỗng	0.504	0.495	0.482	0.47

Chiều dày vùng nén lún tính từ mũi cọc đến vị trí $\sigma'_{zi} \geq 5\sigma'_{zi}$ (điều kiện dừng tính lún trong phạm vi đất nền)

Bảng 8.16 Kết quả nén lún

Lớp	Lớp p/tổ	Chiều dày m	Z/b	K_0	σ'_v kN/m ²	P_{li} kN/m ²	σ_{gl} kN/m ²	σ_{gl}^{tb} kN/m ²	P_{2i} kN/m ²	e_1	e_2	S m
6	1	1	0	1	540	545.7	94.82	94.54	640.24	0.461	0.455	0.0041
			0.1	0.994	551.4		94.25					

$$S = \sum_1 S = 0.0041(m) = 0.41(cm) < [S] = 10cm$$

Độ lún ổn định:

f. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng:

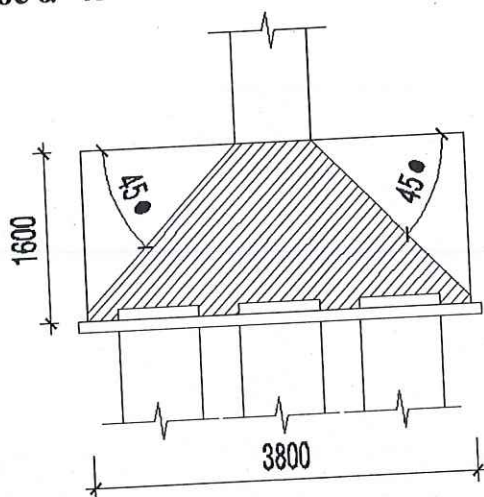
Điều kiện kiểm tra: $P_{xt} \leq P_{cx}$

Trong đó:

P_{xt} là lực gây xuyên thủng

P_{cx} là lực chống xuyên thủng

Xuyên thủng tự do với góc $\alpha = 45^\circ$

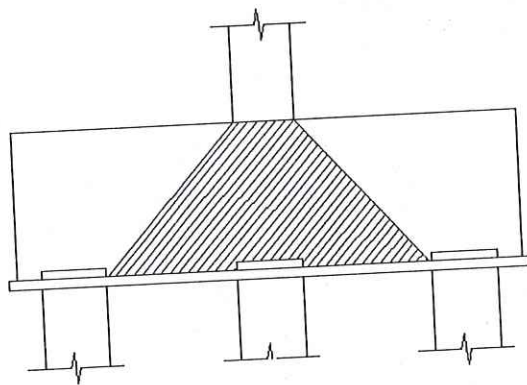


Hình 8.6 Tháp xuyên thủng góc 45°

Trường hợp đầu cọc nằm ngoài tháp xuyên thủng có thể xảy ra xuyên thủng, cần kiểm tra xuyên thủng.

Trường hợp đầu cọc nằm trong tháp xuyên thủng sẽ không xảy ra xuyên thủng, vì vậy không cần kiểm tra xuyên thủng.

Xuyên thủng hạn chế:



Hình 8.7 Tháp xuyên thủng hạn chế

Theo mục 6.2.5.4 – TCVN 5574:2012, điều kiện kiểm tra:

$$P_{xt} \leq P_{cx} = \alpha_i \gamma_b R_{bt} U_m h_o \tan \alpha$$

Trong đó:

Lực gây xuyên thủng: $P_{xt} = \sum P_i = 1140(T)$

Lực chống xuyên thủng: $P_{cx} = \alpha_i \gamma_b R_{bt} U_m h_o \tan \alpha$

Trong đó:

$\gamma_b = 0.9$ là hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc;
 $\tan \alpha = \frac{h_0}{c}$, với c là khoảng cách từ mép cột đến mép cọc;
 $\rightarrow \tan \alpha = \frac{1.45}{0.425} = 3.4$

Khả năng chịu lực xuyên thủng được lấy không lớn hơn giá trị ứng với tháp nén thủng có

$c = 0.4h_0$
 $\rightarrow \tan \alpha = \frac{1.45}{0.4 \times 1.45} = 2.5 \Rightarrow \tan \alpha = 2.5$

Giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới:
 $U_m = 2(h_c + b_c + 2c) = 2 \times (0.75 + 0.75 + 0.425 \times 2) = 4.7(m)$

Lực chống xuyên thủng:
 $\rightarrow P_{cx} = 1 \times 0.9 \times 1200 \times 4.7 \times 1.45 \times 2.5 = 18400.5(kN)$

Vậy $P_{xt} = 11400(kN) \leq P_{cx} = 18400.5(kN)$; đài cọc không bị cột xuyên thủng.

g. Kiểm tra khả năng chống cắt cho đài:

Theo mục 6.2.3.4 - TCVN 5574:2012, đối với cấu kiện bê tông cốt thép không có cốt thép đai chịu lực cắt, để đảm bảo độ bền trên vết nứt xiên cần tính toán đối với vết nứt xiên nguy hiểm nhất theo điều kiện:

$$Q_{\max} \leq Q_{b0} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)\gamma_b R_{bt} b h_0}{c}$$

Trong đó:

$Q_{\max} = \sum P_i = P_2 + P_5 = 2002 + 2080 = 4082(kN)$ là tổng phản lực của các cọc nằm trong

phạm vi của phần đài chịu lực lớn hơn;

Q_{b0} : khả năng chịu cắt của bê tông

Với:

$\varphi_{b4} = 1.5$ đối với bê tông nặng

$\varphi_n = 0$: hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc

$\gamma_b = 0.9$: hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc

$R_{bt} = 120 (T/m^2)$: cường độ chịu kéo tính toán của bê tông đài cọc

$b = b_d = 3.8(m)$: bề rộng đài cọc

$h_0 = 1.45 (m)$: chiều cao làm việc của đài cọc

c : chiều dài (hình) chiếu của tiết diện nghiêng, lấy $c = c_1 + c_2 = 0.85 (m)$
 $\rightarrow Q_{b0} = \frac{1.5 \times 1.0 \times 0.9 \times 120 \times 3.8 \times 1.45}{0.85} = 15227(kN)$

Điều kiện giới hạn của Q_{b0} :

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)\gamma_b R_{bt} b h_0 \leq Q_{b0} \leq Q_{b\max} = 2.5\gamma_b R_{bt} b h_0$$

Với $\varphi_{b3} = 0.6$ đối với bê tông nặng

$$Q_{b\min} = 0.6 \times (1 + 0) \times 0.9 \times 1200 \times 3.8 \times 1.45 = 3570.48(kN)$$

$$Q_{b\max} = 2.5\gamma_b R_{bt} b h_0 = 2.5 \times 0.9 \times 1200 \times 3.8 \times 1.45 = 14877(kN)$$

$$Q_{b\min} = 3570.48kN < Q_{b0} = 15227kN$$

$$Q_{b\max} = 14877kN < Q_{b0} = 15227kN \quad \text{nên lấy } Q_{b0} = 15227kN$$

$$V_{\max} Q_{\max} = 4082kN < Q_{b0} = 15227kN$$

Kết luận: bê tông đài cọc đảm bảo khả năng chịu cắt.

8.4.5. Tính toán cốt thép đài móng

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc.

Giả thiết đài tuyệt đối cứng, xem đài làm việc như bản consol có một đầu ngàm vào mép cột và một đầu tự do.

Tính toán với tổ hợp nội lực tính toán: $N_{\max}''$, M_{0x}'' , M_{0y}'' , Q_{0x}'' , Q_{0y}''

Moment tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với các giá trị:

$$M = \sum x_i P_i$$

Trong đó:

x_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm

P_i : phản lực đầu cọc thứ i

Tính toán cốt thép đài theo công thức:

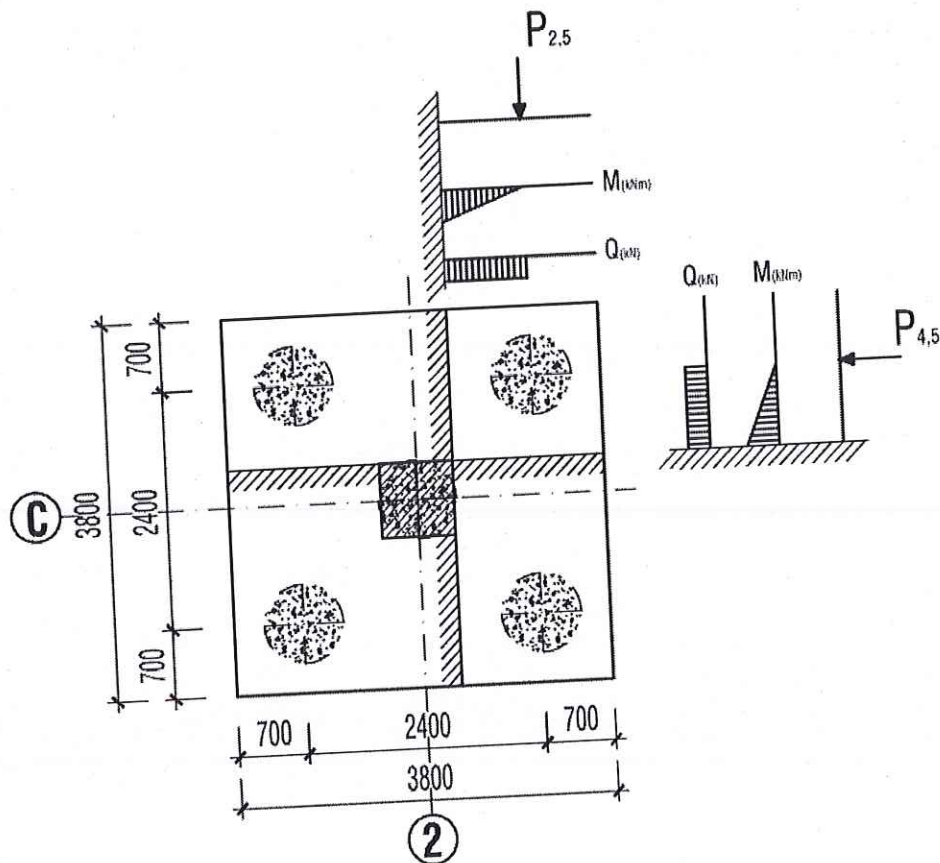
$$A_s = \frac{M}{R_s}$$

$$\text{Với: } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} < \xi_R = 0.541, \quad \alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}$$

$\gamma_b = 0.9$: hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc

$R_b = 17 (MPa)$: cường độ chịu nén tính toán của bê tông B30

$R_s = 365 (MPa)$: cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép CIII



Hình 8.8 Sơ đồ tính thép đài móng

Tính toán cốt thép đài móng theo phương X:

Moment tại ngàm tương ứng theo phương X:

$$M_x = (P_5 + P_2) \times x = (2427 + 2394) \times (1.2 - 0.375) = 3977.3 \text{ (kN.m)}$$

$$h_0 = 1600 - 150 = 1450 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{M_x}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{3977.3 \times 10^7}{0.9 \times 17 \times 3800 \times 1450^2} = 0.0325$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0325} = 0.033$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.033 \times 0.9 \times 17 \times 3800 \times 1450}{365} = 7621 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn bố trí 18 ϕ 25: $A_{sc} = 18 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 8835.7 \text{ (mm}^2\text{)}$ khoảng cách $s = 200 \text{ (mm)}$.

Tính toán cốt thép đài móng theo phương Y:

Moment tại ngàm tương ứng theo phương Y:

$$M_y = (P_5 + P_4) \times y = (2427 + 2178) \times (1.2 - 0.375) = 3808 \text{ (kN.m)}$$

$$h_0 = 1600 - 150 = 1450 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{M_x}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{380.8 \times 10^7}{0.9 \times 17 \times 3800 \times 1450^2} = 0.0312$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0312} = 0.0317$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.0317 \times 0.9 \times 17 \times 3800 \times 1450}{365} = 7321.6 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn bố trí 18φ25: $A_{sc} = 18 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 8835.7 \text{ (mm}^2\text{)}$ khoảng cách $s = 200 \text{ (mm)}$.

8.5. THIẾT KẾ MÓNG ĐƠN TRỰC 2-D

8.5.1. Tải trọng tác dụng

Tải tính toán : dùng trong tính toán sức chịu tải của cọc, tính toán cốt thép trong cọc và đài, kiểm tra xuyên thủng.

Tải tiêu chuẩn : dùng trong tính toán kiểm tra ổn định dưới móng khối quy ước, kiểm tra lún.

Tổ hợp tải trọng : theo đúng nguyên tắc thì cần tính toán với tất cả các tổ hợp, tuy nhiên do thời gian đồ án không có nhiều thời gian. Sinh viên chọn các tổ hợp nguy hiểm sau để tính toán

Bảng 8.17 Kết quả nội lực xuất từ Etabs

Tổ hợp nội lực	Base 2	My,tu	Mx,tu	Ntu	Qy,tu	Qx,tu
U8	My,max	4.8722	1.0032	972.0619	35.933	9.3173
U6	Mx,max	3.1874	1.939	918.5143	32.551	11.0427
U8	Nmax	4.8722	1.0032	972.0619	35.933	9.3173
U8	Qy,max	4.8722	1.0032	972.0619	35.933	9.3173
U6	Qx,max	3.1874	1.939	918.5143	32.551	11.0427

Tổ hợp nội lực	Base 2	My,tu	Mx,tu	Ntu	Qy,tu	Qx,tu
S6	My,max	1.6598	2.7739	820.5257	28.339	9.6284
S9	Mx,max	0.8799	4.1779	865.1486	31.1573	8.1906

S7	N_{max}	0.8799	4.1779	865.1486	31.1573	8.1906
S9	$Q_{y,max}$	0.8799	4.1779	865.1486	31.1573	8.1906
S4	$Q_{x,max}$	1.6598	2.7739	820.5257	28.339	9.6284

8.5.2. Chọn thông số tính toán cọc và đài:

Thông số tính toán cọc và đài đã được trình bày ở mục 1.4.1

Chọn chiều cao đài là 1.6(m), mặt trên đài cùng cao độ với mặt trên của sàn tầng hầm, cốt cao độ -3.4 (m)

Móng cọc được thiết kế là móng cọc đài thấp, vì vậy độ chôn sâu của đài phải thoả mãn điều kiện lực ngang tác động ở đáy công trình phải cân bằng với áp lực đất tác dụng lên cọc.

Trong đồ án, sinh viên không kiểm tra điều kiện này mà sẽ kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang

a. Các giả thuyết tính toán:

Móng cọc được quan niệm là móng cọc đài thấp, việc thiết kế dựa vào một số giả thuyết:

- Đài cọc xem như tuyệt đối cứng khi tính toán lực truyền xuống cọc
- Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền xuống lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại điểm tiếp giáp với cọc.
- Khi kiểm tra cường độ của đất nền và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một khối móng quy ước bao gồm: cọc, đài móng và phần đất ở giữa các cọc.

b. Sơ bộ số lượng cọc trong đài:

Căn cứ vào kết quả tính toán sức chịu tải của cọc và tải trọng truyền lên móng ta xác định số cọc theo công thức:

$$n = \beta \frac{N^t}{R_{c,a}}$$

Trong đó:

n - là số cọc

β - là hệ số xét đến ảnh hưởng của lực ngang và moment

$N^t = N^t_{max}$ - là lực dọc tính toán lớn nhất truyền lên móng

$R_{c,a} = 2826$ (kN) - là sức chịu tải thiết kế của cọc

$$n = \beta \frac{N^t}{R_{c,a}} = (1.2 \div 1.6) \times \frac{9920.6}{2826} = (4.1 \div 5.5)$$

Chọn bố trí 5 cọc

c. Bố trí cọc trong đài:

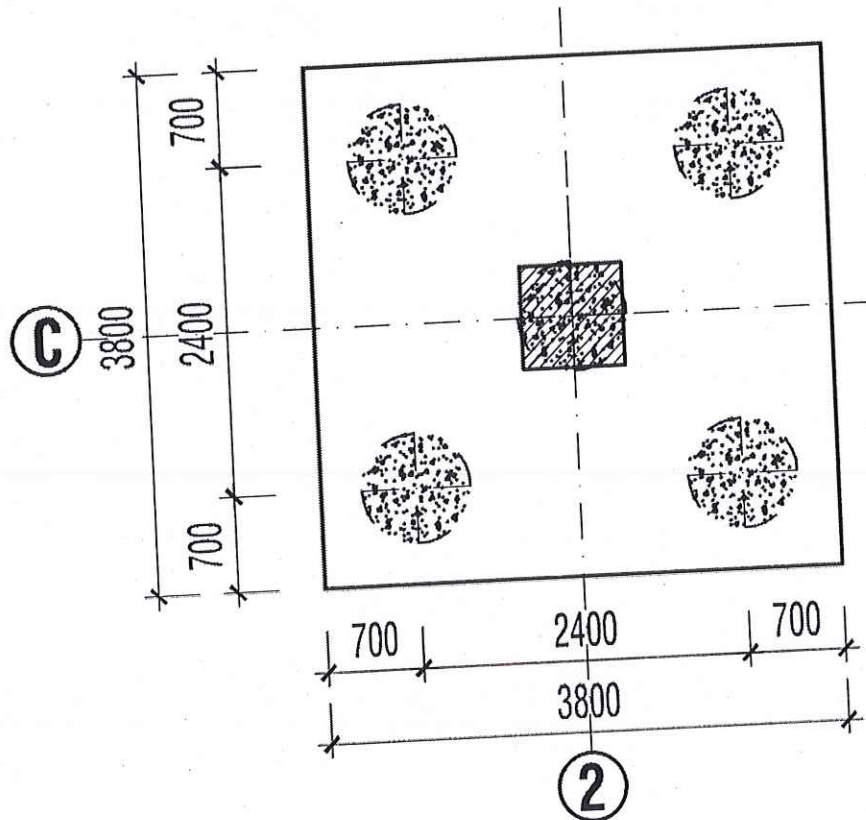
$$s = 3d = 2.4(m)$$

Khoảng cách giữa các cọc:

$$\frac{d}{3} \div \frac{d}{2} = (267 \div 400)mm \quad \text{chọn}$$

Khoảng cách từ mép cọc đến mép ngoài của đài cọc:

300mm



Hình 8.9 Bố trí số lượng cọc trong đài móng

8.5.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc:

a. Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Trọng lượng của đài:
 $N_d^{tt} = n \times \gamma_{bt} \times A_d \times h_d = 1.1 \times 25 \times (3.8 \times 3.8) \times 1.6 = 635.36 \text{ (kN)}$

Lực dọc tính toán tại đáy đài: $\begin{cases} \sum N'' = N_0'' + N_d'' \\ \sum M_x'' = M_{0x}'' + Q_{0y}'' \times h_d \\ \sum M_y'' = M_{0y}'' + Q_{0x}'' \times h_d \end{cases}$

Mô men tính toán tại đáy đài:

Tải trọng tác dụng lên cọc được xác định theo công thức:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n} \pm \frac{\sum M_x'' \times y_j}{\sum y_i^2} \pm \frac{\sum M_y'' \times x_j}{\sum x_i^2}$$

Trong đó:

n : số cọc trong một đài

x_i, y_i : tọa độ tim cọc thứ i tại cao trình đáy đài

x_j, y_j : tọa độ tim cọc thứ j cần tính toán tại cao trình đáy đài

Điều kiện kiểm tra: $\begin{cases} P_{\max}'' < R_{c,tk} \\ P_{\min}'' \geq 0 \end{cases}$

Trong đó:

P''_{max}, P''_{min} : áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc

W : hiệu số giữa khối lượng bản thân cọc và khối lượng bản thân đất do cọc chiếm chỗ.

$$W = W_{cọc} - W_{đất} = A_b(\gamma_{bt}L - \sum \gamma_i h_i)$$

Với:

A_b : diện tích tiết diện ngang của cọc

$\gamma_{bt} = 25 \text{ (kN / m}^3\text{)}$: dung trọng riêng của bê tông cọc.

$L = 40 \text{ (m)}$: chiều dài cọc trong đất

$\sum \gamma_i h_i$ là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân của các lớp đất

tại cao trình mũi cọc

$$\sum \gamma_i h_i = 540 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Vậy:
$$W = \frac{\pi \times 0.8^2}{4} \times (25 \times 40 - 540) = 231.2 \text{ (kN)}$$

$R_{c,tk}$: sức chịu tải thiết kế của cọc, $R_{c,tk} = 2826 \text{ (kN)}$

Bảng 8.18 Thông số tính toán

Cặp nội lực	Đơn vị	N^{tt}_{max}	M^{tt}_{xmax}	M^{tt}_{ymax}	Q^{tt}_{xmax}	Q^{tt}_{ymax}
N_z	Tonf	972.06	918.51	972.06	918.51	972.06
M_x	Tonf.m	1.00	1.94	1.00	1.94	1.00
M_y	Tonf.m	4.87	3.19	4.87	3.19	4.87
Q_x	Tonf	9.3173	11.0427	9.3173	11.0427	9.3173
Q_y	Tonf	35.933	32.551	35.933	32.551	35.933
ΣN^{tt}	Tonf	1035.598	982.0503	1035.598	982.0503	1035.6
ΣM_x^{tt}	Tonf.m	58.50	54.02	58.50	54.02	58.50
ΣM_y^{tt}	Tonf.m	19.77988	20.85572	19.77988	20.85572	19.7799
x_{max}	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
y_{max}	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Σx^2	m ²	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
Σy^2	m ²	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
P^{tt}_{max}	Tonf	223.43	212.01	223.43	212.01	223.43
P^{tt}_{min}	Tonf	190.81	180.81	190.81	180.81	190.81

Bảng 8.19 Tọa độ cọc trong đài và áp lực tác dụng đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	$\sum x_i^2$ (m ²)	$\sum y_i^2$ (m ²)	P_i (T)
1	-1.2	-1.2	5.76	5.76	190.59
2	1.2	-1.2			199.28
3	0	0			207.12
4	-1.2	1.2			214.96
5	1.2	1.2			223.65

Kiểm tra $P_{\max}^{\text{tt}} = 2236.5 + 231.2 = 2467.7 \text{ kN} < R_{c,tk} = 2826 \text{ (kN)}$
 $P_{\min}^{\text{tt}} = 1905 \text{ (kN)} > 0$

Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc và cũng không có cọc nào bị nhổ.

b. Kiểm tra điều kiện làm việc nhóm cọc:

Do sự ảnh hưởng lẫn nhau của các cọc trong nhóm nên sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ giảm so với cọc đơn.

Hệ số nhóm được xác định theo công thức Converse - Labarre:

$$\eta = 1 - \arctan\left(\frac{d}{s}\right) \times \left[\frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right]$$

Trong đó:

$n_1 = 2$: số hàng cọc trong một nhóm

$n_2 = 2$: số cọc trong một hàng

$d = 0.8 \text{ (m)}$: đường kính của cọc

$s = 2.4 \text{ (m)}$: khoảng cách hai cọc tính từ tâm
 $\rightarrow \eta = 1 - \arctan\left(\frac{0.8}{2.4}\right) \times \left[\frac{(2-1) \times 2 + 2 \times (2-1)}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0.795$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \times n \times R_{c,tk} = 0.795 \times 5 \times 2826 = 11233.35 \text{ (kN)} > N_{0\max}^{\text{tt}} = 9720.6 \text{ (kN)}$$

Kết luận: cọc thỏa điều kiện làm việc theo nhóm.

8.5.4. Đất nền dưới móng khối quy ước

a. Kích thước móng quy ước:

Do lớp đất 1 và 2 là lớp đất yếu, góc mở để xác định ranh giới móng khối quy ước được tính từ đáy lớp đất 2.

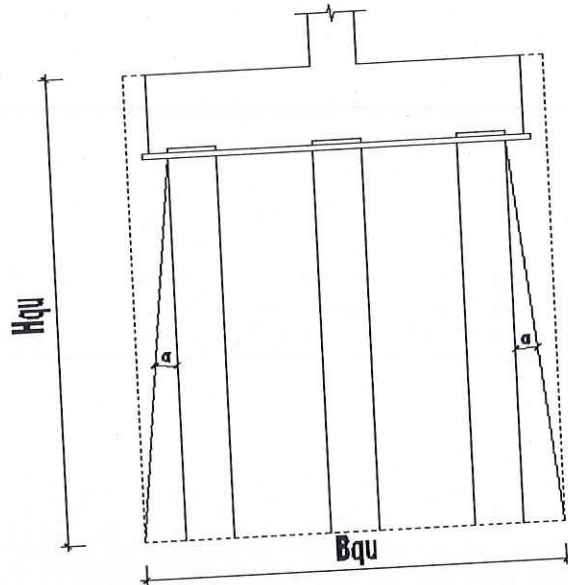
Theo mục 7.4.4-TCVN 10304:2014, mặt truyền tải của móng khối quy ước được mở

rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:
 $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$

Với φ_{tb} là góc ma sát trong tính toán trung bình của đất:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{\sum l_i} = \frac{13^{\circ}4' \times 6.2 + 14^{\circ}43' \times 3.8 + 24^{\circ}44' \times 6.5 + 13^{\circ}50' \times 4.2 + 24^{\circ}50' \times 13 + 16^{\circ}17' \times 9.5}{6.2 + 3.8 + 6.5 + 4.2 + 13 + 9.5} = 19^{\circ}17'$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{19^{\circ}17'}{4} = 4^{\circ}49'$$



Hình 8.10 Ranh giới khối móng quy ước

Chiều cao khối móng quy ước:
 $H_{qu} = 40 + 1.6 = 41.6 \text{ (m)}$

Chiều rộng khối móng quy ước:
 $B_{qu} = B' + 2 \times (H_{qu} - h_d) \times \tan \alpha = (3.8 - 0.3 \times 2) + 2 \times 40 \times \tan(4^{\circ}49') = 9.94 \text{ (m)}$

Chiều dài khối móng quy ước:
 $L_{qu} = L' + 2 \times (H_{qu} - h_d) \times \tan \alpha = (3.8 - 0.3 \times 2) + 2 \times 40 \times \tan(4^{\circ}49') = 9.94 \text{ (m)}$

Diện tích đáy khối móng quy ước:
 $A_{qu} = L_{qu} \times B_{qu} = 9.94 \times 9.94 = 98.8 \text{ (m}^2\text{)}$

b. Trọng lượng khối móng qui ước:

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:
 $W_l = A_{qu} \sum \gamma_i h_i = 98.8 \times 540 = 53352 \text{ (kN)}$

Với $\sum \gamma_i h_i$ là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng tại đáy móng khối quy ước
 $\sum \gamma_i h_i = 540 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Trọng lượng đất bị cọc và đài chiếm chỗ:

$$W_2 = n A_b \sum \gamma_i h_i + \gamma A_d h_d = 5 \times 0.502 \times 540 + 20 \times 3.8 \times 3.8 \times 1.6 = 1817.5 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng cọc và đài bê tông:

$$W_3 = n \gamma_{bt} A_b L + \gamma_{bt} A_d h_d = 5 \times 25 \times 0.502 \times 40 + 25 \times 3.8 \times 3.8 \times 1.6 = 3087.6 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng móng khối quy ước:

$$W_{qu} = W_1 + W_3 - W_2 = 53352 + 3087.6 - 1817.5 = 54622 \text{ (kN)}$$

c. Ứng suất tại đáy móng quy ước:

Tải trọng truyền về đáy khối móng quy ước:

$$\begin{cases} \sum N_{qu}^{tc} = N_0^{tc} + W_{qu} \\ M_{xqu}^{tc} = M_{0x}^{tc} + Q_{0y}^{tc} \times H_{qu} \\ M_{yqu}^{tc} = M_{0y}^{tc} + Q_{0x}^{tc} \times H_{qu} \end{cases}$$

Moment kháng uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = W_y = \frac{B_{qu} L_{qu}}{6} = \frac{9.94 \times 9.94^2}{6} = 163.7 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\begin{cases} P_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} < R^{tc} \\ P_{max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} < 1.2 R^{tc} \\ P_{min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} > 0 \end{cases}$$

Ứng suất tại đáy móng khối móng quy ước:

Bảng 8.14 Ứng suất tại đáy móng qui ước

Cặp nội lực	Đơn vị	N_{max}^{tt}	M_{xmax}^{tt}	M_{ymax}^{tt}	Q_{xmax}^{tt}	Q_{ymax}^{tt}
N_z	Tonf	865.1486	865.1486	820.5257	820.5257	865.149
M_x	Tonf.m	4.1779	4.1779	2.7739	2.7739	4.1779
M_y	Tonf.m	0.8799	0.8799	1.6598	1.6598	0.8799
Q_x	Tonf	8.1906	8.1906	9.6284	9.6284	8.1906
Q_y	Tonf	31.1573	31.1573	28.339	28.339	31.1573
$\sum N^{tc}$	Tonf	5764.63	5764.63	5720.01	5720.01	5764.63
$\sum M_x^{tc}$	Tonf.m	1194.39	1194.39	1085.32	1085.32	1194.39
$\sum M_y^{tt}$	Tonf.m	313.76	313.76	369.4647	369.4647	313.76
A_{qu}	m2	88.36	88.36	88.36	88.36	88.36
W_x	m3	138.43	138.43	138.43	138.43	138.43

CAO ỐC VĂN PHÒNG BUILDING

Wy	m3	138.43	138.43	138.43	138.43	138.43
P ^{tb}	Tonf.m2	65.24	65.24	64.74	64.74	65.24
P ^{tc} _{max}	Tonf.m2	76.13	76.13	75.24	75.24	76.13
P ^{tc} _{min}	Tonf.m2	54.35	54.35	54.23	54.23	54.35

d. Sức chịu tải của đất nền dưới đáy móng quy ước:

Theo **mục 4.6.9 - TCVN 9362:2012**, áp lực trung bình tác dụng dưới đáy móng không vượt quá áp lực R tính theo công thức:

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \times B_{qu} \times \gamma_{II} + B \times H_{qu} \times \gamma'_{II} + D \times c_{II})$$

Trong đó:

m_1 và m_2 lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của đất và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với nền đất, tra theo **Bảng 15 - mục 4.6.10** lấy $m_1 = 1.1$ và $m_2 = 1$.

$k_{tc} = 1$ là hệ số tin cậy, lấy theo **mục 4.6.11** (các kết quả thí nghiệm lấy trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng)

A, B và D là các hệ số không thứ nguyên, lấy theo **Bảng 14** phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc

$$\varphi = 16^\circ 17' \rightarrow \begin{cases} A = 0.37 \\ B = 2.47 \\ D = 5.04 \end{cases}$$

Với

γ_{II} là trọng lượng thể tích đất nằm phía dưới mũi cọc, $\gamma_{II} = 11.4 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

γ'_{II} là trọng lượng thể tích đất nằm phía trên mũi cọc

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{540}{0.8+6.2+3.8+6.5+4.2+14+9.5} = 12 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

c_{II} là lực dính của đất dưới mũi cọc, $c_{II} = 41.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$\rightarrow R^{tc} = \frac{1.1 \times 1}{1} \times (0.37 \times 9.94 \times 11.4 + 2.47 \times 41.6 \times 12 + 5.04 \times 41.2) = 1630.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\begin{cases} P^{tc}_k = 647.4 \text{ (kN/m}^2\text{)} < R^{tc} = 1630.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

Kiểm tra:

$$\begin{cases} P^{tc}_{max} = 761.3 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 1.2 R^{tc} = 1.2 \times 1630.85 = 1957 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P^{tc}_{min} = 542.3 \text{ (kN/m}^2\text{)} > 0 \end{cases}$$

Kết luận: thỏa mãn điều kiện áp lực lên đất nền tại mặt phẳng mũi cọc

e. Kiểm tra độ lún của móng khối quy ước:

Tính lún cho móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ.

Áp lực gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl} = P^{tc}_{tb} - \sigma'_v = 647.4 - 540 = 107.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Trong đó:

$P_{th}^{tc} = 647,4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy khối móng

quy ước, lấy tương ứng với cặp nội lực tiêu chuẩn $N_{max}^{tc}, M_{0x}^{tc}, M_{0y}^{tc}, Q_{0x}^{tc}, Q_{0y}^{tc}$

σ_v' là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân của các lớp đất

gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sigma_v' = \sum \gamma_i h_i = 540 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Chia đất nền dưới mũi cọc thành các lớp phân tổ đồng nhất có chiều dày h_i

$$h_i \leq (0.4 \div 0.6) B_{qu} = (3.76 \div 5.64) \text{ m}$$

Để tăng độ chính xác, chia lớp đất thành mỗi lớp phân tổ dày 1 (m) để tính lún.

Xác định ứng suất trung bình của từng phân tổ:

- Do trọng lượng bản thân đất nền: $P_{li} = \gamma_i h_i$

- Do trọng lượng bản thân đất nền và ứng suất gây lún gây ra: $P_{2i} = P_{li} + \sigma_{gl}$

Với σ_{zi} là ứng suất do $\left(\frac{P_{gl}}{B_{qu}}; \frac{Z}{B_{qu}} \right)$ gây ra tại chính giữa lớp đất thứ i: $\sigma_{gl} = k_0 P_{gl}$

k_0 phụ thuộc vào tỉ số $\left(\frac{P_{gl}}{B_{qu}}; \frac{Z}{B_{qu}} \right)$, tra theo “Bảng hệ số k_0 để tính ứng suất σ_z dưới

trục tâm tải phân bố đều trên diện chữ nhật” trong sách “Nền Móng” - Châu Ngọc Ân.

Xác định độ lún ổn định:

$$S = \sum_1 S = \sum_1 \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

Trong đó:

h_i : chiều dày của lớp đất thứ i.

e_{1i} : hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i trước khi có công trình, được xác định từ đường cong nén lún ($e - \sigma$) ứng với σ_{li} của lớp đất có phân tổ thứ i.

e_{2i} : hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i sau khi có công trình, được xác định từ đường cong nén lún ($e - \sigma$) ứng với σ_{2i} của lớp đất có phân tổ thứ i.

Bảng 8.15 Liên hệ giữa áp lực P và hệ số rỗng e

Áp lực (kPa)	50	100	200	400
Hệ số rỗng	0.504	0.495	0.482	0.47

Chiều dày vùng nén lún tính từ mũi cọc đến vị trí $\sigma_{zi} \geq 5\sigma_{zi}^g$ (điều kiện dừng tính lún trong phạm vi đất nền)

Bảng 8.16 Kết quả nén lún

Lớp	Lớp p/tổ	Chiều dày	Z/b	K_0	σ_v'	P_{li}	σ_{gl}	σ_{gl}^{fb}	P_{2i}	e_1	e_2	S
		m			kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²			m

6	1	1	0	1	540	545.7	94.82	94.54	640.24	0.461	0.455	0.0041
			0.1 _n	0.994	551.4		94.25					

$$S = \sum_1 S = 0.0041(m) = 0.41(cm) < [S] = 10cm$$

Độ lún ổn định:

f. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng:

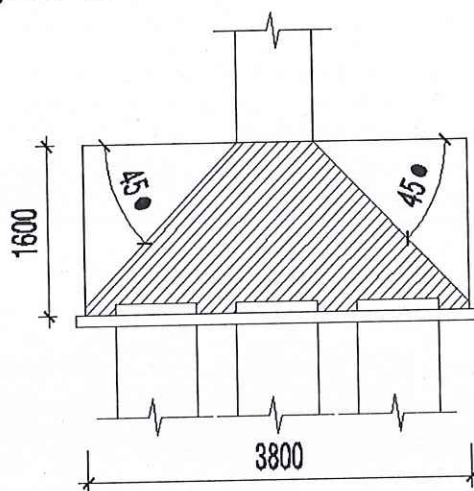
Điều kiện kiểm tra: $P_{xt} \leq P_{cx}$

Trong đó:

P_{xt} là lực gây xuyên thủng

P_{cx} là lực chống xuyên thủng

Xuyên thủng tự do với góc $\alpha=45^\circ$

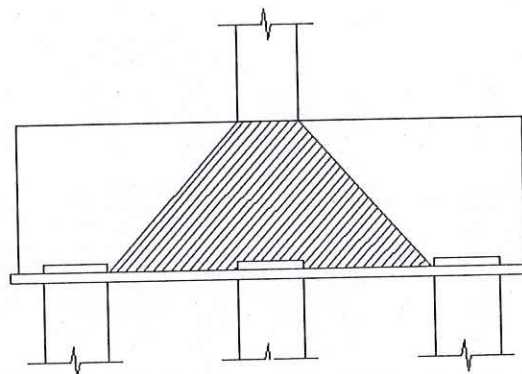


Hình 8.6 Tháp xuyên thủng góc 45°

Trường hợp đầu cọc nằm ngoài tháp xuyên thủng có thể xảy ra xuyên thủng, cần kiểm tra xuyên thủng.

Trường hợp đầu cọc nằm trong tháp xuyên thủng sẽ không xảy ra xuyên thủng, vì vậy không cần kiểm tra xuyên thủng.

Xuyên thủng hạn chế:



Hình 8.7 Tháp xuyên thủng hạn chế

Theo mục 6.2.5.4 – TCVN 5574:2012, điều kiện kiểm tra:

$$P_{xt} \leq P_{cx} = \alpha_t \gamma_b R_{bt} U_m h_0 \tan \alpha$$

Trong đó:

Lực gây xuyên thủng: $P_{xt} = \sum P_i = 1035(T)$

Lực chống xuyên thủng: $P_{cx} = \alpha_t \gamma_b R_{bt} U_m h_0 \tan \alpha$

Trong đó:

$\gamma_b = 0.9$ là hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc;

$\tan \alpha = \frac{h_0}{c}$, với c là khoảng cách từ mép cột đến mép cọc;

$$\rightarrow \tan \alpha = \frac{1.45}{0.425} = 3.4$$

Khả năng chịu lực xuyên thủng được lấy không lớn hơn giá trị ứng với tháp nén thủng có

$$c = 0.4h_0$$

$$\rightarrow \tan \alpha = \frac{1.45}{0.4 \times 1.45} = 2.5 \Rightarrow \tan \alpha = 2.5$$

Giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới:

$$U_m = 2(h_c + b_c + 2c) = 2 \times (0.75 + 0.75 + 0.425 \times 2) = 4.7(m)$$

Lực chống xuyên thủng:

$$\rightarrow P_{cx} = 1 \times 0.9 \times 1200 \times 4.7 \times 1.45 \times 2.5 = 18400.5(kN)$$

Vậy $P_{xt} = 10350(kN) \leq P_{cx} = 18400.5(kN)$; đài cọc không bị cột xuyên thủng.

g. Kiểm tra khả năng chống cắt cho đài:

Theo mục 6.2.3.4 - TCVN 5574:2012, đối với cấu kiện bê tông cốt thép không có cốt thép đai chịu lực cắt, để đảm bảo độ bền trên vết nứt xiên cần tính toán đối với vết nứt xiên nguy hiểm nhất theo điều kiện:

$$Q_{max} \leq Q_{b0} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \gamma_b R_{bt} b h_0}{c}$$

Trong đó:

$$Q_{max} = \sum P_i = P_2 + P_5 = 2236.5 + 1992.8 = 4229.3(kN)$$
 là tổng phản lực của các cọc nằm

trong phạm vi của phần đài chịu lực lớn hơn;

Q_{b0} : khả năng chịu cắt của bê tông

Với:

$\varphi_{b4} = 1.5$ đối với bê tông nặng

$\varphi_n = 0$: hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc

$\gamma_b = 0.9$: hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc

$R_{bt} = 120 (T / m^2)$: cường độ chịu kéo tính toán của bê tông đài cọc

$b = b_d = 3.8(m)$: bề rộng đài cọc

$h_0 = 1.45 (m)$: chiều cao làm việc của đài cọc

c : chiều dài (m) chiều của tiết diện nghiêng, lấy $c = c_1 + c_2 = 0.85 (m)$
 $\rightarrow Q_{b0} = \frac{15227 (kN)}{0.85}$

Điều kiện giới hạn của Q_{b0} :

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)\gamma_b R_{bt} b h_0 \leq Q_{b0} \leq Q_{b\max} = 2.5\gamma_b R_{bt} b h_0$$

Với $\varphi_{b3} = 0.6$ đối với bê tông nặng

$$Q_{b\min} = 0.6 \times (1 + 0) \times 0.9 \times 1200 \times 3.8 \times 1.45 = 3570.48 (kN)$$

$$Q_{b\max} = 2.5\gamma_b R_{bt} b h_0 = 2.5 \times 0.9 \times 1200 \times 3.8 \times 1.45 = 14877 (kN)$$

$$Q_{b\min} = 3570.48 kN < Q_{b0} = 15227 kN$$

$$Q_{b\max} = 14877 kN < Q_{b0} = 15227 kN \quad \text{nên lấy } Q_{b0} = 15227 kN$$

$$\text{Vậy } Q_{\max} = 4082 kN < Q_{b0} = 15227 kN$$

Kết luận: bê tông đài cọc đảm bảo khả năng chịu cắt.

8.4.5. Tính toán cốt thép đài móng

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc.

Giả thiết đài tuyệt đối cứng, xem đài làm việc như bản consol có một đầu ngàm vào mép cột và một đầu tự do.

Tính toán với tổ hợp nội lực tính toán: $N''_{\max}, M''_{0x}, M''_{0y}, Q''_{0x}, Q''_{0y}$

Moment tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với các giá trị:

$$M = \sum x_i P_i$$

Trong đó:

x_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm

P_i : phản lực đầu cọc thứ i

Tính toán cốt thép đài theo công thức:

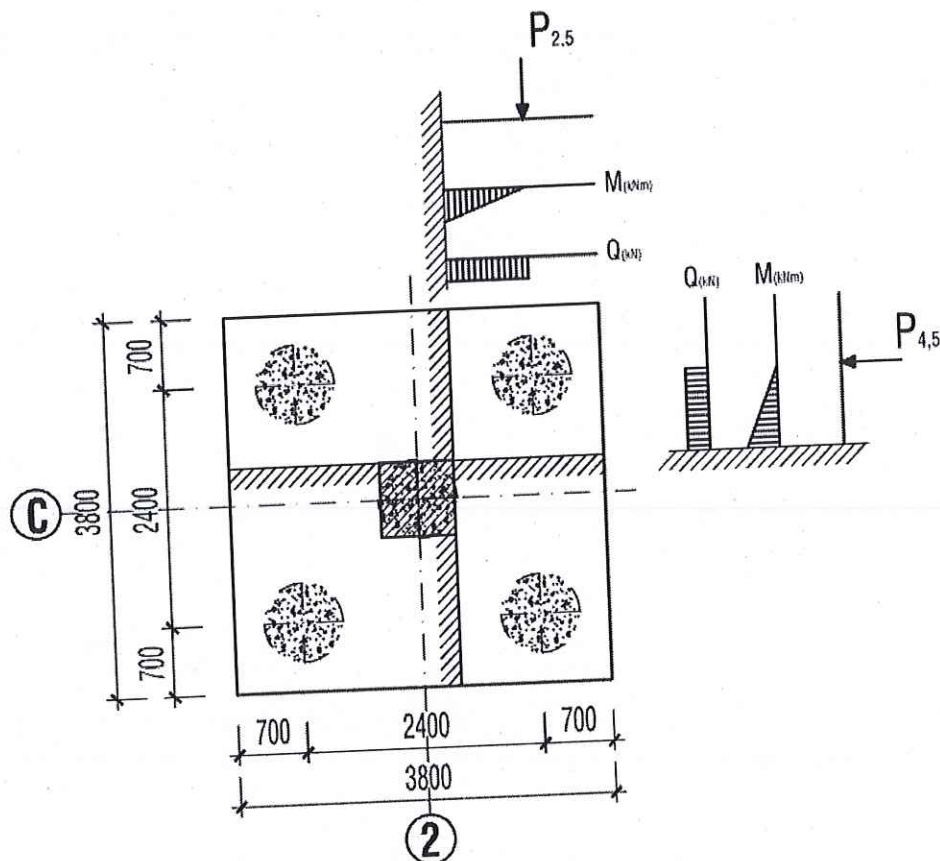
$$A_s = \frac{M}{R_s}$$

$$\text{Với: } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} < \xi_R = 0.541, \quad \alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}$$

$\gamma_b = 0.9$: hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc

$R_b = 17 (MPa)$: cường độ chịu nén tính toán của bê tông B30

$R_s = 365 (MPa)$: cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép CHI



Hình 8.8 Sơ đồ tính thép dài móng

Tính toán cốt thép dài móng theo phương X:

Moment tại ngàm tương ứng theo phương X:

$$M_x = (P_5 + P_2) \times x = (2236.5 + 1992.8) \times (1.2 - 0.375) = 3489.2 \text{ (kN.m)}$$

$$h_0 = 1600 - 150 = 1450 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{M_x}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{348.92 \times 10^7}{0.9 \times 17 \times 3800 \times 1450^2} = 0.0285$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0285} = 0.0289$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.0285 \times 0.9 \times 17 \times 3800 \times 1450}{365} = 6582.6 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_{sc} = 18 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} = 6842.4 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{khoảng cách } s = 200 \text{ (mm)}$$

Tính toán cốt thép dài móng theo phương Y:

Moment tại ngàm tương ứng theo phương Y:

$$M_y = (P_5 + P_4) \times y = (2236.5 + 2149.6) \times (1.2 - 0.375) = 3618 \text{ (kN.m)}$$

$$h_0 = 1600 - 150 = 1450 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{M_x}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{361.8 \times 10^7}{0.9 \times 17 \times 3800 \times 1450^2} = 0.0296$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0296} = 0.0301$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.0301 \times 0.9 \times 17 \times 3800 \times 1450}{365} = 6952 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn bố trí 18φ25: $A_{sc} = 18 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 8835.7 \text{ (mm}^2\text{)}$ khoảng cách $s = 200 \text{ (mm)}$.

CHƯƠNG IX: PHƯƠNG ÁN CỌC ÉP

9.1. CÁC TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG

TCVN 2737:1995	Tiêu chuẩn thiết kế tải trọng và tác động
TCVN 205:1998	Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế
TCVN 5574:2012	Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – tiêu chuẩn thiết kế
TCVN 5575:2012	Kết cấu thép – Tiêu chuẩn thiết kế
TCVN 9363:2012	Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình
TCVN 9393:2012	Cọc- Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục
TCVN 10304:2014	Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế

9.2. VẬT LIỆU SỬ DỤNG

Bê tông

Bảng 9.1 Thông số vật liệu bê tông

Cấu kiện	Cấp độ bền	Rb (Mpa)	Rbt (Mpa)	Eb (Mpa)
Cọc	B30	17	1.2	32500
Đài cọc	B30	17	1.2	32500

Trong đó :

- + Rb : cường độ chịu nén tính toán dọc trục của bê tông
- + Rbt : cường độ chịu kéo tính toán dọc trục của bê tông
- + Eb : module đàn hồi của bê tông

Cốt thép

Cốt thép trong cọc: theo qui phạm, hàm lượng cốt thép trong cọc khoan nhồi 0.4% - 0.65% (cọc trong thiết kế chống động đất).

Bảng 9.2 Thông số vật liệu cốt thép

Nhóm thép	R_s	R_{sc}	R_{sw}	E_s
	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
CI-A1 ($\phi < 10$)	225	225	175	21×10^4
CIII-AIII ($\phi \geq 10$)	365	365	290	20×10^4

Trong đó :

- + R_s : cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép
- + R_{sc} : cường độ chịu nén tính toán của cốt thép
- + E_s : module đàn hồi của cốt thép

Các số liệu được tra trong **TCVN 5574:2012**

9.2.1.Tải trọng tính toán

Xác định tải trọng tính toán để thiết kế cho móng, ta xuất kết quả từ phần mềm ETABS ra với các tổ hợp tính toán là từ tổ hợp U1 đến U9 để thiết kế.

Dùng tải trọng tính toán để kiểm tra sức chịu tải của cọc, kiểm tra xuyên thủng, lực cắt cho đài móng, tính cốt thép cho đài cọc, cọc...

Theo đúng nguyên tắc tính toán và thiết kế móng cọc, phải chọn tất cả các cặp nội lực để tính toán và kiểm tra. Tuy nhiên để đơn giản tính toán, trong phạm vi đồ án sinh viên chỉ dùng các cặp tổ hợp nội lực sau đây để thiết kế :

Bảng 9.3 Tổ hợp nội lực tính toán

TH1 (Tổ hợp có lực dọc lớn nhất)	$N_{max}, M_{xtu}, M_{ytu}, H_{xtu}, H_{ytu}$
TH2 (Tổ hợp có momen lớn nhất)	$M_{xmax}, M_{ytu}, N_{tu}, H_{xtu}, H_{ytu}$
	$M_{ymax}, M_{xtu}, N_{tu}, H_{xtu}, H_{ytu}$
TH3 (Tổ hợp có lực ngang lớn nhất)	$H_{xmax}, H_{ytu}, N_{tu}, M_{xtu}, M_{ytu}$
	$H_{ymax}, H_{xtu}, N_{tu}, M_{xtu}, M_{ytu}$

9.2.2.Tải trọng tiêu chuẩn

Xác định tải trọng tiêu chuẩn để thiết kế cho móng, ta xuất kết quả từ phần mềm ETABS với các tổ hợp tiêu chuẩn là tổ hợp từ S1 đến S9

Dùng tải trọng tiêu chuẩn để kiểm tra lún cho móng cọc, kiểm tra ổn định nền dưới móng khối quy ước...

9.3.TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

9.3.1.Lựa chọn thông số cọc:

- + Chọn vuông có tiết diện 400x400 (mm), diện tích $A_c = 0.16 \text{ m}^2$
- + Cao trình mặt đất tự nhiên là +0.00 (m) - lấy theo cao trình của kiến trúc làm chuẩn. Mức nước ngầm ở cao độ -6.3 (m);
- + Sàn hầm có cao độ là -3.400 (m). Chọn cao độ mặt trên móng trùng với cao độ sàn tầng hầm ;
- + Chọn sơ bộ chiều cao đài là $h_d = 1.6\text{m} > b + 1 = 1.4(\text{m})$, cao độ đáy đài là -5 (m);
- + Chọn cao độ hạ mũi cọc là -34 (m), cắm vào lớp đất số 5 sâu một khoảng 12.5m;
- + Chiều dài cọc trong đất :

$$l = 34 - 5 = 29(\text{m})$$

- + Chiều dài thực tế phải thi công cọc :

$$L_{tt} = l_1 + l_2 + l$$

Trong đó :

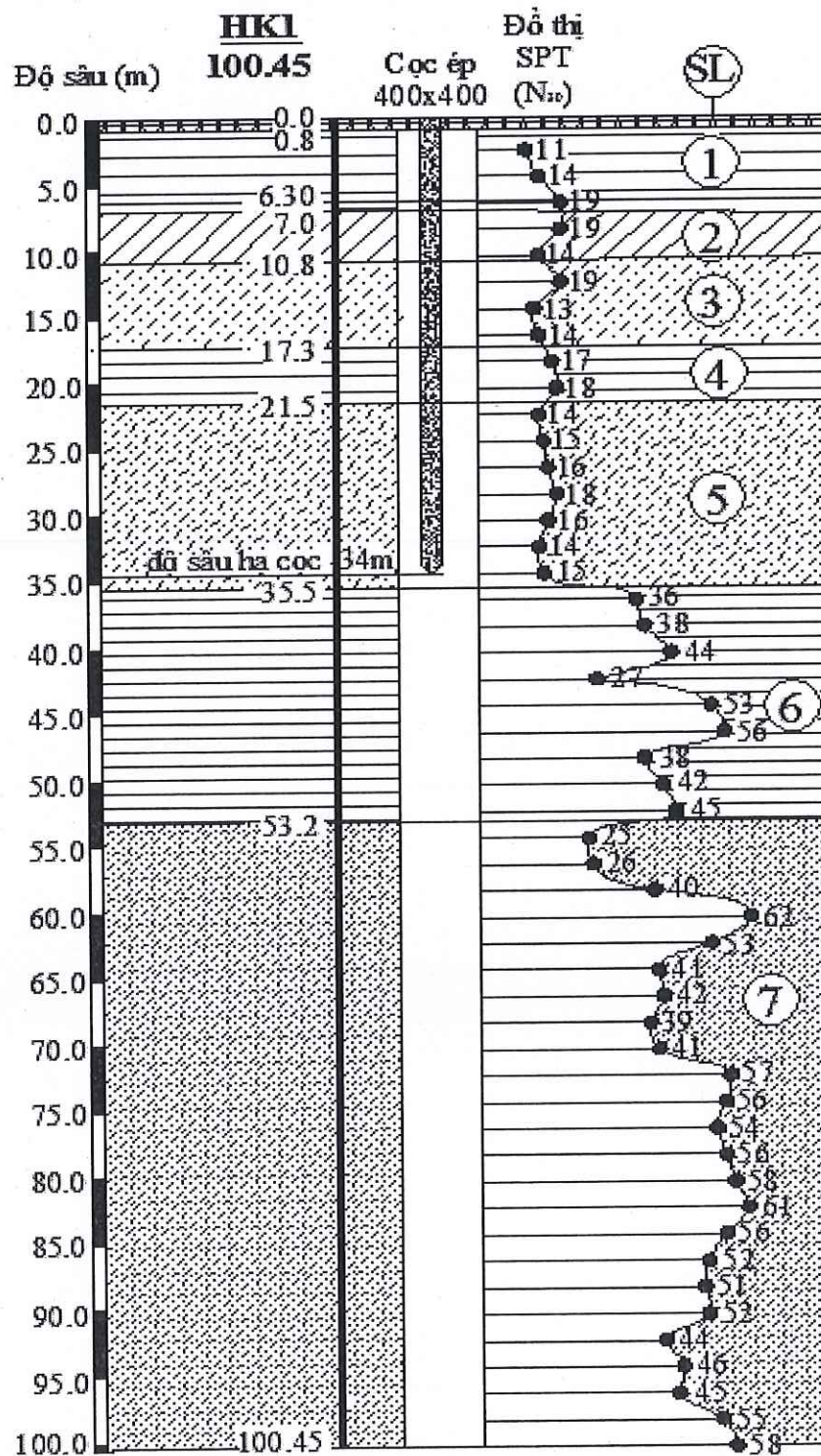
- + l_1 là chiều dài đoạn đập đầu cọc, lấy $l_1 = 0.8 \text{ (m)}$
- + l_2 là chiều dài đoạn cọc neo trong đài, lấy $l_2 = 0.1 \text{ (m)}$

Vật cọc có tổng chiều dài là:

$$L_{tt} = 29 + 0.8 + 0.1 = 29.9(\text{m})$$

Chọn lớp bê tông bảo vệ cốt thép cọc $a = 50\text{mm}$.

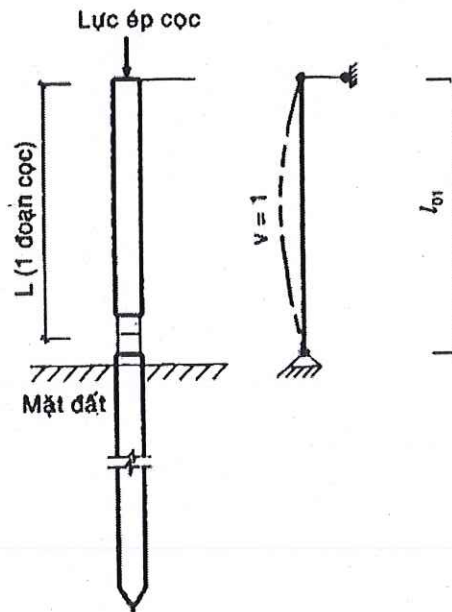
Hàm lượng cốt thép trong cọc được lấy theo **mục 3.3.6 – TCVN 205:1998**, chịu lực nén dọc trục $\mu = (0,2 \div 0,4)\%$, chịu tải trọng ngang $\mu = (0,4 \div 0,65)\%$



Hình 9.2 Chiều sâu cọc ép

9.3.2. Sức chịu tải của cọc theo cường độ vật liệu

a. Sức chịu tải tức thời của cọc (trong trường hợp ép cọc-mục 3.3.2-TCVN 205-1998)



Hình 9.3 Trường hợp thi công (đóng) ép cọc

Sức chịu tải tức thời của cọc:

$$R_{c,a(t)} = \varphi (A_b \times 0,85 f'_c + A_s R_s)$$

Trong đó:

R_s – cường độ chịu kéo của cốt thép (kN/m²)

f'_c – cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông (kN/m²), $f'_c \approx 0,8B$ (B = 30MPa là cường độ đặc trưng của bê tông, mẫu lập phương 15cm×15cm×15cm)

A_s - diện tích tiết diện ngang cốt thép (m²)

$$\rightarrow A_s = 8 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 3927 (mm^2) = 3,93 \times 10^{-3} (m^2)$$

Chọn 8□25

A_b - diện tích tiết diện ngang cọc (m²)

$$A_b = A_p - A_s = 0,4^2 - 3,93 \times 10^{-3} \approx 0,156 (m^2)$$

φ - hệ số uốn dọc của cọc,

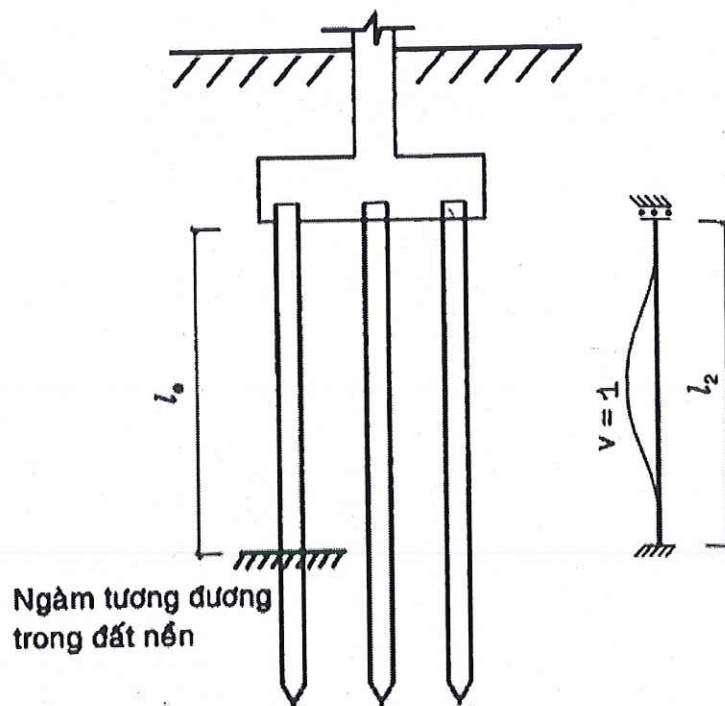
$$\lambda = \frac{l_0}{b}$$

Với: λ - là độ mảnh của cọc,

$$l_{01} = v_1 l_1 = v_1 \times (l_0 + l_{dat}) = 1 \times (0 + 10) = 10 (m) \Rightarrow \lambda = \frac{10}{0,4} = 25 \Rightarrow \varphi = 0,97$$

$$R_{c,a(t)} = 0,97 \times (0,156 \times 0,85 \times 0,8 \times 30 \times 10^3 + 3,93 \times 10^{-3} \times 365 \times 10^3) = 4478,3 (kN)$$

b. Sức chịu tải dài hạn của cọc (khi chịu tải công trình-mục 3.3.2-TCVN 205-1998)



Hình 9.4 Trường hợp cọc làm việc chịu tải trọng công trình

Sức chịu tải dài hạn của cọc:

$$R_{c,a(v)(ld)} = \varphi (A_b \times 0.33 f'_c + A_s R_s)$$

Chiều dài tính toán của cọc trong trường hợp cọc làm việc dài hạn:

$$l_{02} = v_2 \times l_2$$

Với $v_2 = 1$ (1 đầu ngàm – 1 đầu ngàm trượt), $l_2 = l_e$

$$l_e = \frac{l_2}{\alpha_e} + l_0$$

Chiều dài cọc tính đổi:

$$\alpha_e = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E_b I}}$$

Hệ số biến dạng:

Trong đó:

E – môđun đàn hồi của vật liệu làm cọc, $E = 32.5 \times 10^3 \text{ MPa}$

I – moment quán tính của tiết diện ngang cọc,

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.4^3}{12} = 2.13 \times 10^{-3} (\text{m}^4)$$

b_p – chiều rộng quy ước của cọc, $b_p = 1.5b + 0.5 = 1.5 \times 0.4 + 0.5 = 1.1 (\text{m})$

γ_c – hệ số điều kiện làm việc, $\gamma_c = 3$

k – hệ số tỷ lệ phụ thuộc vào loại đất bao quanh cọc, lấy theo Bảng A.1 – TCVN 10304:2014

Bảng 9.4 Hệ số tỷ lệ k

Đất bao quanh cọc và các đặc trưng của đất	Hệ số tỷ lệ k kN/m ⁴
Cát to ($0,55 \leq e \leq 0,7$); Sét và sét pha cứng ($I_L < 0$).	Từ 18000 đến 30000
Cát hạt nhỏ ($0,6 \leq e \leq 0,75$); cát hạt vừa ($0,55 \leq e \leq 0,7$); Cát pha cứng ($I_L < 0$); sét, sét pha dẻo cứng và nửa cứng ($0 \leq I_L \leq 0,5$)	Từ 12 000 đến 18 000
Cát bụi ($0,6 \leq e \leq 0,8$); cát pha dẻo ($0 \leq I_L \leq 1$) và Sét và sét pha dẻo mềm ($0,5 \leq I_L \leq 0,75$)	Từ 7 000 đến 12 000
Sét và sét pha dẻo chảy ($0,75 \leq I_L \leq 1$)	Từ 4 000 đến 7 000
Cát sạn ($0,55 \leq e \leq 0,7$); đất hạt lớn lẫn cát	Từ 50 000 đến 100 000

Hệ số tỷ lệ k lấy trong khoảng tính từ đáy đài $(2b + 1) = 1,8\text{m}$ (lớp 2)

tra bảng: $k = 12000 \text{ kN/m}^4$

$$\rightarrow \alpha_e = \sqrt[5]{\frac{12000 \times 1.1}{3 \times 32.5 \times 10^6 \times 2.13 \times 10^{-3}}} = 0.58 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\Rightarrow l_2 = l_e = l_0 + \frac{2}{\alpha_e} = \frac{2}{0.58} + 0 = 3.45 \text{ (m)}$$

$$\Rightarrow l_{02} = 1 \times 3.45 = 3.45 \text{ (m)}$$

$$\lambda = \frac{l_{02}}{b} = \frac{3.45}{0.4} = 8.625 < 14 \rightarrow \varphi = 1$$

Độ mảnh của cọc:

$$R_{c,a(t)} = 1 \times (0.156 \times 0.33 \times 0.8 \times 30 \times 10^3 + 3.93 \times 10^{-3} \times 365 \times 10^3) = 2669.97 \text{ (kN)}$$

9.3.3. Sức chịu tải cực hạn theo chỉ tiêu cơ lý đất nền:

Theo mục 7.2.3.1 - TCVN 10304:2014:

$$R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} q_b A_b + u \sum \gamma_{qi} f_{li})$$

Trong đó:

$\gamma_c = 1$ là hệ số điều kiện làm việc của cọc.

$\gamma_{cq} = 1.1$ là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc; tra bảng 4 – TCVN 10304:2014

q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, theo mục 7.2.2.1 lấy theo bảng 2 – TCVN 10304:2014

Bảng 9.5 Tra cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc

Chiều sâu mũi cọc m	Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc đặc và cọc ống có lõi đất hạ bằng phương pháp đóng hoặc ép q_b kPa						
	Cát chặt vừa						
	chứa sỏi cuội	hạt to	-	hạt vừa	hạt nhỏ	cát bụi	-
	Đất dính ứng với chỉ số sệt I_L						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7 500	$\frac{6 600}{4 000}$	3 000	$\frac{3 100}{2 000}$	$\frac{2 000}{1 200}$	1 100	600
4	8 300	$\frac{6 800}{5 100}$	3 800	$\frac{3 200}{2 500}$	$\frac{2 100}{1 600}$	1 250	700
5	8 800	$\frac{7 000}{6 200}$	4 000	$\frac{3 400}{2 800}$	$\frac{2 200}{2 000}$	1 300	800
7	9 700	$\frac{7 300}{6 900}$	4 300	$\frac{3 700}{3 300}$	$\frac{2 400}{2 200}$	1 400	850
10	10 500	$\frac{7 700}{7 300}$	5 000	$\frac{4 000}{3 500}$	$\frac{2 600}{2 400}$	1 500	900
15	11 700	$\frac{8 200}{7 500}$	5 600	$\frac{4 400}{4 000}$	2 900	1 650	1 000
20	12 600	8 500	6 200	$\frac{4 800}{4 500}$	3 200	1 800	1 100
25	13 400	9 000	6 800	5 200	3 500	1 950	1 200
30	14 200	9 500	7 400	5 600	3 800	2 100	1 300
≥ 35	15 000	10 000	8 000	6 000	4 100	2 250	1 400

Theo Chú thích 4-bảng 2-TCVN 10304:2014; khi độ chặt của đất được xác định qua số liệu khảo sát công trình bằng phương pháp khác mà không xuyên tĩnh, trị số q_b đối với cát chặt ghi trong bảng 2 được phép tăng lên 60%, nhưng không vượt quá 20Mpa;

Chiều sâu hạ cọc $4040 \times 604m$ và hạt cát nhỏ, ta chọn
 $\rightarrow q_b = 4040 + \frac{4040 \times 60}{100} = 6464 (kN / m^2)$

A_b là diện tích tiết diện ngang mũi cọc; $A_b = 0.16m^2$

u là chu vi tiết diện ngang thân cọc; $u = 1.6m$

γ_{ef} là hệ số điều kiện làm việc của đất trên thân cọc, phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ và điều kiện đổ bê tông. Tra Bảng 4, lấy $\gamma_{ef} = 1$

f_i là cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ "i" trên thân cọc, lấy theo Bảng 3

l_i là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ "i"

Lần lượt tính toán 2 thành phần sức chịu tải theo chỉ tiêu cơ lý là sức kháng mũi và lực ma sát hông.

a. Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc:

$$Q_b = \gamma_{\alpha} q_b A_b = 1.1 \times 6464 \times 0.16 = 1137.7 (kN/m^2)$$

b. Cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc:

Theo chú thích 1 - Bảng 3, khi xác định cường độ sức kháng f_i trên thân cọc phải chia từng lớp đất thành các lớp phân tổ đất đồng nhất dày tối đa 2 (m).

Giá trị chiều sâu trung bình của các lớp phân tổ tính theo chú thích 2 - Bảng 2, nếu đào xén đất từ 3÷10 (m), phải tính từ cao độ quy ước nằm cao hơn 3 (m) so với mức đào xén.

Cường độ sức kháng f_i đối với cát chặt lấy tăng thêm 30% so với giá trị ghi trong Bảng 3.

Kết quả tính toán được lập thành bảng sau:

Bảng 9.6 Cường độ sức kháng trên thân cọc f_i

Lớp đất	Độ sâu	Độ sâu tb	l_i	I_L	f_{si}	γ_{cf}	$\gamma_{cf}.f_{si}.l_i$
1 2	5->7	6	2	0.18	58	1	116
	7->9	8	2	0.18	62	1	124
	9->10,8	9,9	1,8	0,18	64,85	1	116,73
3	10,8->12,8	11.8	2	0.75	11.93	1	23.87
	12,8->14,8	13.8	2	0.75	12.19	1	24.39
	14,8->16,8	15.8	2	0.75	12.45	1	24.91
	16,8->17,3	17.05	0.5	0.75	12.62	1	6.31
4	17,3->19,3	18.3	2	0.15	76.62	1	153.24
	19,3->21,3	20.3	2	0.15	79.42	1	158.84
	21,3->21,5	21.4	0.2	0.15	80.96	1	16.19
5	21,5-> 23,5	22.5	2	0.85	9.75	1	19.50
	23,5->25,5	24.5	2	0.85	9.75	1	19.50
	25,5->27,5	26.5	2	0.85	10.14	1	20.28
	27,5->29,5	28.5	2	0.85	10.66	1	21.32
	29,5->31,5	30.5	2	0.85	11.05	1	22.10
	31,5->33,5	32.5	2	0.85	11.05	1	22.10
	33,5->34	33.75	0.5	0.85	11.05	1	5.53
Tổng							894,81

Sức kháng trên thân cọc:

$$Q_s = u \sum \gamma_{cf} f_{si} l_i = 0.4 \times 4 \times 894.81 = 1431.7 (kN)$$

Vậy sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất là:

$$R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} q_b A_b + u \sum \gamma_{ci} f_{li}) = 1 \times (1137.7 + 1431.7) = 2569.4 (kN)$$

9.3.4. Sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền:

Theo **mục G.1 – Phụ lục G, TCVN 10304:2014**, sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền được tính theo công thức:

$$R_{c,u} = A_b q_b + u \sum f_{li} L_i$$

Trong đó:

q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, lấy theo **mục G.2.1**;

A_b là diện tích tiết diện ngang mũi cọc;

u là chu vi tiết diện ngang thân cọc;

f_i là cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ “i” trên thân cọc;

L_i là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ “i”.

a. Tính cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc:

Theo công thức **G.4 – mục G.2.1-Phụ lục G**, cường độ sức kháng đơn vị của đất dưới mũi cọc:

$$q_b = q'_{\gamma,p} N'_q A_b$$

Trong đó:

A_b là diện tích tiết diện ngang mũi cọc;

$q'_{\gamma,p}$ là áp lực hiệu quả lớp phủ tại cao trình mũi cọc (có trị số bằng ứng suất pháp hiệu quả theo phương đứng do đất gây ra tại cao trình mũi cọc).

Trong thực nghiệm chứng tỏ rằng sức chịu mũi của đất ở mũi cọc chỉ tăng đến một độ sâu nhất định rồi không đổi nữa kể từ độ sâu giới hạn Z_L .

Xác định chiều sâu tới hạn Z_L theo **bảng G.1** với $Z_L / d = 8$ (lớp 5 cát, bụi, TT chặt vừa); suy ra $Z_L = 3.2$

Vì chiều sâu ngàm thực tế của mũi cọc vào lớp 5 là $12.5m > 3.2m$ nên lấy giá trị $q'_{\gamma,p}$ bằng áp lực tại độ sâu Z_L :

$$q'_{\gamma,p} = \sum \gamma_i h_i = 317.14 (kN/m^2) \quad (\text{tại độ sâu } Z_L)$$

N'_q là các hệ số sức chịu tải của đất dưới mũi cọc; tra bảng G.1, lớp 5 á cát đất trạng thái rời đối với cọc đóng hoặc ép thì $N'_q = 100$

Cường độ sức kháng đơn vị của đất rời dưới mũi cọc:

$$q_b = 100 \times 317.14 \times 0.16 = 5074.24 (kN/m^2)$$

Sức kháng cực hạn của đất dưới mũi cọc:

$$Q_b = q_b A_b = 5074.24 \times 0.16 = 811.9 (kN/m^2)$$

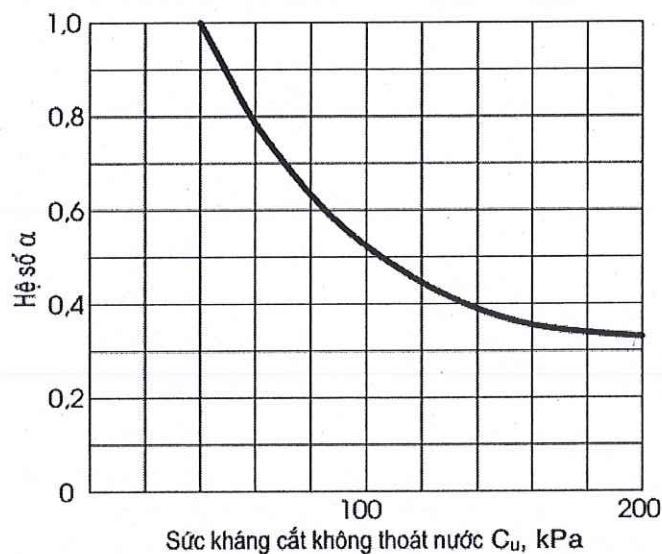
b. Cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ “i” trên thân cọc:

Theo mục G.2.2, đối với đất dính, cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc tại lớp đất dính xác định theo công thức:

$$f_{c,i} = \alpha \times c_{u,i}$$

Trong đó:

α là hệ số phụ thuộc vào đặc điểm lớp đất nằm trên lớp đất dính, loại cọc và phương pháp hạ cọc, cấu kết của đất trong quá trình thi công và phương pháp xác định c_u . Khi không đầy đủ những thông tin này có thể tra α trên biểu đồ **Hình G.1**;



Hình G.1 - Biểu đồ xác định hệ số α

$c_{u,i}$ là cường độ sức kháng không thoát nước của lớp đất dính thứ "i"; khi không có số liệu sức kháng cắt không thoát nước thì lấy $c_u = 6,25 N_{c,i}$; với $N_{c,i}$ là chỉ số SPT trong đất dính;

Đối với đất rời, cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc trong lớp đất thứ "i" tính như sau:

$$f_{s,i} = k_i \sigma_{v,z} \times \tan \delta_i$$

Trong đó:

$k_i = 1,5$ là hệ số áp lực ngang của đất lên cọc; Tra **bảng G1-PLG – TCVN 10304:2014**

$\sigma_{v,z}$ là ứng suất pháp hiệu quả theo phương đứng trung bình trong lớp đất thứ "i";

δ_i là góc ma sát giữa đất và cọc. Đối với cọc bê tông $\delta_i = \varphi_i$;

Theo công thức trên thì càng xuống sâu, cường độ sức kháng thân cọc càng tăng, tuy nhiên nó chỉ tăng đến độ sâu tới hạn $Z_L = 15$ (m) rồi không tăng nữa. Vì vậy, cường độ sức kháng trên thân cọc trong đất rời có thể tính như sau:

Đối với đoạn cọc có độ sâu nhỏ hơn Z_L , $f_i = k_i \sigma_{v,z}$

Đối với đoạn cọc có độ sâu bằng và lớn hơn Z_L , $f_i = k_i \sigma_{v,ZL}$

Bảng 9.7 Cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ "i" trên thân cọc

Lớp đất	chiều dày	Ztb	γ_{sat}	c_u	α	ϕ	tag ϕ	k_i	σ_{vz}	$f_{c,i}$	$f_{c,i,li}$	$f_{s,i}$	$f_{s,i,li}$
	m	m	kN/m ³	kN/m ²					kN/m ²	kN/m ²	kN/m	kN/m ²	kN/m
1	2	6	10.2	151.86	0.37				118.4	56.18	56.18		
2	3.8	8.9	10.5	80.33	0.63	-	-	-	151.49	50.61	96.16	-	-
3	6.5	14.05	10.8	-	-	24.73	0.46	0.8	206.54	-	-	76.01	247.03
4	4.2	19.4	9.9	151.19	0.36	-	-	-	262.43	54.43	114.30	-	-
5	12.5	27.75	10.6	-	-	24.83	0.46	0.8	349.47	-	-	129.44	809

Sức kháng trung bình của lớp đất thứ "i" trên thân cọc:

$$Q_s = u \sum f_{l,i} = 0.4 \times 4 \times 1322.67 = 2116.3 (kN/m)$$

Sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền:

$$R_{c,u} = 811.9 + 2116.3 = 2928.2 (kN)$$

9.3.5. Sức chịu tải cực hạn theo thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT:

Công thức của viện kiến trúc Nhật Bản theo mục G.3.2 TCVN 10304-2014

Sức chịu tải của cọc xác định theo công thức:

$$R_{c,u} = q_b A_b + u \sum (f_{c,i} l_{ci} + f_{s,i} l_{s,i})$$

$$R_{c,u} = R_b + R_s$$

Trong đó:

$$R_b = q_b A_b$$

$$R_s = u \sum (f_{c,i} l_{ci} + f_{s,i} l_{s,i})$$

R_b là sức kháng của đất dưới mũi cọc;

Đối với đất rời $q_b = 300N_p$ cho cọc đóng hoặc ép;

Lớp đất 5 là đất á cát, độ sệt dẻo;

$N_p = 12$ là chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới và 4d trên mũi cọc;

A_b là diện tích tiết diện ngang mũi cọc $A_b = 0.4 \times 0.4 = 0.16 m^2$

u là chu vi của cọc $u = 4 \times 0.4 = 1.6 m$

$f_{s,i}$ là cường độ sức kháng trung bình trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ i

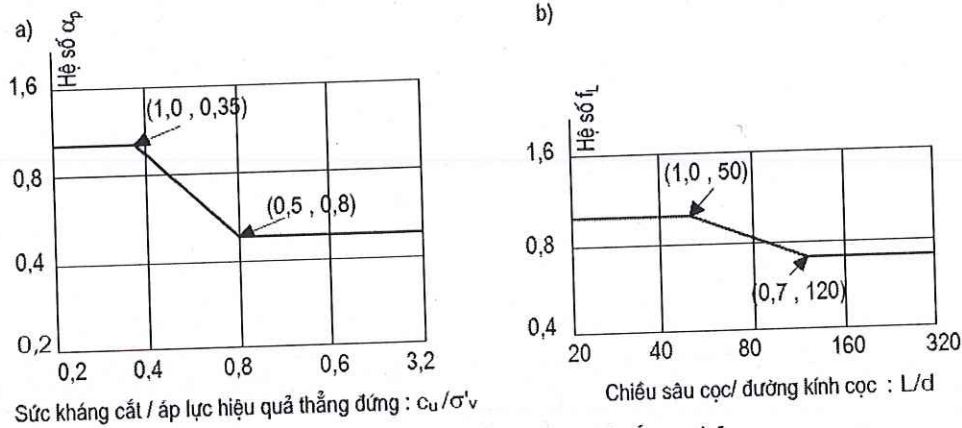
$$f_{s,i} = \frac{10 N_{s,i}}{3}$$

$f_{c,i}$ là cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ i
 $f_{c,i} = \alpha_p f_L c_{u,i}$

$l_{s,i}$ là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ i

$l_{c,i}$ là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ i

α_p là hệ số điều chỉnh cho cọc đóng, phụ thuộc vào tỷ lệ giữa sức kháng cắt không thoát nước của đất dính C_u và trị số trung bình của ứng suất pháp hiệu quả thẳng đứng, xác định theo biểu đồ trên hình G.2a



Hình G.2 - Biểu đồ xác định hệ số α_p và f_L

f_L là hệ số điều chỉnh theo độ mảnh h/d của cọc đóng, xác định theo biểu đồ trên hình G.2b, nội suy ta có $f_L = 0.85$;

$c_{u,i}$ là cường độ sức kháng cắt không thoát nước của đất dính;

$N_{s,i}$ là chỉ số SPT trung bình trong lớp đất rời;

a. Sức kháng của đất dưới mũi cọc:

Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc:

$$q_b = 300 N_p = 300 \times 12 = 3600 (\text{kN/m}^2)$$

Sức kháng của đất dưới mũi cọc:

$$R_b = q_b A_b = 3600 \times 0.16 = 576 (\text{kN})$$

b. Sức kháng trung bình của đất trên thân cọc:

Bảng 9.8 Sức kháng trung bình của đất trên thân cọc

Lớp đất	Chiều dày	Độ sâu trung bình	γ_{sat}	$\sigma'_{v,z}$	$c_{u,i}$	Giá trị SPT N60	α_p	f_L	$f_{c,i}$	$f_{c,i} l_{c,i}$	$f_{s,i}$	$f_{s,i} l_{s,i}$
	m	m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²				kN/m ²	kN/m	kN/m ²	kN/m
1	2	6	10.2	118.4	151.86	9	0.5				30	60
2	3.8	8.9	10.5	151.49	80.33	12	0.8	0.85	54.62	207.55	-	-
3	6.5	14.05	10.8	206.54	-	18	-	-	-	-	60	390
4	4.2	19.4	9.9	262.43	151.19	14	0.75	0.85	96.38	404.8	-	-

5	12.5	27.75	10.6	349.47	-	12	-	-	-	-	40	500
Tổng										612.35		950

Sức kháng trung bình của đất trên thân cọc:

$$R_s = u \sum (f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i}) = 1.6 \times 1562.35 = 2499.8 (\text{kN})$$

Vậy sức chịu tải cực hạn của cọc theo kết quả thí nghiệm SPT là:

$$R_{c,u} = R_b + R_s = 576 + 2499.8 = 3075.8 (\text{kN})$$

9.3.6. Sức chịu tải thiết kế:

a. Tổng hợp kết quả tính toán

Tổng hợp kết quả tính toán sức chịu tải của đất nền theo TCVN 10304:2014

Bảng 9.9 Kết quả tính toán sức chịu tải của đất theo TCVN 10304:2014

	Sức kháng mũi	Sức kháng bên	Sức chịu tải cực hạn	Tỉ lệ (%)	
				Qb/Rc,u	Qs/Rc,u
Sức chịu tải của cọc	Qb(kN)	Qs(kN)	Rc,u(kN)	Qb/Rc,u	Qs/Rc,u
Theo chỉ tiêu cơ lý	1137.7	1431.7	2669.4	44.3	55.72
Theo cường độ đất nền	811.9	2116.3	2928.2	27.73	72.27
Theo kết quả thí nghiệm SPT	576	2499.8	3075.8	18.72	81.3

Ta chọn giá trị sức chịu tải cực hạn của đất nền theo các giá trị tính bằng các phương pháp trên:

$$R_{c,u(DN)} = \min(R_{c,u(SPT)}; R_{c,u(CL)}; R_{c,u(CD)}) = 2569.4 (\text{kN})$$

Theo mục 7.1.11-TCVN 10304:2014, sức chịu tải cho phép của đất nền được tính theo công thức:

$$R_{c,a} = \frac{R_{c,u}}{FS}$$

Trong đó:

$R_{c,a}$ là sức chịu tải cho phép

$R_{c,u}$ là sức chịu tải cực hạn
 $FS_s = \frac{\gamma_n \gamma_k}{\gamma_0} = \frac{1.15 \times 1.65}{1.15} = 1.65$ là hệ số an toàn;

Với:

γ_0 : hệ số điều kiện làm việc, kể đến yếu tố tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc, lấy $\gamma_0 = 1.15$ trong móng nhiều cọc

γ_n : hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình, lấy $\gamma_n = 1.15$ đối với công trình cấp II

γ_k : hệ số tin cậy theo đất, lấy $\gamma_k = 1.65$ trong trường hợp móng có 6-10 cọc và sức chịu tải của cọc không xác định bằng thí nghiệm thử tải tĩnh tại hiện trường.

Sức chịu tải cho phép của đất nền:

$$R_{c,a(DN)} = \frac{2569.4}{1.65} = 1557.2(kN)$$

b. Kiểm tra sức chịu tải của cọc đơn:

Kiểm tra cọc chịu tải trọng tạm thời (khi ép cọc):

$$R_{v11} = 4478.3(kN) \geq R_{c,u} = 2569.4(kN)$$

Kiểm tra cọc chịu tải trọng lâu dài (khi chịu tải trọng công trình):

$$R_{v12} = 2669.97(kN) \geq R_{c,tk} = 1557.2(kN)$$

9.4. THIẾT KẾ MÓNG ĐƠN TRỰC 2-C

9.4.1. Tải trọng tác dụng

Tải tĩnh toán: dùng trong tính toán sức chịu tải của cọc, tính toán cốt thép trong cọc và đài, kiểm tra xuyên thủng.

Tải tiêu chuẩn: dùng trong tính toán kiểm tra ổn định dưới móng khối quy ước, kiểm tra lún.

Tổ hợp tải trọng: theo đúng nguyên tắc thì cần tính toán với tất cả các tổ hợp, tuy nhiên do thời gian đồ án không có nhiều thời gian. Sinh viên chọn các tổ hợp nguy hiểm sau để tính toán

Bảng 9.10 Kết quả nội lực xuất từ Etabs

Tổ hợp nội lực		$M_{y,tu}$	$M_{x,tu}$	N_{tu}	$Q_{y,tu}$	$Q_{x,tu}$	H
U6	$M_{y,max}$	4.2662	0.0855	948.1851	0.8003	34.6522	34.66
U4	$M_{x,max}$	1.9825	1.7919	838.5809	3.2249	19.8518	20.11
U7	Nmax	2.3506	0.0737	1079.645	0.8725	31.3386	31.35
U9	$Q_{y,max}$	3.3175	1.72	979.0552	3.862	33.1482	33.37
U6	$Q_{x,max}$	4.2662	0.0855	948.1851	0.8003	34.6522	34.66

Tổ hợp nội lực		$M_{y,tu}$	$M_{x,tu}$	N_{tu}	$Q_{y,tu}$	$Q_{x,tu}$
S6	$M_{y,max}$	3.7061	0.0736	850.7488	0.6773	30.3936
S5	$M_{x,max}$	1.8199	1.5469	694.8566	2.926	18.343
S7	N_{max}	2.1098	0.0637	960.2988	0.7374	27.6323
S9	$Q_{y,max}$	2.9155	1.4357	876.4739	3.2287	29.1403
S6	$Q_{x,max}$	3.7061	0.0736	850.7488	0.6773	30.3936

9.4.2. Chọn thông số tính toán cọc và đài:

Chọn chiều cao đài là 1.6 (m), mặt trên đài cùng cao độ với mặt trên của sàn tầng hầm, cốt cao độ -3.4 (m)

Móng cọc được thiết kế là móng cọc đài thấp, vì vậy độ chôn sâu của đài phải thỏa mãn điều kiện lực ngang tác động ở đáy công trình phải cân bằng với áp lực đất tác dụng lên cọc.

Trong đồ án, sinh viên không kiểm tra điều kiện này mà sẽ kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang

a. Các giả thuyết tính toán:

Móng cọc được quan niệm là móng cọc đài thấp, việc thiết kế dựa vào một số giả thuyết:

- Đài cọc xem như tuyệt đối cứng khi tính toán lực truyền xuống cọc
- Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền xuống lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại điểm tiếp giáp với cọc.
- Khi kiểm tra cường độ của đất nền và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một khối móng quy ước bao gồm: cọc, đài móng và phần đất ở giữa các cọc.

b. Sơ bộ số lượng cọc trong đài:

Căn cứ vào kết quả tính toán sức chịu tải của cọc và tải trọng truyền lên móng ta xác

định số cọc theo công thức:

$$n = \beta \frac{N^{tt}}{R_{c,a}}$$

Trong đó:

n - là số cọc

β - là hệ số xét đến ảnh hưởng của lực ngang và moment, lấy $\beta = (1.2-1.6)$

$N^{tt} = N^{tt}_{max} = 1079.6$ (kN) - là lực dọc tính toán lớn nhất truyền lên móng

$R_{c,a} = 1557.2$ (kN) - là sức chịu tải thiết kế của cọc

$$n = \beta \frac{N^{tt}}{R_{c,a}} = (1.2 \div 1.6) \times \frac{1079.6}{1557.2} = (8.3 \div 11.1)$$

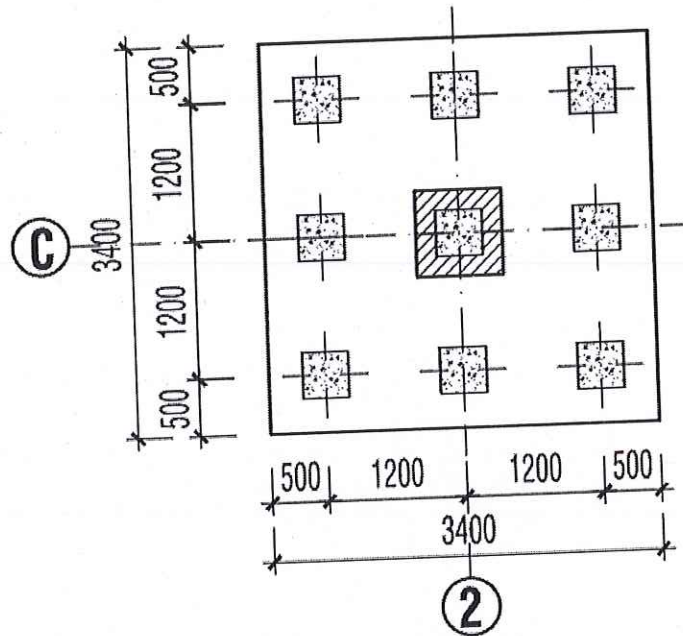
Chọn bố trí 9 cọc

c. Bố trí cọc trong đài:

$$s = 3d = 1.2(m)$$

Khoảng cách giữa các cọc:

Khoảng cách từ mép cọc đến mép ngoài của đài cọc:
 $\frac{d}{3} \div \frac{d}{2} = (267 \div 400)mm$ chọn 300mm



Hình 9.5 Mặt bằng bố trí cọc ép móng đơn

9.4.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc:

a. Kiểm tra phân lực đầu cọc:

Trọng lượng của đài:

$$N_d^t = n \times \gamma_{bt} \times A_d \times h_d = 1.1 \times 25 \times (3.4 \times 3.4) \times 1.6 = 508.64 (kN)$$

$$\text{Lực dọc tính toán tại đáy đài: } \begin{cases} \sum N'' = N_0'' + N_d'' \\ \sum M_x'' = M_{0x}'' + Q_{0y}'' \times h_d \\ \sum M_y'' = M_{0y}'' + Q_{0x}'' \times h_d \end{cases}$$

Mô men tính toán tại đáy đài:

$$\text{Tải trọng tác dụng lên cọc được xác định theo công thức: } P_i'' = \frac{\sum N''}{n} \pm \frac{\sum M_x'' \times y_j}{\sum y_i^2} \pm \frac{\sum M_y'' \times x_j}{\sum x_i^2}$$

Trong đó:

n : số cọc trong một đài

x_i, y_i : tọa độ tìm cọc thứ i tại cao trình đáy đài

x_j, y_j : tọa độ tìm cọc thứ j cần tính toán tại cao trình đáy đài

Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} P''_{\max} + W < R_{c,tk} \\ P''_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Trong đó:

$P''_{\max}, P''_{\min}$: áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc

W : hiệu số giữa khối lượng bản thân cọc và khối lượng bản thân đất do cọc chiếm chỗ.

$$W = W_{\text{cọc}} - W_{\text{đất}} = A_b(\gamma_{bt}L - \sum \gamma_i h_i)$$

Với:

A_b : diện tích tiết diện ngang của cọc

$\gamma_{bt} = 25 \text{ (kN / m}^3\text{)}$: dung trọng riêng của bê tông cọc.

$L = 29 \text{ (m)}$: chiều dài cọc trong đất

$\sum \gamma_i h_i$ là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân của các lớp đất

tại cao trình mũi cọc

$$\sum \gamma_i h_i = 415.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Vậy: $W = 0.4^2 \times (25 \times 29 - 415.72) = 49.5 \text{ (kN)}$

$R_{c,tk}$: sức chịu tải thiết kế của cọc, $R_{c,tk} = 1557.2 \text{ (kN)}$

Bảng 9.11 Áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc

Cặp nội lực	Đơn vị	$N^{\text{tt}}_{\max}$	$M^{\text{tt}}_{x\max}$	$M^{\text{tt}}_{y\max}$	$Q^{\text{tt}}_{x\max}$	$Q^{\text{tt}}_{y\max}$
N_z	Tonf	1079.645	838.5809	948.19	948.19	979.055
M_x	Tonf.m	0.0737	1.7919	0.0855	0.0855	1.72
M_y	Tonf.m	2.3506	1.9825	4.2662	4.2662	3.3175
Q_x	Tonf	31.3386	19.8518	34.652	34.652	33.1482
Q_y	Tonf	0.8725	3.2249	0.8003	0.8003	3.862
ΣN^{tt}	Tonf	1115.545	874.4809	984.09	984.09	1014.96
ΣM_x^{tt}	Tonf.m	1.4697	6.95174	1.366	1.366	7.8992
ΣM_y^{tt}	Tonf.m	52.49236	33.74538	59.71	59.71	56.3546
$x_{\max}$	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
$y_{\max}$	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Σx^2	m ²	8.64	8.64	8.64	8.64	8.64
Σy^2	m ²	8.64	8.64	8.64	8.64	8.64
$P^{\text{tt}}_{\max}$	Tonf	131.44	102.82	117.83	117.83	121.70
$P^{\text{tt}}_{\min}$	Tonf	116.4547	91.51217	100.86	100.86	103.849

Bảng 9.12 Tọa độ cọc trong đài và áp lực đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	$\sum x_i^2$ (m ²)	$\sum y_i^2$ (m ²)	P_i (T)
1	-1.2	-1.2	8.64	8.64	130.05
2	0	-1.2			138.35
3	1.2	-1.2			146.64
4	-1.2	0			131.15
5	0	0			139.44
6	1.2	0			147.74
7	-1.2	1.2			132.25
8	0	1.2			140.54
9	1.2	1.2			148.83

$$\left. \begin{array}{l} P_{\max}^{\text{tt}} = 1488.3 + 49.5 = 1537.8 \text{ kN} < R_{c, \text{tk}} = 1557.2 \text{ (kN)} \\ P_{\min}^{\text{tt}} = 1300.5 \text{ (kN)} > 0 \end{array} \right\}$$

Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc và cũng không có cọc nào bị nhổ.

b. Kiểm tra điều kiện làm việc nhóm cọc:

Do sự ảnh hưởng lẫn nhau của các cọc trong nhóm nên sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ giảm so với cọc đơn.

Hệ số nhóm được xác định theo công thức Converse - Labarre:

$$\eta = 1 - \arctan\left(\frac{a}{s}\right) \times \left[\frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right]$$

Trong đó:

$n_1 = 3$: số hàng cọc trong một nhóm

$n_2 = 3$: số cọc trong một hàng

$b = 0.4 \text{ (m)}$: cạnh của cọc

$s = 1.2 \text{ (m)}$: khoảng cách hai cọc tính từ tâm

$$\rightarrow \eta = 1 - \arctan\left(\frac{0.4}{1.2}\right) \times \left[\frac{(3-1) \times 3 + 3 \times (3-1)}{90 \times 3 \times 3} \right] = 0.8$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \times n \times R_{c, \text{tk}} = 0.8 \times 9 \times 1557.2 = 11211.84 \text{ (kN)} > N_{0\max}^{\text{tt}} = 10796.5 \text{ (kN)}$$

Kết luận: cọc thỏa điều kiện làm việc theo nhóm.

9.4.4. Đất nền dưới móng khối quy ước:

a. Kích thước móng quy ước:

Do lớp đất 1 và 2 là lớp đất yếu, góc mở để xác định ranh giới móng khối quy ước

được tính từ đáy lớp đất 2.

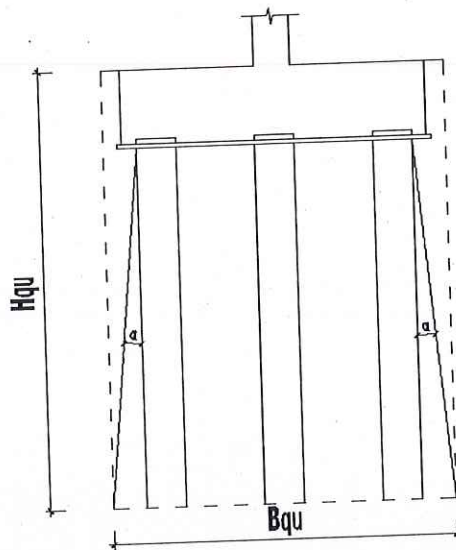
Theo **mục 7.4.4-TCVN 10304:2014**, mặt truyền tải của móng khối quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

Với φ_{tb} là góc ma sát trong tính toán trung bình của đất:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{\sum l_i} = \frac{13^\circ 4' \times 6.2 + 14^\circ 43' \times 3.8 + 24^\circ 44' \times 6.5 + 13^\circ 50' \times 4.2 + 24^\circ 50' \times 12.5}{6.2 + 3.8 + 6.5 + 4.2 + 12.5} = 20^\circ 4'$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{20^\circ 4'}{4} = 5^\circ 1'$$



Hình 9.6 Ranh giới khối móng quy ước

Chiều cao khối móng quy ước:

$$H_{qu} = 29 + 1.6 = 30.6 \text{ (m)}$$

Chiều rộng khối móng quy ước:

$$B_{qu} = B' + 2 \times (H_{qu} - h_d) \times \tan \alpha = (3.4 - 0.3 \times 2) + 2 \times 29 \times \tan(5^\circ 1') = 7.89 \text{ (m)}$$

Chiều dài khối móng quy ước:

$$L_{qu} = L' + 2 \times (H_{qu} - h_d) \times \tan \alpha = (3.4 - 0.3 \times 2) + 2 \times 29 \times \tan(5^\circ 1') = 7.89 \text{ (m)}$$

Diện tích đáy khối móng quy ước:

$$A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 7.89 \times 7.89 = 62.25 \text{ (m}^2\text{)}$$

b. Trọng lượng khối móng qui ước:

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:

$$W_1 = A_{qu} \sum \gamma_i h_i = 62.25 \times 415.72 = 25878.6 \text{ (kN)}$$

Với $\sum \gamma_i h_i$ là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng tại đáy móng khối quy ước

$$\sum \gamma_i h_i = 415.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Trọng lượng đất bị cọc và đài chiếm chỗ:

$$W_2 = nA_b \sum \gamma_i h_i + \gamma A_d h_d = 9 \times 0.16 \times 415.72 + 20 \times 3.4 \times 3.4 \times 1.6 = 968.55 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng cọc và đài bê tông:

$$W_3 = n\gamma_{bt} A_b L + \gamma_{bt} A_d h_d = 9 \times 25 \times 0.16 \times 29 + 25 \times 3.4 \times 3.4 \times 1.6 = 1506.4 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng móng khối quy ước:

$$W_{qu} = W_1 + W_3 - W_2 = 25878.6 + 1506.4 - 968.55 = 26416.45 \text{ (kN)}$$

c. Ứng suất tại đáy móng quy ước:

$$\begin{cases} \sum N_{qu}^{tc} = N_0^{tc} + W_{qu} \\ M_{xqu}^{tc} = M_{0x}^{tc} + Q_{0y}^{tc} \times H_{qu} \\ M_{yqu}^{tc} = M_{0y}^{tc} + Q_{0x}^{tc} \times H_{qu} \end{cases}$$

Tải trọng truyền về đáy khối móng quy ước:

$$\begin{cases} \text{Moment kháng uốn của móng khối quy ước:} \\ W_x = \frac{L_{qu}^2 B_{qu}}{6} = \frac{7.89 \times 7.89^2}{6} = 81.86 \text{ (m}^3\text{)}; W_y = \frac{B_{qu}^2 L_{qu}}{6} = \frac{7.89^2 \times 7.89}{6} = 81.86 \text{ (m}^3\text{)} \\ P_{max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} < 1.2R^{tc} \\ P_{min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} > 0 \end{cases}$$

Ứng suất tại đáy móng khối móng quy ước:

Bảng 9.13 Ứng suất tại đáy móng qui ước

Cặp nội lực	Đơn vị	N_{max}^{tt}	M_{xmax}^{tt}	M_{ymax}^{tt}	Q_{xmax}^{tt}	Q_{ymax}^{tt}
N_z	Tonf	960.2988	694.8566	850.75	850.75	876.474
M_x	Tonf.m	0.0637	1.5469	0.0736	0.0736	1.4357
M_y	Tonf.m	2.1098	1.8199	3.7061	3.7061	2.9155
Q_x	Tonf	27.6323	18.343	30.394	30.394	29.1403
Q_y	Tonf	0.7374	2.926	0.6773	0.6773	3.2287
ΣN^{tc}	Tonf	3228.37	2962.93	3118.82	3118.82	3144.54
ΣM_x^{tc}	Tonf.m	20.42	82.30	18.77	18.77	90.55
ΣM_y^{tc}	Tonf.m	764.76	508.09	842.57	842.57	807.19
A_{qu}	m2	53.14	53.14	53.14	53.14	53.14
W_x	m3	64.57	64.57	64.57	64.57	64.57
W_y	m3	64.57	64.57	64.57	64.57	64.57
P^{tb}	Tonf.m2	60.75	55.75	58.69	58.69	59.17
P_{max}^{tc}	Tonf.m2	72.91	64.90	72.03	72.03	73.07
P_{min}^{tc}	Tonf.m2	48.59	46.61	45.35	45.35	45.27

d. Sức chịu tải của đất nền dưới đáy móng quy ước:

Theo **mục 4.6.9 - TCVN 9362:2012**, áp lực trung bình tác dụng dưới đáy móng không vượt quá áp lực R tính theo công thức:

$$R^{tc} = \frac{1}{k_{tc}} (A \times B_{qu} \times \gamma_{II} + B \times H_{qu} \times \gamma'_{II} + D \times c_{II})$$

Trong đó:

m_1 và m_2 lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của đất và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với nền đất, tra theo **Bảng 15 - mục 4.6.10** lấy $m_1 = 1.1$ và $m_2 = 1$.

$k_{tc} = 1$ là hệ số tin cậy, lấy theo **mục 4.6.11** (các kết quả thí nghiệm lấy trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng)

A , B và D là các hệ số không thứ nguyên, lấy theo **Bảng 14** phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc

$$\varphi = 24^\circ 50' \rightarrow \begin{cases} A = 0.77 \\ B = 4.08 \\ D = 6.64 \end{cases}$$

Với

γ_{II} là trọng lượng thể tích đất nằm phía dưới mũi cọc, $\gamma_{II} = 10.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

γ'_{II} là trọng lượng thể tích đất nằm phía trên mũi cọc

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{415.72}{0.8 + 6.2 + 3.8 + 6.5 + 4.2 + 12.5} = 12.23 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

c_{II} là lực dính của đất dưới mũi cọc, $c_{II} = 2.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$\rightarrow R^{tc} = \frac{1.1 \times 1}{1} \times (0.77 \times 7.89 \times 10.6 + 4.08 \times 30.6 \times 12.23 + 6.64 \times 2.6) = 1769.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{tc}^{tc} = 557.5 \text{ (kN/m}^2\text{)} < R^{tc} = 1769.4 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_{max}^{tc} = 730.7 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 1.2 R^{tc} = 1.2 \times 1769.4 = 2123.3 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_{min}^{tc} = 452.7 \text{ (kN/m}^2\text{)} > 0 \end{array} \right.$$

Kiểm tra:

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{tc}^{tc} = 557.5 \text{ (kN/m}^2\text{)} < R^{tc} = 1769.4 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_{max}^{tc} = 730.7 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 1.2 R^{tc} = 1.2 \times 1769.4 = 2123.3 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_{min}^{tc} = 452.7 \text{ (kN/m}^2\text{)} > 0 \end{array} \right.$$

Kết luận: thỏa mãn điều kiện áp lực lên đất nền tại mặt phẳng mũi cọc

e. Kiểm tra độ lún của móng khối quy ước:

Tính lún cho móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ.

Áp lực gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl} = P_{tb}^{tc} - \sigma'_v = 557.5 - 415.72 = 141.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Trong đó:

$P_{tb}^{tc} = 557.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy khối móng

quy ước, lấy tương ứng với cặp nội lực tiêu chuẩn $N_{max}^{tc}, M_{0x}^{tc}, M_{0y}^{tc}, Q_{0x}^{tc}, Q_{0y}^{tc}$

σ'_v là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân của các lớp đất

gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sigma'_v = \sum \gamma_i h_i = 415.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Chia đất nền dưới mũi cọc thành các lớp phân tổ đồng nhất có chiều dày h_i
 $h_i \leq (0.4 \div 0.6) B_{qu} = (3.16 \div 4.73) \text{ m}$

Để tăng độ chính xác, chia lớp đất thành mỗi lớp phân tổ dày 1 (m) để tính lún.

Xác định ứng suất trung bình của từng phân tổ:

- Do trọng lượng bản thân đất nền: $P_{li} = \gamma_i h_i$

- Do trọng lượng bản thân đất nền và ứng suất gây lún gây ra: $P_{2i} = P_{li} + \sigma_{gl}$

Với σ_{zi} là ứng suất do $\left(\frac{P_{gl}}{L_{qu}}; \frac{z}{B_{qu}} \right)$ gây ra tại chính giữa lớp đất thứ i: $\sigma_{gl} = k_0 P_{gl}$

k_0 phụ thuộc vào tỉ số $\left(\frac{L_{qu}}{B_{qu}}; \frac{z}{B_{qu}} \right)$, tra theo “Bảng hệ số k_0 để tính ứng suất σ_z dưới

trục tâm tải phân bố đều trên diện chữ nhật” trong sách “Nền Móng” - Châu Ngọc Ẩn.

Xác định độ lún ổn định:

$$S = \sum_1 S = \sum_1 \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

Trong đó:

h_i : chiều dày của lớp đất thứ i.

e_{1i} : hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i trước khi có công trình, được xác định từ đường cong nén lún ($e - \sigma$) ứng với σ_{li} của lớp đất có phân tổ thứ i.

e_{2i} : hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i sau khi có công trình, được xác định từ đường cong nén lún ($e - \sigma$) ứng với σ_{2i} của lớp đất có phân tổ thứ i.

Bảng 9.14 Liên hệ giữa áp lực P và hệ số rỗng e

Áp lực (kPa)	50	100	200	400
Hệ số rỗng	0.559	0.541	0.522	0.508

Chiều dày vùng nén lún tính từ mũi cọc đến vị trí $\sigma_{zi} \geq 5\sigma_{zi}^g$ (điều kiện dừng tính lún trong phạm vi đất nền)

Bảng 9.15 Bảng tính lún

Lớp	Lớp p/tổ	Chiều dày m	Z/b	K ₀	σ'_v kN/m ²	P _{li} kN/m ²	σ_{gl} kN/m ²	σ_{gl}^{tb} kN/m ²	P _{2i} kN/m ²	e ₁	e ₂	S m
5	1	1	0	1	415.72	420.97	138.73	137.6202	558.5902	0.507	0.497	0.006636
			0.127	0.984	426.22		136.51					
	2	0.5	0.127	0.984	426.22	429.07	136.51	135.0537	564.1237	0.506	0.496	0.00332

			0.19	0.963	431.92		133.6					
6	1	1	0.19	0.963	431.92	437.62	133.6	127.5622	565.1822	0.505	0.496	0.00598
			0.317	0.876	443.32		121.53					
	2	1	0.317	0.876	443.32	449.02	121.53	113.4811	562.5011	0.504	0.496	0.005319
			0.44	0.76	454.72		105.43					
	3	1	0.44	0.76	454.72	460.42	105.43	96.76418	557.1842	0.504	0.497	0.004654
			0.57	0.635	466.12		88.094					
	4	1	0.57	0.635	466.12	471.82	88.094	80.25531	552.0753	0.503	0.497	0.003992
			0.7	0.522	477.52		72.417					

Theo **PLE – TCVN 10304:2014**, độ lún giới hạn nhà cao tầng kết cấu khung bê tông cốt thép là: $S_{gh} = 10\text{cm} > S = 0.03\text{m} = 3\text{ cm}$

Kết luận: Thỏa điều kiện về độ lún giới hạn.

f. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng:

Điều kiện kiểm tra: $P_{xt} \leq P_{cx}$

Trong đó:

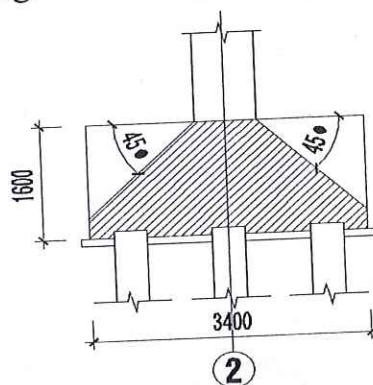
P_{xt} là lực gây xuyên thủng

P_{cx} là lực chống xuyên thủng

Xuyên thủng tự do với góc $\alpha=45^\circ$

Trường hợp đầu cọc nằm ngoài tháp xuyên thủng có thể xảy ra xuyên thủng, cần kiểm tra xuyên thủng

Trường hợp đầu cọc nằm trong tháp xuyên thủng sẽ không xảy ra xuyên thủng, vì vậy không cần kiểm tra xuyên thủng.



Hình 9.7 Tháp xuyên thủng với góc 45°

Xuyên thủng hạn chế:

Theo mục 6.2.5.4 – TCVN 5574:2012, điều kiện kiểm tra:

$$P_{xt} \leq P_{cx} = \alpha_l \gamma_b R_{bt} U_m h_o \tan \alpha$$

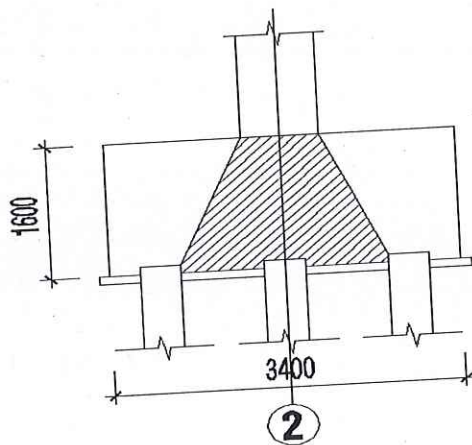
Trong đó:

Lực gây xuyên thủng:

Bảng 9.16 Phản lực đầu cọc của móng trục 2-C

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	$\sum x^2_i$ (m ²)	$\sum y^2_i$ (m ²)	P_i (T)
1	-1.2	-1.2	8.64	8.64	130.05
2	0	-1.2			138.35
3	1.2	-1.2			146.64
4	-1.2	0			131.15
5	0	0			139.44
6	1.2	0			147.74
7	-1.2	1.2			132.25
8	0	1.2			140.54
9	1.2	1.2			148.83

$$\rightarrow P_{xt} = \sum P_{xt} = 1255(T)$$



Hình 9.8 Sơ đồ hình thành tháp xuyên thủng

Lực chống xuyên thủng: $P_{cx} = \alpha_i \gamma_b R_{bt} U_m h_0 \tan \alpha$

Trong đó:

α_i là hệ số với bê tông nặng lấy bằng 1;

$\gamma_b = 0.9$ là hệ số điều kiện làm việc của bê tông dài cọc;

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ: $a = 0.1m$;

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép $a_0 = 0.15m \Rightarrow h_0 = 1.6 - 0.15 = 1.45m$

$\tan \alpha = \frac{h_0}{c}$, với c là khoảng cách từ mép cột đến mép cọc;

$$\rightarrow \tan \alpha = \frac{1.45}{0.625} = 2.32$$

Khả năng chịu lực xuyên thủng được lấy không lớn hơn giá trị ứng với tháp nén thủng có

$$c = 0.4h_0$$

$$\rightarrow \tan \alpha = \frac{1.45}{0.4 \times 1.45} = 2.5 \Rightarrow \tan \alpha = 2.32$$

Cường độ chịu kéo của bê tông B30, $R_{bt} = 1.2 \text{ MPa}$

Giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới:

$$U_{lm} = 2(h_c + b_c + c_1 + c_2) = 2 \times (0.75 + 0.75 + 0.625 + 0.625) = 5.5(m)$$

$$\rightarrow P_{cx} = 1 \times 0.9 \times 120 \times 5.5 \times 1.45 \times 2.32 = 1998.2(T)$$

Vậy $P_{xt} = 1255(T) \leq P_{cx1} = 1998.2(T)$; đài cọc không bị cột xuyên thủng.

g. Kiểm tra khả năng chống cắt cho đài:

Theo mục 6.2.3.4 - TCVN 5574:2012, đối với cấu kiện bê tông cốt thép không có cốt thép đai chịu lực cắt, để đảm bảo độ bền trên vết nứt xiên cần tính toán đối với vết nứt xiên nguy hiểm nhất theo điều kiện:

$$Q_{\max} \leq Q_{b0} = \frac{\varphi_{b4}(1+\varphi_n)\gamma_b R_{bt} b h_0}{c}$$

Trong đó:

$Q_{\max} = \sum P_i$: tổng phản lực của các cọc nằm ngoài phạm vi của phần đài chịu lực lớn hơn

$$\rightarrow Q_{\max} = 103.45 + 109.5 + 115.53 = 328.5(T)$$

Q_{b0} : khả năng chịu cắt của bê tông

Với:

$\varphi_{b4} = 1.5$ đối với bê tông nặng

$\varphi_n = 0$: hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc

$\gamma_b = 0.9$: hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc

$R_{bt} = 120 (T / m^2)$: cường độ chịu kéo tính toán của bê tông đài cọc

$b = l_d = 3.4 (m)$: bề rộng đài cọc

$h_0 = 1.45 (m)$: chiều cao làm việc của đài cọc

c : chiều dài hình chiếu của tiết diện ngang, lấy $c = c_1 + c_2 = 1.25 (m)$

$$\rightarrow Q_{b0} = \frac{1.5 \times (1+0) \times 0.9 \times 120 \times 3.4 \times 1.45}{1.25} = 926.45(T) = 9264.5(kN)$$

Điều kiện giới hạn của Q_{b0} :

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3}(1+\varphi_f+\varphi_n)\gamma_b R_{bt} b h_0 \leq Q_{b0} \leq Q_{b\max} = 2.5\gamma_b R_{bt} b h_0$$

Với $\varphi_{b3} = 0.6$ đối với bê tông nặng

$$Q_{b\min} = 0.6 \times (1+0) \times 0.9 \times 120 \times 3.4 \times 1.45 = 319.46(T) = 3194.6(kN)$$

$$Q_{b\max} = 2.5\gamma_b R_{bt} b h_0 = 2.5 \times 0.9 \times 120 \times 3.4 \times 1.45 = 1331.1(T) = 13311(kN)$$

Do $\begin{cases} Q_{b\min} = 3194.6kN < Q_{b0} = 9264.5kN \\ Q_{b\max} = 13311kN > Q_{b0} = 9264.5kN \end{cases}$ nên lấy $Q_{b0} = 9264.5kN$

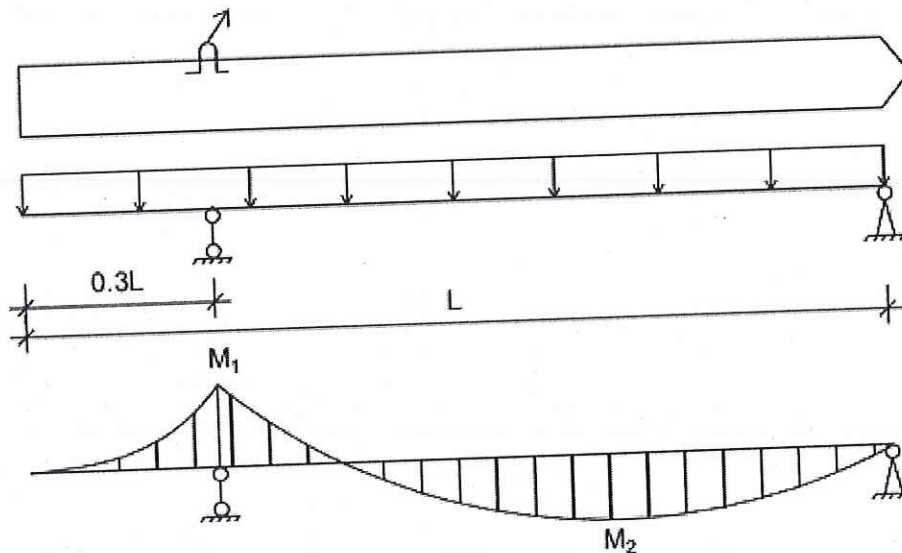
Vậy $Q_{\max} = 3285kN < Q_{b0} = 9264.5kN$

Kết luận: bê tông đài cọc đảm bảo khả năng chịu cắt.

9.4.5. Kiểm tra độ bền của cọc khi vận chuyển và lắp dựng

Khi bố trí móc cầu sao cho moment cản ở trên và ở dưới gần bằng nhau.

Sơ đồ 1: Khi dựng cọc.

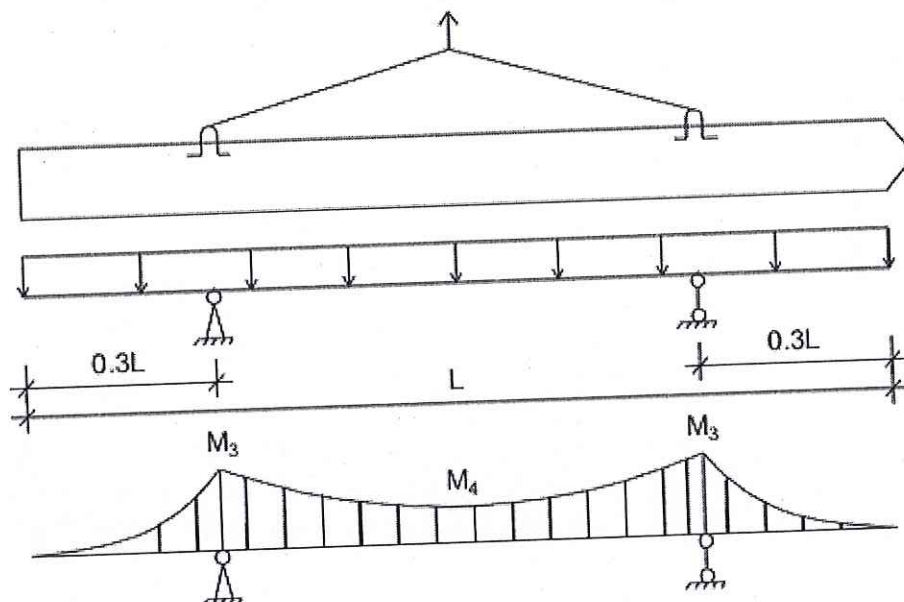


Hình 9.9 Sơ đồ dựng cọc

$$M_1 = 0.045qL^2$$

$$M_2 = 0.041qL^2$$

Sơ đồ 2: Khi cầu cọc.



Hình 9.10 Sơ đồ cầu cọc

Moment lớn nhất: $M_3 = 0.045qL^2$

Trong trường hợp cọc chỉ bố trí 2 móc cầu thì thường dùng móc cầu trong sơ đồ cầu cọc để dựng cọc, khi đó moment lớn nhất trong cọc là $M = 0.045qL^2$.

Trong đó:

q là trọng lượng thân cọc có kể đến hệ số động khi dựng và cầu cọc.

$$q = k_d \gamma D^2 = 1.5 \times 2.5 \times 0.4^2 = 0.6 (T/m)$$

$k_d = 1.5 \div 2$: hệ số động. Theo điều 4.2.4 TCVN 5574-2012 quy định. Khi tính cầu kiện lắp ghép có kể đến nội lực bổ xung sinh ra trong quá trình vận chuyển và cầu lắp, tải trọng do bản thân cầu kiện cần nhân với hệ số động, lấy bằng $k_d = 1.5$.

Trường hợp nội lực nguy hiểm nhất gây ra khi dựng cọc là:

$$M = 0.045qL^2 = 0.045 \times 0.6 \times 10^2 = 2.7 (T.m).$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{2.7}{0.85 \times 1700 \times 0.4 \times 0.35^2} = 0.038$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038} = 0.039$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.039 \times 0.85 \times 17 \times 400 \times 350}{365} = 216.16 (mm^2)$$

Vậy thép đã chọn trong cọc với $8\phi 25$ thỏa điều kiện.

Lực do một nhánh treo khi chịu cầu lắp: $P = qL = 6 \times 10 = 60 (kN)$

Diện tích móc cầu:

$$A_s = \frac{P \times n}{R_s} = \frac{60 \times 1.3 \times 10^3}{365} = 213.7 (mm^2).$$

Vậy chọn móc cầu $\phi 20$ ($A_s = 314.16 (mm^2)$).

9.4.6. Tính toán cốt thép đài móng:

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc.

Giả thiết đài tuyệt đối cứng, xem đài làm việc như bản consol có một đầu ngàm vào mép cột và một đầu tự do.

Tính toán với tổ hợp nội lực tính toán: N_{max}'' , M_{0x}'' , M_{0y}'' , Q_{0x}'' , Q_{0y}''

Moment tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với các giá trị:

$$M = \sum x_i P_i$$

Trong đó:

x_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm

P_i : phản lực đầu cọc thứ i

Tính toán cốt thép đài theo công thức:

$$A_s = \frac{M}{R_s}$$

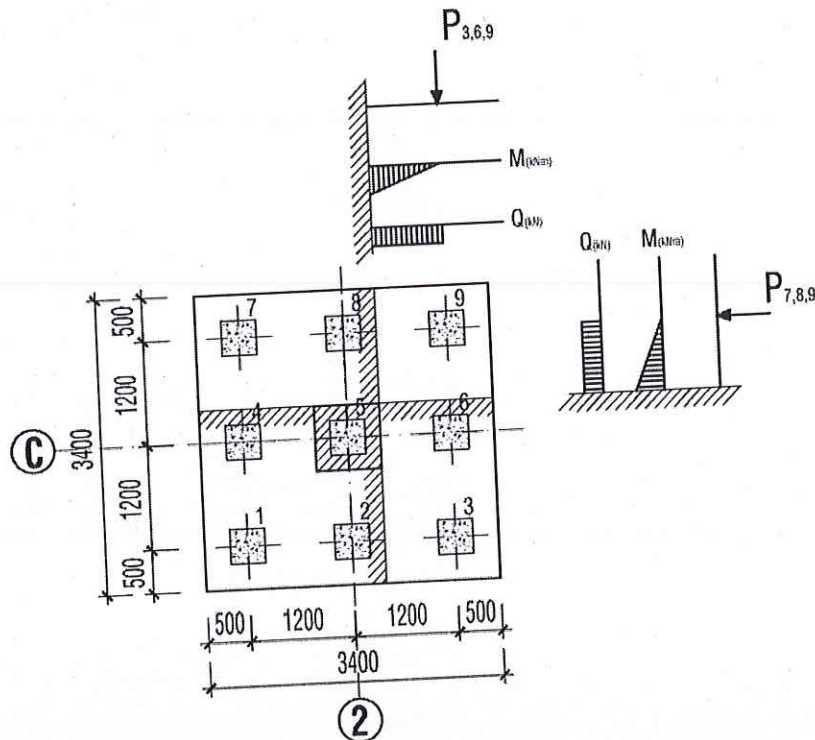
Với:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} < \xi_R = 0.541, \alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}$$

$\gamma_b = 0.9$: hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc

$R_b = 17 \text{ (MPa)}$: cường độ chịu nén tính toán của bê tông B30

$R_s = 365 \text{ (MPa)}$: cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép CIII



Hình 9.11 Sơ đồ tính toán thép đài móng

Tính toán cốt thép đài móng theo phương X:

Moment tại ngàm tương ứng với:
 $M_x = (P_3 + P_6 + P_9) \times x = (146.64 + 147.74 + 148.83) \times 0.825 = 365.65 \text{ (T.m)}$

$$h_0 = 1600 - 150 = 1450 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{M_x}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{365.65 \times 10^7}{0.9 \times 17 \times 3400 \times 1450^2} = 0.033$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033} = 0.0336$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.0336 \times 0.9 \times 17 \times 3400 \times 1450}{365} = 6943 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn bố trí 20 ϕ 22: $A_{sc} = 20 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} = 7602.7 \text{ (mm}^2\text{)}$ khoảng cách $s = 150 \text{ (mm)}$

Tính toán cốt thép đài móng theo phương Y:

Moment tại ngàm tương ứng với:
 $M_y = (P_7 + P_8 + P_9) \times y = (132.25 + 140.54 + 148.83) \times 0.825 = 347 \text{ (T.m)}$

$$h_0 = 1600 - 150 = 1450 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{M_y}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{347 \times 10^7}{0.9 \times 17 \times 3400 \times 1450^2} = 0.0317$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0317} = 0.0322$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.0322 \times 0.9 \times 17 \times 3400 \times 1450}{365} = 6654 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn bố trí 20 ϕ 22: $A_{sc} = 20 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} = 7602 \text{ (mm}^2\text{)}$ khoảng cách $s = 150 \text{ (mm)}$

9.5. THIẾT KẾ MÓNG ĐƠN TRỰC 2-D:

9.5.1. Tải trọng và chọn thông số tính toán cọc, đài:

Kết quả nội lực xuất từ phần mềm ETABS và được trình bày trong bảng sau:

Bảng 9.17 Tải trọng tính toán

Cặp nội lực	Đơn vị	N_{max}^{tt}	M_{xmax}^{tt}	M_{ymax}^{tt}	Q_{xmax}^{tt}	Q_{ymax}^{tt}
N_z	Tonf	972.0619	918.5143	972.06	918.51	972.062
M_x	Tonf.m	1.0032	1.939	1.0032	1.939	1.0032
M_y	Tonf.m	4.8722	3.1874	4.8722	3.1874	4.8722
Q_x	Tonf	9.3173	11.0427	9.3173	11.043	9.3173
Q_y	Tonf	35.933	32.551	35.933	32.551	35.933

Bảng 9.18 Tải trọng tiêu chuẩn

Cặp nội lực	Đơn vị	N_{max}^{tt}	M_{xmax}^{tt}	M_{ymax}^{tt}	Q_{xmax}^{tt}	Q_{ymax}^{tt}
N_z	Tonf	865.1486	865.1486	820.53	820.53	865.149
M_x	Tonf.m	4.1779	4.1779	2.7739	2.7739	4.1779
M_y	Tonf.m	0.8799	0.8799	1.6598	1.6598	0.8799
Q_x	Tonf	8.1906	8.1906	9.6284	9.6284	8.1906
Q_y	Tonf	31.1573	31.1573	28.339	28.339	31.1573

9.4.2. Chọn thông số tính toán cọc và đài:

Chọn chiều cao đài là 1.6 (m), mặt trên đài cùng cao độ với mặt trên của sàn tầng hầm, cốt cao độ -3.4 (m)

Móng cọc được thiết kế là móng cọc đài thấp, vì vậy độ chôn sâu của đài phải thỏa mãn điều kiện lực ngang tác động ở đáy công trình phải cân bằng với áp lực đất tác dụng lên cọc.

Trong đồ án, sinh viên không kiểm tra điều kiện này mà sẽ kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang

a. Các giả thuyết tính toán:

Móng cọc được quan niệm là móng cọc đài thấp, việc thiết kế dựa vào một số giả thuyết :

- Đài cọc xem như tuyệt đối cứng khi tính toán lực truyền xuống cọc
- Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền xuống lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại điểm tiếp giáp với cọc.
- Khi kiểm tra cường độ của đất nền và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một khối móng quy ước bao gồm : cọc, đài móng và phần đất ở giữa các cọc.

b. Sơ bộ số lượng cọc trong đài:

Căn cứ vào kết quả tính toán sức chịu tải của cọc và tải trọng truyền lên móng ta xác định số cọc theo công thức:

$$n = \beta \frac{N^t}{R_{c,a}}$$

Trong đó:

n - là số cọc

β - là hệ số xét đến ảnh hưởng của lực ngang và moment, lấy $\beta = (1.2-1.6)$

$N^t = N^t_{\max} = 1079.6 \text{ (kN)}$ - là lực dọc tính toán lớn nhất truyền lên móng

$R_{c,a} = 1557.2 \text{ (kN)}$ - là sức chịu tải thiết kế của cọc

$$n = \beta \frac{N^t}{R_{c,a}} = (1.2 \div 1.6) \times \frac{1079.6}{1557.2} = (7.4 \div 9.8)$$

Chọn bố trí 9 cọc

c. Bố trí cọc trong đài:

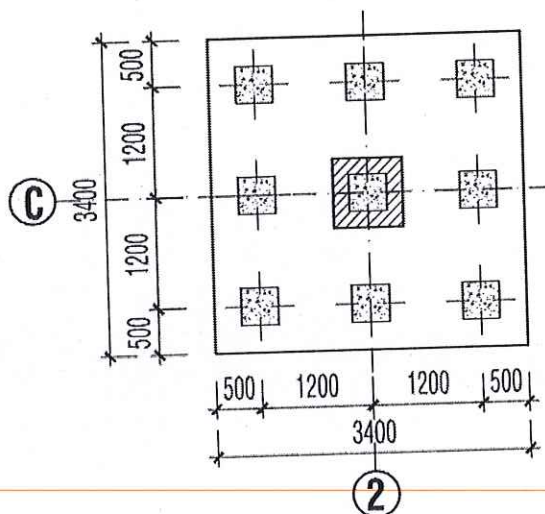
$$s = 3d = 1.2 \text{ (m)}$$

Khoảng cách giữa các cọc:

Khoảng cách từ mép cọc đến mép ngoài của đài cọc:

$$\frac{d}{3} \div \frac{d}{2} = (267 \div 400) \text{ mm}$$

chọn 300mm



Hình 9.5 Mặt bằng bố trí cọc ép móng đơn

9.4.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc:

a. Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Trọng lượng của đài:

$$N_d^{tt} = n \times \gamma_{bt} \times A_d \times h_d = 1.1 \times 25 \times (3.4 \times 3.4) \times 1.6 = 508.64 \text{ (kN)}$$

Lực dọc tính toán tại đáy đài:
$$\begin{cases} \sum N'' = N_0'' + N_d'' \\ \sum M_x'' = M_{0x}'' + Q_{0y}'' \times h_d \\ \sum M_y'' = M_{0y}'' + Q_{0x}'' \times h_d \end{cases}$$

Mô men tính toán tại đáy đài:

Tải trọng tác dụng lên cọc được xác định theo công thức:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n} \pm \frac{\sum M_x'' \times y_j}{\sum y_i^2} \pm \frac{\sum M_y'' \times x_j}{\sum x_i^2}$$

Trong đó:

n : số cọc trong một đài

x_i, y_i : tọa độ tìm cọc thứ i tại cao trình đáy đài

x_j, y_j : tọa độ tìm cọc thứ j cần tính toán tại cao trình đáy đài

Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} P_{max}'' + W < R_{c,tk} \\ P_{min}'' \geq 0 \end{cases}$$

Trong đó:

P_{max}'', P_{min}'' : áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc

W : hiệu số giữa khối lượng bản thân cọc và khối lượng bản thân đất do cọc chiếm chỗ.

$$W = W_{cọc} - W_{đất} = A_b (\gamma_{bt} L - \sum \gamma_i h_i)$$

Với:

A_b : diện tích tiết diện ngang của cọc

$\gamma_{bt} = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)}$: dung trọng riêng của bê tông cọc.

$L = 29 \text{ (m)}$: chiều dài cọc trong đất

$\sum \gamma_i h_i$ là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân của các lớp đất

tại cao trình mũi cọc

$$\sum \gamma_i h_i = 415.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Vậy: $W = 0.4^2 \times (25 \times 29 - 415.72) = 49.5 \text{ (kN)}$

$R_{c,tk}$: sức chịu tải thiết kế của cọc, $R_{c,tk} = 1557.2 \text{ (kN)}$

Bảng 9.11 Áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc

Cặp nội lực	Đơn vị	N_{max}^{tt}	M_{xmax}^{tt}	M_{ymax}^{tt}	Q_{xmax}^{tt}	Q_{ymax}^{tt}
N_z	Tonf	972.0619	918.5143	972.06	918.51	972.062

M_x	Tonf.m	1.0032	1.939	1.0032	1.939	1.0032
M_y	Tonf.m	4.8722	3.1874	4.8722	3.1874	4.8722
Q_x	Tonf	9.3173	11.0427	9.3173	11.043	9.3173
Q_y	Tonf	35.933	32.551	35.933	32.551	35.933
ΣN^{tt}	Tonf	1007.962	954.4143	1008	954.41	1007.96
ΣM_x^{tt}	Tonf.m	58.496	54.0206	58.496	54.021	58.496
ΣM_y^{tt}	Tonf.m	19.77988	20.85572	19.78	20.856	19.7799
x_{max}	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
y_{max}	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Σx^2	m ²	6.12	6.12	6.12	6.12	6.12
Σy^2	m ²	9	9	9	9	9
P_{max}^{tt}	Tonf	123.67	117.34	123.67	117.34	123.67
P_{min}^{tt}	Tonf	100.3179	94.75393	100.32	94.754	100.318

Bảng 9.12 Tọa độ cọc trong đài và áp lực đầu cọc

cọc	x_i	y_i	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i
	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(T)
1	-1.2	-1.2	8.64	8.64	114.97
2	0	-1.2			117.87
3	1.2	-1.2			120.77
4	-1.2	0			123.1
5	0	0			126
6	1.2	0			128.89
7	-1.2	1.2			131.22
8	0	1.2			134.12
9	1.2	1.2			137.02

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{tr}^{tt} = 1370.2 + 49.5 = 1419.7N < R_{c,tk} = 1557.2(kN) \\ P_{min}^{tt} = 1149.7(kN) > 0 \end{array} \right.$$

Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc và cũng không có cọc nào bị nhổ.

b. Kiểm tra điều kiện làm việc nhóm cọc:

Do sự ảnh hưởng lẫn nhau của các cọc trong nhóm nên sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ giảm so với cọc đơn.

Hệ số nhóm được xác định theo công thức Converse - Labarre:

$$\eta = 1 - \arctan\left(\frac{d}{s}\right) \times \left[\frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right]$$

Trong đó:

$n_1 = 3$: số hàng cọc trong một nhóm

$n_2 = 3$: số cọc trong một hàng

$b = 0.4$ (m): cạnh của cọc

$s = 1.2$ (m): khoảng cách hai cọc tính từ tâm

$$\rightarrow \eta = 1 - \arctan\left(\frac{0.4}{1.2}\right) \times \left[\frac{(3-1) \times 3 + 3 \times (3-1)}{90 \times 3 \times 3} \right] = 0.8$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \times n \times R_{c,tk} = 0.8 \times 9 \times 1557.2 = 11211.84 \text{ (kN)} > N_{0max}^{tt} = 9720.6 \text{ (kN)}$$

Kết luận: cọc thỏa điều kiện làm việc theo nhóm.

9.4.4. Đất nền dưới móng khối quy ước:

a. Kích thước móng quy ước:

Do lớp đất 1 và 2 là lớp đất yếu, góc mở để xác định ranh giới móng khối quy ước được tính từ đáy lớp đất 2.

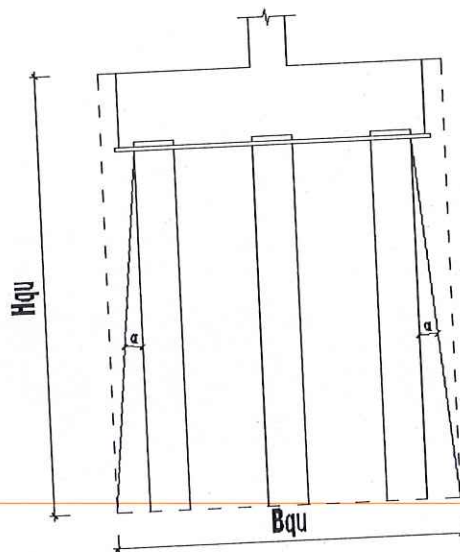
Theo **mục 7.4.4-TCVN 10304:2014**, mặt truyền tải của móng khối quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

Với φ_{tb} là góc ma sát trong tính toán trung bình của đất:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{\sum l_i} = \frac{13^\circ 4' \times 6.2 + 14^\circ 43' \times 3.8 + 24^\circ 44' \times 6.5 + 13^\circ 50' \times 4.2 + 24^\circ 50' \times 12.5}{6.2 + 3.8 + 6.5 + 4.2 + 12.5} = 20^\circ 4'$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{20^\circ 4'}{4} = 5^\circ 1'$$



Hình 9.6 Ranh giới khối móng quy ước

Chiều cao khối móng quy ước:
 $H_{qu} = 29 + 1.6 = 30.6 \text{ (m)}$

Chiều rộng khối móng quy ước:
 $B_{qu} = B' + 2 \times (H_{qu} - h_d) \times \tan \alpha = (3.4 - 0.3 \times 2) + 2 \times 29 \times \tan(5^\circ 1') = 7.89 \text{ (m)}$

Chiều dài khối móng quy ước:
 $L_{qu} = L' + 2 \times (H_{qu} - h_d) \times \tan \alpha = (3.4 - 0.3 \times 2) + 2 \times 29 \times \tan(5^\circ 1') = 7.89 \text{ (m)}$

Diện tích đáy khối móng quy ước:
 $A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 7.89 \times 7.89 = 62.25 \text{ (m}^2\text{)}$

b. Trọng lượng khối móng quy ước:

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:
 $W_1 = A_{qu} \sum \gamma_i h_i = 62.25 \times 415.72 = 25878.6 \text{ (kN)}$

Với $\sum \gamma_i h_i$ là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng tại đáy móng khối quy ước
 $\sum \gamma_i h_i = 415.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Trọng lượng đất bị cọc và đài chiếm chỗ:
 $W_2 = n A_b \sum \gamma_i h_i + \gamma A_d h_d = 9 \times 0.16 \times 415.72 + 20 \times 3.4 \times 3.4 \times 1.6 = 968.55 \text{ (kN)}$

Trọng lượng cọc và đài bê tông:
 $W_3 = n \gamma_{bt} A_b L + \gamma_{bt} A_d h_d = 9 \times 25 \times 0.16 \times 29 + 25 \times 3.4 \times 3.4 \times 1.6 = 1506.4 \text{ (kN)}$

Trọng lượng móng khối quy ước:
 $W_{qu} = W_1 + W_3 - W_2 = 25878.6 + 1506.4 - 968.55 = 26416.45 \text{ (kN)}$

c. Ứng suất tại đáy móng quy ước:

Tải trọng truyền về đáy khối móng quy ước:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum N_{qu}^{tc} = N_0^{tc} + W_{qu} \\ M_{xqu}^{tc} = M_{0x}^{tc} + Q_{0y}^{tc} \times H_{qu} \\ M_{yqu}^{tc} = M_{0y}^{tc} + Q_{0x}^{tc} \times H_{qu} \end{array} \right.$$

Ứng suất tại đáy móng khối móng quy ước:

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{7.89 \times 7.89^2}{6} = 81.86 \text{ (m}^3\text{)} ; W_y = \frac{B_{qu} L_{qu}^2}{6} = \frac{7.89 \times 7.89^2}{6} = 81.86 \text{ (m}^3\text{)} \\ P_{max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} < 1.2 R^{tc} \\ P_{min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} > 0 \end{array} \right.$$

Bảng 9.13 Ứng suất tại đáy móng qui ước

Cặp nội lực	Đơn vị	$N_{\max}^t$	$M_{x\max}^t$	$M_{y\max}^t$	$Q_{x\max}^t$	$Q_{y\max}^t$
N_z	Tonf	865.1486	865.1486	820.53	820.53	865.149
M_x	Tonf.m	4.1779	4.1779	2.7739	2.7739	4.1779
M_y	Tonf.m	0.8799	0.8799	1.6598	1.6598	0.8799
Q_x	Tonf	8.1906	8.1906	9.6284	9.6284	8.1906
Q_y	Tonf	31.1573	31.1573	28.339	28.339	31.1573
ΣN^{tc}	Tonf	3133.22	3133.22	3088.60	3088.60	3133.22
ΣM_x^{tc}	Tonf.m	864.12	864.12	784.93	784.93	864.12
ΣM_y^{tt}	Tonf.m	226.94	226.94	267.4	267.4	226.94
Aqu	m2	53.14	53.14	53.14	53.14	53.14
Wx	m3	64.57	64.57	64.57	64.57	64.57
Wy	m3	64.57	64.57	64.57	64.57	64.57
p^{th}	Tonf.m2	58.96	58.96	58.12	58.12	58.96
$p_{\max}^{tc}$	Tonf.m2	75.85	75.85	74.41	74.41	75.85
$p_{\min}^{tc}$	Tonf.m2	42.06	42.06	41.82	41.82	42.06

d. Sức chịu tải của đất nền dưới đáy móng quy ước:

Theo **mục 4.6.9 - TCVN 9362:2012**, áp lực trung bình tác dụng dưới đáy móng không vượt quá áp lực R tính theo công thức:

$$R^{tc} = \frac{1}{k_{tc}} (A \times B_{qu} \times \gamma_{II} + B \times H_{qu} \times \gamma'_{II} + D \times c_{II})$$

Trong đó:

m_1 và m_2 lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của đất và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với nền đất, tra theo **Bảng 15 - mục 4.6.10** lấy $m_1 = 1.1$ và $m_2 = 1$.

$k_{tc} = 1$ là hệ số tin cậy, lấy theo **mục 4.6.11** (các kết quả thí nghiệm lấy trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng)

A, B và D là các hệ số không thứ nguyên, lấy theo **Bảng 14** phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc

$$\varphi = 24^{\circ}50' \rightarrow \begin{cases} A = 0.77 \\ B = 4.08 \\ D = 6.64 \end{cases}$$

Với

γ_{II} là trọng lượng thể tích đất nằm phía dưới mũi cọc, $\gamma_{II} = 10.6 \text{ (kN / m}^3\text{)}$

γ'_{II} là trọng lượng trung bình của trọng lượng thể tích đất nằm phía trên mũi cọc

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{415.72}{0.8+6.2+3.8+6.5+4.2+12.5} = 12.23 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

c_{II} là lực dính của đất dưới mũi cọc, $c_{II} = 2.6 \text{ (kN / m}^2\text{)}$

$$\rightarrow R^{tc} = \frac{1.1 \times 1}{1} \times (0.77 \times 7.89 \times 10.6 + 4.08 \times 30.6 \times 12.23 + 6.64 \times 2.6) = 1769.4 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$\begin{cases} P_{tc}^{tc} = 581.2 (\text{kN} / \text{m}^2) < R^{tc} = 1769.4 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ P_{max}^{tc} = 758.5 (\text{kN} / \text{m}^2) < 1.2 R^{tc} = 1.2 \times 1769.4 = 2123.3 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ P_{min}^{tc} = 418.2 (\text{kN} / \text{m}^2) > 0 \end{cases}$$

Kết luận: thỏa mãn điều kiện áp lực lên đất nền tại mặt phẳng mũi cọc

e. Kiểm tra độ lún của móng khối quy ước:

Tính lún cho móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ.

Áp lực gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl} = P_{tb}^{tc} - \sigma'_v = 581.2 - 415.72 = 165.48 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Trong đó:

$P_{tb}^{tc} = 557.5 (\text{kN} / \text{m}^2)$ là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy khối móng

quy ước, lấy tương ứng với cặp nội lực tiêu chuẩn $N_{max}^{tc}, M_{0x}^{tc}, M_{0y}^{tc}, Q_{0x}^{tc}, Q_{0y}^{tc}$

σ'_v là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân của các lớp đất

gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sigma'_v = \sum \gamma_i h_i = 415.72 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Chia đất nền dưới mũi cọc thành các lớp phân tổ đồng nhất có chiều dày h_i

$$h_i \leq (0.4 \div 0.6) B_{qu} = (3.16 \div 4.73) \text{ m}$$

Để tăng độ chính xác, chia lớp đất thành mỗi lớp phân tổ dày 1 (m) để tính lún.

Xác định ứng suất trung bình của từng phân tổ:

- Do trọng lượng bản thân đất nền: $P_{li} = \gamma_i h_i$

- Do trọng lượng bản thân đất nền và ứng suất gây lún gây ra: $P_{2i} = P_{li} + \sigma_{gl}$

Với σ_{zi} là ứng suất do P_{gl} gây ra tại chính giữa lớp đất thứ i: $\sigma_{gl} = k_0 P_{gl}$

k_0 phụ thuộc vào tỉ số $\left(\frac{L_{qu}}{B_{qu}}; \frac{z}{B_{qu}} \right)$, tra theo “Bảng hệ số k_0 để tính ứng suất σ_z dưới

trục tâm tải phân bố đều trên diện chữ nhật” trong sách “Nền Móng” - Châu Ngọc Ân.

Xác định độ lún ổp định:

$$S = \sum_i S = \sum_i \frac{e_{li} - e_{2i}}{1 + e_{li}} h_i$$

Trong đó:

h_i : chiều dày của lớp đất thứ i.

e_{li} : hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i trước khi có công trình, được xác định từ đường cong nén lún ($e - \sigma$) ứng với σ_{li} của lớp đất có phân tổ thứ i.

e_{2i} : hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i sau khi có công trình, được xác định từ

đường cong nén lún ($e - \sigma$) ứng với σ_z của lớp đất có phân tổ thứ i.

Bảng 9.14 Liên hệ giữa áp lực P và hệ số rỗng e

Áp lực (kPa)	50	100	200	400
Hệ số rỗng	0.559	0.541	0.522	0.508

Chiều dày vùng nén lún tính từ mũi cọc đến vị trí $\sigma_z^H \geq 5\sigma_z^G$ (điều kiện dừng tính lún trong phạm vi đất nền)

Bảng 9.15 Bảng tính lún

Lớp	Lớp p/tổ	Chiều dày m	Z/b	K ₀	σ'_v kN/m ²	P _{li} kN/m ²	σ_{gl} kN/m ²	σ_{gl}^{lb} kN/m ²	P _{2i} kN/m ²	e ₁	e ₂	S m
5	1	1	0	1	415.72	420.97	138.73	137.6202	558.5902	0.507	0.497	0.006636
			0.127	0.984	426.22		136.51					
	2	0.5	0.127	0.984	426.22	429.07	136.51	135.0537	564.1237	0.506	0.496	0.00332
			0.19	0.963	431.92		133.6					
6	1	1	0.19	0.963	431.92	437.62	133.6	127.5622	565.1822	0.505	0.496	0.00598
			0.317	0.876	443.32		121.53					
	2	1	0.317	0.876	443.32	449.02	121.53	113.4811	562.5011	0.504	0.496	0.005319
			0.44	0.76	454.72		105.43					
	3	1	0.44	0.76	454.72	460.42	105.43	96.76418	557.1842	0.504	0.497	0.004654
			0.57	0.635	466.12		88.094					
	4	1	0.57	0.635	466.12	471.82	88.094	80.25531	552.0753	0.503	0.497	0.003992
			0.7	0.522	477.52		72.417					

Theo **PLE – TCVN 10304:2014**, độ lún giới hạn nhà cao tầng kết cấu khung bê tông cốt thép là: $S_{gh} = 10\text{cm} > S = 0.03\text{m} = 3\text{ cm}$

Kết luận: Thỏa điều kiện về độ lún giới hạn.

f. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng:

Điều kiện kiểm tra: $P_{xt} \leq P_{cx}$

Trong đó:

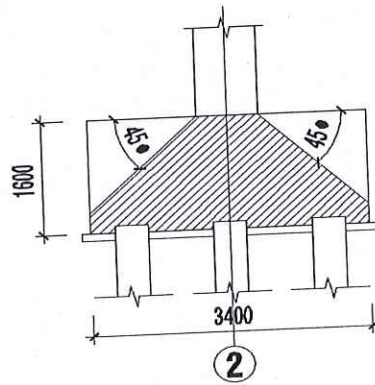
P_{xt} là lực gây xuyên thủng

P_{cx} là lực chống xuyên thủng

Xuyên thủng tự do với góc $\alpha=45^\circ$

Trường hợp đầu cọc nằm ngoài tháp xuyên thủng có thể xảy ra xuyên thủng, cần kiểm tra xuyên thủng

Trường hợp đầu cọc nằm trong tháp xuyên thủng sẽ không xảy ra xuyên thủng, vì vậy không cần kiểm tra xuyên thủng.



Hình 9.7 Tháp xuyên thủng với góc 45°

Xuyên thủng hạn chế:

Theo mục 6.2.5.4 – TCVN 5574:2012, điều kiện kiểm tra:

$$P_{xt} \leq P_{cx} = \alpha_i \gamma_b R_{bt} U_m h_o \tan \alpha$$

Trong đó:

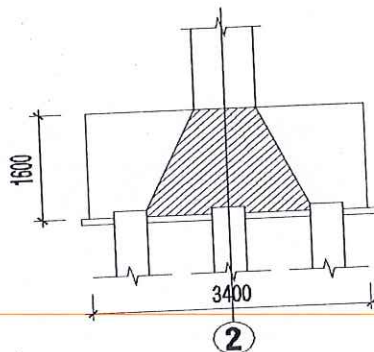
Lực gây xuyên thủng:

Bảng 9.16 Phản lực đầu cọc của móng trực 2-C

Bảng 9.16 Phân lực dầm cọc của móng 1.

cọc	x_i	y_i	$\sum x^2_i$	$\sum y^2_i$	P_i
	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(T)
1	-1.2	-1.2	8.64	8.64	114.97
2	0	-1.2			117.87
3	1.2	-1.2			120.77
4	-1.2	0			123.1
5	0	0			126
6	1.2	0			128.89
7	-1.2	1.2			131.22
8	0	1.2			134.12
9	1.2	1.2			137.02
					1134

$$\rightarrow P_{xt} = \sum P_{xt} = 1134(T)$$



Hình 9.8 Sơ đồ hình thành tháp xuyên thủng

Lực chống xuyên thủng: $P_{cx} = \alpha_i \gamma_b R_{bt} U_m h_o \tan \alpha$

Trong đó:

α_i là hệ số với bê tông nặng lấy bằng 1;

$\gamma_b = 0.9$ là hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc;

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ: $a = 0.1m$;

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép $a_0 = 0.15m \Rightarrow h_0 = 1.6 - 0.15 = 1.45m$

$\tan \alpha = \frac{h_0}{c}$, với c là khoảng cách từ mép cột đến mép cọc;

$$\rightarrow \tan \alpha_1 = \frac{1.45}{0.625} = 2.32$$

Khả năng chịu lực xuyên thủng được lấy không lớn hơn giá trị ứng với tháp nén thủng có

$$c = 0.4h_0 \rightarrow \tan \alpha = \frac{1.45}{0.4 \times 1.45} = 2.5 \Rightarrow \tan \alpha = 2.32$$

Cường độ chịu kéo của bê tông B30, $R_{bt} = 1.2 \text{ MPa}$

Giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới:

$$U_{1m} = 2(h_c + b_c + c_1 + c_2) = 2 \times (0.75 + 0.75 + 0.625 + 0.625) = 5.5(m)$$

$$\rightarrow P_{cx} = 1 \times 0.9 \times 120 \times 5.5 \times 1.45 \times 2.32 = 1998.2(T)$$

Vậy $P_{xt} = 1134(T) \leq P_{cx1} = 1998.2(T)$; đài cọc không bị cột xuyên thủng.

g. Kiểm tra khả năng chống cắt cho đài:

Theo mục 6.2.3.4 - TCVN 5574:2012, đối với cấu kiện bê tông cốt thép không có cốt thép đai chịu lực cắt, để đảm bảo độ bền trên vết nứt xiên cần tính toán đối với vết nứt xiên nguy hiểm nhất theo điều kiện:

$$Q_{\max} \leq Q_{b0} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \gamma_b R_{bt} b h_0}{c}$$

Trong đó:

$Q_{\max} = \sum P_i$: tổng phản lực của các cọc nằm ngoài phạm vi của phần đài chịu lực lớn

hơn

$$\rightarrow Q_{\max} = 103.45 + 109.5 + 115.53 = 328.5(T)$$

Q_{b0} : khả năng chịu cắt của bê tông

Với:

$\varphi_{b4} = 1.5$ đối với bê tông nặng

$\varphi_n = 0$: hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc

$\gamma_b = 0.9$: hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc

$R_{bt} = 120 (T / m^2)$: cường độ chịu kéo tính toán của bê tông đài cọc

$b = l_d = 3.4 (m)$: bề rộng đài cọc

$h_0 = 1.45 \text{ (m)}$: chiều cao làm việc của đài cọc

c : chiều dài (hình) chiếu của tiết diện nghiêng, lấy $c = c_1 + c_2 = 1.25 \text{ (m)}$
 $\rightarrow Q_{b0} = \frac{1.25}{1.25} = 926.45(T) = 9264.5(kN)$

Điều kiện giới hạn của Q_{b0} :

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)\gamma_b R_{bt} b h_0 \leq Q_{b0} \leq Q_{b\max} = 2.5\gamma_b R_{bt} b h_0$$

Với $\varphi_{b3} = 0.6$ đối với bê tông nặng

$$Q_{b\min} = 0.6 \times (1 + 0) \times 0.9 \times 120 \times 3.4 \times 1.45 = 319.46(T) = 3194.6(kN)$$

$$Q_{b\max} = 2.5\gamma_b R_{bt} b h_0 = 2.5 \times 0.9 \times 120 \times 3.4 \times 1.45 = 1331.1(T) = 13311(kN)$$

Do $\begin{cases} Q_{b\min} = 3194.6kN < Q_{b0} = 9264.5kN \\ Q_{b\max} = 13311kN > Q_{b0} = 9264.5kN \end{cases}$ nên lấy $Q_{b0} = 9264.5kN$

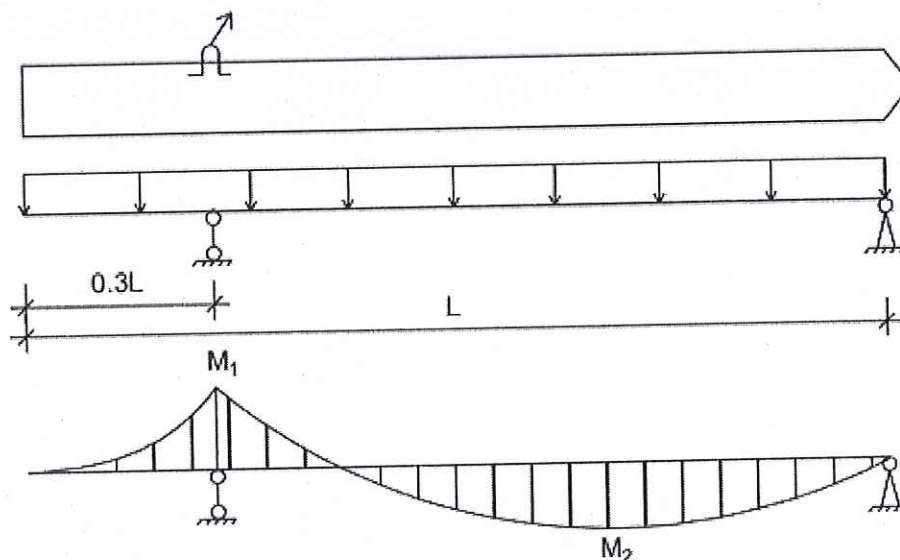
$$\text{Vậy } Q_{\max} = 3285kN < Q_{b0} = 9264.5kN$$

Kết luận: bê tông đài cọc đảm bảo khả năng chịu cắt.

9.4.5. Kiểm tra độ bền của cọc khi vận chuyển và lắp dựng

Khi bố trí móc cầu sao cho moment căng thớ trên và thớ dưới gần bằng nhau.

Sơ đồ 1: Khi dựng cọc.

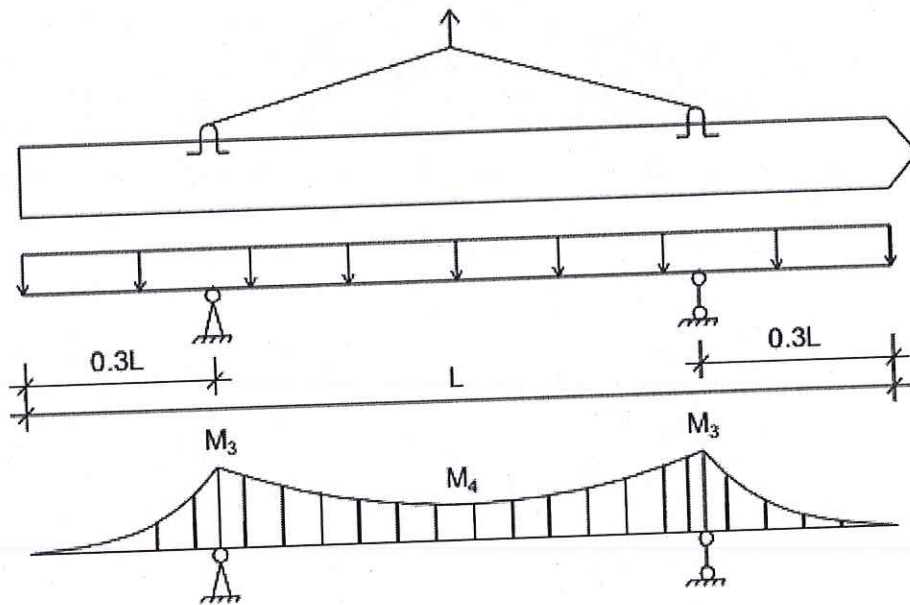


Hình 9.9 Sơ đồ dựng cọc

$$M_1 = 0.045qL^2$$

$$M_2 = 0.041qL^2$$

Sơ đồ 2: Khi cầu cọc.



Hình 9.10 Sơ đồ cầu cọc

Moment lớn nhất: $M_3 = 0.045qL^2$

Trong trường hợp cọc chỉ bố trí 2 móc cầu thì thường dùng móc cầu trong sơ đồ cầu cọc để dựng cọc, khi đó moment lớn nhất trong cọc là $M = 0.045qL^2$.

Trong đó:

q là trọng lượng thân cọc có kể đến hệ số động khi dựng và cầu cọc.

$$q = k_d \gamma D^2 = 1.5 \times 2.5 \times 0.4^2 = 0.6 (T/m)$$

$k_d = 1.5 \div 2$: hệ số động. Theo điều 4.2.4 TCVN 5574-2012 quy định. Khi tính cầu kiện lắp ghép có kể đến nội lực bổ xung sinh ra trong quá trình vận chuyển và cầu lắp, tải trọng do bản thân cầu kiện cần nhân với hệ số động, lấy bằng $k_d = 1.5$.

Trường hợp nội lực nguy hiểm nhất gây ra khi dựng cọc là:

$$M = 0.045qL^2 = 0.045 \times 0.6 \times 10^2 = 2.7 (T.m)$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{2.7}{0.85 \times 1700 \times 0.4 \times 0.35^2} = 0.038$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038} = 0.039$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.039 \times 0.85 \times 17 \times 400 \times 350}{365} = 216.16 (mm^2)$$

Vậy thép đã chọn trong cọc với $8\phi 25$ thỏa điều kiện.

Lực do một nhánh treo khi chịu cầu lắp: $P = qL = 6 \times 10 = 60 (kN)$

Diện tích móc cầu:

$$A_s = \frac{P \times n}{R_s} = \frac{60 \times 1.3 \times 10^3}{365} = 213.7 (mm^2)$$

Vậy chọn móc cầu $\phi 20$ ($A_s = 314.16 (mm^2)$).

9.4.6. Tính toán cốt thép đài móng:

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc.

Giả thiết đài tuyệt đối cứng, xem đài làm việc như bản consol có một đầu ngàm vào mép cột và một đầu tự do.

Tính toán với tổ hợp nội lực tính toán: $N''_{\max}, M''_{0x}, M''_{0y}, Q''_{0x}, Q''_{0y}$

Moment tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với các giá trị:

$$M = \sum x_i P_i$$

Trong đó:

x_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm

P_i : phản lực đầu cọc thứ i

Tính toán cốt thép đài theo công thức:

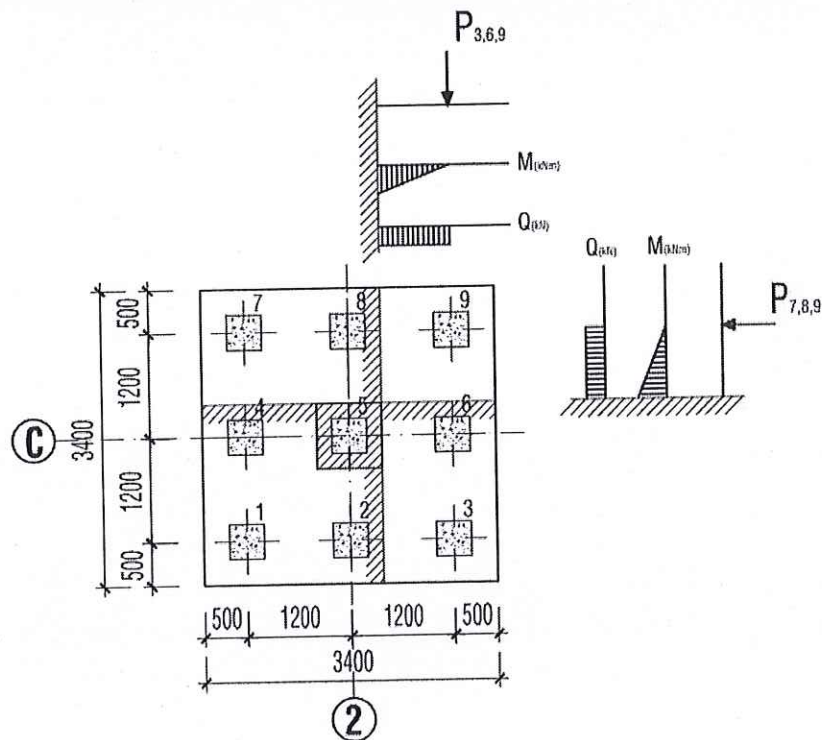
$$A_s = \frac{M}{R_s}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} < \xi_R = 0.541, \alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}$$

$\gamma_b = 0.9$: hệ số điều kiện làm việc của bê tông đài cọc

$R_b = 17 \text{ (MPa)}$: cường độ chịu nén tính toán của bê tông B30

$R_s = 365 \text{ (MPa)}$: cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép CIII



Hình 9.11 Sơ đồ tính toán thép đài móng

Tính toán cốt thép đài móng theo phương X:

Moment tại ngàm tương ứng với:

$$M_x = (P_3 + P_6 + P_9) \times x = (120.77 + 128.89 + 137.02) \times 0.825 = 319 \text{ (T.m)}$$

$$h_0 = 1600 - 150 = 1450 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{M_x}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{319 \times 10^7}{0.9 \times 17 \times 3400 \times 1450^2} = 0.0292$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0292} = 0.0296$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.0296 \times 0.9 \times 17 \times 3400 \times 1450}{365} = 6116 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn bố trí 20φ20: $A_{sc} = 20 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 6283 \text{ (mm}^2\text{)}$ khoảng cách $s = 150 \text{ (mm)}$

Tính toán cốt thép đài móng theo phương Y:

Moment tại ngàm tương ứng với:

$$M_y = (P_7 + P_8 + P_9) \times y = (131.22 + 134.12 + 137.02) \times 0.825 = 273 \text{ (T.m)}$$

$$h_0 = 1600 - 150 = 1450 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{M_y}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{273 \times 10^7}{0.9 \times 17 \times 3400 \times 1450^2} = 0.0249$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0249} = 0.0252$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.0252 \times 0.9 \times 17 \times 3400 \times 1450}{365} = 5207 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn bố trí 20φ20: $A_{sc} = 20 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 6283 \text{ (mm}^2\text{)}$ khoảng cách $s = 150 \text{ (mm)}$

9.6. LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN MÓNG

Để lựa chọn về loại cọc hợp lý thì cần phải phân tích luận chứng về kinh tế kỹ thuật toàn diện đối với phương án thiết kế. Nếu chỉ nhìn về khả năng chịu lực của cọc hoặc giá thành của một cây cọc mà bỏ qua lợi ích kinh tế tổng hợp của cả công trình, hoặc chỉ xét đến tốc độ thi công mà bỏ qua ảnh hưởng môi trường và hiệu ích xã hội thì cũng đều không thể chọn ra được loại cọc thực sự hợp lý. Hơn nữa việc so sánh 2 phương án phải đưa về cùng một "hệ số rủi ro" mới có thể so sánh được. Chẳng hạn phương án có lợi ích kinh tế lớn nhưng "hệ số rủi ro" là cao thì cần phải xem xét. Do đó việc lựa chọn phương án móng còn phụ thuộc vào chỉ tiêu mà chủ đầu tư cần thiết và đặt nặng ở nó.

Do thời gian đồ án có hạn nên sinh viên không thể thiết kế hết tất cả các móng ở khung trục còn lại, do đó sinh viên chỉ tiến hành so sánh 2 phương án móng cụ thể cho các móng trong khung trục 2.

Giả thiết bỏ qua sự ảnh hưởng của thời tiết và thời gian thi công, sinh viên lựa chọn các chỉ tiêu sau đây để so sánh lựa chọn phương án móng:

Chi phí vật liệu làm móng

Điều kiện thi công

9.6.1. Chi phí vật liệu làm móng

a. Khối lượng bê tông

Phương án cọc ép

Khối lượng bê tông đài cọc tính cho 1 đài:

$$V_d = 1.6 \times 3.6 \times 3.6 = 20.74 \text{ (m}^3\text{)}$$

Khối lượng bê tông cọc tính cho 1 đài:

$$V_c = 0.4 \times 0.4 \times 9 \times 25.6 = 36.86 \text{ m}^3$$

Phương án cọc khoan nhồi

Khối lượng bê tông đài cọc:

$$V_d = 1.6 \times 3.8 \times 3.8 = 23.1 \text{ (m}^3\text{)}$$

Khối lượng bê tông cọc:

$$V_c = \frac{\pi \times 0.8^2}{4} \times 36.6 \times 5 = 92.05 \text{ (m}^3\text{)}$$

Bảng so sánh khối lượng bê tông của 2 phương án móng:

Thành phần	Phương án cọc ép	Phương án cọc khoan nhồi	Chênh lệch (%)
Khối lượng bê tông đài cọc (m ³)	20.74	23.1	10.22
Khối lượng bê tông cọc (m ³)	36.86	92.05	60

Nhận xét:

Khối lượng bê tông cọc khoan nhồi sử dụng lớn hơn so với phương án cọc ép.

b. Điều kiện thi công

Cọc ép

1. Ưu điểm

- Êm, không gây ra tiếng ồn
- Không gây ra chấn động cho các công trình khác
- Khả năng kiểm tra chất lượng tốt hơn: từng đoạn cọc được ép thử dưới lực ép và ta xác định được sức chịu tải của cọc qua lực ép cuối cùng.

2. Nhược điểm

- Không thi công được cọc có sức chịu tải lớn hoặc lớp đất xấu cọc phải xuyên qua quá dày

Chuẩn bị mặt bằng thi công:

- Chuẩn bị mặt bằng, dọn dẹp và san bằng các chướng ngại vật.
- Vận chuyển cọc bê tông đến công trình. Phải tập kết cọc trước ngày ép từ 1 đến 2 ngày (cọc được mua từ các nhà máy sản xuất cọc)
- Khu xếp cọc phải đặt ngoài khu vực ép cọc, đường đi vận chuyển cọc phải bằng

phẳng, không gồ ghề lồi lõm

- Cọc phải vạch sẵn trục để thuận tiện cho việc sử dụng máy kinh vĩ cân chỉnh
- Cần loại bỏ những cọc không đủ chất lượng, không đảm bảo yêu cầu kỹ thuật
- Trước khi đem cọc đi ép đại trà, phải ép thí nghiệm 1 – 2% số lượng cọc
- Phải có đầy đủ các báo cáo khảo sát địa chất công trình, kết quả xuyên tĩnh

Cọc khoan nhồi

1. Ưu điểm

Cọc khoan nhồi có Q_{vl} gần bằng với Q_{dn} nên có thể tận dụng hết khả năng chịu lực của bê tông.

Cọc khoan nhồi không giới hạn về chiều dài và đường kính cọc (chú ý đảm bảo độ mảnh của cọc $\lambda = l_0/r \leq 100$) nên có thể đưa mũi cọc đến lớp nền cứng nằm sâu bên dưới.

Cọc khoan nhồi có thể giảm chấn động đến công trình xung quanh (cọc ép và cọc đóng lên chặt đất xung quanh thành cọc và có khả năng làm trôi đất nền của công trình kề cận).

Đường kính cọc lớn làm tăng độ cứng ngang cho công trình, giúp giữ ổn định cho các công trình có chiều cao lớn.

2. Nhược điểm

Do thi công cọc trong lòng đất và đổ bê tông trong dung dịch sét (bentonite) nên chất lượng của cọc khoan nhồi khó kiểm soát.

Biện pháp kiểm tra chất lượng cọc thường phức tạp và tốn kém.

Ma sát bên thân cọc bị giảm đi đáng kể so với cọc ép do công nghệ khoan tạo lỗ

Khi thi công, công trình kém sạch sẽ, khô ráo.

Nhận xét

Đối với điều kiện địa chất của công trình thì phương án cọc khoan nhồi là khả thi.

Vì vậy trong đồ án sinh viên chọn phương án cọc khoan nhồi là phương án móng chính cho công trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

I. TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ

1. TCVN 2737:1995, *Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế*, NXB Xây dựng
2. TCVN 198:1997, *Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép toàn khối*, NXB Xây dựng
3. TCVN 205:1998, *Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế*, NXB Xây dựng
4. TCXD 229:1999, *Chỉ dẫn tính toán thành phần động của tải trọng gió*, NXB Xây dựng
5. TCVN 5574:2012, *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế*, NXB Xây dựng
6. TCVN 5575:2012, *Kết cấu thép – Tiêu chuẩn thiết kế*, NXB Xây dựng
7. TCVN 9362:2012, *Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình*, NXB Xây dựng
8. TCVN 9393:2012, *Cọc - Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*, NXB Xây dựng
9. TCVN 9395:2012, *Cọc khoan nhồi - Thi công và nghiệm thu*, NXB Xây dựng
10. TCXD 9396:2012, *Cọc khoan nhồi - Xác định tính đồng nhất của bê tông – Phương pháp xung siêu âm*, NXB Xây dựng
11. TCVN 10304:2014, *Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*, NXB Xây dựng
12. QCVN 02:2009/BXD, *Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia*, NXB Bộ Xây Dựng
13. QCVN 03:2012/BXD, *Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về nguyên tắc phân loại công trình dân dụng, công nghiệp và hạ tầng kỹ thuật đô thị*, NXB Bộ Xây Dựng.
14. Thông tư 10/2013/TT-BXD, *Quy định chi tiết một số nội dung về quản lý chất lượng công trình*

II. SÁCH THAM KHẢO

1. Nguyễn Đình Công, *Tính toán thực hành cấu kiện bê tông cốt thép*, NXB Xây Dựng
2. Nguyễn Đình Công, *Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép*, NXB Xây Dựng
3. Vũ Mạnh Hùng, *Sổ tay thực hành kết cấu công trình*, NXB Xây Dựng
4. Châu Ngọc Ân, *Nền và móng*, NXB Đại học quốc gia TP.HCM
5. Võ Phán, Hoàng Thế Thao, *Phân tích và tính toán móng cọc*, NXB Đại học quốc gia TP.HCM
6. Tô Văn Lân, *Nền và móng*, NXB Xây dựng
7. Vũ Công Ngữ, *Móng cọc - Phân tích và thiết kế*, NXB Khoa học và Kỹ thuật
8. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Thái, *Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng*, NXB Khoa học và kỹ thuật
9. Nguyễn Bá Kế, *Thiết kế và thi công hố móng sâu*, NXB Xây Dựng
10. Võ Phán, *Các phương pháp khảo sát hiện trường và thí nghiệm đất trong phòng*, NXB Đại học quốc gia TP.HCM