

KHOA KIẾN TRÚC- XÂY DỰNG

CÔNG TRÌNH CHUNG CƯ

LÊ DUẤN

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

KIẾN TRÚC XÂY DỰNG

MỤC LỤC

CHƯƠNG 1 KHÁI QUÁT VỀ CÔNG TRÌNH	11
1.1 MỤC ĐÍCH XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH	11
1.2 VỊ TRÍ VÀ ĐẶC ĐIỂM CỦA CÔNG TRÌNH.....	11
1.2.1 Vị trí công trình.....	11
1.2.2 Điều kiện tự nhiên.....	12
1.2.2.1 Mùa nắng: Từ tháng 12 đến tháng 4 có.....	12
1.2.2.2 Mùa mưa: Từ tháng 5 đến tháng 11 có:	12
1.2.2.3 Hướng gió:	13
CHƯƠNG 2 GIẢI PHÁP CÔNG TRÌNH.....	14
2.1 CƠ SỞ THỰC HIỆN	14
2.1.1 Tiêu chuẩn kiến trúc	14
2.1.2 Tiêu chuẩn kết cấu	14
2.1.3 Tiêu chuẩn điện, chiếu sáng, chống sét.....	15
2.1.4 Tiêu chuẩn về cấp thoát nước.....	16
2.1.5 Tiêu chuẩn về phòng cháy chữa cháy.....	16
2.2 GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC.....	16
2.2.1 Quy mô công trình	16
2.2.2 Chức năng của các tầng.....	16
2.2.3 Giải pháp đi lại.....	17
2.2.4 Giải pháp thông thoáng.....	17
2.3 GIẢI PHÁP KẾT CẤU	17
2.4 GIẢI PHÁP KỸ THUẬT	17
2.4.1 Hệ thống điện.....	17
2.4.2 Hệ thống nước	17
2.4.2.1 Cấp nước	17
2.4.2.2 Thoát nước	17
2.4.3 Hệ thống cháy nổ	18

2.4.3.1	Hệ thống báo cháy	18
2.4.3.2	Hệ thống chữa cháy	18
2.4.4	<i>Thu gom và xử lý rác</i>	18
2.5	GIẢI PHÁP HOÀN THIỆN	18
CHƯƠNG 3 TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.....		19
3.1	LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.....	19
3.1.1	<i>Phân tích các hệ kết cấu chịu lực của công trình</i>	19
3.1.1.1	Hệ khung.....	19
3.1.1.2	Hệ khung vách.....	19
3.1.1.3	Hệ khung lõi	19
3.1.1.4	Hệ lõi hộp.....	20
3.1.2	<i>Lựa chọn giải pháp kết cấu và hệ chịu lực cho công trình</i>	20
3.1.2.1	Bố trí mặt bằng kết cấu	20
3.1.2.2	Bố trí kết cấu theo phương thẳng đứng	20
3.1.3	<i>Phân tích và lựa chọn hệ sàn chịu lực cho công trình</i>	20
3.1.3.1	Hệ sàn sườn	20
3.1.3.2	Hệ sàn ô cờ	21
3.1.3.3	Hệ sàn không dầm	21
3.1.3.4	Hệ sàn sườn ứng lực trước	22
3.1.3.5	Sàn Composite	23
3.1.3.6	Tấm panel lắp ghép.....	23
3.2	LỰA CHỌN VẬT LIỆU.....	24
3.2.1	<i>Yêu cầu về vật liệu cho công trình</i>	24
3.2.2	<i>Chọn vật liệu sử dụng cho công trình</i>	25
3.2.2.1	Bê tông(TCXDVN 356:2005).....	25
3.2.2.2	Cốt thép(TCXDVN 356:2005).....	25
3.2.2.3	Vật liệu khác:.....	26
3.3	KHÁI QUÁT QUÁ TRÌNH TÍNH TOÁN HỆ KẾT CẤU	26

3.3.1	Mô hình tính toán.....	26
3.3.2	Tải trọng tác dụng lên công trình	26
3.3.2.1	Tải trọng đứng.....	26
3.3.2.2	Tải trọng ngang.....	26
3.3.3	Phương pháp tính toán xác định nội lực.....	27
3.3.3.1	Mô hình liên tục thuần túy.....	27
3.3.3.2	Mô hình rời rạc - liên tục (Phương pháp siêu khối)	27
3.3.3.3	Mô hình rời rạc (Phương pháp phần tử hữu hạn)	27
3.3.4	Lựa chọn công cụ tính toán	27
3.3.4.1	Phần mềm ETABS v9.7.4.....	27
3.3.4.2	Phần mềm Microsoft Office 2013	28
CHƯƠNG 4 SƠ BỘ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN VÀ TẢI TRỌNG CHO KẾT		
CẤU CÔNG TRÌNH..... 29		
4.1	SƠ BỘ KÍCH THƯỚC SÀN	29
4.2	XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG.....	30
4.2.1	Tĩnh tải.....	30
4.2.1.1	Tải trọng các lớp cấu tạo	30
4.2.1.2	Tải trọng do kết cấu bao che gây ra.....	31
4.2.2	Hoạt tải.....	32
4.3	SƠ BỘ KÍCH THƯỚC DẦM.....	33
BẢNG 4.10 TẢI TRỌNG TƯỜNG PHÂN BỐ ĐỀU TRÊN DẦM..... 34		
4.4	SƠ BỘ CHỌN KÍCH THƯỚC CỘT.....	34
4.4.1	Cột giữa.....	36
4.4.2	Cột biên.....	37
4.4.3	Cột góc.....	38
4.5	TẢI TRỌNG GIÓ.....	39
4.6	ÁP LỰC ĐẤT TÁC DỤNG VÀO TẦNG HẦM.....	41

CHƯƠNG 5 THIẾT KẾ SÀN ĐIỆN HÌNH	43
5.1 CHỌN SƠ BỘ CHIỀU DÀY CÁC Ô SÀN	43
5.1.1 Chiều dày bản sàn được chọn sơ bộ theo công thức sau:.....	43
5.2 XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG.....	46
5.2.1 TĨNH TẢI.....	46
5.2.1.1 Tải trọng các lớp cấu tạo	46
5.2.1.2 Tải trọng do kết cấu bao che gây ra.....	47
5.2.2 HOẠT TẢI.....	48
5.3 TÍNH TOÁN CỐT THÉP	50
5.3.1 Ô bản kê bốn cạnh.....	50
5.3.2 Ô bản dầm.....	54
5.4 KIỂM TRA Ô SÀN	57
5.4.1 Kiểm tra độ võng của sàn 2 phương nằm 4 cạnh.	57
CHƯƠNG 6 THIẾT KẾ CẦU THANG ĐIỆN HÌNH.....	59
6.1 TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ TẦNG 2 TỚI TẦNG 10	59
6.1.1 cấu tạo của cầu thang.....	59
6.1.2 xác định các kích thước cơ bản.....	59
6.2 XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG.....	61
6.2.1 Chiều nghỉ.....	61
6.2.2 Bản thang.....	62
6.2.3 Tổng tải trọng.....	63
6.3 TÍNH TOÁN NỘI LỰC BẢN THANG VÀ CHIỀU NGHỈ.....	64
6.3.1 Sơ đồ tính toán.....	64
6.3.2 Xác định nội lực	65
6.3.3 Phương pháp cơ kết cấu.....	65
6.3.4 Phương pháp giải sap2000.....	67
6.4 TÍNH TOÁN CỐT THÉP VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP	69
6.4.1 Tính toán cốt thép	69

6.4.2	Tính momen nhịp được lấy như sau:	69
6.4.3	Tính momen gối được lấy như sau:	70
6.4.4	Bố trí cốt thép	70
6.5	TÍNH TOÁN DẦM CHIẾU NGHỈ	72
6.5.1	Tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ.	72
6.5.1.1	Sơ đồ tính toán	72
6.5.1.2	Xác định nội lực	73
6.5.1.3	Tính toán cốt thép	73
6.5.2	Kiểm tra khả năng chịu cắt:	74
CHƯƠNG 7 TÍNH TOÁN KHUNG TRỤC 2.....		75
7.1	MỞ ĐẦU	75
7.2	MÔ HÌNH ETAB.....	77
7.3	CÁC TRƯỜNG HỢP CHẤT TẢI CHO KHUNG KHÔNG GIAN	78
7.3.1	TẢI TRỌNG	78
7.3.2	Tĩnh tải.....	78
7.3.2.1	Tải trọng các lớp cấu tạo.....	78
7.3.2.2	Tải trọng do kết cấu bao che gây ra.....	79
7.3.3	Hoạt tải.....	80
7.4	ÁP LỰC ĐẤT TÁC DỤNG VÀO TẦNG HẦM.	82
7.4.1	Tổ hợp tải trọng.....	84
	Bảng 7.9 tổ hợp tải trọng.....	84
7.5	THIẾT KẾ THÉP DẦM.....	86
7.5.1	Tính thép dọc cho dầm bằng etab 9.7.4	86
7.5.2	Cốt thép dọc trong dầm tính theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012, kết quả như bảng tính sau:.....	93
	Bảng 7.13 tính toàn cốt thép dầm cho khung trục 2.....	93
7.5.3	Tính toán cốt thép ngang.....	97
7.5.3.1	Kiểm tra điều kiện hạn chế	97

7.5.3.2	Cầu tạo cốt đai.....	97
7.5.3.3	Tính toán cốt đai	97
7.5.4	Kiểm tra điều kiện bố trí cốt thép	99
7.5.5	Thép đai gia cường vị trí 2 dầm giao nhau	100
7.6	TÍNH TOÁN CỘT VÀ BỐ TRÍ CỘT THÉP	101
7.6.1	Lý thuyết tính toán	101
7.6.1.1	Tổ hợp nội lực tính toán.....	101
7.6.1.2	Trình tự tính toán	101
7.6.2	Tính toán và bố trí cốt thép.....	105
7.6.2.1	Tính thép ngang	110
7.6.3	Lý thuyết kiểm tra.....	112
7.7	KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CỦA CÔNG TRÌNH.....	113
CHƯƠNG 8 ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH.....		114
8.1	ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH	114
8.2	CÔNG TÁC HIỆN TRƯỜNG:	114
8.2.1	Công tác khoan:.....	114
8.2.2	Công tác lấy mẫu:.....	115
8.2.3	Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT): Bộ dụng cụ khoan gồm:.....	115
8.3	THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG:	116
8.3.1	Những vấn đề kỹ thuật khác.....	116
8.3.2	Điều kiện địa chất công trình.....	117
8.3.3	Chỉ tiêu của các lớp đất như sau:	118
8.4	KIẾN NGHỊ.....	123
8.5	LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG	124
8.5.1	Xác định phương án móng:.....	124
8.5.1.1	Ưu điểm :	124
8.5.1.2	Nhược điểm :	124
CHƯƠNG 9 PHƯƠNG ÁN MÓNG CỌC ÉP.....		125

9.1 CÁC LOẠI TẢI TRỌNG DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN	125
9.1.1 Tải trọng tính toán.....	125
9.1.2 Tải trọng tiêu chuẩn.....	125
9.2 CÁC GIẢ THUYẾT TÍNH TOÁN.....	126
9.3 THIẾT KẾ MÓNG M1 (TẠI CỘT BIÊN KHUNG TRỤC 2).....	127
9.3.1 Cấu tạo đài cọc và cọc	127
9.3.1.1 Đài cọc.....	127
9.3.1.2 Cọc ép bê tông cốt thép	127
9.3.2 Xác định sức chịu tải của cọc	128
9.3.2.1 Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.	128
9.3.2.2 Sức chịu tải của cọc theo cường độ đất nền (phụ lục B – TCXD 205 : 1998).....	128
9.3.2.2.1 Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s	129
9.3.2.2.2 Sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p	130
9.3.3 Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên (SPT) – (phụ lục C –TCVN 205:1998).....	131
9.3.4 Xác định sức chịu tải	131
9.3.5 Xác định số lượng cọc	132
9.3.5.1 Bố trí cọc trong đài	132
9.3.6 Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm.....	133
9.3.7 Kiểm tra lực tác dụng lên cọc.....	133
9.3.7.1 Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp (N_{max} , $M_{xtư}$, $M_{ytư}$, $Q_{xtư}$, $Q_{ytư}$).....	134
9.3.8 Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại.	135
9.3.9 Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước.	135
9.3.9.1 Kích thước khối móng quy ước	135
9.3.9.2 Trọng lượng khối móng quy ước	136
9.3.9.3 Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước	137
9.3.10 kiểm tra độ lún của khối móng quy ước	139

9.3.11 Kiểm tra điều kiện xuyên thủng.....	141
Hình 9.3 tháp xuyên thủng móng M1	141
9.3.12 Kiểm tra trường hợp cầu lắp.....	141
Vây thép đã chọn trong cọc là $3\phi 16$ mỗi phía $A_s = 6.03$ thỏa mãn.....	142
9.3.12.1 Tính cốt thép đặt theo phương x	144
9.3.12.2 Tính cốt thép theo phương y	144
9.4 THIẾT KẾ MÓNG M2 (TẠI CỘT GIỮA KHUNG TRỤC 2).....	145
9.4.1 Cấu tạo cọc và đài cọc	145
9.4.2 Xác định sức chịu tải của cọc ép.....	145
9.4.3 Xác định số lượng cọc	145
9.4.3.1 Bố trí cọc trong đài	145
9.4.4 Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm.....	146
9.4.5 Kiểm tra lực tác dụng lên cọc.....	147
9.4.5.1 Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp ($N_{max}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$).....	147
9.4.6 Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại.....	148
9.4.7 Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước.....	149
9.4.7.1 Kích thước khối móng quy ước	149
9.4.7.2 Trọng lượng khối móng quy ước	150
9.4.7.3 Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước	151
9.4.8 kiểm tra độ lún của khối móng quy ước	153
9.4.8.1 ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước	153
9.4.9 Kiểm tra điều kiện xuyên thủng.....	155
9.4.10 Tính toán cốt thép đài cọc.....	157
9.4.10.1 Tính cốt thép đặt theo phương x	158
9.4.10.2 Tính cốt thép theo phương y	158
CHƯƠNG 10 PHƯƠNG ÁN MÓNG CỌC KHOAN NHỒI.....	159
10.1 CÁC LOẠI TẢI TRỌNG DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN	159

10.1.1 Tải trọng tính toán.....	159
10.1.2 Tải trọng tiêu chuẩn.....	159
10.2 CÁC GIẢ THUYẾT TÍNH TOÁN.....	160
10.3 CẤU TẠO CỌC VÀ CHIỀU CAO ĐÀI.....	161
10.3.1 Cấu tạo cọc.....	161
10.3.2 Chiều cao đài cọc.....	161
10.3.3 Chiều sâu đáy đài.....	162
10.3.4 Xác định sức chịu tải của cọc.....	163
10.3.4.1 Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.....	163
10.3.4.2 Sức chịu tải của cọc theo cường độ đất nền (phụ lục B – TCXD 205 : 1998).....	164
10.3.4.2.1 Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s	164
10.3.4.2.2 Sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p	165
10.3.5 Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên (SPT) – (theo mục 3.4.2 – TCVN 195:1997).....	166
10.3.6 Xác định sức chịu tải.....	167
10.3.7 Xác định số lượng cọc.....	168
10.3.7.1 Bố trí cọc trong đài.....	168
10.3.8 Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm.....	169
10.3.9 Kiểm tra lực tác dụng lên cọc.....	169
10.3.9.1 Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp (N_{max} , M_{xtu} , $M_{yту}$, Q_{xtu} , $Q_{yту}$).....	170
10.3.10 Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại.....	170
10.3.11 Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước.....	171
10.3.11.1 Kích thước khối móng quy ước.....	171
10.3.11.2 Trọng lượng khối móng quy ước.....	172
10.3.11.3 Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước.....	173
10.3.12 kiểm tra độ lún của khối móng quy ước.....	175
10.3.13 Kiểm tra điều kiện xuyên thủng.....	177

10.3.14	Tính toán cốt thép đài cọc	177
10.3.14.1	Tính cốt thép đặt theo phương x	178
10.3.14.2	Tính cốt thép đặt theo phương y	178
10.4	THIẾT KẾ MÓNG M2 (TẠI CỘT GIỮA KHUNG TRỤC 2).....	179
10.4.1	Cấu tạo cọc và đài cọc	179
10.4.2	Xác định sức chịu tải của cọc ép.....	179
10.4.3	Xác định số lượng cọc	179
10.4.3.1	Bố trí cọc trong đài	179
10.4.4	Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm.....	180
10.4.5	Kiểm tra lực tác dụng lên cọc	181
10.4.5.1	Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp (N_{max} , M_{xtur} , M_{ytr} , Q_{xtur} , Q_{ytr}).....	181
10.4.6	Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại.	182
10.4.7	Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước.	183
10.4.7.1	Kích thước khối móng quy ước	183
10.4.7.2	Trọng lượng khối móng quy ước	184
10.4.7.3	Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước	184
10.4.8	kiểm tra độ lún của khối móng quy ước	186
10.4.9	Kiểm tra điều kiện xuyên thủng.....	188
10.4.10	Tính toán cốt thép đài cọc	188
10.4.10.1	Tính cốt thép đặt theo phương x	189
10.4.10.2	Tính cốt thép đặt theo phương y	189

CHƯƠNG 1 KHÁI QUÁT VỀ CÔNG TRÌNH

1.1 MỤC ĐÍCH XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH

Trong quá trình phát triển của đất nước, Thành phố Hồ Chí Minh là một trong những trung tâm văn hóa, kinh tế, chính trị quan trọng. Sự phát triển với tốc độ cao của thành phố đã đặt ra cho các cấp chính quyền nhiều vấn đề bức thiết cần phải giải quyết. Đặc biệt là sự gia tăng dân số và nhu cầu nhà ở của người dân. Với dân số trên 8 triệu người, việc đáp ứng được quỹ nhà ở cho toàn bộ dân cư đô thị không phải là việc đơn giản.

Trước tình hình đó, cần thiết phải có biện pháp khắc phục, một mặt hạn chế sự gia tăng dân số, đặc biệt là gia tăng dân số cơ học, mặt khác phải tổ chức tái cấu trúc và tái bố trí dân cư hợp lý, đi đôi với việc cải tạo xây dựng hệ thống hạ tầng kỹ thuật để đáp ứng được nhu cầu của xã hội.

Vì vậy việc đầu tư nhà ở là một trong những định hướng đúng đắn nhằm đáp ứng được nhu cầu nhà ở của người dân, giải quyết quỹ đất và góp phần thay đổi cảnh quang đô thị cho Thành phố Hồ Chí Minh.

Chính vì những mục tiêu trên, “CHUNG CƯ LÊ DUẬN “ ra đời góp phần giải quyết nhu cầu của xã hội và mang lại lợi nhuận cho công ty.

1.2 VỊ TRÍ VÀ ĐẶC ĐIỂM CỦA CÔNG TRÌNH

1.2.1 Vị trí công trình

Về địa điểm công trình cũng cần đáp ứng các yếu tố sau đây: Gần trung tâm thành phố, nằm trong khu quy hoạch dân cư lớn, có cơ sở hạ tầng đô thị tốt, hệ thống giao thông đô thị thuận lợi, có điều kiện địa chất địa hình thuận lợi, mặt bằng xây dựng công trình rộng rãi đáp ứng quy mô quy hoạch đô thị được duyệt. Như vậy địa điểm xây dựng công trình tại Phường Đông Hưng Thuận, quận 7 là địa điểm chủ đầu đã chọn để xây dựng công trình đã đáp ứng được những yêu cầu đề ra.

1.2.2 Điều kiện tự nhiên

Khí hậu TP Hồ Chí Minh là khí hậu nhiệt đới gió mùa được chia thành 2 mùa:

1.2.2.1 Mùa nắng: Từ tháng 12 đến tháng 4 có

- + Nhiệt độ cao nhất: 400C
- + Nhiệt độ trung bình: 320C
- + Nhiệt độ thấp nhất: 180C
- + Lượng mưa thấp nhất: 0,1 mm
- + Lượng mưa cao nhất: 300 mm
- + Độ ẩm tương đối trung bình: 85, 5%

1.2.2.2 Mùa mưa: Từ tháng 5 đến tháng 11 có:

- + Nhiệt độ cao nhất: 360C
- + Nhiệt độ trung bình: 280C
- + Nhiệt độ thấp nhất: 230C
- + Lượng mưa trung bình: 274, 4 mm
- + Lượng mưa thấp nhất: 31 mm (tháng 11)
- + Lượng mưa cao nhất: 680 mm (tháng 9)
- + Độ ẩm tương đối trung bình: 77,67%
- + Độ ẩm tương đối thấp nhất: 74%
- + Độ ẩm tương đối cao nhất: 84%
- + Lượng bốc hơi trung bình: 28 mm/ngày
- + Lượng bốc hơi thấp nhất: 6,5 mm/ngày

1.2.2.3 Hướng gió:

Có 2 hướng gió chính là gió mùa Tây – Tây Nam và Bắc Đông Bắc. Gió Tây Tây nam với vận tốc trung bình 3, 6 m/s, thổi mạnh nhất vào mùa mưa. Gió Bắc – Đông Bắc với tốc độ trung bình 2, 4 m/s, thổi mạnh vào mùa khô. Ngoài ra còn có gió tín phong theo hướng Nam -Đông Nam thổi vào khoảng tháng 3 đến tháng 5, trung bình 3, 7 m/s

TP. Hồ Chí Minh nằm trong khu vực ít chịu ảnh hưởng của gió bão, chịu ảnh hưởng của gió mùa và áp thấp nhiệt đới.

CHƯƠNG 2 GIẢI PHÁP CÔNG TRÌNH

2.1 CƠ SỞ THỰC HIỆN

Căn cứ Nghị định số 16/2005/NĐ-CP, ngày 07/02/2005 của Chính Phủ về quản lý dự án đầu tư xây dựng.

Căn cứ nghị định số 209/2004/NĐ-CP, ngày 16/12/2004 về quản lý chất lượng công trình xây dựng.

Căn cứ thông tư số 08/2005/TT-BXD, ngày 06/05/2005 của Bộ Xây Dựng về thực hiện Nghị định số 16/2005/NĐ-CP.

Căn cứ văn bản thỏa thuận về kiến trúc qui hoạch của Sở Quy hoạch Kiến trúc Thành phố Hồ Chí Minh.

Các tiêu chuẩn quy phạm hiện hành của Việt Nam:

2.1.1 Tiêu chuẩn kiến trúc

- + Quy chuẩn xây dựng Việt Nam.
- + Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam (TCXDVN 276-2003, TCXDVN 323-2004).
- + Những dữ liệu của kiến trúc sư.

2.1.2 Tiêu chuẩn kết cấu

- + Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế TCVN 2737-1995
- + Kết cấu bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế TCVN 356-2005
- + Kết cấu gạch đá – Tiêu chuẩn thiết kế TCVN 5573-1991
- + Nhà cao tầng. Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép toàn khối – TCXD 198:1997
- + Móng cọc Tiêu chuẩn thiết kế TCXD 205: 1998
- + Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình TCXD 45-78
- + Tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất – TCXDVN 375-2006

2.1.3 Tiêu chuẩn điện, chiếu sáng, chống sét

Việc lắp đặt vật tư, thiết bị sẽ tuân theo những yêu cầu mới nhất về quy chuẩn, hướng dẫn và văn bản có liên quan khác ban hành bởi các cơ quan chức năng, viện nghiên cứu và tổ chức tham chiếu những mục khác nhau, cụ thể như sau:

- + NFPA – Hội chống cháy Quốc gia (National Fire Protection Association).
- + ICCEC – Tiêu chuẩn điện Hội đồng tiêu chuẩn quốc tế (International Code Council Electric Code).
- + NEMA – Hội sản xuất vật tư điện (National Electric Manufacturer Association).
- + IEC – Ban kỹ thuật điện quốc tế (International Electric Technical Commission).
- + IECCE – Tiêu chuẩn IEC về kiểm định an toàn và chứng nhận thiết bị điện.

Luật định và tiêu chuẩn áp dụng:

- + 11 TCN 18-84 “Quy phạm trang bị điện”.
- + 20 TCN 16-86 “Tiêu chuẩn chiếu sáng nhân tạo trong công trình dân dụng”.
- + 20 TCN 25-91 “Đặt đường dẫn điện trong nhà ở và công trình công cộng – Tiêu chuẩn thiết kế”.
- + 20 TCN 27-91 “Đặt thiết bị điện trong nhà ở và công trình công cộng – Tiêu chuẩn thiết kế”.
- + TCVN 4756-89 “Quy phạm nối đất và nối trung tính các thiết bị điện”.
- + 20 TCN 46-84 “Chống sét cho các công trình xây dựng – Tiêu chuẩn thiết kế thi công”.
- + EVN “Yêu cầu của ngành điện lực Việt Nam (Electricity of Vietnam)”.
- + TCXD-150 “Cách âm cho nhà ở”.
- + TCXD-175 “Mức ồn cho phép các công trình công cộng”.

2.1.4 Tiêu chuẩn về cấp thoát nước

- + Quy chuẩn “Hệ thống cấp thoát nước trong nhà và công trình”.
- + Cấp nước bên trong. Tiêu chuẩn thiết kế (TCVN 4513 – 1988).
- + Thoát nước bên trong. Tiêu chuẩn thiết kế (TCVN 4474 – 1987).
- + Cấp nước bên ngoài. Tiêu chuẩn thiết kế (TCXD 33-1955).
- + Thoát nước bên ngoài. Tiêu chuẩn thiết kế (TCXD 51-1984).

2.1.5 Tiêu chuẩn về phòng cháy chữa cháy

- + TCVN 2622-1995 “Phòng cháy và chống cháy cho nhà và công trình – Yêu cầu thiết kế” của Viện tiêu chuẩn hóa xây dựng kết hợp với Cục phòng cháy chữa cháy của Bộ Nội vụ biên soạn và được Bộ Xây dựng ban hành.
- + TCVN 5760-1995 “Hệ thống chữa cháy yêu cầu chung về thiết kế, lắp đặt và sử dụng”.
- + TCVN 5738-1996 “Hệ thống báo cháy tự động – Yêu cầu thiết kế”.

2.2 GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC

2.2.1 Quy mô công trình

Cấp công trình: cấp 2

Công trình bao gồm: 1 tầng hầm, 1 tầng trệt, 9 tầng lầu, 1 tầng mái.

Tổng diện tích xây dựng là $27 \times 40 = 1080 \text{ m}^2$

Chiều cao công trình 38.6 m chưa kể tầng hầm.

2.2.2 Chức năng của các tầng

Tầng hầm cao 3.2 m dùng để giữ xe, phòng thiết bị kỹ thuật thang máy, máy phát điện, phòng xử lý nước cấp và nước thải...

Tầng trệt cao 4.4 m: Diện tích bằng các tầng khác nhưng không xây tường ngăn nhiều, dùng để làm khu vực sảnh đi lại, phòng thiết bị, phòng bảo vệ, phòng tang lễ, nhà trẻ...

Tầng điển hình (từ tầng 2 đến tầng 10) cao 3.3m: dùng làm căn hộ.

Tầng mái: dùng để đặt các thiết bị kỹ thuật, hồ nước cho toàn bộ chung cư.

2.2.3 Giải pháp đi lại

Giao thông đứng được đảm bảo bằng ba buồng thang máy và ba cầu thang bộ

Giao thông ngang: hành lang giữa là lối giao thông chính.

2.2.4 Giải pháp thông thoáng

Tất cả các phòng đều có ánh sáng chiếu vào từ các ô cửa sổ.

Ngoài việc thông thoáng bằng hệ thống cửa ở mỗi phòng, còn sử dụng hệ thống thông gió nhân tạo bằng máy điều hòa, quạt ở các tầng theo gain lạnh về khu sử lý trung tâm.

2.3 GIẢI PHÁP KẾT CẤU

Toàn bộ kết cấu của công trình là khung chịu lực bằng bê tông cốt thép đổ toàn khối, tường bao che bằng gạch dày 200 mm trát vữa dày 15 hoặc 20 mm, các tường ngăn bằng gạch dày 100 mm. Sử dụng 1 phương án móng cọc khoan nhồi. Bố trí hồ nước mái trên vị trí các cột nhằm cung cấp nước sinh hoạt và cứu hỏa.

Phần này sẽ được phân tích kỹ trong phần “TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH”.

2.4 GIẢI PHÁP KỸ THUẬT

2.4.1 Hệ thống điện

Nguồn điện cung cấp chủ yếu lấy từ mạng điện thành phố, có trạm biến thế riêng, nguồn điện dự trữ bằng máy phát đặt ở tầng hầm, bảo đảm cung cấp điện 24/24h.

Hệ thống cáp điện được đi trong hộp gain kỹ thuật, có bảng điều khiển cung cấp cho từng căn hộ.

2.4.2 Hệ thống nước

2.4.2.1 Cấp nước

Nước từ hệ thống cấp nước của thành phố đi vào bể ngầm đặt tại tầng hầm của công trình. Sau đó được bơm lên bể nước mái, quá trình điều khiển bơm được thực hiện hoàn toàn tự động. Nước sẽ theo các đường ống kỹ thuật chạy đến các vị trí lấy nước cần thiết.

Đường ống cấp nước sử dụng ống sắt tráng kẽm

2.4.2.2 Thoát nước

Hệ thống thoát nước được chia làm hai phần riêng biệt:

- + Hệ thống thoát nước mưa: nước mưa từ trên mái công trình, ban công được thu vào các ống thu nước chảy vào các hố ga và đưa ra hệ thống thoát nước của thành phố.
- + Hệ thống thoát nước thải: nước thải sinh hoạt được thu vào các ống thu nước và đưa vào bể xử lý nước thải. Nước sau khi được xử lý sẽ được đưa ra hệ thống thoát nước của thành phố.

Đường ống thoát nước sử dụng ống nhựa PVC

2.4.3 Hệ thống cháy nổ

2.4.3.1 Hệ thống báo cháy

Thiết bị phát hiện báo cháy được bố trí ở mỗi phòng và mỗi tầng, ở nơi công cộng của mỗi tầng. Mạng lưới báo cháy có gắn đồng hồ và đèn báo cháy, khi phát hiện được cháy phòng quản lý nhận được tín hiệu thì kiểm soát và khống chế hỏa hoạn cho công trình.

2.4.3.2 Hệ thống chữa cháy

Thiết kế tuân theo các yêu cầu phòng chống cháy nổ và các tiêu chuẩn liên quan khác (bao gồm các bộ phận ngăn cháy, lối thoát nạn, cấp nước chữa cháy). Tất cả các tầng đều đặt các bình CO₂, đường ống chữa cháy tại các nút giao thông.

2.4.4 Thu gom và xử lý rác

Rác thải ở mỗi tầng sẽ được thu gom và đưa xuống tầng kỹ thuật, tầng hầm bằng ống thu rác. Rác thải được xử lý mỗi ngày.

2.5 GIẢI PHÁP HOÀN THIỆN

Vật liệu hoàn thiện sử dụng các loại vật liệu tốt đảm bảo chống được mưa nắng sử dụng lâu dài. Nền lát gạch Cerami Tường được quét sơn chống thấm.

Các khu phòng vệ sinh, nền lát gạch chống trượt, tường ốp gạch men trắng cao 2m .

Vật liệu trang trí dùng loại cao cấp, sử dụng vật liệu đảm bảo tính kỹ thuật cao, màu sắc trang nhã trong sáng tạo cảm giác thoải mái khi nghỉ ngơi.

Hệ thống cửa dùng cửa kính khuôn nhôm.

CHƯƠNG 3 TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

3.1 LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

3.1.1 Phân tích các hệ kết cấu chịu lực của công trình

Căn cứ vào sơ đồ làm việc thì kết cấu nhà cao tầng có thể phân loại như sau:

- + Các hệ kết cấu cơ bản: Kết cấu khung, kết cấu tường chịu lực, kết cấu lõi cứng và kết cấu hộp (ống).
- + Các hệ kết cấu hỗn hợp: Kết cấu khung-giằng, kết cấu khung-vách, kết cấu ống lõi và kết cấu ống tổ hợp.
- + Các hệ kết cấu đặc biệt: Hệ kết cấu có tầng cứng, hệ kết cấu có dầm truyền, kết cấu có hệ giằng liên tầng và kết cấu có khung ghép.

Phân tích một số hệ kết cấu để chọn hình thức chịu lực cho công trình.

3.1.1.1 Hệ khung

Hệ khung được cấu thành bởi các cấu kiện dạng thanh(cột, dầm) liên kết cứng với nhau tại nút.

Hệ khung có khả năng tạo ra không gian tương đối lớn và linh hoạt với những yêu cầu kiến trúc khác nhau.

Sơ đồ làm việc rõ ràng, tuy nhiên khả năng chịu uốn ngang kém nên hạn chế sử dụng khi chiều cao nhà $h > 40m$.

3.1.1.2 Hệ khung vách

Phù hợp với hầu hết các giải pháp kiến trúc nhà cao tầng.

Thuận tiện cho việc áp dụng linh hoạt các công nghệ xây dựng khác nhau như vừa có thể lắp ghép vừa đổ tại chỗ các kết cấu bê tông cốt thép.

Vách cứng tiếp thu tải trọng ngang được đổ bằng hệ thống ván khuôn trượt, có thể thi công sau hoặc trước.

Hệ khung vách có thể sử dụng hiệu quả với kết cấu cao đến 40 tầng.

3.1.1.3 Hệ khung lõi

Lõi cứng chịu tải trọng ngang của hệ, có thể bố trí trong hoặc ngoài biên.

Hệ sàn gổi trực tiếp lên tường lõi hoặc qua các cột trung gian.

Phần trong lõi thường bố trí thang máy, cầu thang và các hệ thống kỹ thuật nhà cao tầng.

Sử dụng hiệu quả với các công trình có độ cao trung bình hoặc lớn có mặt bằng đơn giản.

3.1.1.4 Hệ lõi hộp

Hệ chịu toàn bộ tải trọng đứng và tải trọng ngang.

Hộp trong nhà cũng giống như lõi cứng, được hợp thành bởi các tường đặc hoặc có cửa.

Hệ lõi hộp chỉ phù hợp với các nhà rất cao.

3.1.2 Lựa chọn giải pháp kết cấu và hệ chịu lực cho công trình

Dựa vào các phân tích như ở trên và đặc tính cụ thể của công trình ta chọn hệ khung làm hệ chịu lực chính của công trình.

Phần khung của kết cấu là bộ phận chịu tải trọng đứng. Hệ sàn chịu tải trọng ngang đóng vai trò liên kết hệ cột trung gian nhằm đảm bảo sự làm việc đồng thời của hệ kết cấu.

3.1.2.1 Bố trí mặt bằng kết cấu

Bố trí mặt bằng kết cấu phù hợp với yêu cầu kiến trúc và yêu cầu kháng chấn cho công trình.

3.1.2.2 Bố trí kết cấu theo phương thẳng đứng

Bố trí các khung chịu lực:

Bố trí hệ khung chịu lực có độ siêu tĩnh cao.

Đối xứng về mặt hình học và khối lượng.

Tránh có sự thay đổi độ cứng của hệ kết cấu (thông tầng, giảm cột, cột hẫng, dạng sàn giật cấp), kết cấu sẽ gặp bất lợi dưới tác dụng của tải trọng động.

3.1.3 Phân tích và lựa chọn hệ sàn chịu lực cho công trình

Trong hệ khung thì sàn có ảnh hưởng rất lớn tới sự làm việc không gian của kết cấu. Nó có vai trò giống như hệ giằng ngang liên kết hệ cột đảm bảo sự làm việc đồng thời của các cột. Đồng thời là bộ phận chịu lực trực tiếp, có vai trò truyền các tải trọng vào hệ khung.

Đối với công trình này, dựa theo yêu cầu kiến trúc và công năng công trình, ta xét các phương án sàn

3.1.3.1 Hệ sàn sườn

Cấu tạo bao gồm hệ dầm và bản sàn.

+ Ưu điểm:

- Tính toán đơn giản.

- Được sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho việc lựa chọn công nghệ thi công.

+ Nhược điểm:

- Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn rất lớn khi vượt khẩu độ lớn, dẫn đến chiều cao tầng của công trình lớn nên gây bất lợi cho kết cấu công trình khi chịu tải trọng ngang và không tiết kiệm chi phí vật liệu.

- Chiều cao nhà lớn, nhưng không gian sử dụng bị thu hẹp

3.1.3.2 Hệ sàn ô cờ

Cấu tạo gồm hệ dầm vuông góc với nhau theo hai phương, chia bản sàn thành các ô bản kê bốn cạnh có nhịp bé, theo yêu cầu cấu tạo khoảng cách giữa các dầm không quá 2m.

Ưu điểm:

- Tránh được có quá nhiều cột bên trong nên tiết kiệm được không gian sử dụng và có kiến trúc đẹp, thích hợp với các công trình yêu cầu thẩm mỹ cao và không gian sử dụng lớn như hội trường, câu lạc bộ...

+ Nhược điểm:

- Không tiết kiệm, thi công phức tạp.

- Khi mặt bằng sàn quá rộng cần phải bố trí thêm các dầm chính. Vì vậy, nó cần chiều cao dầm chính phải lớn để đảm bảo độ võng giới hạn..

3.1.3.3 Hệ sàn không dầm

Cấu tạo gồm các bản kê trực tiếp lên cột hoặc vách.

+ Ưu điểm:

Chiều cao kết cấu nhỏ nên giảm được chiều cao công trình.

- Tiết kiệm được không gian sử dụng. Thích hợp với công trình có khẩu độ vừa.
- Dễ phân chia không gian.
- Dễ bố trí hệ thống kỹ thuật điện, nước...
- Việc thi công phương án này nhanh hơn so với phương án sàn dầm bởi không phải mất công gia công cốt pha, cốt thép dầm, việc lắp dựng ván khuôn và cốt pha cũng đơn giản.
- Do chiều cao tầng giảm nên thiết bị vận chuyển đứng cũng không cần yêu cầu cao, công vận chuyển đứng giảm nên giảm giá thành.
- Tải trọng ngang tác dụng vào công trình giảm do công trình có chiều cao giảm so với phương án sàn có dầm.

+ Nhược điểm:

- Trong phương án này các cột không được liên kết với nhau để tạo thành khung do đó độ cứng nhỏ hơn nhiều so với phương án sàn dầm, do vậy khả năng chịu lực theo phương ngang phương án này kém hơn phương án sàn dầm, chính vì vậy tải trọng ngang hầu hết do vách chịu và tải trọng đứng do cột chịu.
- Sàn phải có chiều dày lớn để đảm bảo khả năng chịu uốn và chống chọc thủng do đó dẫn đến tăng khối lượng sàn.

3.1.3.4 Hệ sàn sườn ứng lực trước

+ Ưu điểm:

- Có khả năng chịu uốn tốt hơn do đó độ cứng lớn hơn và độ võng, biến dạng nhỏ hơn bê tông cốt thép thường.
- Trọng lượng riêng nhỏ hơn so với bê tông cốt thép thường nên đóng vai trò giảm tải trọng và chi phí cho móng đặc biệt là đối với các công trình cao tầng.
- Khả năng chống nứt cao hơn nên có khả năng chống thấm tốt.
- Độ bền mỏi cao nên thường dùng trong các kết cấu chịu tải trọng động.

- Cho phép tháo coffa sớm và có thể áp dụng các công nghệ thi công mới để tăng tiến độ.

+ Nhược điểm:

- Mặc dù tiết kiệm về bê tông và thép tuy nhiên do phải dùng bê tông và cốt thép cường độ cao, neo...nên kết cấu này chi kinh tế đối với các nhịp lớn.

- Tính toán phức tạp, thi công cần đơn vị có kinh nghiệm

- Với công trình cao tầng, nếu sử dụng phương án sàn ứng lực trước thì kết quả tính toán cho thấy độ cứng của công trình nhỏ hơn bê tông ứng lực trước dầm sàn thông thường. Để khắc phục điều này, nên bố trí xung quanh mặt bằng sàn là hệ dầm bo, có tác dụng neo cáp tốt và tăng cứng, chống xoắn cho công trình.

3.1.3.5 Sàn Composite

Cấu tạo gồm các tấm tôn hình dập nguội và tấm đan bằng bê tông cốt thép

+ Ưu điểm:

- Khi thi công tấm tôn đóng vai trò sàn công tác

- Khi đổ bê tông đóng vai trò coffa cho vữa bê tông

- Khi làm việc đóng vai trò cốt thép lớp dưới của bản sàn

+ Nhược điểm:

- Tính toán phức tạp

- Chi phí vật liệu cao

- Công nghệ thi công chưa phổ biến ở Việt Nam.

3.1.3.6 Tấm panel lắp ghép

Cấu tạo: Gồm những tấm panel ứng lực trước sản xuất trong nhà máy, các tấm này được vận chuyển ra công trường và lắp dựng lên dầm, vách rồi tiến hành rải thép và đổ bê tông bù

+ Ưu điểm:

- Khả năng vượt nhịp lớn
 - Thời gian thi công nhanh
 - Tiết kiệm vật liệu
 - Khả năng chịu lực lớn và độ võng nhỏ
- + Nhược điểm:
- Kích thước cầu kiện lớn
 - Quy trình tính toán phức tạp
 - Chọn lựa phương án sàn
- ✚ Căn cứ vào:
- Đặc điểm kiến trúc và đặc điểm kết cấu, tải trọng công trình
 - Cơ sở phân tích sơ bộ ở trên
 - Được sự đồng ý của Thầy giáo hướng dẫn

Do đó em xin chọn giải pháp “ Hệ sàn sườn” cho công trình

3.2 LỰA CHỌN VẬT LIỆU

3.2.1 Yêu cầu về vật liệu cho công trình

Vật liệu tận dụng được nguồn vật liệu tại địa phương, nơi công trình được xây dựng, có giá thành hợp lý, đảm bảo về khả năng chịu lực và biến dạng.

Vật liệu xây có cường độ cao, trọng lượng nhỏ, khả năng chống cháy tốt.

Vật liệu có tính biến dạng cao: Khả năng biến dạng dẻo cao có thể bổ sung cho tính năng chịu lực thấp.

Vật liệu có tính thoái biến thấp: Có tác dụng tốt khi chịu tác dụng của tải trọng lặp lại (động đất, gió bão).

Vật liệu có tính liên khối cao: Có tác dụng trong trường hợp tải trọng có tính chất lặp lại không bị tách rời các bộ phận công trình.

Nhà cao tầng thường có tải trọng rất lớn. Nếu sử dụng các loại vật liệu trên tạo điều kiện giảm được đáng kể tải trọng cho công trình, kể cả tải trọng đứng cũng như tải trọng ngang do lực quán tính.

3.2.2 Chọn vật liệu sử dụng cho công trình

3.2.2.1 Bê tông(TCXDVN 356:2005)

Bê tông dùng trong nhà cao tầng có cấp độ bền B25÷B60.

+ Dựa theo đặc điểm của công trình và khả năng chế tạo vật liệu ta chọn bê tông phần thân và đài cọc cấp độ bền B25 có các số liệu kỹ thuật như sau:

- Cường độ chịu nén tính toán: $R_b = 14.5(\text{MPa})$
- Cường độ chịu kéo tính toán: $R_{bt} = 1,05(\text{MPa})$
- Module đàn hồi ban đầu: $E_b = 30000(\text{MPa})$

+ Bê tông cọc cấp độ bền B20:

- Cường độ chịu nén tính toán: $R_b = 11,5(\text{MPa})$
- Cường độ chịu kéo tính toán: $R_{bt} = 0,9(\text{MPa})$
- Module đàn hồi ban đầu: $E_b = 27000(\text{MPa})$

3.2.2.2 Cốt thép(TCXDVN 356:2005)

+ Đối với cốt thép $\Phi \leq 8(\text{mm})$ dùng làm cốt sàn, cốt đai loại AI:

- Cường độ chịu kéo tính toán: $R_s = 225(\text{MPa})$
- Cường độ chịu nén tính toán: $R_{sc} = 225(\text{MPa})$
- Cường độ chịu kéo(cốt ngang) tính toán: $R_{sw} = 175(\text{MPa})$
- Module đàn hồi: $E_s = 210000(\text{MPa})$

+ Đối với cốt thép $\Phi > 8(\text{mm})$ dùng cốt khung, sàn, đài cọc và cọc loại AII:

- Cường độ chịu kéo tính toán: $R_s = 280(\text{MPa})$
- Cường độ chịu nén tính toán: $R_{sc} = 280(\text{MPa})$

- Cường độ chịu kéo(cốt ngang) tính toán: $R_{sw} = 225(\text{MPa})$
- Module đàn hồi: $E_s = 210000(\text{MPa})$

3.2.2.3 Vật liệu khác:

Gạch: $\gamma = 18(\text{kN/m}^3)$

Gạch lát nền Ceramic: $\gamma = 22(\text{kN/m}^3)$

Vữa xây: $\gamma = 16(\text{kN/m}^3)$

3.3 KHÁI QUÁT QUÁ TRÌNH TÍNH TOÁN HỆ KẾT CẤU

3.3.1 Mô hình tính toán

Hiện nay, nhờ sự phát triển mạnh mẽ của máy tính điện tử, và phần mềm phân tích tính toán kết cấu đã có những thay đổi quan trọng trong cách nhìn nhận phương pháp tính toán công trình. Khuynh hướng đặc thù hoá và đơn giản hoá các trường hợp riêng lẻ được thay thế bằng khuynh hướng tổng quát hoá. Đồng thời khối lượng tính toán số học không còn là một trở ngại nữa. Các phương pháp mới có thể dùng các sơ đồ tính sát với thực tế hơn, có thể xét tới sự làm việc phức tạp của kết cấu với các mối quan hệ phụ thuộc khác nhau trong không gian. Việc tính toán kết cấu nhà cao tầng nên áp dụng những công nghệ mới để có thể sử dụng mô hình không gian nhằm tăng mức độ chính xác và phản ánh sự làm việc của công trình sát với thực tế hơn.

3.3.2 Tải trọng tác dụng lên công trình

3.3.2.1 Tải trọng đứng

Trọng lượng bản thân kết cấu và các loại hoạt tải tác dụng lên sàn, lên mái.

Tải trọng tác dụng lên sàn, kể cả tải trọng các tường ngăn, các thiết bị điều qui về tải trọng phân bố đều trên diện tích ô sàn.

Tải trọng tác dụng lên dầm do sàn truyền vào, do tường xây trên dầm qui về thành phân bố đều trên dầm

3.3.2.2 Tải trọng ngang

Tải trọng gió tính theo tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737-1995.

Tải trọng ngang được phân phối theo độ cứng ngang của từng tầng.

3.3.3 Phương pháp tính toán xác định nội lực

Hiện nay có ba trường phái tính toán hệ chịu lực nhà nhiều tầng thể hiện theo ba mô hình sau:

3.3.3.1 Mô hình liên tục thuần túy

Giải trực tiếp phương trình vi phân bậc cao, chủ yếu là dựa vào lý thuyết vỏ, xem toàn bộ hệ chịu lực là hệ chịu lực siêu tĩnh. Khi giải quyết theo mô hình này, không thể giải quyết được hệ có nhiều ẩn. Đó chính là giới hạn của mô hình này.

3.3.3.2 Mô hình rời rạc - liên tục (Phương pháp siêu khối)

Từng hệ chịu lực được xem là rời rạc, nhưng các hệ chịu lực này sẽ liên kết lại với nhau thông qua các liên kết trượt xem là phân bố liên tục theo chiều cao. Khi giải quyết bài toán này ta thường chuyển hệ phương trình vi phân thành hệ phương trình tuyến tính bằng phương pháp sai phân. Từ đó giải các ma trận và tìm nội lực.

3.3.3.3 Mô hình rời rạc (Phương pháp phần tử hữu hạn)

Rời rạc hoá toàn bộ hệ chịu lực của nhà nhiều tầng, tại những liên kết xác lập những điều kiện tương thích về lực và chuyển vị. Khi sử dụng mô hình này cùng với sự trợ giúp của máy tính có thể giải quyết được tất cả các bài toán. Hiện nay ta có các phần mềm trợ giúp cho việc giải quyết các bài toán kết cấu như, SAFE, ETABS, SAP, STAAD...

Lựa chọn phương pháp tính toán

Trong các phương pháp kể trên, phương pháp phần tử hữu hạn hiện được sử dụng phổ biến hơn cả do những ưu điểm của nó cũng như sự hỗ trợ đắc lực của một số phần mềm phân tích và tính toán kết cấu SAFE, ETABS, SAP, STAAD... dựa trên cơ sở phương pháp tính toán này.

3.3.4 Lựa chọn công cụ tính toán

3.3.4.1 Phần mềm ETABS v9.7.4

Dùng để giải phân tích động cho hệ công trình bao gồm các dạng và giá trị dao động, kiểm tra các dạng ứng xử của công trình khi chịu tải trọng động đất.

Do ETABS là phần mềm phân tích, thiết kế kết cấu chuyên cho nhà cao tầng nên việc nhập và xử lý số liệu đơn giản và nhanh hơn so với các phần mềm khác.

3.3.4.2 Phần mềm Microsoft Office 2013

Dùng để xử lý số liệu nội lực từ các phần mềm SAP, ETABS xuất sang, tổ hợp nội lực và tính toán tải trọng, tính toán cốt thép và trình bày các thuyết minh tính toán.

CHƯƠNG 4 SƠ BỘ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN VÀ TẢI TRỌNG CHO KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

4.1 SƠ BỘ KÍCH THƯỚC SÀN

$$h_s = \frac{Dl}{m_s}$$

Trong đó:

$D = 0.8 \div 1.4$: hệ số phụ thuộc tải trọng

$m_s = 30 \div 35$: đối với sàn làm việc một phương

$m_s = 40 \div 45$: đối với sàn làm việc hai phương

l : chiều dài cạnh ngắn của sàn

Bảng 4.1 Sơ bộ chiều dày sàn

Kí hiệu	Cạnh ngắn l_n (m)	Cạnh dài l_d (m)	Tỷ số l_d/l_n	Loại sàn	Hệ số D	Hệ số m_s	Diện tích $A(m^2)$	Chiều dày h_s (mm)
S1	4.00	4.00	1.00	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	16.0	102
S2	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S3	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S4	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S5	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S6	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S7	3.00	8.00	2.67	SÀN 1 PHƯƠNG	1.1	33	24.0	100
S8	3.00	8.00	2.67	SÀN 1 PHƯƠNG	1.1	33	24.0	100
S9	3.00	8.00	2.67	SÀN 1 PHƯƠNG	1.1	33	24.0	100
S10	1.50	3.00	2	SÀN 1 PHƯƠNG	1.1	33	4.50	50

⇒ Vậy ta chọn chiều dày bản sàn $h_s = 100$ mm.

4.2 XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

4.2.1 Tĩnh tải

4.2.1.1 Tải trọng các lớp cấu tạo

Bảng 4.2 Tải trọng các lớp cấu tạo sàn căn hộ (p. Ngủ, bếp..) +hành lang + kỹ thuật

STT	Vật liệu cấu tạo	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	- Gạch Ceramic	20.00	0.01	0.20	1.1	0.22
2	- Vữa lát nền	18.00	0.03	0.54	1.3	0.70
3	- Lớp sàn BTCT	25.00	0.100	2.50	1.1	2.75
4	- Vữa lát trần	18.00	0.015	0.27	1.3	0.35
5	- Tải trọng thiết bị			0.30	1.1	0.33
6	- Tổng tĩnh tải:			3.81		4.35

Bảng 4.3 Tải trọng các lớp cấu tạo sàn vệ sinh

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	- Gạch Ceramic	20.00	0.020	0.40	1.1	0.44
2	- Vữa lát nền chống thấm tạo dốc	18.00	0.040	0.72	1.3	0.94
3	- Lớp sàn BTCT	25.00	0.100	2.50	1.1	2.75
4	- Vữa lát trần	18.00	0.015	0.27	1.3	0.35
5	- Tải trọng thiết bị			0.30	1.1	0.33
6	- Tổng tĩnh tải:			4.19		4.81

Bảng 4.4 Tải trọng các lớp cấu tạo sàn thượng

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	- Gạch chống nóng	22.00	0.03	0.66	1.1	0.73
2	- Vữa lát nền chống thấm tạo dốc	18.00	0.03	0.54	1.3	0.70
3	- Lớp sàn BTCT	25.00	0.10	2.50	1.1	2.75
4	- Vữa lát trần	18.00	0.015	0.27	1.3	0.35
5	- Tải trọng thiết bị			0.30	1.1	0.33
6	- Tổng tĩnh tải:			4.27		4.86

4.2.1.2 Tải trọng do kết cấu bao che gây ra

- Tải trọng của các vách tường được quy về tải phân bố đều theo diện tích ô sàn.
- Trọng lượng tường ngăn trên sàn được quy đổi thành tải trọng phân bố đều trên sàn.
- Cách tính này là cách tính gần đúng. Khi quy đổi ta có xét đến sự giảm tải bằng cách trừ đi 20% tải trọng do lỗ cửa. Công thức quy đổi:

$$g_i = \frac{c \times n \times \gamma \times t_{tường} \times H_{tường} \times L_{tường}}{A_s}$$

Bảng 4.5 Tải trọng tường quy đổi phân bố đều trên sàn

Kí hiệu	Kích thước ô sàn (l _n x l _d) (m ²)	Diện tích A _s (m ²)	Tổng chiều dài tường trên sàn L _{tường} (m)		n	γ (kN/m ³)	H _{tường}	Hệ số cửa (c)	Tải tường g _{tường} (kN/m ²)
			Tường 100	Tường 200					
S1	4x4	16	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S2	4x5	20	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S3	4x5	20	7.6	0	1.1	18	3.2	0.8	1.93
S4	4x5	20	7.4	0	1.1	18	3.2	0.8	1.88
S5	4x5	20	2.5	0	1.1	18	3.2	0.8	0.63
S6	4x5	20	11.7	0	1.1	18	3.2	0.8	2.96
S7	3x8	24	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S8	3x8	24	1.6	0	1.1	18	3.2	0.8	0.34
S9	3x8	24	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S10	1.5x3	4.5	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0

4.2.2 Hoạt tải

- Dựa vào công năng của các ô sàn, ta tìm hoạt tải tiêu chuẩn. (Theo bảng 3 TCVN 2737 - 1995).

Bảng 4.6 Tải trọng tiêu chuẩn P^{tc} phân bố đều trên sàn

CHỨC NĂNG	P^{tc} (kN/m ²)	HỆ SỐ VƯỢT TẢI
Phòng ngủ	0.15	1.3
Phòng khách	0.15	1.3
Toilet	0.15	1.3
Nhà bếp	0.15	1.3
Ban công	0.20	1.2
Hành lang	0.30	1.2

Bảng 4.7 Hoạt tải trên các ô sàn

Ô sàn	Chức năng	Diện tích m ²	P^{tc} (kN/m ²)	Hệ số vượt tải	P^{tt} (kN/m ²)
S1	Phòng ngủ	16	1.50	1.3	1.95
S2	Phòng ngủ	20	1.50	1.3	1.95
S3	Phòng bếp,sân phơi	20	1.50	1.3	1.95
S4	Phòng ăn,tollet	20	1.50	1.3	1.95
S5	Phòng khách	20	1.50	1.3	1.95
S6	Nhà bếp,tollet	20	1.50	1.3	1.95
S7	Phòng khách	24	1.50	1.3	1.95
S8	Phòng khách	24	1.50	1.3	1.95
S9	Hành lang	24	3.00	1.2	3.60
S10	Chiếu tới	4.5	3.00	1.2	3.60

Bảng 4.8 Tổng hợp tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên sàn.

ô sàn	Tĩnh tải tính toán			Gtt sàn (kN/m ²)	Ptt sàn (kN/m ²)	Tổng tải trọng (kN/m ²)
	Các lớp cấu tạo (kN/m ²)	Sàn vệ sinh quy đổi (kN/m ²)	Tường quy đổi (kN/m ²)			
S1	4.35	0	0	4.35	1.95	6.30
S2	4.35	0	0	4.35	1.95	6.30
S3	3.39	1.1	1.93	6.42	1.95	8.37
S4	2.91	1.59	1.88	6.38	1.95	8.33
S5	4.35	0	0.63	4.98	1.95	6.93
S6	1.64	3.00	2.96	7.60	1.95	9.55
S7	4.35	0	0	4.35	3.60	7.95
S8	4.35	0	0.34	4.69	3.60	8.29
S9	4.35	0	0	4.35	3.60	7.95
S10	4.35	0	0	4.35	3.60	7.95

4.3 SƠ BỘ KÍCH THƯỚC DẦM.

Sơ bộ theo công thức thực nghiệm sau

Chiều cao dầm: $h_d = (\frac{1}{8} \div \frac{1}{20})L$

Bề rộng dầm: $b_d = (\frac{1}{2} \div \frac{1}{4})h$

Bảng 4.9 Bảng sơ bộ kích thước dầm.

STT	Nhịp dầm (L)	Kích thước (b x h) mm
1	Dầm chính L=9m	300x600
2	Dầm chính L=8m	300x600
3	Dầm chính $L \leq 3m$	300x500
4	Dầm phụ L=9m	250x500
5	Dầm phụ L=8m	250x500

6	Dầm phụ $L \leq 3m$	200x400
---	---------------------	---------

Bảng 4.10 Tải trọng tường phân bố đều trên dầm.

Loại tường	Hệ số vượt tải (n)	Chiều dày tường (m)	Trọng lượng riêng γ (kN/m ³)	Chiều cao tường h_t (m)	Hệ số cửa	Tổng trọng lượng tường (kN/m)
Tường gạch dày 220 có cửa	1.2	0.22	15	2.8	0.8	8.87
Tường gạch đặc dày 110 có cửa	1.2	0.11	18	2.8	0.8	5.33
Tường gạch dày 220 không cửa	1.2	0.22	15	2.8	1	11.1
Tường gạch dày đặc 110 không cửa	1.2	0.11	18	2.8	1	6.45

Bảng 4.11 Trọng lượng bản thân dầm

Loại dầm	n	Diện tích mặt cắt ngang (m)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Trọng lượng dầm (kN/m)
Dầm 300x600	1.2	0.180	25	5.40
Dầm 250x500	1.2	0.125	25	3.76
Dầm 300x500	1.2	0.150	25	4.50
Dầm 200x300	1.2	0.060	25	1.80

4.4 SƠ BỘ CHỌN KÍCH THƯỚC CỘT.

Về độ ổn định, đó là việc hạn chế độ mảnh λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq \lambda_{gh}$$

Trong đó:

- i là bán kính quán tính của tiết diện. Chọn cột tiết diện chữ nhật có $i = 0,288 \times b$ chịu nén đúng tâm
- $l_0 = \psi l = 0.7 \times 4.4 = 3.08m$

- $\psi = 0.7$ đối với khung nhà cao tầng, hệ số phụ thuộc vào sơ đồ biến dạng của cấu kiện khi bị mất ổn định
- λ_{gh} là độ mảnh giới hạn, với cột nhà $\lambda_{gh} = 100$.

Chọn cột có chiều dài lớn nhất để kiểm tra, đó là cột tầng trệt với $l = 4400\text{mm}$.

$$\Rightarrow \frac{3.08}{0.288b} \leq 100 \Rightarrow b \geq 0.106\text{m}$$

Diện tích sơ bộ của cột có thể xác định (Theo công thức 1-3 Nguyễn Đình Công, 2009, Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép. Nhà xuất bản xây dựng, Hà nội)

$$A_0 = \frac{k_t \times N}{R_b}$$

Trong đó:

- $R_b = 14.5$ cường độ chịu nén tính toán của bê tông B25 .
- N lực nén, được tính toán gần đúng như sau: $N = m_s \times q \times F_s$
- F_s diện tích mặt sàn truyền tải lên cột đang xét.
- m_s số sàn phía trên diện tích đang xét (kể cả mái).
- q : tải trọng tương đương tính trên mỗi mét vuông mặt sàn, giá trị q được lấy theo kinh nghiệm thiết kế với bề dày sàn $15 \div 20\text{cm}$ (kể cả các lớp cấu tạo mặt sàn) thì chọn $q = 12 \div 18(\text{kN} / \text{m}^2)$. Chọn $q = 12(\text{kN} / \text{m}^2)$
- k_t : hệ số xét đến ảnh hưởng khác như mômen uốn, hàm lượng cốt thép...
 $k = 1.1 \div 1.5$. Chọn $k = 1.1$

4.4.1 Cột giữa

Theo TCXD 198-1997 “Độ cứng và cường độ kết cấu nhà cao tầng cần được thiết kế đều hoặc thay đổi giảm dần lên phía trên, tránh thay đổi đột ngột. Độ cứng kết cấu tầng trên không nhỏ hơn 70% độ kết ở cấu tầng dưới kề nó.”

Diện tích truyền tải : $F_{s.giua} = 72m^2$.

Tính $q = q_s + q_d + q_t$

$$q_s = \frac{q_4 A_4 + q_5 A_5 + S_7 A_7 + S_8 A_8 + S_9 A_9}{S_{tr.tai}} = \frac{8.33 \times 18 + 6.93 \times 18 + 7.95 \times 12 + 8.92 \times 12 + 7.95 \times 12}{72} = 7.95(kN / m^2)$$

$$q_d = \frac{q_{30 \times 60} \times l_1 + q_{25 \times 50} \times l_2}{S_{tr.tai}} = \frac{5.45 \times 17 + 3.76 \times 17}{72} = 2.17(kN / m^2).$$

$$q_t = \frac{q_{r220} l_1 + q_{r110} l_2}{72} = \frac{11.1 \times 9 + 5.33 \times 8}{72} = 1.98(kN / m^2).$$

$$q = q_s + q_d + q_t = 7.95 + 2.17 + 1.98 = 12.1(kN / m^2)$$

Bảng 4.12 chọn sơ bộ kích thước cột giữa

STT	Tầng	S _{tr..tải} (m ²)	q (kN/m ²)	N (kN)	k	A _{tt} (cm ²)	b _x h	A _{chọn} (cm ²)
1	Tầng mái	72	12.1	871.2	1.1	660.91	40x50	2000
2	10	72	12.1	1742.4	1.1	1321.82	40x50	2000
3	9	72	12.1	2613.6	1.1	1982.73	40x50	2000
4	8	72	12.1	3484.8	1.1	2643.64	60x70	4200
5	7	72	12.1	4356	1.1	3304.55	60x70	4200
6	6	72	12.1	5227.2	1.1	3965.46	60x70	4200
7	5	72	12.1	6098.4	1.1	4626.37	70x80	5600
8	4	72	12.1	6969.6	1.1	5287.28	70x80	5600
9	3	72	12.1	7840.8	1.1	5948.19	70x80	5600
10	2	72	12.1	8712	1.1	6609.10	80x90	7200
11	Trệt	72	12.1	9583.2	1.1	7270.01	80x90	7200

4.4.2 Cột biên

Diện tích truyền tải : $F_{s.giua} = 36m^2$

Tính $q = q_s + q_d + q_t$

$$q_s = \frac{q_1 A_1 + q_4 A_4 + q_5 A_5}{S_{tr.tai}} = \frac{6.3 \times 32 + 8.33 \times 2 + 6.93 \times 2}{36} = 6.45(kN / m^2)$$

$$q_d = \frac{q_{30 \times 60} \times l_1 + q_{25 \times 50} \times l_2}{S_{tr.tai}} = \frac{5.45 \times 12.5 + 3.76 \times 8}{36} = 2.73(kN / m^2).$$

$$q_t = \frac{q_{t220} l_1 + q_{t110} l_2}{72} = \frac{11.1 \times 12.5 + 5.33 \times 8}{36} = 5.04(kN / m^2)$$

$$q = q_s + q_d + q_t = 6.45 + 2.73 + 5.04 = 14.22(kN / m^2).$$

Bảng 4.13 chọn sơ bộ kích thước cột biên

STT	Tầng	S _{tr..tai} (m ²)	q (kN/m ²)	N (kN)	k	A _{tt} (cm ²)	b _{xh}	A _{chọn} (cm ²)
1	Tầng mái	36	14.22	511.92	1.1	388.35	30x40	1200
2	10	36	14.22	1023.84	1.1	776.71	30x40	1200
3	9	36	14.22	1535.76	1.1	1165.06	30x40	1200
4	8	36	14.22	2047.68	1.1	1553.41	40x50	2000
5	7	36	14.22	2559.6	1.1	1941.77	40x50	2000
6	6	36	14.22	3071.52	1.1	2330.12	40x50	2000
7	5	36	14.22	3583.44	1.1	2718.47	50x60	3000
8	4	36	14.22	4095.36	1.1	3106.82	50x60	3000
9	3	36	14.22	4607.28	1.1	3495.18	50x60	3000
10	2	36	14.22	5119.2	1.1	3883.53	60x70	4200
11	Trệt	36	14.22	5631.12	1.1	4271.88	60x70	4200

4.4.3 Cột góc

Diện tích truyền tải : $F_{s.giua} = 18m^2$

Tính $q = q_s + q_d + q_t$

$$q_s = \frac{q_1 A_1 + q_3 A_3}{S_{tr.tai}} = \frac{6.3 \times 16 + 8.37 \times 2}{18} = 6.53(kN / m^2)$$

$$q_d = \frac{q_{30 \times 60} \times l_1 + q_{25 \times 50} \times l_2}{S_{tr.tai}} = \frac{5.45 \times 8.5 + 3.76 \times 8.5}{18} = 4.35(kN / m^2)$$

$$q_t = \frac{q_{t220} l_1 + q_{t110} l_2}{72} = \frac{11.1 \times 8.5 + 5.33 \times 8.5}{18} = 7.76(kN / m^2)$$

$$q = q_s + q_d + q_t = 6.53 + 4.35 + 7.76 = 18.64(kN / m^2)$$

Bảng 4.14 chọn sơ bộ kích thước cột góc

STT	Tầng	S _{tr..tai} (m ²)	q (kN/m ²)	N (kN)	k	A _{tt} (cm ²)	b _{xh}	A _{chọn} (cm ²)
1	Sân thượng	18	18.64	335.52	1.1	254.53	30x30	900
2	10	18	18.64	671.04	1.1	509.06	30x30	900
3	9	18	18.64	1006.56	1.1	763.60	30x30	900
4	8	18	18.64	1342.08	1.1	1018.13	30x40	1200
5	7	18	18.64	1677.6	1.1	1272.66	30x40	1200
6	6	18	18.64	2013.12	1.1	1527.19	30x40	1200
7	5	18	18.64	2348.64	1.1	1781.73	40x50	2000
8	4	18	18.64	2684.16	1.1	2036.26	40x50	2000
9	3	18	18.64	3019.68	1.1	2290.79	40x50	2000
10	2	18	18.64	3355.2	1.1	2545.32	50x60	3000
11	Trệt	18	18.64	3690.72	1.1	2799.86	50x60	3000

4.5 TẢI TRỌNG GIÓ.

- Tổng chiều cao công trình 37.4m < 40 m nên bỏ qua thành phần động của gió, chỉ tính thành phần tĩnh của gió.
- Thành gió tĩnh quy về dầm biên.
- Công thức tính toán dựa vào mục 6.3 và 6.4 tiêu chuẩn TCVN 2737:1995
- Thông số tính toán
 - Công trình xây dựng ở TPHCM thuộc địa hình C, vùng gió IIA
 - Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió xác định theo công thức

$$W^{tc} = W_0 \cdot k \cdot c \quad (\text{daN/m}^2)$$

Trong đó:

W_0 : Giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng. Công trình xây dựng ở khu vực nội thành của Thành phố Hồ Chí Minh nên thuộc vùng IIA có $W_0 = 83(\text{daN/m}^2)$.

C: Hệ số khí động, xác định bằng cách tra bảng 6.

Phía đón gió: $C = +0,8$.

Phía khuất gió: $C = -0,6$.

k: hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao. $K_{(z_j)} = 1.844 * \left(\frac{z}{z_g}\right)^{2m_j}$

- Tải trọng gió quy về lực phân bố đều ngang mức sàn

$$W^{tt} = \gamma \cdot \beta \cdot W^{tc} \cdot H \quad (\text{daN/m}^2)$$

Trong đó

γ : hệ số độ tin cậy của tải trọng gió lấy bằng 1,2.

β : hệ số điều chỉnh tải trọng gió với thời gian sử dụng giả định công trình là 50 năm thì ta có $\beta = 1$. [Lấy bảng 6 trang 12 TCXD 229].

Bảng 4.15 Thành phần gió tính theo phương X

Tầng	Cao trình công trình(m)	Cao trình tính gió Zi (m)	Chiều cao tầng (m)	H (m)	B(m)	k(Zi)	W _d (kN)	W _h (kN)	W ^{tt} (kN)
Hầm	-3.20	-3.20	3.20	-	40.0	0.00	0.00	0.00	0.00
MĐTN	-1.20	0.00	-	-	40.0	0.00	0.00	0.00	0.00
Tầng trệt	0.00	1.20	4.40	3.40	40.0	0.47	50.93	-38.20	89.130
Tầng 2	4.40	5.60	3.30	3.85	40.0	0.55	67.49	-50.62	118.106
Tầng 3	7.70	8.9	3.30	3.30	40.0	0.63	66.26	-49.70	115.958
Tầng 4	11.0	12.2	3.30	3.30	40.0	0.70	73.62	-55.22	128.843
Tầng 5	14.3	15.5	3.30	3.30	40.0	0.75	78.88	-59.16	138.046
Tầng 6	17.6	18.8	3.30	3.30	40.0	0.79	83.09	-62.32	145.408
Tầng 7	20.9	22.1	3.30	3.30	40.0	0.82	86.25	-64.68	150.930
Tầng 8	24.2	25.4	3.30	3.30	40.0	0.85	89.40	-67.05	156.452
Tầng 9	27.5	28.7	3.30	3.30	40.0	0.88	92.56	-69.42	161.974
Tầng 10	30.8	32.0	3.30	3.30	40.0	0.91	95.71	-71.78	167.495
Sân thượng	34.1	35.3	3.30	3.30	40.0	0.93	97.82	-73.36	171.177
MÁI	37.4	38.6	-	1.65	40	0.96	50.49	-37.86	88.349

Bảng 4.16 Thành phần gió tính theo phương Y.

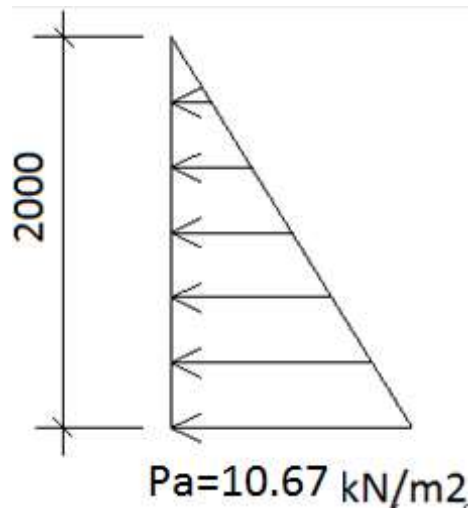
Tầng	Cao trình công trình(m)	Cao trình tính gió Zi (m)	Chiều cao tầng (m)	H (m)	B(m)	k(Zi)	W _d (kN)	W _h (kN)	W ^{tt} (kN)
Hầm	-3.20	-3.20	3.20	-	27	0.00	0.00	0.00	0.00
MĐTN	-1.20	0.00	-	-	27	0.00	0.00	0.00	0.00
Tầng trệt	0.00	1.20	4.00	3.40	27	0.47	34.38	-25.78	60.163
Tầng 2	4.40	5.60	3.30	3.85	27	0.55	45.56	-34.17	79.721
Tầng 3	7.70	8.9	3.30	3.30	27	0.63	44.73	-33.55	78.272
Tầng 4	11.0	12.2	3.30	3.30	27	0.70	49.70	-37.27	86.969
Tầng 5	14.3	15.5	3.30	3.30	27	0.75	53.25	-39.93	93.181
Tầng 6	17.6	18.8	3.30	3.30	27	0.79	56.09	-42.06	98.150
Tầng 7	20.9	22.1	3.30	3.30	27	0.82	58.22	-43.66	101.878
Tầng 8	24.2	25.4	3.30	3.30	27	0.85	60.35	-45.26	105.605
Tầng 9	27.5	28.7	3.30	3.30	27	0.88	62.48	-46.86	109.332
Tầng 10	30.8	32.0	3.30	3.30	27	0.91	64.61	-48.45	113.059
Sân thượng	34.1	35.3	3.30	3.30	27	0.93	66.03	-49.52	115.544
MÁI	37.4	38.6	-	1.65	27	0.96	34.08	-25.56	56.636

4.6 ÁP LỰC ĐẤT TÁC DỤNG VÀO TẦNG HẦM.

Sau khi ta đào lớp đất ở tầng hầm lên thì ta phải lấp 1 lớp đất khác vào. Chọn loại đất lấp vào là đất cát vàng có $\gamma = 1600 \text{ daN/m}^3$; $\phi = 30^0$; $c=0$.

Giả thiết ma sát sau lưng tường bằng 0: $\delta=0$.

Xác định áp lực đất:



Hình 4.1 Áp lực đất tác dụng lên cột

Cường độ áp lực đất trên đoạn tường tầng hầm cao 3m:

$$P_a = \gamma \times z \times tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Với z : kể từ mặt đất tự nhiên trở xuống .

- Tại A(đỉnh tường chắn) : $z = 0$.

$$P_a = 1600 \times 0 \times tg^2(45^\circ - \frac{30}{2}) = 0(\text{daN} / \text{m}^2)$$

- Tại B(chân tường chắn) : $z = 2 \text{ m}$.

$$P_a = 16 \times 2 \times tg^2(45^\circ - \frac{30}{2}) = 10.67(\text{kN} / \text{m}^2) .$$

- Áp lực đất truyền lên vách được quy đổi thành phân bố đều lên tường và lên cột:

$$q_{td} = \frac{5}{16} \times p_a = \frac{5}{16} \times 10.67 = 3.33(\text{kN} / \text{m}^2)$$

CHƯƠNG 5 THIẾT KẾ SÀN ĐIỆN HÌNH

- Quan niệm tính toán của nhà cao tầng là xem sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng ngang, do đó bề dày của sàn phải đủ lớn để đảm các điều kiện sau:
 - Tải trọng ngang truyền vào vách cứng, lõi cứng thông qua sàn.
Sàn không bị rung động, dịch chuyển khi chịu tải trọng ngang (gió, bão, động đất...) ảnh hưởng đến công năng sử dụng.
 - Trên sàn, hệ tường ngăn không có hệ dầm đỡ có thể được bố trí bất kỳ vị trí nào trên sàn mà không làm tăng đáng kể độ võng của sàn .

5.1 CHỌN SƠ BỘ CHIỀU DÀY CÁC Ô SÀN

5.1.1 Chiều dày bản sàn được chọn sơ bộ theo công thức sau:

$$h_s = \frac{Dl}{m_s}$$

Trong đó:

$D = 0.8 \div 1.4$: hệ số phụ thuộc tải trọng

$m_s = 30 \div 35$: đối với sàn làm việc một phương

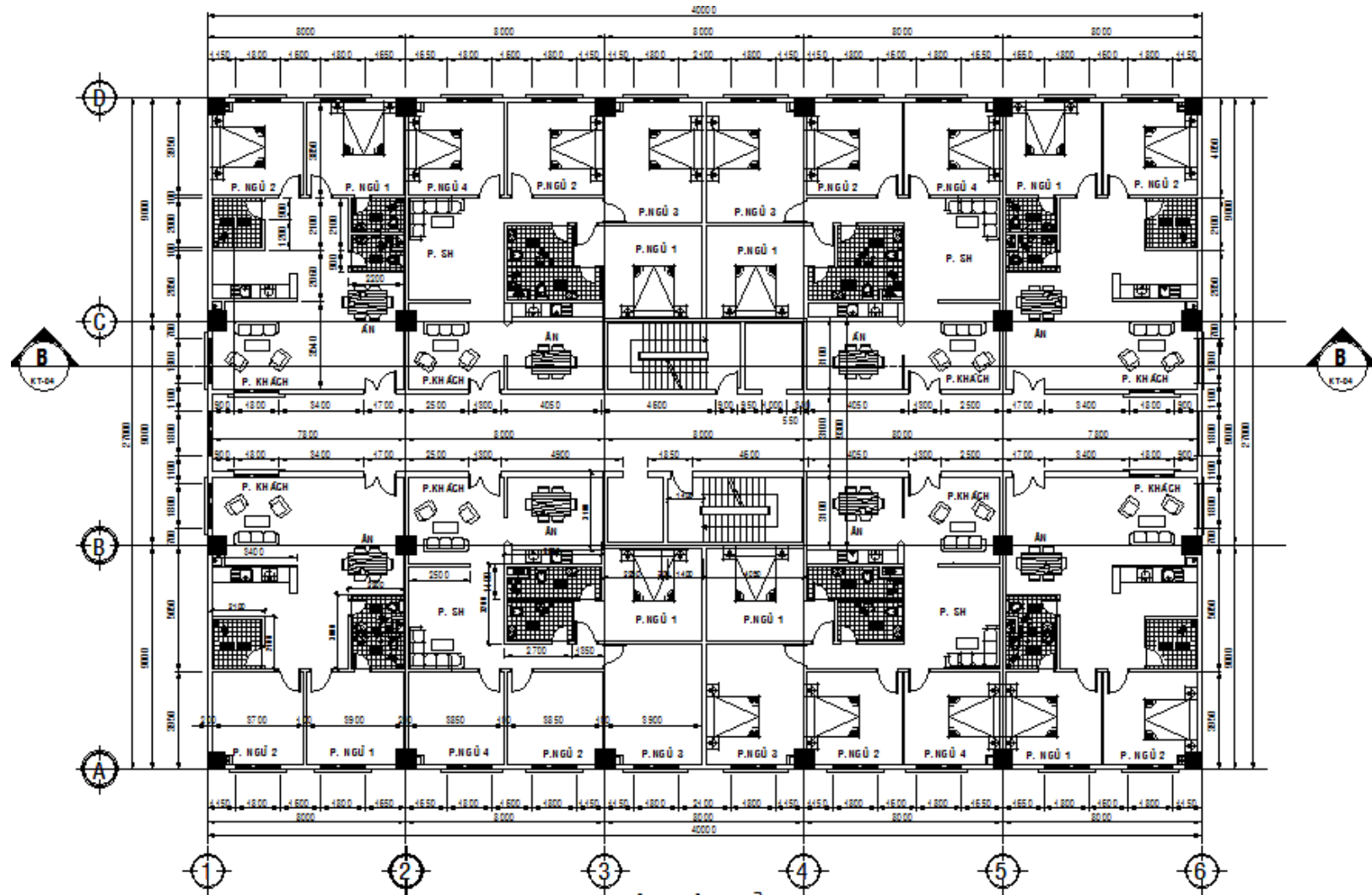
$m_s = 40 \div 45$: đối với sàn làm việc hai phương

l : chiều dài cạnh ngắn của sàn

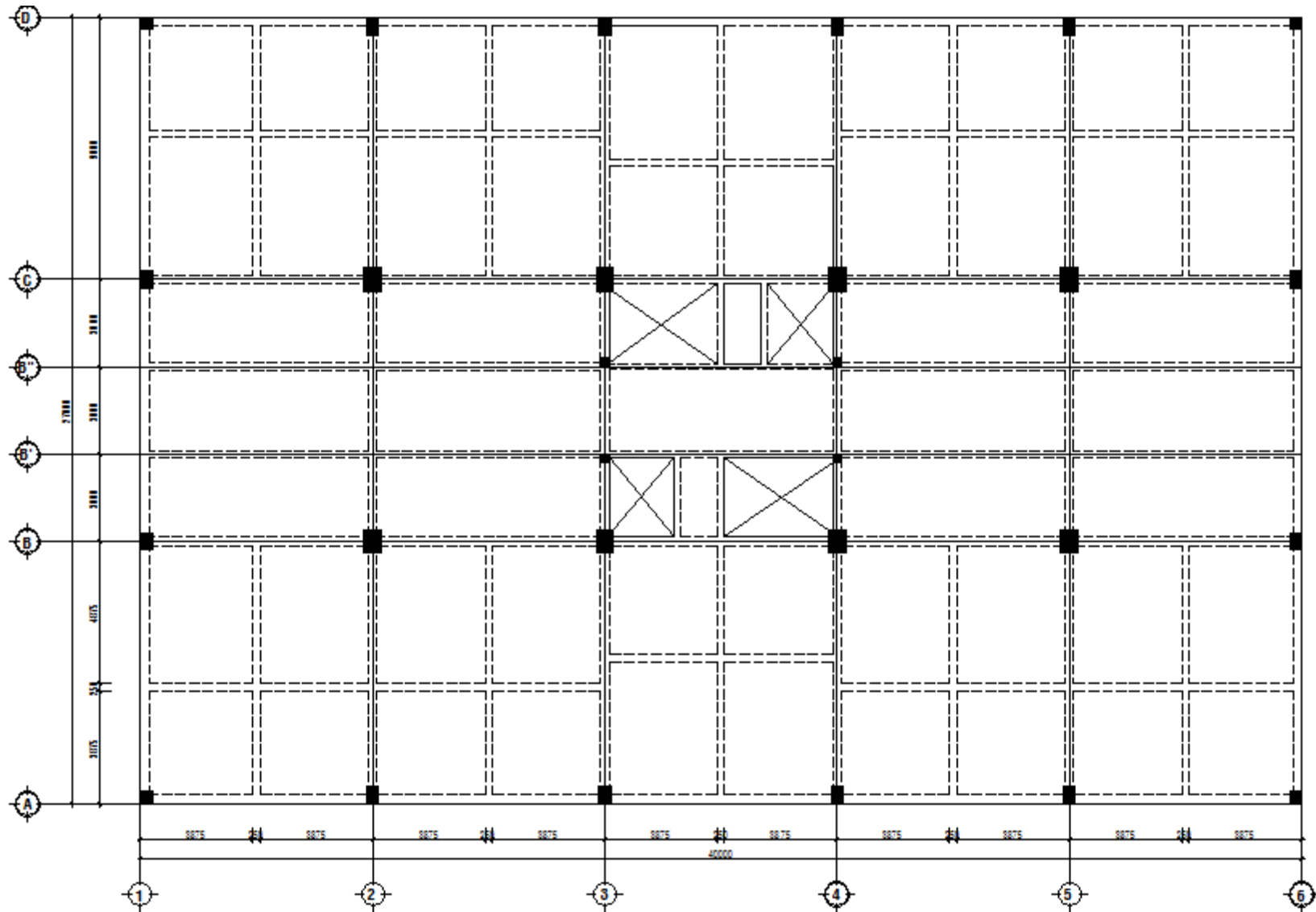
Bảng 5.1 Sơ bộ chiều dày sàn

Kí hiệu	Cạnh ngắn l_n (m)	Cạnh dài l_d (m)	Tỷ số l_d/l_n	Loại sàn	Hệ số D	Hệ số m_s	Diện tích $A(m^2)$	Chiều dày h_s (mm)
S1	4.00	4.00	1.00	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	16.0	102
S2	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S3	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S4	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S5	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S6	4.00	5.00	1.25	SÀN 2 PHƯƠNG	1.1	43	20.0	102
S7	3.00	8.00	2.67	SÀN 1 PHƯƠNG	1.1	33	24.0	100
S8	3.00	8.00	2.67	SÀN 1 PHƯƠNG	1.1	33	24.0	100
S9	3.00	8.00	2.67	SÀN 1 PHƯƠNG	1.1	33	24.0	100
S10	1.50	3.00	2	SÀN 1 PHƯƠNG	1.1	33	4.50	50

Vậy ta chọn chiều dày bản sàn $h_s = 100$ mm.



HÌNH 5.1 MẶT BẰNG TẦNG ĐIỂN HÌNH



MẶT BẰNG DÀM SÀN TẦNG 2 ĐIỂN HÌNH TL:1/100

5.2 XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

5.2.1 TÍNH TẢI

5.2.1.1 Tải trọng các lớp cấu tạo

Bảng: 5.2 Tải trọng các lớp cấu tạo sàn căn hộ (p. Ngủ, bếp..) + hành lang + kỹ thuật

STT	Vật liệu cấu tạo	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	- Gạch Ceramic	20.00	0.01	0.20	1.1	0.22
2	- Vữa lát nền	18.00	0.03	0.54	1.3	0.70
3	- Lớp sàn BTCT	25.00	0.100	2.50	1.1	2.75
4	- Vữa lát trần	18.00	0.015	0.27	1.3	0.35
5	- Tải trọng thiết bị			0.30	1.1	0.33
6	- Tổng tĩnh tải:			3.81		4.35

Bảng 5.3 Tải trọng các lớp cấu tạo sàn vệ sinh

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	- Gạch Ceramic	20.00	0.020	0.40	1.1	0.44
2	- Vữa lát nền chống thấm tạo dốc	18.00	0.040	0.72	1.3	0.94
3	- Lớp sàn BTCT	25.00	0.100	2.50	1.1	2.75
4	- Vữa lát trần	18.00	0.015	0.27	1.3	0.35
5	- Tải trọng thiết bị			0.30	1.1	0.33
6	- Tổng tĩnh tải:			4.19		4.81

Bảng 5.4 Tải trọng các lớp cấu tạo sàn thượng

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	- Gạch chống nóng	22.00	0.03	0.66	1.1	0.73
2	- Vữa lát nền chống thấm tạo dốc	18.00	0.03	0.54	1.3	0.70
3	- Lớp sàn BTCT	25.00	0.10	2.50	1.1	2.75
4	- Vữa lát trần	18.00	0.015	0.27	1.3	0.35
5	- Tải trọng thiết bị			0.30	1.1	0.33
6	- Tổng tĩnh tải:			4.27		4.86

5.2.1.2 Tải trọng do kết cấu bao che gây ra

- Tải trọng của các vách tường được quy về tải phân bố đều theo diện tích ô sàn.
- Trọng lượng tường ngăn trên sàn được quy đổi thành tải trọng phân bố đều trên sàn.
- Cách tính này là cách tính gần đúng. Khi quy đổi ta có xét đến sự giảm tải bằng cách trừ đi 20% tải trọng do lỗ cửa. Công thức quy đổi:

$$g_i = \frac{c \times n \times \gamma \times t_{tường} \times H_{tường} \times L_{tường}}{A_s}$$

Bảng 5.5 Tải trọng tường quy đổi phân bố đều trên sàn

Kí hiệu	Kích thước ô sàn (l _n x l _d)	Diện tích A _s (m ²)	Tổng chiều dài tường trên sàn L _{tường} (m)		n	γ (kN/m ³)	H _{tường} (m)	Hệ số cửa (c)	Tải tường g _{tường} (kN/m ²)
			Tường 100	Tường 200					
S1	4x4	16	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S2	4x5	20	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S3	4x5	20	7.6	0	1.1	18	3.2	0.8	1.93
S4	4x5	20	7.4	0	1.1	18	3.2	0.8	1.88
S5	4x5	20	2.5	0	1.1	18	3.2	0.8	0.63
S6	4x5	20	11.7	0	1.1	18	3.2	0.8	2.96
S7	3x8	24	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S8	3x8	24	1.6	0	1.1	18	3.2	0.8	0.34
S9	3x8	24	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S10	1.5x3	4.5	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0

5.2.2 HOẠT TẢI

- Dựa vào công năng của các ô sàn, ta tìm hoạt tải tiêu chuẩn. (Theo bảng 3 TCVN 2737 - 1995).

Bảng 5.6 Tải trọng tiêu chuẩn P^{tc} phân bố đều trên sàn

CHỨC NĂNG	P^{tc} (kN/m ²)	HỆ SỐ VƯỢT TẢI
Phòng ngủ	0.15	1.3
Phòng khách	0.15	1.3
Toilet	0.15	1.3
Nhà bếp	0.15	1.3
Ban công	0.20	1.2
Hành lang	0.30	1.2

Bảng 5.7. Hoạt tải trên các ô sàn

Ô sàn	Chức năng	Diện tích m ²	P^{tc} (kN/m ²)	Hệ số vượt tải	P^{tt} (kN/m ²)
S1	Phòng ngủ	16	1.50	1.3	1.95
S2	Phòng ngủ	20	1.50	1.3	1.95
S3	Phòng bếp,sân phơi	20	1.50	1.3	1.95
S4	Phòng ăn,tollet	20	1.50	1.3	1.95
S5	Phòng khách	20	1.50	1.3	1.95
S6	Nhà bếp,tollet	20	1.50	1.3	1.95
S7	Phòng khách	24	1.50	1.3	1.95
S8	Phòng khách	24	1.50	1.3	1.95
S9	Hành lang	24	3.00	1.2	3.60
S10	Chiếu tới	4.5	3.00	1.2	3.60

Bảng 5.8 Tổng hợp tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên sàn.

ô sàn	Tĩnh tải tính toán			Gtt sàn (kN/m ²)	Ptt sàn (kN/m ²)	Tổng tải trọng (kN/m ²)
	Các lớp cấu tạo (kN/m ²)	Sàn vệ sinh quy đổi (kN/m ²)	Tường quy đổi (kN/m ²)			
S1	4.35	0	0	4.35	1.95	6.30
S2	4.35	0	0	4.35	1.95	6.30
S3	3.39	1.1	1.93	6.42	1.95	8.37
S4	2.91	1.59	1.88	6.38	1.95	8.33
S5	4.35	0	0.63	4.98	1.95	6.93
S6	1.64	3.00	2.96	7.60	1.95	9.55
S7	4.35	0	0	4.35	3.60	7.95
S8	4.35	0	0.34	4.69	3.60	8.29
S9	4.35	0	0	4.35	3.60	7.95
S10	4.35	0	0	4.35	3.60	7.95

5.3 TÍNH TOÁN CỐT THÉP

5.3.1 Ô bản kê bốn cạnh

- Tính toán theo sơ đồ đàn hồi.
- Các bản làm việc 2 phương ($l_2/l_1 < 2$).
- Khi bản tựa trên dầm bê tông cốt thép đỡ toàn khối mà $h_d/h_s < 3$: Liên kết được xem là tựa đơn (khớp).
- Khi bản tựa trên dầm bê tông cốt thép đỡ toàn khối mà $h_d/h_s \geq 3$: Liên kết được xem là liên kết ngàm.

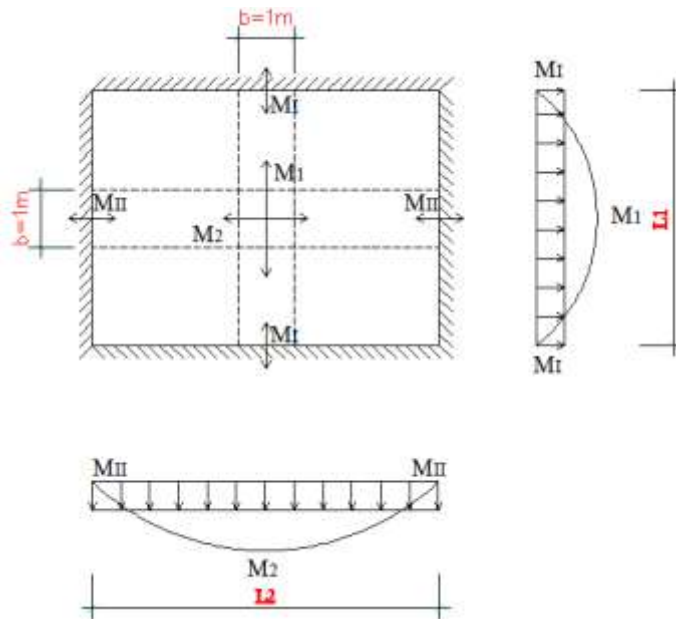
Ta có:

- Chiều dày sàn: $h_s = 100(mm)$

- Đối với nhịp dầm phụ : $b \times h = (250 \times 500) mm. \Rightarrow \frac{h_d = 500}{h_s = 100} = 5 \geq 3$

- Đối với nhịp dầm chính : $b \times h = (300 \times 600) mm. \Rightarrow \frac{h_d = 600}{h_s = 100} = 6 \geq 3$

➤ Vậy các ô sàn thuộc loại sơ đồ 9 (phụ lục 17 sách kết cấu BTCT Ts. Nguyễn Đình Công)



Hình 5.3 Sơ đồ bản kê bốn cạnh

- Mômen dương lớn nhất ở giữa bản.

$$M_1 = m_{g1}.P(kN.m)$$

$$M_2 = m_{g2}.P(kN.m)$$

- Mômen âm lớn nhất ở gối.

$$M_I = k_{g1}.P(kN.m)$$

$$M_{II} = k_{g2}.P(kN.m)$$

Trong đó:

$P = q.L_1.L_2(kN)$ - Tổng tải trọng tác dụng lên ô sàn.

Hệ số m_{g1} ; m_{g2} ; k_{g1} (phụ lục 17 sách kết cấu BTCT Ts. Nguyễn Đình Công).

Tính toán cốt thép

Giả thiết: $a = 0.15$ m, $h_0 = h_s - a$, $b = 1$ m. Tính

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} < \alpha_R, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s}, \quad \mu = \frac{A_s}{b \times h_0}, \quad (\mu_{hl} = 0.3\% \div 0.9\%)$$

Trong đó:

$R_b = 14.5MPa$ cường độ chịu nén của bê tông B25.

$R_s = 225MPa$ cường độ tính toán chịu kéo của cốt thép CI, A-I

$\alpha_R = 0.439$ (Bảng E.2 – Phụ lục E TCXDVN 356: 2005).

$\gamma_b = 0.9$ (Bảng 15 TCXDVN 356: 2005).

BẢNG TÍNH CỐT THÉP SÀN LOẠI BÀN KÊ 4 CẠNH

Cấp bền bê tông B=25

Cốt thép $\phi \leq 8$ chọn thép CI, A-I. $R_s = R_{sc} = 225 \text{ Mpa}$

Cốt thép $\phi \geq 8$ chọn thép CII, A-II. $R_s = R_{sc} = 280 \text{ Mpa}$

Ô sàn		S1	S2	S3	S4	S5	S6										
Số độ		9	9	9	9	9	9										
Kích thước	$L_n(m)$	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0										
	$L_d(m)$	4.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0										
Tải trọng	$G(N/m^2)$	4350	4350	6420	6380	4980	7600										
	$p(N/m^2)$	1950	1950	1950	1950	1950	1950										
Ô sàn	Chiều dày			Tỷ số l_2/l_1	Hệ số moment		Moment ($N.m/m$)		Tính thép				Chọn thép				
	h	a	h_0						α_m	ζ	A_s^{TT}	H.lượng	\emptyset	a^{TT}	a^{BT}	A_s^{CH}	H.lượng
	(mm)	(mm)	(mm)								(cm^2/m)	$\square^{TT} (\%)$	(mm)	(mm)	(mm)	(cm^2/m)	$\square^{BT} (\%)$
S1	100	15.0	85.0	1.00	$\alpha_1 =$	0.0179	$M_I =$	2,094	0.020	0.990	1.11	0.13%	6	256	200	1.41	0.17%
		15.0	85.0		$\alpha_2 =$	0.0179	$M_{II} =$	2,094	0.020	0.990	1.11	0.13%	6	256	200	1.41	0.17%
		15.0	85.0		$\beta_1 =$	0.0417	$M_I =$	-4,203	0.040	0.980	2.24	0.26%	6	126	100	2.83	0.33%
		15.0	85.0		$\beta_2 =$	0.0417	$M_{II} =$	-4,203	0.040	0.980	2.24	0.26%	6	126	100	2.83	0.33%
S2	100	15.0	85.0	1.25	$\alpha_1 =$	0.0207	$M_I =$	3,063	0.029	0.985	1.63	0.19%	6	174	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$\alpha_2 =$	0.0133	$M_{II} =$	1,966	0.019	0.991	1.04	0.12%	6	272	120	2.36	0.28%

		15.0	85.0		$\beta_1 =$	0.0473	$M_I =$	-5,960	0.057	0.971	3.21	0.38%	8	157	100	5.03	0.59%
		15.0	85.0		$\beta_2 =$	0.0303	$M_{II} =$	-3,818	0.036	0.981	2.03	0.24%	8	247	100	5.03	0.59%
S3	100	15.0	85.0	1.25	$\alpha_1 =$	0.0207	$M_I =$	3,920	0.037	0.981	2.09	0.25%	6	135	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$\alpha_2 =$	0.0133	$M_2 =$	2,517	0.024	0.988	1.33	0.16%	6	212	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$\beta_1 =$	0.0473	$M_I =$	-7,918	0.076	0.961	4.31	0.51%	8	117	100	5.03	0.59%
		15.0	85.0		$\beta_2 =$	0.0303	$M_{II} =$	-5,072	0.048	0.975	2.72	0.32%	8	185	100	5.03	0.59%
S4	100	15.0	85.0	1.25	$\alpha_1 =$	0.0207	$M_I =$	3,903	0.037	0.981	2.08	0.24%	6	136	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$\alpha_2 =$	0.0133	$M_2 =$	2,506	0.024	0.988	1.33	0.16%	6	213	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$\beta_1 =$	0.0473	$M_I =$	-7,880	0.075	0.961	4.29	0.50%	8	117	100	5.03	0.59%
		15.0	85.0		$\beta_2 =$	0.0303	$M_{II} =$	-5,048	0.048	0.975	2.71	0.32%	8	186	100	5.03	0.59%
S5	100	15.0	85.0	1.25	$\alpha_1 =$	0.0207	$M_I =$	3,323	0.032	0.984	1.77	0.21%	6	160	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$\alpha_2 =$	0.0133	$M_2 =$	2,134	0.020	0.990	1.13	0.13%	6	251	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$\beta_1 =$	0.0473	$M_I =$	-6,556	0.063	0.968	3.54	0.42%	8	142	100	5.03	0.59%
		15.0	85.0		$\beta_2 =$	0.0303	$M_{II} =$	-4,200	0.040	0.980	2.24	0.26%	8	224	100	5.03	0.59%
S6	100	15.0	85.0	1.25	$\alpha_1 =$	0.0207	$M_I =$	4,408	0.042	0.978	2.36	0.28%	6	120	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$\alpha_2 =$	0.0133	$M_2 =$	2,831	0.027	0.986	1.50	0.18%	6	188	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$\beta_1 =$	0.0473	$M_I =$	-9,034	0.086	0.955	4.95	0.58%	8	102	100	5.03	0.59%
		15.0	85.0		$\beta_2 =$	0.0303	$M_{II} =$	-5,787	0.055	0.972	3.11	0.37%	8	161	100	5.03	0.59%

5.3.2 Ô bản dầm

Xác định nội lực trong các ô bản.

- Tính toán theo sơ đồ biến đàn hồi.
- Xét tỷ số $l_2 / l_1 \geq 2$ thuộc loại bản dầm, bản làm việc 1 phương theo cạnh ngắn.
- Khi bản tựa trên dầm bê tông cốt thép đổ toàn khối mà $h_d / h_s < 3$: Liên kết được xem là tựa đơn (khớp).
- Khi bản tựa trên dầm bê tông cốt thép đổ toàn khối mà $h_d / h_s \geq 3$: Liên kết được xem là liên kết ngàm.

Ta có:

- Chiều dày sàn: $h_s = 100(mm)$

- Đối với dầm phụ: $b \times h = (250 \times 500) mm$.

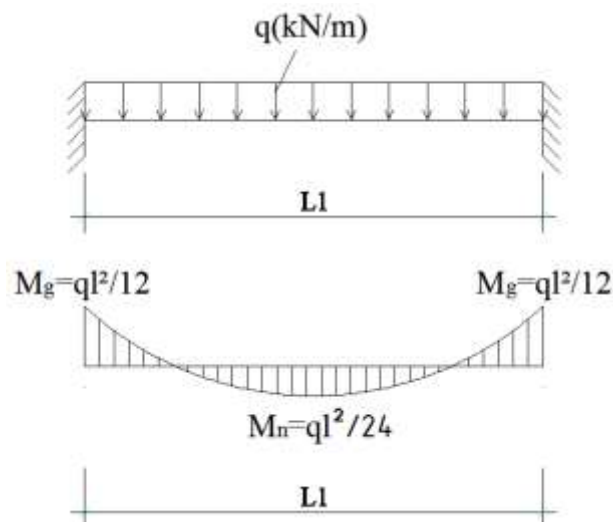
$$\frac{h_d = 500}{h_s = 100} = 5 \geq 3$$

- Đối với dầm chính: $b \times h = (300 \times 600) mm$.

$$\frac{h_d = 600}{h_s = 100} = 6 \geq 3$$

Cắt theo phương cạnh ngắn 1 dải có bề rộng $b = 1m$, xem bản như 1 dầm có 2 đầu ngàm.

Sơ đồ tính.



Hình 5.4 Sơ đồ tính ô bản dầm

Tính toán cốt thép

- Giả thiết: $a = 20 \text{ mm}$, $h_0 = h_s - a = 100 - 20 = 80(\text{mm})$, $b=1\text{m}$. Tính

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} < \alpha_R, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s}, \quad \mu = \frac{A_s}{b \times h_0}, \mu_{hl} = 0.3\% - 0.9\%$$

Trong đó:

$$\alpha_R = 0.439 \text{ [Bảng E.2 – Phụ lục E TCXDVN 356: 2005].}$$

$$\gamma_b = 0.9 \text{ [Bảng 15 TCXDVN 356: 2005]}$$

BẢNG TÍNH CỐT THÉP SÀN BẰN DẦM

Cấp bền bê tông B=25

Cốt thép $\phi \leq 8$ chọn thép CI, A-I. $R_s = R_{sc} = 225 \text{ Mpa}$

Cốt thép $\phi \geq 8$ chọn thép CII, A-II. $R_s = R_{sc} = 280 \text{ Mpa}$

Ô sàn		S1	S2	S3	S4	S5	S6
Số dờ		9	9	9	9	9	9
Kích thước	$l_n(\text{m})$	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
	$l_d(\text{m})$	4.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Tải trọng	$g^{tt}(\text{N/m}^2)$	4350	4350	6420	6380	4980	7600
	$p^{tt}(\text{N/m}^2)$	1950	1950	1950	1950	1950	1950

Ô Sàn	Chiều dày			Tỷ số l_b/l_1	Moment			Tính thép				Chọn thép			
	h	a	h ₀					α_m	ζ	A_s^{TT}	H.lượng	\varnothing	a^{TT}	a^{BT}	A_s^{CH}
	(mm)	(mm)	(mm)		(N.m/m)	(cm^2/m)	\square^{TT} (%)			(mm)	(mm)		(mm)	(cm^2/m)	\square^{BT} (%)
S7	100	15.0	85.0	2.67	$M_{nh} = \frac{ql^2}{24}$	4,331	0.041	0.979	2.31	0.27%	6	122	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$M_g = \frac{ql^2}{12}$	-5,963	0.057	0.971	3.21	0.38%	8	157	100	5.03	0.59%
S8	100	15.0	85.0	2.67	$M_{nh} = \frac{ql^2}{24}$	4,459	0.043	0.978	2.38	0.28%	6	119	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$M_g = \frac{ql^2}{12}$	-6,218	0.059	0.969	3.35	0.39%	8	150	100	5.03	0.59%
S9	100	15.0	85.0	2.67	$M_{nh} = \frac{ql^2}{24}$	4,331	0.041	0.979	2.31	0.27%	6	122	120	2.36	0.28%
		15.0	85.0		$M_g = \frac{ql^2}{12}$	-5,963	0.057	0.971	3.21	0.38%	8	157	100	5.03	0.59%
S10	100	15.0	85.0	2.00	$M_{nh} = \frac{ql^2}{24}$	1,083	0.010	0.995	0.85	0.10%	6	333	200	1.41	0.17%
		15.0	85.0		$M_g = \frac{ql^2}{12}$	-1,491	0.014	0.993	0.85	0.10%	6	333	200	1.41	0.17%

5.4 KIỂM TRA Ô SÀN

5.4.1 Kiểm tra độ võng của sàn 2 phương ngàm 4 cạnh.

- Độ võng sàn được xác định theo công thức $f = \frac{\alpha \times q \times l^4}{D}$ (theo công thức BTCT của thầy Võ Bá Tầm).

Trong đó :

- l: cạnh ngắn của sàn.
- $D = \frac{E \times \delta^3}{12(1-\nu^2)}$
- q: tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên ô sàn.
- $E_b = 30000 \text{ Mpa} = 30 \times 10^6 \text{ kN} / \text{m}^2$ môđun đàn hồi của bê tông.
- $\delta = 0.1 \text{ m}$ chiều dày sàn.
- $\nu = 0.2$ hệ số poisson.
- α hệ số phụ thuộc vào tỉ số giữa cạnh dài và cạnh ngắn của sàn.
- Áp dụng cho ô sàn S6 sàn có tải trọng lớn nhất $q = 7.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$.

$$D = \frac{E \times \delta^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{30 \times 10^6 \times 0.09^3}{12 \times (1-0.2^2)} = 1898.4$$

$$\frac{l_n}{l_d} = \frac{5}{4} = 1.25 \Rightarrow \alpha = 0.00182.$$

$$\Rightarrow f = \frac{\alpha \times q \times l^4}{D} = \frac{0.00182 \times 7.6 \times 4^4}{1898.4} = 0.00186 \text{ m}$$

$$[f] = \frac{l}{250} = \frac{4}{250} = 0.016 \text{ m}.$$

Vậy $f < [f]$ nên sàn thỏa điều kiện võng.

1.3.2 Kiểm tra độ võng của sàn 1 phương ngàm 2 cạnh.

➤ Áp dụng cho ô sàn S8.

➤ Độ võng sàn được xác định theo công thức $f = \frac{p^{tc} l^4}{384 E J}$ (theo công thức trong bảng tra sổ tay kết cấu công trình của PGS-PTS Vũ Mạnh Hùng).

Trong đó:

- $q^{tc} = (g^{tc} + p^{tc})b = 8.29 \text{ kN} / \text{m}$ tải trọng tiêu chuẩn trên một mét của ô sàn.
- l= 3m nhịp của sàn theo phương cạnh ngắn.
- E=30000 Mpa =30x10⁶ kN/m²

$$- I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.09^3}{12} = 6.075 \times 10^{-5} m^4 \text{ mô men quán tính.}$$

$$f = \frac{p^{tc}l^4}{384EI} = \frac{8.29 \times 3^4}{384 \times 30 \times 10^6 \times 6.075 \times 10^{-5}} = 9.59 \times 10^{-4}$$

$$[f] = \frac{l}{250} = \frac{4}{250} = 0.016m$$

Vậy $f < [f]$ nên sàn thỏa điều kiện võng.

CHƯƠNG 6 THIẾT KẾ CẦU THANG ĐIỂN HÌNH.

6.1 TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ TẦNG 2 TỚI TẦNG 10

6.1.1 cấu tạo của cầu thang

Tính toán cầu thang điển hình cho công trình. Đây là cầu thang 2 vế, dạng bản không dầm đỡ, 1 đầu tựa lên dầm sàn, 1 đầu tựa lên dầm chiếu nghỉ. Tính toán cầu thang như bản loại dầm hai đầu ngàm.

6.1.2 xác định các kích thước cơ bản

- Chiều cao tầng điển hình: $h_t = 3300mm$
- $l_1 = 1500mm$
- $l_2 = 2500mm$
- $l_3 = 2900mm$
- $L = l_1 + l_2 = 1500 + 2500 = 4000mm$
- Nhà phố chọn $B = 1200mm$
 $B_1 = 300mm$
- Chiều dày bản thang được xác định:
$$h_s = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{30} \right) L = \left(\frac{4000}{25} \div \frac{4000}{30} \right) = (133.33 \div 160)mm$$

⇒ Chọn $h_s = 140mm$

- Cấu tạo một bậc thang

$$\begin{cases} h_b = 150 \div 180mm \\ l_b = 250 \div 320mm \\ 2h_b + l_b = (580 \div 650) \end{cases}$$

⇒ Chọn $h_b = 170mm$

Chiều cao tầng : $h_t = 3300mm \Rightarrow$ tổng số bậc thang là.

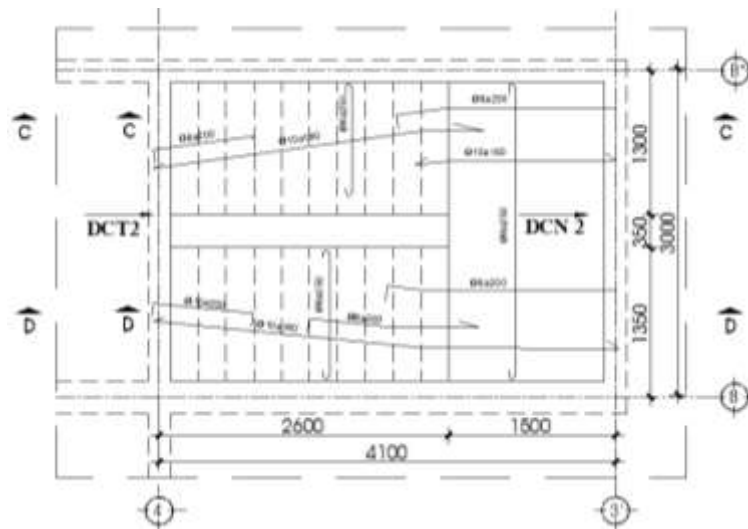
$$n = \frac{h_t}{h_b} = \frac{3300}{170} = 19.41 \text{ nên chọn } 20 \text{ bậc.}$$

$$\text{Tính lại } h_b = \frac{h_t}{n} = \frac{3300}{20} = 165mm.$$

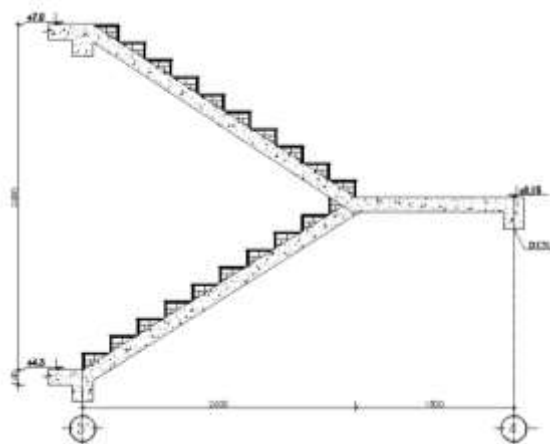
- Ta có 1 vế thang là 10 bậc nên $l_b = \frac{l_2}{n} = \frac{2500}{10} = 250 \text{ mm}$.
- Góc nghiêng : $\tan \alpha = \frac{h_b}{l_b} = \frac{165}{250} = 0.66 \Rightarrow \alpha = 33^\circ$

Kích thước dầm chiều tới, chiều nghi

$$\begin{cases} h_d = \frac{l_3}{8 \div 12} = \frac{2700}{8 \div 12} = (337.5 \div 135) \text{ mm} \\ b_d = \frac{h_d}{2 \div 4} \end{cases} \text{Chọn } \begin{cases} h_d = 300 \text{ mm} \\ b_d = 200 \text{ mm} \end{cases}$$

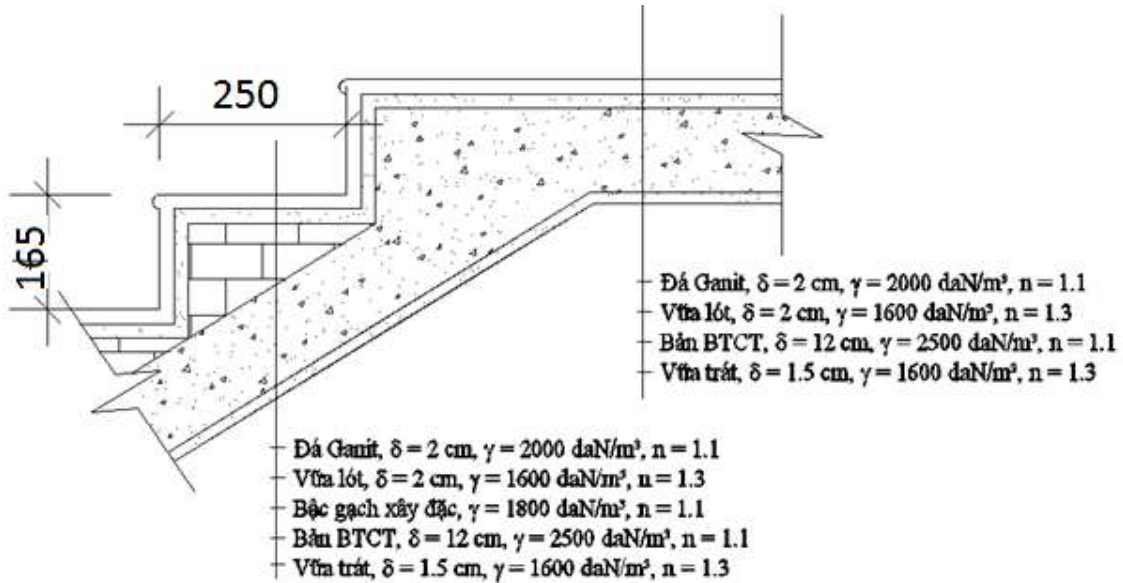


Hình 6.1 Mặt bằng cầu thang



Hình 6.2 Mặt cắt cầu thang

6.2 XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG



Hình 6.3 Cấu tạo bản thang và chiều nghi

6.2.1 Chiều nghi

Tĩnh tải: $g_{cn} = \sum n_i \gamma_i \delta_i \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$g_{cn} = \sum n_i \gamma_i \delta_i B \text{ (kN/m)}$$

Hoạt tải: $p_{cn} = n_p p^{tc} \text{ (kN/m}^2\text{)}$, tra bảng 3 TCVN 2737-1995 lấy $p_{cn} = 3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Bảng 6.1 Bảng tính tải trọng tác dụng lên chiều nghi

Tải trọng	Các lớp cấu tạo	Chiều dày (m)	Tải tiêu chuẩn (kN/m ³)	Hệ số vượt tải	Tải tính toán (kN/m ²)
Tĩnh tải	Đá hoa cương dày	0.02	24	1.1	0.528
	Vữa xi măng	0.02	18	1.3	0.468
	Bản BTCT	0.14	25	1.1	3.276
	Vữa trát	0.015	18	1.3	0.351
Hoạt tải	Cầu thang			1.2	3x1.2 = 3.6
Tổng cộng					8.223

6.2.2 Bản thang

- **Tĩnh tải**

- Trọng lượng bản thang: $g_{bt} = n_{bt} \gamma_{bt} h_s \frac{1}{\cos \alpha} (kN / m^2) .$

- Trọng lượng lớp vữa: $g_{cn} = n_v \gamma_v \delta_v \frac{1}{\cos \alpha} (kN / m^2)$

- Trọng lượng bậc thang:

$$g_b = \left(\frac{n_g h_b l_b}{2} \gamma_{da} \frac{n_{bac}}{2} \right) \times \frac{1}{l_2} (kN / m^2) = \left(\frac{1.1 \times 0.165 \times 0.25}{2} \times 20 \times \frac{20}{2} \right) \frac{1}{4} = 1.134 kN / m^2 .$$

Trong đó: $\gamma_{da} = 20 (kN / m^3)$ trọng lượng riêng của đá.

$$n_{bac} = 20 \text{ tổng số bậc thang.}$$

khối lượng của tay vịn bằng sắt lấy 0.30 kN/m quy tải lan can trên đơn vị

$$\text{bản thang } g_{tc} = \frac{0.3}{1.2} = 0.25 kN / m^2$$

- **Hoạt tải**

Hoạt tải tiêu chuẩn phân bố đều trên bản thang và bản chiếu tới. [Theo TCVN 2737:1995]

$$p_{cn} = n_p p^{tc} (kN / m^2)$$

$P^{tc} = 3 kN/m^2$ tải trọng tiêu chuẩn lấy [Theo bảng 3 TCVN 2737-1995]

$n_p = 1.2$ hệ số vượt tải [Theo 4.3.3 TCVN 2737:1995]

Bảng 6.2 Bảng tính tải trọng tác dụng lên bản thang

Tải trọng	Các lớp cấu tạo	Chiều dày (m)	Tải tiêu chuẩn (kN/m ³)	Hệ số vượt tải	$\frac{1}{\cos 31^\circ}$	Tải tính toán (kN/m ²)
Tĩnh tải	Bậc thang					1.134
	Vữa xi măng	0.02	18	1.3	1.17	0.548
	Bản BTCT	0.14	25	1.1	1.17	3.833
	Vữa trát	0.015	18	1.3	1.17	0.411
	Tay vịn					0.25
Hoạt tải	Cầu thang		3	1.2		3.600
Tổng cộng						9.78

6.2.3 Tổng tải trọng.

Tổng tải trọng lên chiếu nghỉ tính theo B=1m bề rộng bản thang:

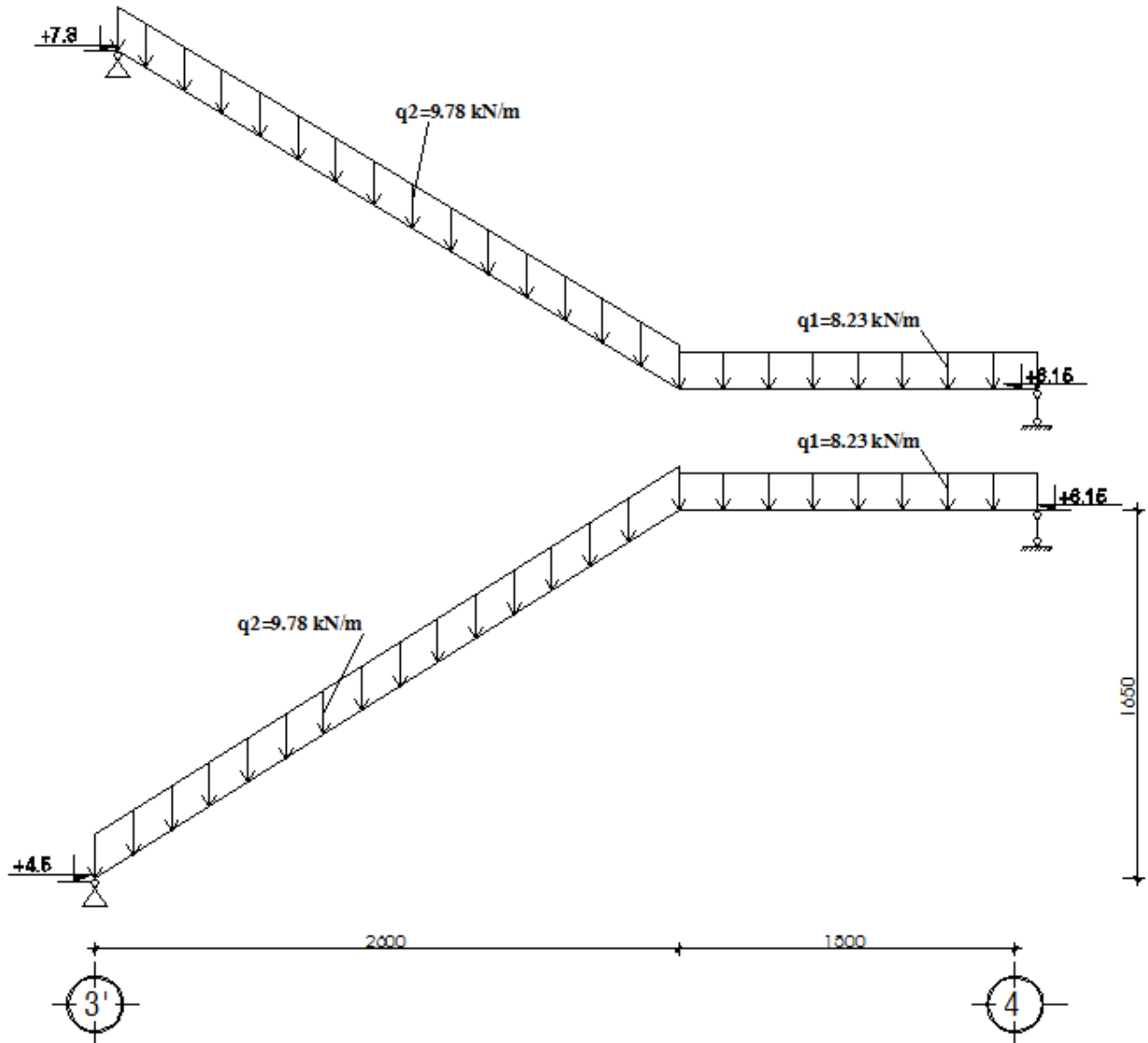
$$q_{cn} = 8.23 \times 1m = 8.23(kN / m)$$

Tổng tải trọng tác dụng lên bản thang theo B=1m bề rộng bản thang:

$$q_b = 9.78 \times 1m = 9.78(kN / m).$$

6.3 TÍNH TOÁN NỘI LỰC BÀN THANG VÀ CHIỀU NGHỈ

6.3.1 Sơ đồ tính toán



Hình 6.4 Sơ đồ tải trọng tính toán

(a)- Từ sàn đến bản chiều nghỉ, (b)- Từ bản chiều nghỉ tới sàn

6.3.2 Xác định nội lực

Đây là hệ tĩnh định, nội lực có thể dùng phương pháp cơ kết cấu hoặc dùng các chương trình tính kết cấu để giải. Có thể tính nội lực như sau:

Xét tỉ số $\frac{h_d}{h_s} = \frac{300}{140} = 2.14 < 3$ nên liên kết giữa bản thang và dầm chiều nghiêng được xem là

liên kết khớp

6.3.3 Phương pháp cơ kết cấu

$$\sum M / A = 0$$

$$\Leftrightarrow R_B \times (l_1 + l_2) = \frac{q_b \times l_2^2}{2} + q_{cn} \times l_1 \times \left(\frac{l_1}{2} + l_2\right) \Leftrightarrow R_B \times (2.5 + 1.5) = \frac{9.78 \times 2.5^2}{2} + 8.23 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 2.5\right)$$

$$\Leftrightarrow 4 \times R_B = 30.56 + 40.12$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{70.68}{4} = 17.7 (kN)$$

$$R_A = (q_b \times l_2 + q_{cn} \times l_1) - R_B$$

$$R_A = (9.78 \times 2.5 + 8.23 \times 1.5) - 17.7$$

$$R_A = 19.1 (kN)$$

Xét tại một tiết diện bất kỳ, cách gối tựa A một đoạn x, tính mômen tại tiết diện đó:

$$M_x = R_A \times x - \frac{q_b \times x^2}{2} (*)$$

Viết phương trình hình chiếu lên trục y ta có: $Q_0 = -q_b x + R_A$

Mômen lớn nhất ở nhịp được xác định từ điều kiện: “Đạo hàm của mômen là lực cắt và lực cắt tại đó phải bằng không”

Đạo hàm phương trình $(M'_0)_x = R_A - q_b x = Q_0$,

$$\text{Tính } M_{\max} \Leftrightarrow Q_0 = -q_b x + R_A = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_b} = \frac{19.1}{9.78} = 1.95$$

Thay x = 1.95 (m) vào phương trình (*) ta tính được:

Mômen lớn nhất ở nhịp:

$$M_{\max} = R_A x - \frac{q_b x^2}{2} = 19.1 \times 1.95 - \frac{9.78 \times 1.95^2}{2} = 18.65 (kN.m)$$

Giá trị mômen tại vị trí tiếp giáp phần chiếu nghỉ và vế thang:

$$M_1 = R_A \times l_2 - \frac{q_b \times l_2^2}{2} = 19.1 \times 2.5 - \frac{9.78 \times 2.5^2}{2} = 17.18 (kN.m).$$

Khi tính theo sơ đồ như trên thì không xuất hiện momen âm tại gối cũng như tại chỗ gãy khúc nhưng để phù hợp với thực tế của cầu thang giá trị momen lớn nhất tại nhịp được phân bố để tính cốt thép như sau:

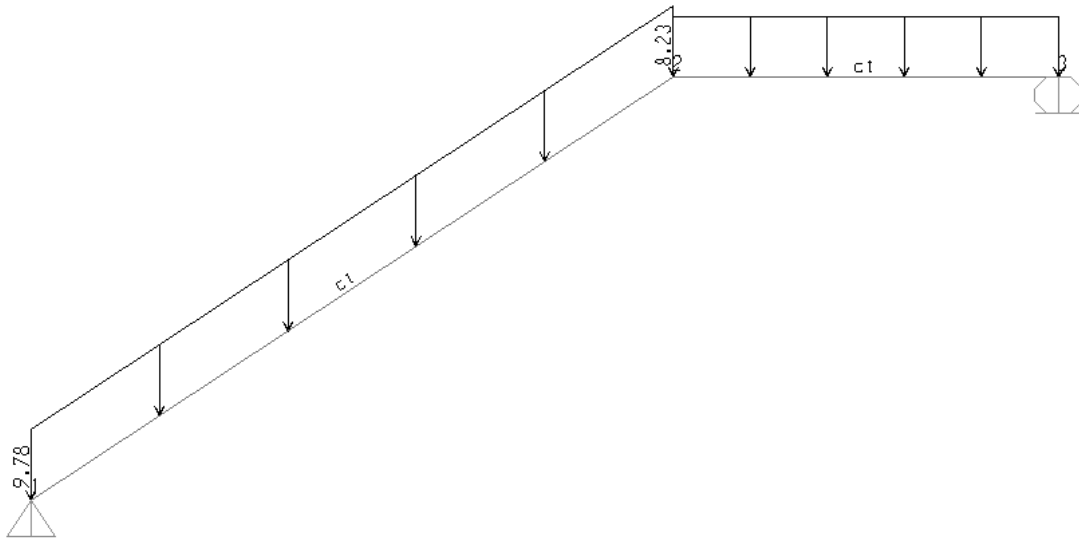
$$M_g = 0.4M_{\max}$$

$$M_{nhịp} = (0.7 \div 0.8)M_{\max}$$

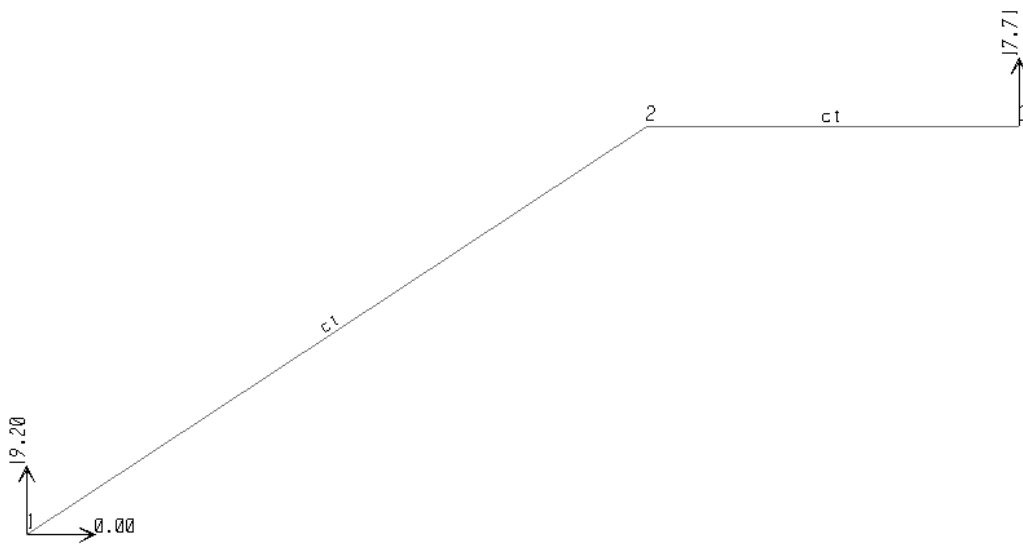
Chú ý: ta có thể tính cốt thép ở nhịp còn cốt thép ở gối ta có thể bố trí theo cấu tạo $\phi 6a200$ cho trường hợp này.

Tương tự như vậy ta sẽ bố trí cốt thép cấu tạo tại vị trí gãy khúc cho cầu thang hoặc có thể lấy cốt thép tính được tại gối bố trí cho cả vị trí gãy khúc của cầu thang.

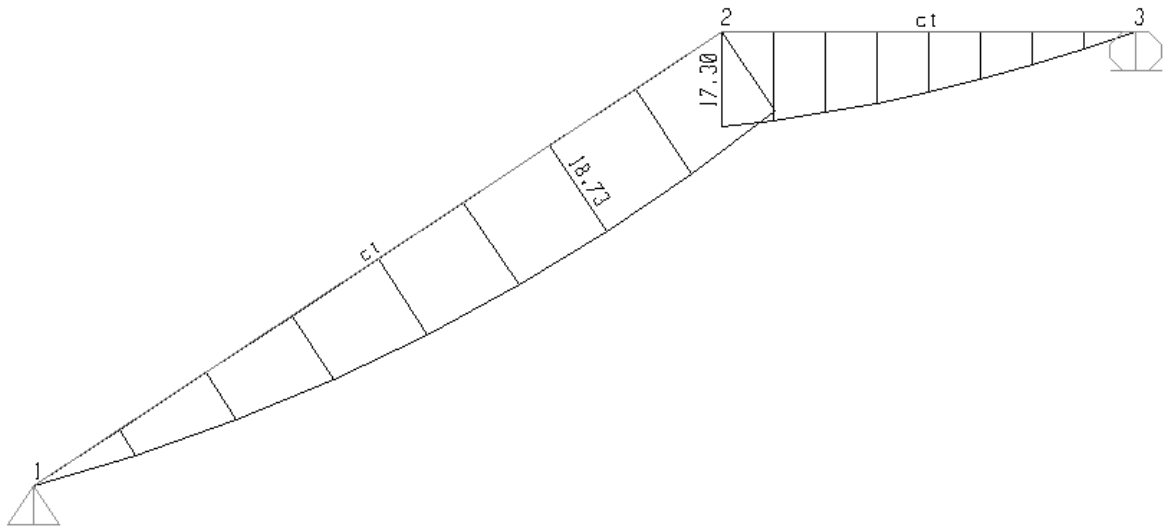
6.3.4 Phương pháp giải sap2000



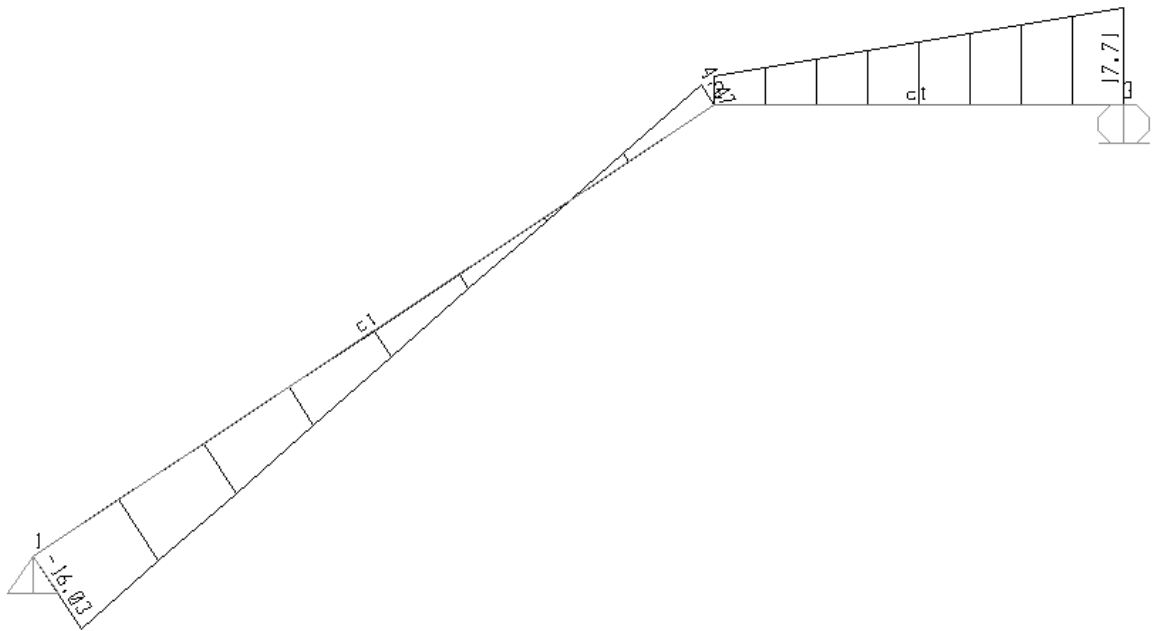
Hình 6.5 Sơ đồ tải trọng tính toán



Hình 6.6 Phản lực tại gối tựa (Kn)



Hình 6.7 Biểu đồ Mômen (kN.m)



Hình 6.8 Biểu đồ lực cắt (kN)

6.4 TÍNH TOÁN CỐT THÉP VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP

6.4.1 Tính toán cốt thép

Do 2 vế của bản thang giống nhau nên chỉ tính toán cho 1 vế, vế còn lại bố trí thép tương tự. Bản thang được tính như cầu kiện chịu uốn.

6.4.2 Tính momen nhịp được lấy như sau:

$$M_{nhịp} = 0.7M_{\max} = 0.8 \times 18.73 = 14.98 (kN.m).$$

Lựa chọn vật liệu

Bê tông B25 : $R_b = 14.5 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$

Thép AII : $R_s = 280 \text{ MPa}$

Giả thiết: $a = 20 \text{ mm}$, $h_0 = h_s - a = 140 - 20 = 120 (mm)$, $b = 1 \text{ m}$. Tính

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{\gamma_b R_b b h_0^2} < \alpha_R$$

$$\alpha_m = \frac{14.98}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 1 \times 0.12^2} = 0.08 < \alpha_R = 0.432$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08} = 0.083$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.083 \times 0.9 \times 14.5 \times 1 \times 0.12}{280} = 4.64 \times 10^{-4} (m^2) = 4.64 (cm^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} = \frac{464}{1000 \times 120} = 0.39\% \text{ nằm trong khoảng } \mu_{hl} = 0.3\% - 0.9\% \text{ hợp lý.}$$

Trong đó:

$$\alpha_R = 0.432 \text{ [Bảng E.2 – Phụ lục E TCXDVN 356: 2005].}$$

$$\gamma_b = 0.9 \text{ [Bảng 15 TCXDVN 356: 2005].}$$

6.4.3 Tính momen gối được lấy như sau:

$$M_g = 0.4M_{\max} = 0.4 \times 18.73 = 7.49 (kN.m)$$

Lựa chọn vật liệu

Bê tông B25 : $R_b = 14.5 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$

Thép AII : $R_s = 280 \text{ MPa}$

Giả thiết: $a = 20 \text{ mm}$, $h_0 = h_s - a = 140 - 20 = 120 (mm)$, $b = 1 \text{ m}$. Tính

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{\gamma_b R_b b h_0^2} < \alpha_R$$

$$\alpha_m = \frac{7.49}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 1 \times 0.12^2} = 0.04 < \alpha_R = 0.432$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04} = 0.04$$

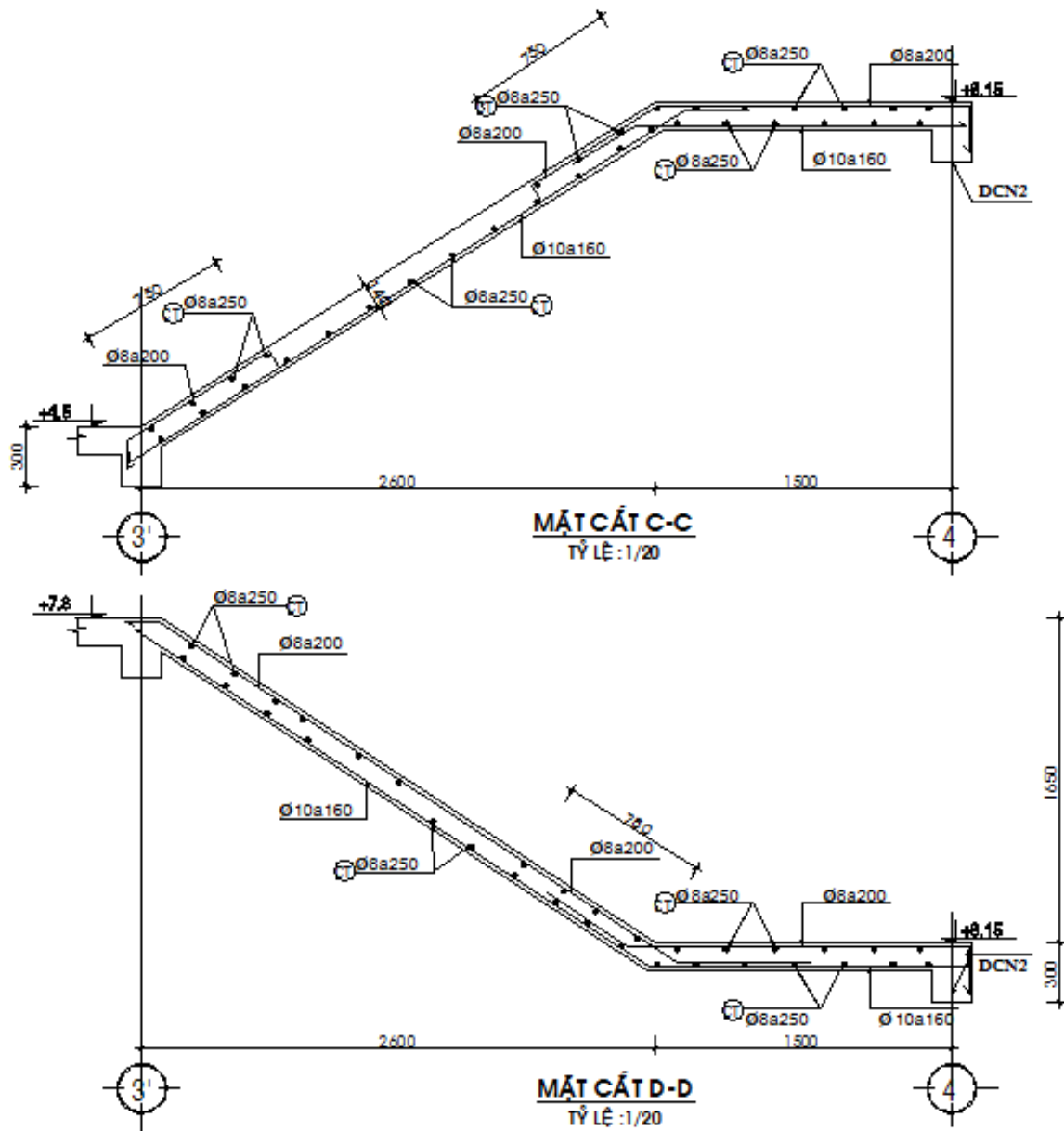
$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.04 \times 0.9 \times 14.5 \times 1 \times 0.12}{280} = 2.23 \times 10^{-4} (m^2) = 2.23 (cm^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} = \frac{223}{1000 \times 120} = 0.18\%$$

6.4.4 Bố trí cốt thép

$$A_{s\text{nhíp}} = A_s = 4.64 (cm^2) \text{ Chọn } \phi 10a160 - A_{s\text{chon}} = 4.91 (cm^2)$$

$$A_{s\text{gối}} = 2.23 (cm^2) \text{ Chọn } \phi 8a200 - A_{s\text{chon}} = 2.5 (cm^2)$$



Hình 6.9 mặt cắt cầu thang

6.5 TÍNH TOÁN DẦM CHIẾU NGHỈ.

6.5.1 Tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ.

Chọn kích thước tiết diện dầm là (200×300)mm .

- Trọng lượng bản thân của dầm :

$$g_d = n\gamma_b b_d (h_d - h_s) = 1.1 \times 25 \times 0.2 \times (0.3 - 0.14) = 0.88 (\text{kN/m})$$

- Trọng lượng tường xây trên dầm:

+ Chiều cao tường: $h_t = \frac{h_{\text{tường}}}{2} - h_d = \frac{3300}{2} - 600 = 1050 (\text{mm})$

+ Trọng lượng tường: $g_t = b_t \times h_t \times n \times \gamma_t = 0.2 \times 1.05 \times 1.1 \times 18 = 4.158 (\text{kN/m})$

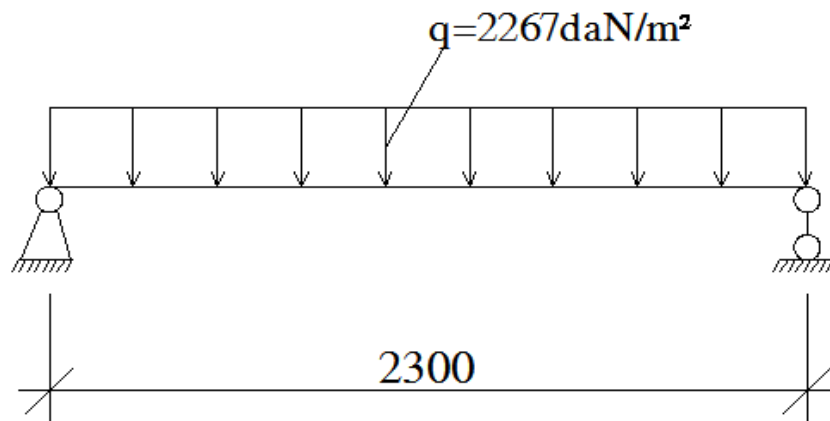
Tải trọng do bản thang truyền vào, là phản lực của các gối tựa tại B và tại C của vế 1 vế 2 được quy về dạng phân bố đều :

$$q_{\text{vethang}} = \frac{R_B}{1m} = \frac{17.71}{1} = 17.71 (\text{kN/m})$$

Tổng tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ :

$$q = g_d + g_t + q_{\text{vethang}} = 0.88 + 4.158 + 17.71 = 22.75 (\text{kN/m})$$

6.5.1.1 Sơ đồ tính toán



Hình 6.10 Sơ đồ tải trọng tính toán

6.5.1.2 Xác định nội lực

Mômen lớn nhất trong dầm:

$$M_{max} = \frac{q_d L_d^2}{8} = \frac{22,75 \times 2,7^2}{8} = 20.73 (kN.m)$$

Lực cắt lớn nhất trong dầm:

$$Q_{max} = \frac{q_d L_d}{2} = \frac{22,75 \times 2,7}{2} = 30.71 (kN)$$

6.5.1.3 Tính toán cốt thép

Tính toán cốt thép dọc

Lựa chọn vật liệu

- Bê tông B25 : $R_b = 14.5 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$
- Thép AII : $R_s = 280 \text{ MPa}$

Giả thiết: $a = 35 \text{ mm}$, $h_0 = h_d - a = 300 - 35 = 265 (mm)$, $b = 200 \text{ mm}$. Tính

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{\gamma_b R_b b h_0^2} < \alpha_R$$

$$\alpha_m = \frac{20.73}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 0.2 \times 0.265^2} = 0.113 < \alpha_R = 0.432$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.113} = 0.012$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.12 \times 0.9 \times 14.5 \times 0.2 \times 0.265}{280} = 2.96 \times 10^{-4} (m^2) = 2.96 (cm^2)$$

Chọn $2\phi 16 - A_{s\text{chon}} = 4.02 (mm^2)$

$$\mu_{hl} = 0.3\% - 0.9\%$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} = \frac{402}{200 \times 265} = 0.75\%$$

Trong đó

$$\alpha_R = 0.432 \text{ [Bảng E.2 – Phụ lục E TCXDVN 356: 2005].}$$

$$\gamma_b = 0.9 \text{ [Bảng 15 TCXDVN 356: 2005].}$$

6.5.2 Kiểm tra khả năng chịu cắt:

Lực cắt lớn nhất tác dụng lên dầm chiều nghiêng là $Q_{max} = 30.71$ (kN)

Theo Nguyễn Đình Công, 2008, *Sàn sườn bê tông toàn khối*. Nhà xuất bản xây dựng, Hà nội: 103-109.

Khả năng chịu cắt của tiết diện bê tông khi không có cốt thép đai:

$$Q_{b0} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{C}$$

Trong đó:

- $R_{bt} = 1.05$ Mpa cường độ tính toán về kéo của bê tông.
- $\varphi_{b4} = 1.5$ hệ số phụ thuộc loại bê tông.
- $\varphi_n = 0$ hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc N.
- C: hình chiều của tiết diện nghiêng lên phương trục dầm. Lấy gần đúng $C=2h_0$

$$\Rightarrow Q_{b0} = 0.5 \times \varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0.5 \times 1.5 \times 1.05 \times 10^3 \times 0.2 \times 0.265 = 41.74 \text{ (kN)}$$

Ta thấy $Q_{max} = 30.71 \text{ (kN)} < Q_{b0} = 41.74 \text{ (kN)}$ nên không cần tính toán cốt đai. Chọn đặt cốt thép đai theo cấu tạo với $s = \frac{3}{4} \times h = \frac{3}{4} \times 300 = 225 \text{ (mm)}$.

Chọn $\phi 6a200$ bố trí cốt đai làm cấu tạo.

CHƯƠNG 7 TÍNH TOÁN KHUNG TRỤC 2.

7.1 MỞ ĐẦU

Ngày nay với sự phát triển của công nghệ thông tin với sự ra đời của các phần mềm giúp ta nhanh chóng xác định nội lực của toàn bộ công trình chính xác, nhanh chóng và thuận tiện. Một trong những phần mềm đó là Etabs của hãng CSI. Ngoài ra còn rất nhiều phần mềm khác để giúp ta giải quyết tất cả những vấn đề về nội lực của kết cấu nhưng trong phạm vi đồ án này em chỉ chọn Etabs làm phần mềm giúp giải quyết nội lực của công trình mà em đang làm.

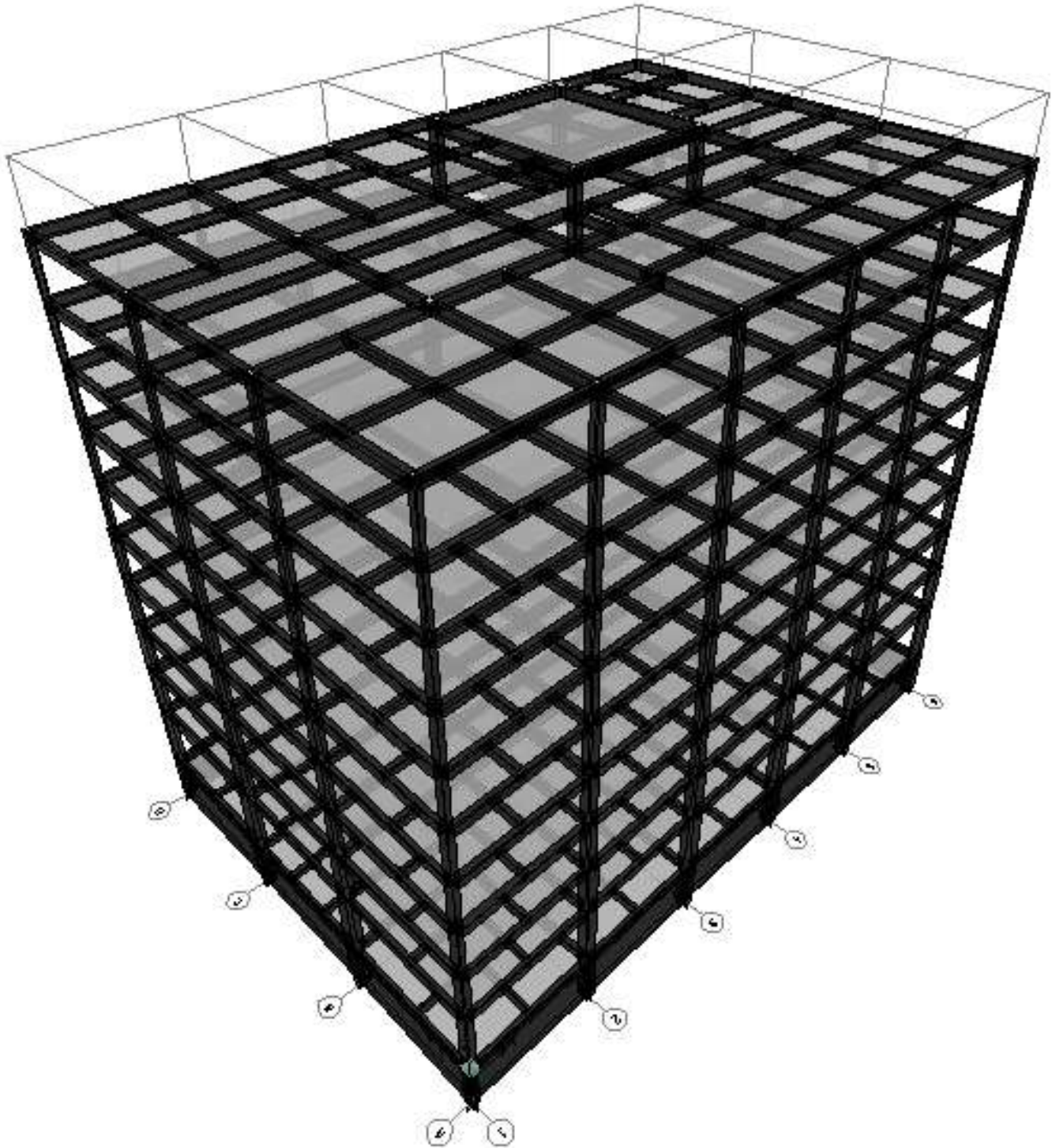
Sử dụng phương pháp Phần tử hữu hạn, mô hình toàn bộ kết cấu công trình dạng khung không gian trong phần mềm Etabs 9.7.4

Mô hình khung gồm các phần tử cột, dầm, sàn và vách cứng. Trong kết cấu nhà nhiều tầng thì sàn đóng vai trò rất quan trọng, sàn phải có đủ độ cứng để có thể truyền được tải ngang. Do đó ta cần phải khai báo sàn là tuyệt đối cứng (Rigid Diaphragm), mỗi một sàn tầng tương ứng với một Diaphragm. Gán tải phân bố trực tiếp lên sàn, đối với tường xây trên dầm ta quy về lực phân bố trên dầm.

					MÁI
	D250X500	D250X500	D250X500	D250X500	SAN THƯƠNG
C300X400					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 10
C300X400					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 9
C400X500					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 8
C400X500					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 7
C400X500					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 6
C500X600					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 5
C500X600					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 4
C500X600					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 3
C600X700					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 2
C600X700					
	D400X650	D400X650	D400X650	D400X650	TẦNG 1
C600X700					TRỆT
C600X700					BASE

Hình 7.1 hệ dầm cột khung trục 2

7.2 MÔ HÌNH ETAB



Hình 7.2 mô hình etab khung không gian bằng etab 9.7.4

7.3 CÁC TRƯỜNG HỢP CHẤT TẢI CHO KHUNG KHÔNG GIAN

7.3.1 TẢI TRỌNG

(TỈNH TẢI, HOẠT TẢI, GIOX, GIOXX, GIOY, GIOYY).

7.3.2 Tĩnh tải

7.3.2.1 Tải trọng các lớp cấu tạo

Bảng 7.1 Tải trọng các lớp cấu tạo sàn căn hộ (p. Ngủ, bếp..) +hành lang + kỹ thuật

STT	Vật liệu cấu tạo	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	- Gạch Ceramic	20.00	0.01	0.20	1.1	0.22
2	- Vữa lát nền	18.00	0.03	0.54	1.3	0.70
3	- Vữa lát trần	18.00	0.015	0.27	1.3	0.35
4	- Tải trọng thiết bị			0.30	1.1	0.33
5	- Tổng tĩnh tải:			1.31		1.6

Bảng 7.2 Tải trọng các lớp cấu tạo sàn vệ sinh

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	- Gạch Ceramic	20.00	0.020	0.40	1.1	0.44
2	- Vữa lát nền chống thấm tạo dốc	18.00	0.040	0.72	1.3	0.94
3	- Vữa lát trần	18.00	0.015	0.27	1.3	0.35
4	- Tải trọng thiết bị			0.30	1.1	0.33
5	- Tổng tĩnh tải:			1.69		2.06

Bảng 7.3 Tải trọng các lớp cấu tạo sàn thượng

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	- Gạch chống nóng	22.00	0.03	0.66	1.1	0.73
2	- Vữa lát nền chống thấm tạo dốc	18.00	0.03	0.54	1.3	0.70
3	- Vữa lát trần	18.00	0.015	0.27	1.3	0.35
4	- Tải trọng thiết bị			0.30	1.1	0.33
5	- Tổng tĩnh tải:			1.77		2.1

7.3.2.2 Tải trọng do kết cấu bao che gây ra

- Tải trọng của các vách tường được quy về tải phân bố đều theo diện tích ô sàn.
- Trọng lượng tường ngăn trên sàn được quy đổi thành tải trọng phân bố đều trên sàn.
- Cách tính này là cách tính gần đúng. Khi quy đổi ta có xét đến sự giảm tải bằng cách trừ đi 20% tải trọng do lỗ cửa. Công thức quy đổi:

$$g_t = \frac{c \times n \times \gamma \times t_{tuong} \times H_{tuong} \times L_{tuong}}{A_s}$$

Bảng 7.4 Tải trọng tường quy đổi phân bố đều trên sàn

Kí hiệu	Kích thước ô sàn (l _n x l _d) (m ²)	Diện tích A _s (m ²)	Tổng chiều dài tường trên sàn L _{tường} (m)		n	γ (kN/m ³)	H _{tường}	Hệ số cửa (c)	Tải tường g _{tường} (kN/m ²)
			Tường 100	Tường 200					
S1	4x4	16	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S2	4x5	20	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S3	4x5	20	7.6	0	1.1	18	3.2	0.8	1.93
S4	4x5	20	7.4	0	1.1	18	3.2	0.8	1.88
S5	4x5	20	2.5	0	1.1	18	3.2	0.8	0.63
S6	4x5	20	11.7	0	1.1	18	3.2	0.8	2.96
S7	3x8	24	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S8	3x8	24	1.6	0	1.1	18	3.2	0.8	0.34
S9	3x8	24	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0
S10	1.5x3	4.5	0	0	1.1	18	3.2	0.8	0

7.3.3 Hoạt tải

- Dựa vào công năng của các ô sàn, ta tìm hoạt tải tiêu chuẩn. (Theo bảng 3 TCVN 2737 - 1995).

Bảng 7.5 Tải trọng tiêu chuẩn P^{tc} phân bố đều trên sàn

CHỨC NĂNG	P^{tc} (kN/m ²)	HỆ SỐ VƯỢT TẢI
Phòng ngủ	0.15	1.3
Phòng khách	0.15	1.3
Toilet	0.15	1.3
Nhà bếp	0.15	1.3
Ban công	0.20	1.2
Hành lang	0.30	1.2

Bảng 7.6 Hoạt tải trên các ô sàn

Ô sàn	Chức năng	Diện tích m ²	P^{tc} (kN/m ²)	Hệ số vượt tải	P^{tt} (kN/m ²)
S1	Phòng ngủ	16	1.50	1.3	1.95
S2	Phòng ngủ	20	1.50	1.3	1.95
S3	Phòng bếp,sân phơi	20	1.50	1.3	1.95
S4	Phòng ăn,tollet	20	1.50	1.3	1.95
S5	Phòng khách	20	1.50	1.3	1.95
S6	Nhà bếp,tollet	20	1.50	1.3	1.95
S7	Phòng khách	24	1.50	1.3	1.95
S8	Phòng khách	24	1.50	1.3	1.95
S9	Hành lang	24	3.00	1.2	3.60
S10	Chiều tới	4.5	3.00	1.2	3.60

Bảng 7.7 Thành phần gió tính theo phương X

Tầng	Cao trình công trình(m)	Cao trình tính gió Zi (m)	Chiều cao tầng (m)	H (m)	B(m)	k(Zi)	W _d (kN/m ²)	W _h (kN/m ²)	W ^{tt} (kN)
Hầm	-3.20	-3.20	3.20	-	40.0	0.00	0.00	0.00	0.00
MĐTN	-1.20	0.00	-	-	40.0	0.00	0.00	0.00	0.00
Tầng trệt	0.00	1.20	4.40	3.40	40.0	0.47	50.93	-38.20	89.130
Tầng 2	4.40	5.60	3.30	3.85	40.0	0.55	67.49	-50.62	118.106
Tầng 3	7.70	8.9	3.30	3.30	40.0	0.63	66.26	-49.70	115.958
Tầng 4	11.0	12.2	3.30	3.30	40.0	0.70	73.62	-55.22	128.843
Tầng 5	14.3	15.5	3.30	3.30	40.0	0.75	78.88	-59.16	138.046
Tầng 6	17.6	18.8	3.30	3.30	40.0	0.79	83.09	-62.32	145.408
Tầng 7	20.9	22.1	3.30	3.30	40.0	0.82	86.25	-64.68	150.930
Tầng 8	24.2	25.4	3.30	3.30	40.0	0.85	89.40	-67.05	156.452
Tầng 9	27.5	28.7	3.30	3.30	40.0	0.88	92.56	-69.42	161.974
Tầng 10	30.8	32.0	3.30	3.30	40.0	0.91	95.71	-71.78	167.495
Sân thượng	34.1	35.3	3.30	3.30	40.0	0.93	97.82	-73.36	171.177
MÁI	37.4	38.6	-	1.65	40	0.96	50.49	-37.86	88.349

Bảng 7.8 Thành phần gió tính theo phương Y.

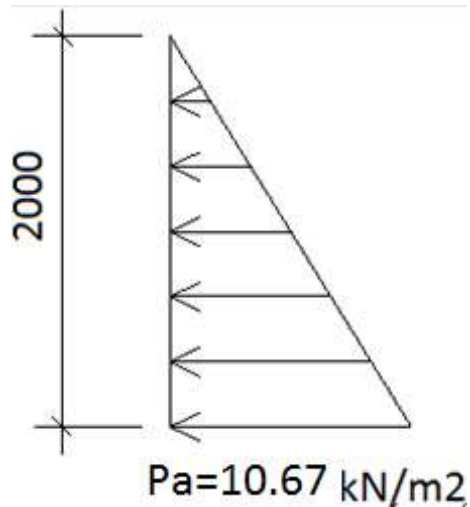
Tầng	Cao trình công trình(m)	Cao trình tính gió Zi (m)	Chiều cao tầng (m)	H (m)	B(m)	k(Zi)	W _d (kN/m ²)	W _h (kN/m ²)	W ^{tt} (kN)
Hầm	-3.20	-3.20	3.20	-	27	0.00	0.00	0.00	0.00
MĐTN	-1.20	0.00	-	-	27	0.00	0.00	0.00	0.00
Tầng trệt	0.00	1.20	4.00	3.40	27	0.47	34.38	-25.78	60.163
Tầng 2	4.40	5.60	3.30	3.85	27	0.55	45.56	-34.17	79.721
Tầng 3	7.70	8.9	3.30	3.30	27	0.63	44.73	-33.55	78.272
Tầng 4	11.0	12.2	3.30	3.30	27	0.70	49.70	-37.27	86.969
Tầng 5	14.3	15.5	3.30	3.30	27	0.75	53.25	-39.93	93.181
Tầng 6	17.6	18.8	3.30	3.30	27	0.79	56.09	-42.06	98.150
Tầng 7	20.9	22.1	3.30	3.30	27	0.82	58.22	-43.66	101.878
Tầng 8	24.2	25.4	3.30	3.30	27	0.85	60.35	-45.26	105.605
Tầng 9	27.5	28.7	3.30	3.30	27	0.88	62.48	-46.86	109.332
Tầng 10	30.8	32.0	3.30	3.30	27	0.91	64.61	-48.45	113.059
Sân thượng	34.1	35.3	3.30	3.30	27	0.93	66.03	-49.52	115.544
MÁI	37.4	38.6	-	1.65	27	0.96	34.08	-25.56	56.636

7.4 ÁP LỰC ĐẤT TÁC DỤNG VÀO TẦNG HẦM.

Sau khi ta đào lớp đất ở tầng hầm lên thì ta phải lấp 1 lớp đất khác vào. Chọn loại đất lấp vào là đất cát vàng có $\gamma = 1600 \text{ daN/m}^3$; $\varphi = 30^\circ$; $c=0$.

Giả thiết ma sát sau lưng tường bằng 0: $\delta=0$.

Xác định áp lực đất:



Hình 7.3 Áp lực đất tác dụng lên cột

Cường độ áp lực đất trên đoạn tường tầng hầm cao 3m:

$$P_a = \gamma \times z \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Với z : kể từ mặt đất tự nhiên trở xuống .

- Tại A(đỉnh tường chắn) : $z = 0$.

$$P_a = 1600 \times 0 \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 0(\text{daN} / \text{m}^2)$$

- Tại B(chân tường chắn) : $z = 2 \text{ m}$.

$$P_a = 16 \times 2 \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 10.67(\text{kN} / \text{m}^2) .$$

- Áp lực đất truyền lên vách được quy đổi thành phân bố đều lên tường và lên cột:

$$q_{td} = \frac{5}{16} \times p_a = \frac{5}{16} \times 10.67 = 3.33(\text{kN} / \text{m}^2)$$

7.4.1 Tổ hợp tải trọng**Bảng 7.9 tổ hợp tải trọng**

Combo	Load Combination Type	Define Combination	Ghi chú
Comb1	ADD	TT+HT	
Comb2	ADD	TT+GIOX	
Comb3	ADD	TT+GIOXX	
Comb4	ADD	TT+GIOY	
Comb5	ADD	TT+GIOYY	
Comb6	ADD	TT+0.9HT+0.9GIOX	
Comb7	ADD	TT+0.9HT+0.9GIOXX	
Comb8	ADD	TT+0.9HT+0.9GIOY	
Comb9	ADD	TT+0.9HT+0.9GIOYY	
BAO	ENVE	BAO(comb1,.....,comb9)	Tính thép dầm

- Dùng biểu đồ lấy từ tổ hợp ENVE1 để tính toán cốt thép cho dầm.
- Tính cốt dọc: mỗi dầm lấy moment tại 3 tiết diện (gối trái, nhịp, gối phải), mỗi tiết diện lấy giá trị M_{max} và M_{min} để tính toán cốt thép.
- Tính cốt ngang: mỗi dầm lấy lực cắt tại 4 tiết diện(gối trái, $\frac{1}{4}$ nhịp, $\frac{3}{4}$ nhịp, gối phải) để tính cốt ngang.

Trình tự tính toán:

- Tính toán cầu kiện chịu uốn có tiết diện hình chữ nhật
- Các đặc trưng vật liệu tính toán

$$+ \text{Bê tông B25 : } \left\{ \begin{array}{l} R_b = 14.5\text{MPa} \\ R_{bt} = 1.05\text{MPa} \\ E = 30000\text{MPa} \end{array} \right\}$$

+ Cốt thép dọc AII:
$$\left\{ \begin{array}{l} R_s = 280\text{MPa} \\ R_{sc} = 280\text{MPa} \\ E = 210000\text{MPa} \end{array} \right\}$$

+ Cốt thép đai AI :
$$\left\{ \begin{array}{l} R_s = 225\text{MPa} \\ E = 210000\text{MPa} \end{array} \right\}$$

+ Các công thức tính toán theo trình tự sau:

+ Dữ liệu đầu vào: $M, b, h, a, \gamma_b, R_b, R_s, R_{sc}$

+ Tính hệ số:
$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2},$$

+ Bê tông B25, $\gamma_{b2} = 0.9$. Cốt thép thuộc nhóm AII, CII
$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_R = 0,432 \\ \xi_R = 0,632 \end{array} \right.$$

+ Nếu $\alpha_m > \alpha_R$ thì tiến hành tăng tiết diện tính toán hoặc tính toán cốt thép kép

+ Nếu $\alpha_m < \alpha_R$ thì tiến hành tính toán với bài toán cốt đơn

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$$

+ Hàm lượng cốt thép

$$\mu_{\min} < \mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \times 100\% < \mu_{\max}$$

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

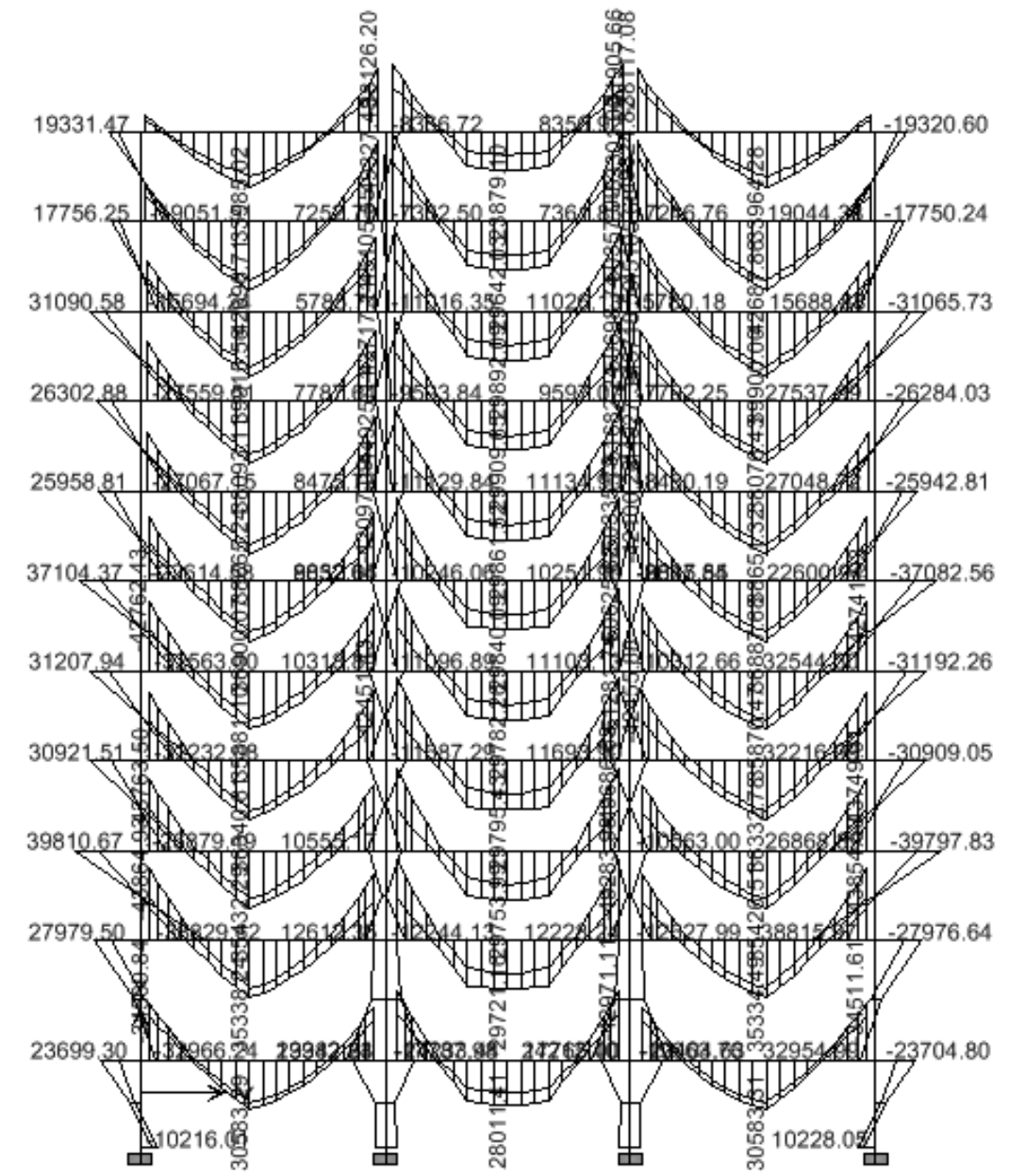
$$\mu_{\max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} = 0.632 \times \frac{14.5}{280} \times 100\% = 3.3\%$$

7.5 THIẾT KẾ THÉP DÀM

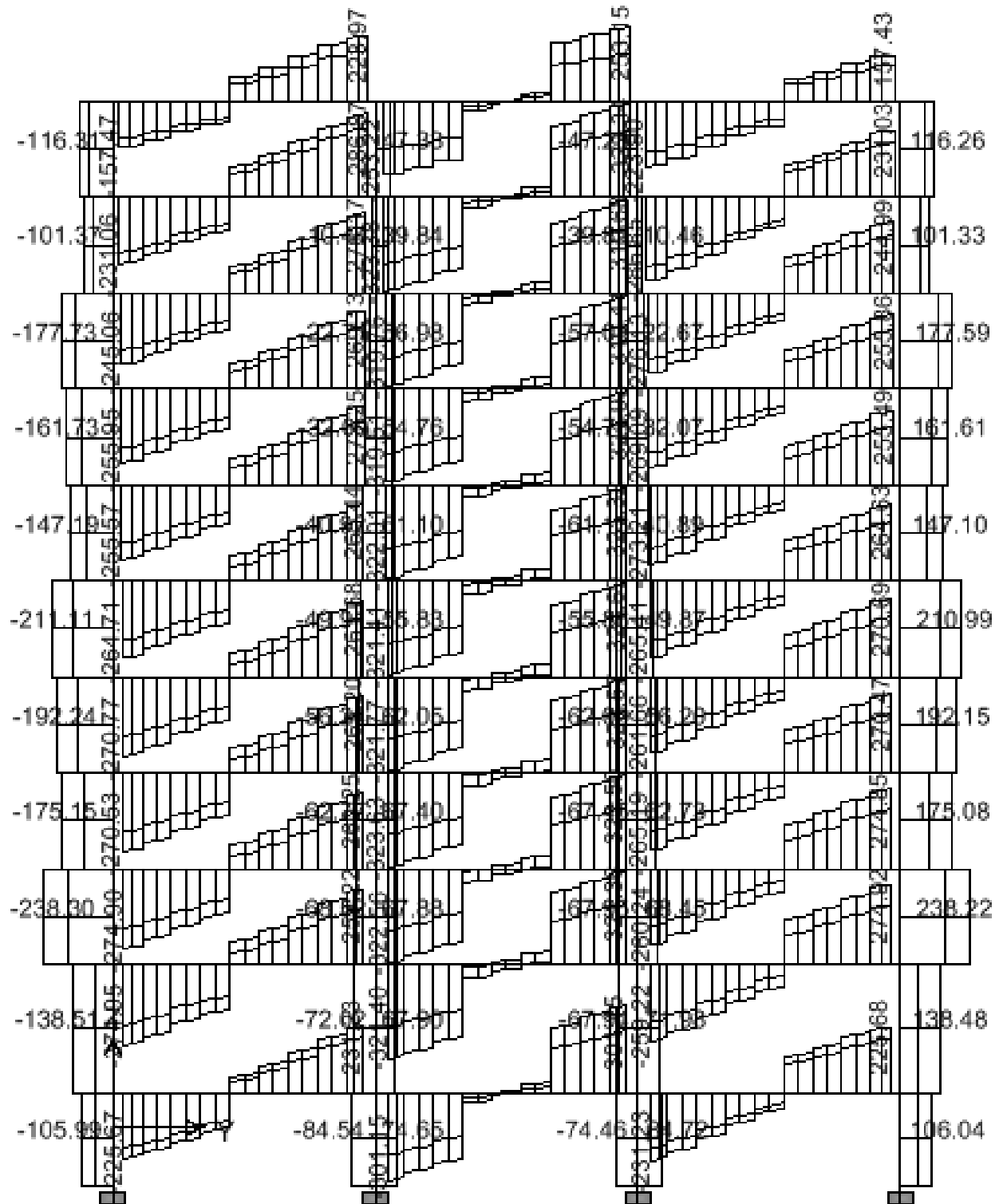
7.5.1 Tính thép dọc cho dầm bằng etab 9.7.4

- Chọn biểu đồ bao momen để tính thép dọc của dầm.

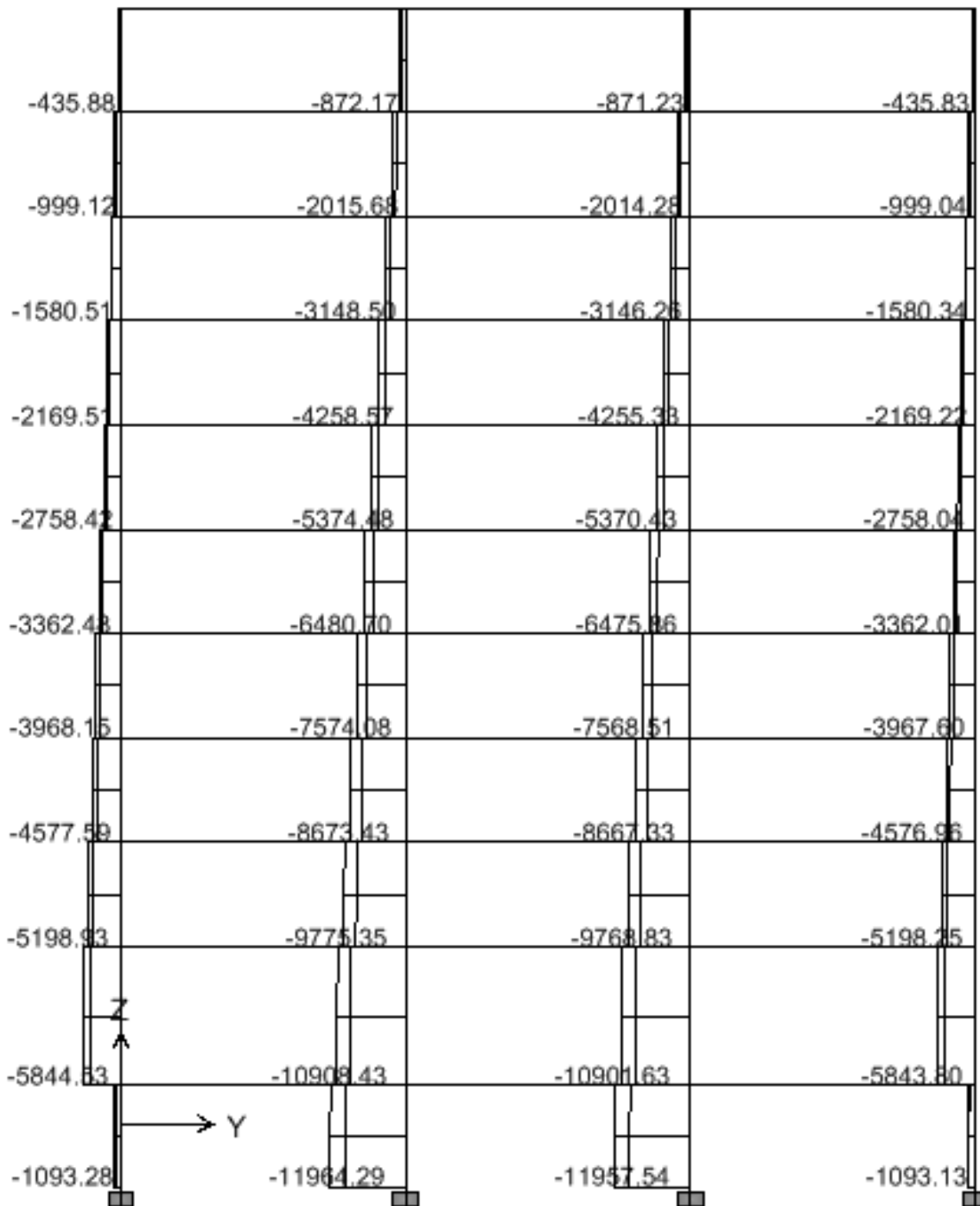
Dựa vào bảng tính thép của Etab ta thấy hàm lượng cốt thép không phù hợp nên chọn lại tiết diện dầm từ tầng trệt tới tầng 10 là D400x650. Tầng sân thượng là D250x500. Dầm phụ D250x500.



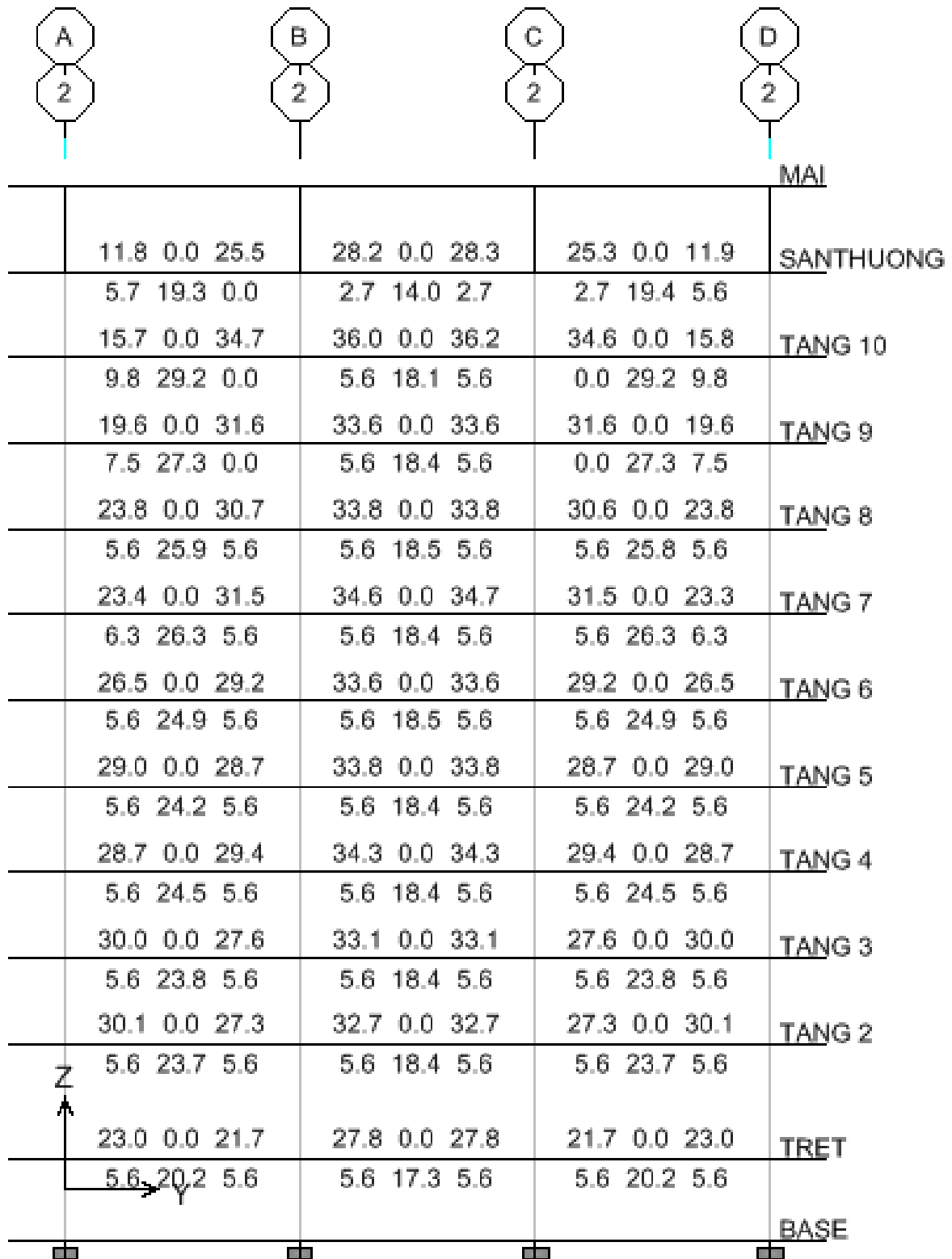
Hình 7.4 Biểu đồ bao momen khung trục 2



Hình 7.5 Biểu đồ bao lực cắt (V2) trong khung trục 2



Hình 7.6 Biểu đồ bao lực dọc trong khung trục 2



Hình 7.8 Diện tích cốt thép dầm khung trục 2 được tính bằng etab 9.7.4

Bảng 7.10 Nội lực trong dầm B12

Story	Beam	Vị trí		M3 (kN.m)	b (mm)	h (mm)	ho (mm)
Sân thượng	B12	Gối	8.75	-250.098	250	500	460
	B12	Nhịp	4	210.267	250	500	460
	B12	gối	0.2	-148.379	250	500	460
10	B12	Gối	8.75	-486.946	400	650	610
	B12	Nhịp	4	408.249	400	650	610
	B12	Gối	0.2	-271.738	400	650	610
9	B12	Gối	8.65	-464.229	400	650	610
	B12	Nhịp	4	395.063	400	650	610
	B12	Gối	0.25	-294.466	400	650	610
8	B12	Gối	8.65	-460.539	400	650	610
	B12	Nhịp	4	383.049	400	650	610
	B12	gối	0.25	-336.755	400	650	610
7	B12	Gối	8.65	-470.07	400	650	610
	B12	Nhịp	4	387.651	400	650	610
	B12	Gối	0.25	-334.004	400	650	610
6	B12	Gối	8.6	-444.553	400	650	610
	B12	Nhịp	4	372.001	400	650	610
	B12	Gối	0.3	-374.026	400	650	610
5	B12	Gối	8.6	-439.12	400	650	610
	B12	Nhịp	4	362.654	400	650	610
	B12	gối	0.3	-406.411	400	650	610
4	B12	Gối	8.6	-449.389	400	650	610
	B12	Nhịp	4	366.905	400	650	610
	B12	Gối	0.3	-403.51	400	650	610
3	B12	Gối	8.85	-430.763	400	650	610
	B12	Nhịp	4	358.805	400	650	610
	B12	Gối	0.35	-419.718	400	650	610
2	B12	Gối	8.55	-430.771	400	650	610
	B12	Nhịp	4	356.514	400	650	610
	B12	Gối	0.35	-432.597	400	650	610
Trệt	B12	Gối	8.85	-400.716	400	650	610
	B12	Nhịp	4	360.28	400	650	610
	B12	Gối	0.35	-424.663	400	650	610

Bảng 7.11 Nội lực trong dầm B35

Story	Beam	Vị trí		M3 (kN.m)	b (mm)	h (mm)	ho (mm)
Sân thượng	B35	Gối	8.75	-279.769	250	500	460
	B35	Nhịp	4.5	155.309	250	500	460
	B35	gối	0.2	-278.168	250	500	460
10	B35	Gối	8.75	-504.07	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	277.261	400	650	610
	B35	Gối	0.2	-501.683	400	650	610
9	B35	Gối	8.65	-479.858	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	280.657	400	650	610
	B35	Gối	0.25	-479.448	400	650	610
8	B35	Gối	8.65	-484.509	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	282.925	400	650	610
	B35	gối	0.25	-484.05	400	650	610
7	B35	Gối	8.65	-494.119	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	-493.716	400	650	610
	B35	Gối	0.25	-493.716	400	650	610
6	B35	Gối	8.6	-481.518	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	282.454	400	650	610
	B35	Gối	0.3	-481.091	400	650	610
5	B35	Gối	8.6	-484.498	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	282.367	400	650	610
	B35	gối	0.3	-484.065	400	650	610
4	B35	Gối	8.6	-491.915	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	282.33	400	650	610
	B35	Gối	0.3	-491.515	400	650	610
3	B35	Gối	8.85	-479.451	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	282.349	400	650	610
	B35	Gối	0.35	-479.065	400	650	610
2	B35	Gối	8.55	-482.502	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	282.594	400	650	610
	B35	Gối	0.35	-482.15	400	650	610
Trệt	B35	Gối	8.85	-466.752	400	650	610
	B35	Nhịp	4.5	282.693	400	650	610
	B35	Gối	0.35	-466.532	400	650	610

Bảng 7.12 Nội lực trong dầm B55

Story	Beam	Vị trí		M3 (kN.m)	b (mm)	h (mm)	ho (mm)
Sân thượng	B55	Gối	8.75	-148.11	250	500	460
	B55	Nhịp	4	199.662	250	500	460
	B55	gối	0.2	-247.984	250	500	460
10	B55	Gối	8.75	-272.395	400	650	610
	B55	Nhịp	4	407.641	400	650	610
	B55	Gối	0.2	-484.034	400	650	610
9	B55	Gối	8.65	-293.17	400	650	610
	B55	Nhịp	4	394.769	400	650	610
	B55	Gối	0.25	-463.337	400	650	610
8	B55	Gối	8.65	-335.342	400	650	610
	B55	Nhịp	4	382.889	400	650	610
	B55	gối	0.25	-459.719	400	650	610
7	B55	Gối	8.65	-332.637	400	650	610
	B55	Nhịp	4	387.467	400	650	610
	B55	Gối	0.25	-469.255	400	650	610
6	B55	Gối	8.6	-372.662	400	650	610
	B55	Nhịp	4	371.983	400	650	610
	B55	Gối	0.3	-443.845	400	650	610
5	B55	Gối	8.6	-405.039	400	650	610
	B55	Nhịp	4	362.683	400	650	610
	B55	gối	0.3	-438.481	400	650	610
4	B55	Gối	8.6	-402.169	400	650	610
	B55	Nhịp	4	366.929	400	650	610
	B55	Gối	0.3	-448.759	400	650	610
3	B55	Gối	8.85	-418.415	400	650	610
	B55	Nhịp	4	358.933	400	650	610
	B55	Gối	0.35	-430.216	400	650	610
2	B55	Gối	8.55	-429.455	400	650	610
	B55	Nhịp	4	356.696	400	650	610
	B55	Gối	0.35	-432.116	400	650	610
Trệt	B55	Gối	8.85	-399.305	400	650	610
	B55	Nhịp	4	360.483	400	650	610
	B55	Gối	0.35	-424.315	400	650	610

7.5.2 Cốt thép dọc trong dầm tính theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012, kết quả như bảng tính sau:

Bảng 7.13 tính toán cốt thép dầm cho không trực 2

Tầng	Dầm	Vị trí	b (mm)	h (mm)	h _o (mm)	As TT (cm ²)	Chọn Thép	As chọn (cm ²)	t(cm ²)	μ%
TRỆT	B12	Gối	400	650	610	26.1	4φ25+2φ25	29.45		1.2
		Nhịp	400	650	610	23.2	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	27.9	4φ25+2φ25	29.45		1.2
	B35	Gối	400	650	610	31.1	6φ25+2φ20	35.73		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.8	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	31.1	6φ25+2φ20	35.73		1.4
	B55	Gối	400	650	610	27.9	4φ25+2φ25	29.45		1.2
		Nhịp	400	650	610	23.2	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	26.1	4φ25+2φ25	29.45		1.2
2	B12	Gối	400	650	610	28.4	4φ25+2φ25	29.45		1.2
		Nhịp	400	650	610	22.9	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	28.5	4φ25+2φ25	29.45		1.2
	B35	Gối	400	650	610	32.3	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.8	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	32.3	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B55	Gối	400	650	610	28.5	4φ25+2φ25	29.45		1.2
		Nhịp	400	650	610	22.9	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	28.4	4φ25+2φ25	29.45		1.2
	B12	Gối	400	650	610	27.6	4φ25+2φ25	29.45		1.2
		Nhịp	400	650	610	23.1	4φ25+2φ20	25.91		1.1

3		Gối	400	650	610	28.4	4φ25+2φ25	29.45		1.2
	B35	Gối	400	650	610	33.1	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.8	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	33.1	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B55	Gối	400	650	610	28.4	4φ25+2φ25	29.45		1.2
		Nhịp	400	650	610	23.1	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	27.6	4φ25+2φ25	29.45		1.2
4	B12	Gối	400	650	610	26.3	4φ25+2φ25	29.45		1.2
		Nhịp	400	650	610	23.7	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	29.8	4φ25+2φ25	29.45		1.4
	B35	Gối	400	650	610	33.1	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.8	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	33.1	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B55	Gối	400	650	610	29.9	4φ25+2φ25	29.45		1.4
		Nhịp	400	650	610	23.7	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	26.3	4φ25+2φ25	29.45		1.2
5	B12	Gối	400	650	610	26.5	4φ25+2φ25	29.45		1.2
		Nhịp	400	650	610	23.4	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	29.1	4φ25+2φ25	29.45		1.4
	B35	Gối	400	650	610	32.5	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.8	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	32.5	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B55	Gối	400	650	610	29.1	4φ25+2φ25	29.45		1.4
		Nhịp	400	650	610	23.4	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	26.5	4φ25+2φ25	29.45		1.2

6	B12	Gối	400	650	610	24.2	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Nhịp	400	650	610	24.1	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	29.5	4φ25+2φ25	29.45		1.4
	B35	Gối	400	650	610	32.2	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.8	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	32.2	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B55	Gối	400	650	610	29.5	4φ25+2φ25	29.45		1.4
		Nhịp	400	650	610	24.1	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	24.2	4φ25+2φ20	25.91		1.1
7	B12	Gối	400	650	610	21.3	4φ25+2φ20	25.91		0.9
		Nhịp	400	650	610	25.2	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	31.5	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B35	Gối	400	650	610	33.2	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.7	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	33.2	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B55	Gối	400	650	610	31.5	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	25.2	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	21.3	4φ25+2φ20	25.91		0.9
8	B12	Gối	400	650	610	21.5	4φ25+2φ20	25.91		0.9
		Nhịp	400	650	610	24.9	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	30.7	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B35	Gối	400	650	610	32.4	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.8	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	32.6	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B55	Gối	400	650	610	30.7	6φ25+2φ20	35.76		1.4

		Nhịp	400	650	610	24.9	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	21.5	4φ25+2φ20	25.91		0.9
9	B12	Gối	400	650	610	18.6	4φ25	19.63		0.8
		Nhịp	400	650	610	25.7	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	31	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B35	Gối	400	650	610	32.1	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.7	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	32.1	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B55	Gối	400	650	610	31	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	25.7	4φ25+2φ20	25.91		1.1
		Gối	400	650	610	18.6	4φ25	19.63		0.8
Tầng 10	B12	Gối	400	650	610	17	4φ25	19.63		0.8
		Nhịp	400	650	610	26.7	4φ25+2φ20	25.91		1.2
		Gối	400	650	610	32.8	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B35	Gối	400	650	610	33.9	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	17.4	4φ25	19.63		0.8
		Gối	400	650	610	33.9	6φ25+2φ20	35.76		1.4
	B55	Gối	400	650	610	32.8	6φ25+2φ20	35.76		1.4
		Nhịp	400	650	610	26.7	4φ25+2φ20	25.91		1.2
		Gối	400	650	610	17	4φ25	19.63		0.8
Sân thượng	B12	Gối	250	500	460	13.3	3φ25	14.73		1.2
		Nhịp	250	500	460	20.2	3φ25+2φ20	19.63		1.1
		Gối	250	500	460	25.3	3φ25+3φ25	29.45		1.2
	B35	Gối	250	500	460	28.1	3φ25+3φ25	29.45		1.4
		Nhịp	250	500	460	14	3φ25	14.73		0.8

	Gối	250	500	460	28.1	3φ25+3φ25	29.45		1.4
B55	Gối	250	500	460	25.3	3φ25+3φ25	29.45		1.2
	Nhịp	250	500	460	20.2	3φ25+2φ20	19.63		1.1
	Gối	250	500	460	13.3	3φ25	14.73		1.2

7.5.3 Tính toán cốt thép ngang

Căn cứ vào biểu đồ bao lực cắt, nhận thấy lực cắt các dầm của các tầng thay đổi không đáng kể nên tính toán cho một dầm và bố trí toàn bộ khung.

Thép đai trong dầm được tính toán dựa vào tiêu chuẩn TCVN 5574 : 2012,

7.5.3.1 Kiểm tra điều kiện hạn chế

- Điều kiện không bị phá hủy: $Q \leq \varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_o$
- Nếu $Q < \varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_o$ bố trí thép đai theo cấu tạo.
- Nếu $Q > \varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_o$ tính toán cốt đai theo khả năng chịu lực.

7.5.3.2 Cấu tạo cốt đai

Trong một dầm tính toán tại 2 vị trí: gối và 1/4 dầm; trường hợp bê tông đủ khả năng chịu lực thì cũng cần đặt đai theo cấu tạo.

Khoảng cách cốt thép ngang phụ thuộc vào chiều cao h của tiết diện

- Khi $h \leq 450mm$ thì $s \leq s_{tk \min} = \left(\frac{h}{2}; 150mm \right)$
- Khi $h > 450mm$ thì $s \leq s_{tk \min} = \left(\frac{h}{3}; 300mm \right)$
- Trên các phần còn lại của nhịp khi $h \geq 300mm : s \leq s_{tk \min} = \left(\frac{3}{4h}, 500mm \right)$

7.5.3.3 Tính toán cốt đai

- Lực cốt đai phải chịu: $q_{\bar{n}} = \frac{Q^2}{8R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}$
- Khoảng cách các đai tính toán: $s_{tt} = \frac{R_{sw} \cdot n \cdot f_d}{q_{\bar{n}}}$

- Khoảng cách đai lớn nhất: $s_{\max} = \frac{1.5R_k \cdot b \cdot h_0^2}{Q}$

\Rightarrow Chọn $s = \begin{cases} s_{tt} \\ s_{\max} \\ s_{ct} \end{cases}$

Với dầm tiết diện(400x650)mm.

- Bê tông nặng nên: $\varphi_{b2} = 2, \varphi_{b3} = 0.6, \varphi_{b4} = 1.5, \beta = 0.01.$
- Do tiết diện chữ nhật nên $\varphi_f = 0$, và dầm không chịu lực nén nên $\varphi_n = 0.$
- Bê tông B₂₅ có $R = 2$
- Lực cắt tại gối lớn nhất (Etabs): $Q_{\max} = 303.87$ (kN) tại vị trí gối trái dầm B35.
- Điều kiện không bị phá hủy:

$$Q_{\max} \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0 = 0,6 \times (1 + 0) \times 1,05 \times 400 \times 650 = 153720(N) = 153.72(kN)$$

Vì $Q > \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$ do vậy cần bố trí cốt đai. Chọn $\phi 8$ đai 2 nhánh.

- Khoảng cách đai lớn nhất:

Chọn $\phi 8$ (CI) $\Rightarrow R_{sw} = 175$ Mpa .

$$A_s = n \times a_{sw} = 2 \times 0.503 = 1.006(cm^2) = 100(mm^2)$$

$$s_{tt} = \frac{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q_{\max}^2} A_{sw}R_{sw}$$

$$= \frac{4 \times 2 \times 1.05 \times 400 \times 610^2}{(303.87 \times 10^3)^2} \times 100 \times 175 = 236.95mm$$

- Cấu tạo cốt đai:

$h \geq 450$ mm nên s không lớn $h/3$ và không lớn hơn 300mm

Khoảng cách đai lớn nhất:

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{bt} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \times 1,05 \times 400 \times 610^2}{303,87 \times 10^3} = 771,46 \text{ mm}$$

$$\text{Chọn } s \leq \begin{cases} s_{tt} = 357,56 \\ s_{\max} = 771,46 \\ s_{ct} = \frac{h_d}{3} = \frac{650}{3} = 216,66 \end{cases} \quad \text{chọn } \phi 8a150 \text{ ở } \frac{1}{4} \text{ nhịp giữa và } \phi 8a200 \text{ ở giữa.}$$

7.5.4 Kiểm tra điều kiện bố trí cốt thép

Lớp bê tông bảo vệ cốt thép:

- Đối với cốt dọc: $c \geq (\Phi, c_0)$, đối với dầm có $h \geq 250 \text{ mm}$ thì $c_0 = 20 \text{ (mm)}$
- Đối với cốt đai: $c \geq c_0$, đối với dầm có $h \geq 250 \text{ mm}$ thì $c_0 = 15 \text{ (mm)}$

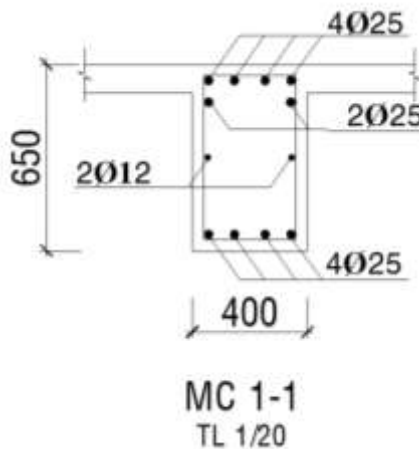
Khoảng hở của cốt thép [Theo TCXDVN 356:2005].

- Khoảng hở cốt thép $t \geq (\Phi_{\max}; t_0)$
- Cốt thép đặt trên: $t_0 = 30 \text{ (mm)}$
- Cốt thép đặt dưới: $t_0 = 25 \text{ (mm)}$

Kiểm tra khoảng hở cốt thép tại các tiết diện có khoảng hở bé nhất:

Tiết diện 400x650

$$t = \frac{400 - 2 \times 40 - 4 \times 25 - 2 \times 8}{3} = 68 \text{ (mm)} \geq (d, t_0) = 25 \text{ (mm)}$$



Hình 7.9 Cốt thép trong dầm.

Vậy khoảng hở cốt thép là đảm bảo.

7.5.5 Thép đai gia cường vị trí 2 dầm giao nhau

Tại vị trí giao nhau giữa dầm chính và dầm phụ có 1 lực tập trung từ dầm phụ truyền vào dầm chính, tại đây phải tính toán cốt đai gia cường hoặc cốt thép vai bò để tránh sự phá hoại cục bộ của dầm chính. Sinh viên chọn cách chỉ tính toán cốt đai gia cường cho dầm nếu vẫn không đủ chịu lực tập trung thì tính toán thêm cốt vai bò.

Lực tập trung lớn nhất có giá trị $P_{\max} = 166.39 \text{ kN}$

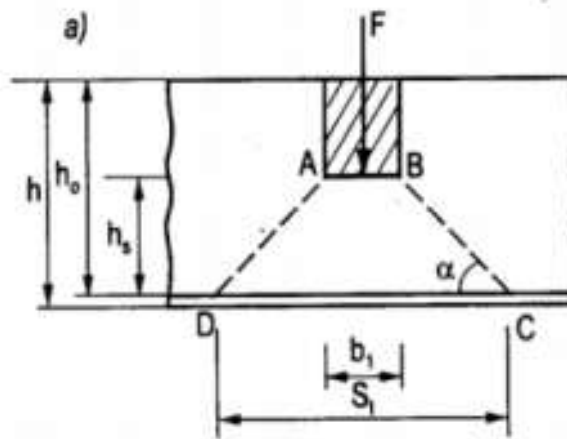
Chọn đai $\Phi 8$, 2 nhánh ($n = 2$, $a_{sw} = 0.502 \text{ cm}$);

$$H_s = h_0 - h_{dp} = 650 - 40 - 500 = 110 \text{ mm}$$

Số lượng cốt đai cần gia cường là:

$$n = \frac{P_{\max} \times \left(1 - \frac{h_s}{h_0}\right)}{n \times a_{sw} R_{sw}} = \frac{166.39 \times \left(1 - \frac{11}{61}\right)}{2 \times 0.502 \times 17.5} = 7.76$$

→ chọn 8 đai, bố trí mỗi bên 4 đai với khoảng cách 50 mm.



Hình 7.10 chỗ giao giữa dầm chính và dầm phụ

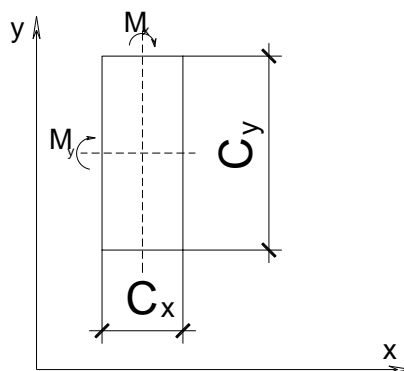
7.6 TÍNH TOÁN CỘT VÀ BỐ TRÍ CỘT THÉP

7.6.1 Lý thuyết tính toán

7.6.1.1 Tổ hợp nội lực tính toán

Mỗi cột tính toán tại 2 tiết diện đầu cột và chân cột

Tại mỗi tiết diện có 3 nhóm nội lực



Hình 7.11 Nội lực tiết diện cột

- $M_x^{\max}; M_y^{tu}; N^{tu}$
 - $M_y^{\max}; M_x^{tu}; N^{tu}$
 - $N^{\max}; M_x^{tu}; M_y^{tu}$
- Ta chọn các cặp nội lực tính toán cột bằng cách tổ hợp từ các giá trị nội lực trong các tổ hợp.
 - Chọn phương án bố trí thép đối xứng nên chỉ cần tìm các giá trị M_x^{\max} và M_y^{\max}
 - Sau khi đã có các giá trị nội lực tính toán tại các tiết diện của cột ta gom các giá trị nội lực trong các tầng không thay đổi nhiều thành các nhóm. Lấy giá trị nội lực lớn nhất để tính toán và bố trí cho cả nhóm để đảm bảo thuận lợi cho tính toán và thi công.

7.6.1.2 Trình tự tính toán

Cột thép được đặt theo chu vi, phân bố đều hoặc mật độ cốt thép trên cạnh b có thể lớn hơn.

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

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

Trong đó:

$$\eta \text{ là hệ số uốn dọc; } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

N_{cr} là lực nén tới hạn, theo công thức thực nghiệm thì:

$$\eta = \frac{2,5E_b J}{l_0^2} \quad \text{với} \quad J = \frac{bh^3}{12}$$

Tùy theo tương quan giữa giá trị M_{x1} , M_{y1} với các kích thước các cạnh mà đưa về một trong hai mô hình tính toán (theo phương x hoặc y).

Bảng 7.14 Mô hình tính toán cột chịu nén lệch tâm xiên.

Mô hình	Theo phương X	Theo phương Y
Điều kiện	$\frac{M_{x1}}{C_x} > \frac{M_{y1}}{C_y}$	$\frac{M_{y1}}{C_y} > \frac{M_{x1}}{C_x}$
Kí hiệu	$h = C_x; b = C_y$ $M_1 = M_{x1}; M_2 = M_{y1}$ $e_a = e_{ex} + 0,2 \cdot e_{ey}$	$h = C_y; b = C_x$ $M_1 = M_{y1}; M_2 = M_{x1}$ $e_a = e_{ey} + 0,2 \cdot e_{ex}$

Giả thiết $a = 5(\text{cm})$

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

$$X_1 = \frac{N}{R_b \cdot b}$$

Xác định hệ số chuyển đổi m_0 .

- Khi $x_1 \leq h_0$ thì $m_0 = 1 - \frac{0,6 \cdot x_1}{h_0}$
- Khi $x_1 > h_0$ thì $m_0 = 0,4$.

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

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

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

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

Tính toán độ mảnh theo hai phương $\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x}$; $\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y}$

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

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

Trường hợp 1

- Nén lệch tâm rất bé khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} \leq 0,30$ tính toán gần như nén đúng tâm.

- Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm γ_e :

$$\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon) \cdot (2 + \varepsilon)}$$

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

$$\phi_e = \phi + \frac{(1 - \phi) \cdot \varepsilon}{0,3}$$

Khi $\lambda \leq 14$ thì $\varphi = 1$

Khi $14 < \lambda < 104$ thì $\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda$.

Diện tích toàn bộ cốt thép A_{st} :

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

Trường hợp 2

Khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0,30$ và $x_1 > \xi_R \cdot h_0$ tính toán theo trường hợp nén lệch tâm bé.

Xác định chiều cao vùng nén: $x = \left(\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50 \cdot \varepsilon_0^2} \right) \cdot h_0$, với $\varepsilon_0 = \frac{e_0}{h}$

Diện tích toàn bộ cốt thép A_{st} :

$$A_{st} = \frac{N \cdot e - R_b b x (h_0 - \frac{x}{2})}{k \cdot R_{sc} \cdot Z}$$

Trong đó: $k = 0,4$ là hệ số xét đến trường hợp cốt thép đặt toàn bộ.

Trường hợp 3

Khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0,30$ và $x_1 \leq \xi_R \cdot h_0$ tính toán theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

Diện tích toàn bộ cốt thép A_{st} : $A_{st} = \frac{N \cdot (e + 0,5x_1 - h_0)}{k \cdot R_s \cdot Z}$

Trong đó: $k = 0,4$ là hệ số xét đến trường hợp cốt thép đặt toàn bộ.

Kiểm tra hàm lượng thép. $\mu = \frac{A_{st}}{bh_0}$

Kiểm tra điều kiện: $\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max}$

Trong đó: μ_{min} lấy theo $\lambda = \frac{l_0}{r}$ [TCXDVN 356-2005]:

Bảng 7.15 Giá trị hàm lượng cốt thép tối thiểu trong cột

$\lambda = \frac{l_0}{r}$	<17	17÷35	35÷83	>83
μ_{min} (%)	0,05	0,1	0,2	0,25

Khi cần hạn chế việc sử dụng quá nhiều thép người ta lấy $\mu_{max} = 3\%$.

Để đảm bảo sự làm việc chung giữa thép và bê tông thường lấy $\mu_{max} = 6\%$.

7.6.2 Tính toán và bố trí cốt thép

Do khung trục 2 đối xứng nên ta tính cốt thép cột với nửa khung bên trái và lấy kết quả tính toán bố trí cho toàn khung

Bảng 7.16 Nội lực tính toán cột biên C2

Tầng	Cột	Vị trí	Mxtu (KNm)	Mytu (KNm)	Nmin (KN)	Mxtu (KNm)	Mymax (KNm)	Ntu (KN)	Mxmax (KNm)	Mytu (KNm)	Ntu (KN)
Trệt	C2	0	-218.1	-6.1	-6368.6	-104.6	-147.5	-5541.0	-218.1	-6.1	-6368.6
	C2	3.2	268.1	13.0	-6303.3	232.6	55.1	-5475.7	276.5	13.2	-6247.2
2	C2	0	-352.4	-11.5	-5754.0	-240.3	-145.3	-5005.4	-352.4	-11.5	-5754.0
	C2	4.4	303.8	8.2	-5664.1	218.4	124.4	-4915.5	303.8	8.2	-5664.1
3	C2	0	-355.4	-7.5	-5113.1	-268.2	-112.7	-4448.3	-355.4	-7.5	-5113.1
	C2	3.3	386.4	8.5	-5045.7	288.3	126.2	-4381.0	386.4	8.5	-5045.7
4	C2	0	-259.0	-7.3	-4496.4	-190.0	-85.4	-3915.0	-259.0	-7.3	-4496.4
	C2	3.3	299.4	10.1	-4439.9	218.8	95.9	-3858.5	299.4	10.1	-4439.9
5	C2	0	-308.8	-11.1	-3892.2	-233.7	-86.8	-3393.1	-308.8	-11.1	-3892.2
	C2	3.3	300.1	9.5	-3835.7	222.0	88.8	-3336.6	300.1	9.5	-3835.7
6	C2	0	-312.0	-9.4	-3290.9	-239.0	-78.5	-2872.7	-312.0	-9.4	-3290.9
	C2	3.3	355.8	10.9	-3234.4	270.4	87.7	-2816.2	355.8	10.9	-3234.4
7	C2	0	-215.7	-5.6	-2695.7	-162.6	-50.9	-2354.9	-215.7	-5.6	-2695.7
	C2	3.3	247.3	6.0	-2648.2	185.8	55.2	-2307.4	247.3	6.0	-2648.2
8	C2	0	-241.6	-5.6	-2124.8	-200.2	-47.4	-1852.0	-258.3	-5.6	-2120.5
	C2	3.3	233.0	5.0	-2077.3	192.8	48.3	-1804.6	252.6	5.0	-2073.1
9	C2	0	-246.0	-3.7	-1554.6	-203.3	-35.6	-1350.8	-257.3	-3.7	-1548.2
	C2	3.3	269.0	3.0	-1507.2	222.1	36.5	-1303.3	282.3	3.0	-1500.8
10	C2	0	-163.1	-2.6	-993.4	-136.1	-34.1	-856.2	-173.0	-2.7	-986.7
	C2	3.3	175.4	3.5	-949.6	147.9	36.0	-812.4	186.3	3.5	-942.9
ST	C2	0	-222.1	-9.8	-434.1	-179.6	-28.1	-363.7	-226.1	-9.7	-429.2
	C2	3.3	-226.1	-9.7	-429.2	203.5	34.4	-327.8	265.2	14.9	-393.2

Bảng 7.17 Nội lực tính toán cột biên C20

Tầng	Cột	Vị trí	Mxtu (KNm)	Mytu (KNm)	Nmin (KN)	Mxtu (KNm)	Mymax (KNm)	Ntu (KN)	Mxmax (KNm)	Mytu (KNm)	Ntu (KN)
Trệt	C20	0	218	-5.93	-6368.1	104.29	-147.4	-5540.4	217.96	-5.9	-6368.1
	C20	3.2	-266.9	12.9	-6302.8	-231.5	55.079	-5475.1	-275.2	13.1	-6246.6
2	C20	0	351.5	-11.3	-5753.7	239.39	-145.2	-5005	351.49	-11	-5753.7
	C20	4.4	-302.8	8.04	-5663.9	-217.5	124.36	-4915.1	-302.8	8.04	-5663.9
3	C20	0	354.4	-7.29	-5113.1	267.13	-112.6	-4448.2	354.37	-7.3	-5113.1
	C20	3.3	-385.2	8.31	-5045.7	-287.1	126.2	-4380.8	-385.2	8.31	-5045.7
4	C20	0	258.2	-7.2	-4496.7	189.25	-85.38	-3915	258.18	-7.2	-4496.7
	C20	3.3	-298.4	9.98	-4440.2	-217.9	95.939	-3858.5	-298.4	9.98	-4440.2
5	C20	0	307.8	-11	-3892.7	232.68	-86.77	-3393.4	307.79	-11	-3892.7
	C20	3.3	-299.1	9.42	-3836.2	-221	88.775	-3336.9	-299.1	9.42	-3836.2
6	C20	0	310.9	-9.32	-3291.6	238	-78.5	-2873.2	310.92	-9.3	-3291.6
	C20	3.3	-354.5	10.8	-3235.1	-269.2	87.706	-2816.7	-354.5	10.8	-3235.1
7	C20	0	214.9	-5.64	-2696.7	161.84	-50.91	-2355.6	214.91	-5.6	-2696.7
	C20	3.3	-246.3	5.97	-2649.2	-184.9	55.269	-2308.2	-246.3	5.97	-2649.2
8	C20	0	240.5	-5.68	-2126.1	199.21	-47.4	-1853	257.26	-5.7	-2121.8
	C20	3.3	-231.9	5.02	-2078.6	-191.9	48.372	-1805.5	-251.5	5.01	-2074.4
9	C20	0	244.9	-3.71	-1556.2	202.28	-35.69	-1352	256.22	-3.7	-1549.8
	C20	3.3	-267.7	2.99	-1508.8	-221	36.493	-1304.6	-281.1	3.01	-1502.4
10	C20	0	162.4	-2.82	-995.35	135.5	-34.31	-857.66	172.3	-2.8	-988.55
	C20	3.3	-174.2	3.85	-951.56	-146.9	36.232	-813.87	-185.2	3.87	-944.76
ST	C20	0	223.9	-8.92	-435.83	180.93	-27.38	-365.04	227.95	-8.8	-430.88
	C20	3.3	-262.5	13.9	-399.86	-203.9	33.365	-329.07	-265.7	13.6	-394.91

Bảng 7.18 Nội lực tính toán cột giữa C8

Tầng	Cột	Vị trí	Mxtu (KNm)	Mytu (KNm)	Nmin (KN)	Mxtu (KNm)	Mymax (KNm)	Ntu (KN)	Mxmax (KNm)	Mytu (KNm)	Ntu (KN)
Trệt	C8	0	4.105	-9.15	-11574	12.848	-366.7	-9706.8	295.02	-7.4	-9735.1
	C8	3.2	-8.507	20.9	-11482	-10.73	31.923	-11322	-75.18	17.2	-9639.7
2	C8	0	7.454	-20.2	-10493	30.387	-266.4	-8795.2	219.46	-17	-8821.6
	C8	4.4	-3.949	16.2	-10367	-25.67	202.49	-8669	-138.7	13.5	-8695.4
3	C8	0	2.337	-17.3	-9386.2	28.736	-114.9	-7855.9	105.02	-15	-7879.7
	C8	3.3	-3.064	19.1	-9291.6	-31.12	150.98	-7761.3	-126.3	16.1	-7785.1
4	C8	0	5.886	-17.4	-8309	26.314	-144.2	-6946.4	110.67	-15	-6967.5
	C8	3.3	-10.31	23.1	-8228.9	-33.02	162.19	-6866.3	-132.4	19.5	-6887.4
5	C8	0	11.36	-25.2	-7235.6	35.507	-124.7	-6043.4	102.62	-21	-6061.1
	C8	3.3	-8.138	21.9	-7155.5	-31.84	147.15	-5963.3	-122.6	18.8	-5981
6	C8	0	9.106	-24.3	-6167.2	34.455	-110.9	-5143.5	92.545	-21	-5158.2
	C8	3.3	-13.46	30.5	-6087.1	-41.34	129.96	-5063.4	-115.5	26.2	-5078.1
7	C8	0	16.53	-27.1	-5087.3	35.843	-119	-4234.8	96.717	-23	-4246.1
	C8	3.3	-24.36	35	-5019.9	-45.57	135.29	-4167.4	-118.7	29.7	-4178.7
8	C8	0	26.5	-39	-4000.3	48.697	-103.8	-3323.4	92.541	-33	-3330.8
	C8	3.3	-21.19	35.7	-3932.9	-42.66	118	-3256	-103.7	30.4	-3263.4
9	C8	0	28.35	-42.1	-2916.4	31.108	-91.57	-2862	86.573	-36	-2417.5
	C8	3.3	-42.19	52.7	-2849	-69.98	121.1	-2346.2	-120.9	44.9	-2350.1
10	C8	0	18.04	-16.5	-1822.7	29.884	-43.68	-1493.8	53.661	-14	-1496.2
	C8	3.3	-22.18	19.5	-1775.2	-38.39	51.85	-1446.4	-67.75	16.9	-1448.7
ST	C8	0	41.08	-26.7	-742.27	42.197	-47.73	-724.34	70.157	-22	-588.67
	C8	3.3	-52.77	31.2	-724.12	-52.95	55.473	-706.19	-71.45	25.6	-570.52

Bảng 7.19 Nội lực tính toán cột giữa C14

Tầng	Cột	Vị trí	Mxtu (KNm)	Mytu (KNm)	Nmin (KN)	Mxtu (KNm)	Mymax (KNm)	Ntu (KN)	Mxmax (KNm)	Mytu (KNm)	Ntu (KN)
Trệt	C8	0	-3.158	-9.05	-11571	-12.37	-366.5	-9704.3	-294.3	-7.5	-9732.5
	C8	3.2	8.822	20.9	-11480	11.095	31.895	-11319	75.3	17.1	-9636.9
2	C8	0	-6.744	-20.2	-10490	-29.97	-266.5	-8792.3	-218.9	-17	-8818.6
	C8	4.4	3.809	16.6	-10364	25.515	202.73	-8666.1	138.47	13.8	-8692.5
3	C8	0	-1.757	-18.1	-9383	-28.35	-115.5	-7852.9	-104.5	-15	-7876.7
	C8	3.3	2.656	20	-9288.4	30.822	151.67	-7758.3	125.92	17	-7782.1
4	C8	0	-5.467	-18.1	-8305.9	-26.01	-144.8	-6943.5	-110.3	-15	-6964.5
	C8	3.3	9.908	24.1	-8225.8	32.733	162.94	-6863.4	132.02	20.4	-6884.5
5	C8	0	-10.83	-26.4	-7232.7	-35.1	-125.6	-6040.7	-102.1	-22	-6058.3
	C8	3.3	7.71	23.2	-7152.6	31.534	148.16	-5960.6	122.19	19.9	-5978.2
6	C8	0	-8.566	-25.9	-6164.6	-34.02	-112.1	-5141.1	-92.03	-22	-5155.8
	C8	3.3	12.88	32.2	-6084.5	40.884	131.36	-5061	114.99	27.7	-5075.7
7	C8	0	-16.08	-28.4	-5085.2	-35.49	-120	-4232.8	-96.3	-24	-4244.1
	C8	3.3	23.85	36.5	-5017.8	45.168	136.47	-4165.4	118.22	31	-4176.7
8	C8	0	-25.9	-40.7	-3998.8	-48.19	-105.2	-3322	-91.98	-35	-3329.4
	C8	3.3	20.69	37.5	-3931.4	42.263	119.37	-3254.6	103.23	31.9	-3262
9	C8	0	-27.66	-44.1	-2915.6	-30.47	-93.54	-2861.3	-85.94	-38	-2416.7
	C8	3.3	41.4	55	-2848.2	69.332	122.97	-2345.4	120.17	46.8	-2349.3
10	C8	0	-17.66	-17.3	-1822.6	-29.53	-44.33	-1493.6	-53.29	-15	-1496
	C8	3.3	22.69	20.5	-1775.2	38.717	52.689	-1446.2	68.055	17.7	-1448.6
ST	C8	0	-34.71	-27.2	-742.91	-36	-48.22	-724.96	-65.13	-23	-589.08
	C8	3.3	47.95	31.4	-724.76	48.254	55.611	-706.81	67.64	25.8	-570.93

Bảng 7.20 Tính toán cốt thép cột C2,C20

Tầng	Cột	Cx (mm)	Cy (mm)	a(mm)	H (m)	l _{tt} (m)	As(cm ²)	μ (%)	Bố trí	Aschon (cm ²)	μ (%)
ST	C2	400	500	50	2.65	1.855	61.91	3.54	16Φ22	60.82	3.37
10	C2	400	500	50	2.65	1.855	18.24	1.04	16Φ18	40.78	2.26
9	C2	400	500	50	2.65	1.855	41.38	2.36	16Φ20	50.27	2.79
8	C2	450	500	50	2.65	1.855	41.83	2.09	16Φ20	50.27	2.48
7	C2	450	500	50	2.65	1.855	46.02	2.30	16Φ20	50.27	2.48
6	C2	500	600	50	2.65	1.855	50.94	1.89	16Φ20	50.27	1.82
5	C2	500	600	50	2.65	1.855	45.45	1.68	16Φ20	50.27	1.82
4	C2	500	600	50	2.65	1.855	59.22	2.19	16Φ22	60.82	2.21
3	C2	600	700	50	2.65	1.855	17.56	0.46	16Φ18	40.72	1.04
2	C2	600	700	50	3.35	2.345	35.86	0.93	16Φ18	40.72	1.04
Trệt	C2	600	700	50	2.55	1.785	42.20	1.10	16Φ20	50.27	1.28

Bảng 7.21 Tính toán cốt thép cột giữa C8, C14

Tầng	Cột	Cx (mm)	Cy (mm)	a(mm)	H (m)	l _{tt} (m)	As(cm ²)	μ (%)	Bố trí	Aschon (cm ²)	μ (%)
ST	C8	400	500	50	2.65	1.855	5.04	0.29	8Φ18	20.36	0.82
10	C8	400	500	50	2.65	1.855	1.80	-1.98	8Φ18	20.36	0.82
9	C8	400	500	50	2.65	1.855	15.45	0.86	8Φ18	20.36	0.82
8	C8	500	600	50	2.65	1.855	2.75	-0.10	8Φ18	20.36	0.74
7	C8	500	600	50	2.65	1.855	41.18	1.5	8Φ28	49.26	1.79
6	C8	600	700	50	2.65	1.855	19.01	0.49	8Φ20	25.13	0.64
5	C8	600	700	50	2.65	1.855	61.43	1.53	16Φ22	60.82	1.15
4	C8	700	800	50	2.65	1.855	28.67	0.55	16Φ18	40.72	0.77
3	C8	700	800	50	2.65	1.855	72.03	1.37	20Φ22	76.03	1.45
2	C8	700	900	50	3.35	2.345	77.64	1.30	20Φ22	76.03	1.27
Trệt	C8	700	900	50	2.55	1.785	121.1	2.04	20Φ28	123.15	2.08

7.6.2.1 Tính thép ngang

Kiểm tra điều kiện hạn chế

Điều kiện không bị phá hủy: $Q \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_o$

Nếu $Q < \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_o$ bố trí thép đai theo cấu tạo.

Nếu $Q > \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_o$ tính toán cốt đai theo khả năng chịu lực.

Cấu tạo cốt đai

Đường kính cốt đai

$$\phi_{sw} \geq \begin{cases} \frac{\phi_{max}}{4} \\ 5mm \end{cases}$$

Khoảng cách các cốt thép

- Trong đoạn nối chồng cốt thép

$$s \leq \begin{cases} 10\phi_{min} \\ 500mm \end{cases}$$

- Các đoạn còn lại

$$s \leq \begin{cases} 15\phi_{min} \\ 500mm \end{cases}$$

➤ **Cốt đai cho cột không tính toán mà bố trí cấu tạo theo điều kiện kháng chấn [Theo TCXDVN 375:2006]**

Bố trí cốt thép

Lớp bê tông bảo vệ cốt thép:

Đối với cốt dọc: $c \geq (\phi, c_0)$, đối với cột $c_0 = 20(mm)$

Đối với cốt đai: $c \geq c_0$, khi $h \geq 250mm$ thì $c_0 = 15(mm)$

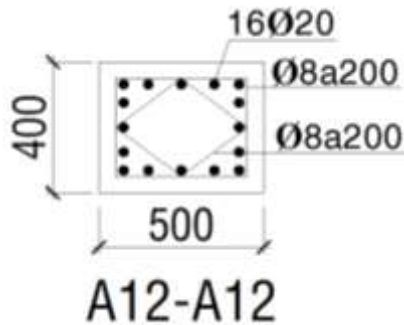
Khoảng hở của cốt thép:

Khoảng hở cốt thép $t \geq (\phi_{max}; t_0)$, đối với cột $t_0 = 50(mm)$

Kiểm tra khoảng hở cốt thép tại các tiết diện có khoảng hở bé nhất:

Tiết diện 400x500

$$t_0 = \frac{500 - 2 \times 50 - 6 \times 18}{5} = 58.4(\text{mm}) \geq (d, t_0) = 50(\text{mm})$$



Hình 7.12 Mặt cắt cột C2

Bố trí cốt dọc:

Cốt dọc bố trí theo chu vi của tiết diện đảm bảo khoảng cách giữa các cốt dọc không lớn hơn 250(mm).

Bố trí cốt ngang:

- Để đảm bảo yêu cầu kháng chấn thì cần gia cường thêm cốt đai tại các nút khung
- Tăng cường cốt đai trong dầm đoạn gần gối tựa bằng $35\phi = 35 \times 28 = 900(\text{mm})$ Ø8a100.
- Tăng cường cốt đai trong đoạn cột có chiều dài l_1 về hai phía của dầm với cốt đai ϕ 8a100. Đoạn $l_1 \geq [h_c; 1/6(1-h_d); 450\text{mm}]$
- Trong đoạn giữa cột bố trí cốt đai Ø8a200.

7.6.3 Lý thuyết kiểm tra

Áp dụng phương trình

$$\left(\frac{M_x}{[M_x]}\right)^n + \left(\frac{M_y}{[M_y]}\right)^n \leq 1$$

Trong đó: $[M_x]$, $[M_y]$: là khả năng chịu moment uốn được xác định theo trường hợp nén lệch tâm phẳng theo phương x và y ứng với lực nén N.

(N, M_x , M_y): là nội lực cần kiểm tra.

Hệ số $n = 1 - 2$, thông thường lấy $n = 1.15$

Xác định $[M_x]$, $[M_y]$ ứng với lực dọc N

Chuẩn bị số liệu

Kích thước tiết diện cột cần kiểm tra b, h.

Diện tích cốt thép theo mỗi phương $A_{sx}, A'_{sx}, A_{sy}, A'_{sy}$

$h_0 = h - a$, $Z_a = h_0 - a'$

Xét ảnh hưởng của uốn dọc η , thông thường thì $\frac{l_0}{h} \leq 8$ thì có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn

dọc

Xét độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a , tính e_1, e_0 và $e = \eta e_0 + 0.5h - a$

Giả thiết $a' \leq x \leq \xi_R h_0$

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}, \text{ khi } a' \leq x \leq \xi_R h_0 \text{ thì công thức này đúng}$$

Nếu $\xi_R h_0 < x \leq h$

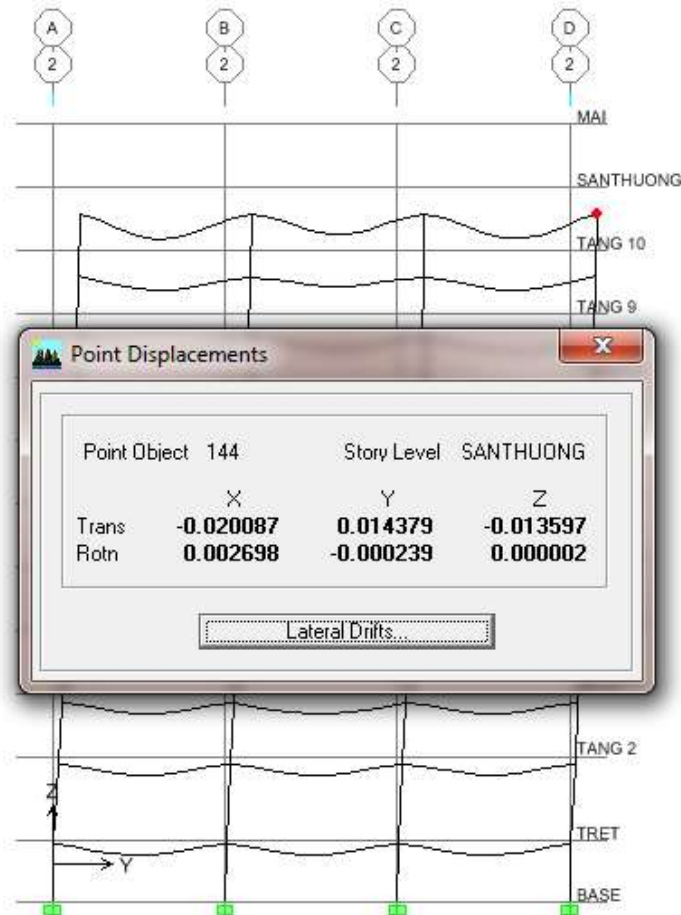
$$x = \frac{(N - R_{sc} A'_s)(h - \xi_R h_0) + R_s A_s (h + \xi_R h_0)}{R_b b (h - \xi_R h_0) + 2R_s A_s}$$

$$M_{gh1} = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s Z_a$$

$$e_0 = \frac{M_{1gh} - N(0.5h - a)}{\eta N}, e_0 = \max(e_1, e_a) \text{ đối với kết cấu siêu tĩnh}$$

$$[M] = Ne_1$$

7.7 KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CỦA CÔNG TRÌNH



Hình 7.13 chuyển vị ngang của khung trục 2

Theo mục 2.3.6 tiêu chuẩn TCVN 198-1997, điều kiện kiểm tra độ cứng của công trình:

$$\frac{f}{H} \leq \frac{1}{500}$$

Chuyển vị tại đỉnh công trình: $f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{20^2 + 14.4^2} = 24.64 \text{ mm}$.

Tổng chiều cao công trình (tính từ mặt ngàm) :H=40.6.

$$\frac{f}{H} = \frac{24.64}{40600} = 6.1 \times 10^{-4} \leq \frac{1}{500} = 2 \times 10^{-3} \text{ THỎA.}$$

CHƯƠNG 8 ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

8.1 ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Căn cứ vào các tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành:

➤ **Khảo sát hiện trường:**

Quy phạm khoan khảo sát địa chất : 22TCN 259 – 2000

Lấy mẫu thí nghiệm : TCVN 2683 – 91

Phương pháp thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT : TCXD 226 – 99

➤ **Thí nghiệm trong phòng:**

Các phương pháp xác định thành phần hạt : TCVN 4198 – 95

Phương pháp xác định khối lượng thể tích : TCVN 4202 – 95

Phương pháp xác định khối lượng riêng : TCVN 4195 – 95

Phương pháp xác định độ ẩm : TCVN 4196 – 95

Phương pháp xác định giới hạn Atterberg : TCVN 4197 – 95

Phương pháp xác định sức chống cắt ở máy cắt phẳng : TCVN 4199 – 95

Phương pháp xác định tính nén lún : TCVN 4200 – 95

Phương pháp thí nghiệm nén cố kết : ASTM D2435 – 95

Phương pháp thí nghiệm nén ba trục UU : ASTM-D2850 – 90
 Phương pháp thí nghiệm mẫu nước ăn mòn bê tông : TCVN 3994 – 85
 Chính lý thống kê các kết quả thí nghiệm : 20TCN – 74/87

Thành phần tham gia:

- Thí nghiệm trong phòng: KS. Nguyễn Thành Tài
- Chủ trì địa chất: KS. Phạm Trung Khoa

8.2 CÔNG TÁC HIỆN TRƯỜNG:

Khối lượng khảo sát bao gồm những công việc chính sau đây:

8.2.1 Công tác khoan:

- Khối lượng khoan: 03 hố khoan, mỗi hố sâu 60m.
- Ký hiệu các hố khoan như sau: HK1, HK2, HK3.

8.2.2 Công tác lấy mẫu:

- *Đất dính:* Mẫu nguyên dạng được lấy bằng cách ép hoặc đóng ống mẫu thành mỏng, $\varphi=75\text{mm}$ vào đáy hố khoan đã được làm sạch, sau đó mẫu được bọc kín parafin, dán nhãn và đặt vào nơi mát mẻ.
- *Đất rời:* Mẫu đất rời được lấy trong ống mẫu SPT và được lưu giữ trong bao plastic có dán nhãn.

8.2.3 Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT): Bộ dụng cụ khoan gồm:

- 1 máy khoan của Trung Quốc và các trang thiết bị.
- Máy bơm piston.
- Ống thép mở lỗ đường kính trong 110mm.
- Ống lấy mẫu là một ống vách mỏng miệng vạt bèn từ ngòi vào có đường kính trong 74mm, dài 600mm.
- Bộ phận xuyên tiêu chuẩn SPT. Bộ xuyên là một ống chẻ đôi chiều dài 550mm (22’), đường kính ngòi 51mm (2’), đường kính trong 35mm (1’3/8). Mũi xuyên là bộ phận rời được ráp vào ống bằng răng, mũi xuyên dài 76mm (3’), miệng ống vạt bèn từ ngòi vào trong có đường kính ống bằng đường kính ống chẻ đôi.
- Tạ nặng 63.5 kg (140lb).
- Tầm rơi tự do 76cm (30’’).
- Hiệp đóng: 3 lần x 15cm (N là tổng số của 2 lần đóng về sau).

ĐẤT DÍNH			ĐẤT HẠT RỜI	
SỐ N	SỨC CHỊU NÉN ĐƠN KG/cm ²	TRẠNG THÁI	SỐ N	ĐỘ CHẶT
< 2	< 0.25	Chảy	< 4	Rất bở rời
2 - 4	0.25 - 0.50	Đẻo chảy	4 – 10	Rời
5 - 8	0.50 - 1.00	Đẻo mềm	11 – 30	Chặt vừa
9 - 15	1.00-2.00	Đẻo cứng	31 – 50	Chặt
16 - 30	2.00 - 4.00	Nửa cứng	> 50	Rất chặt
> 30	> 4.00	Cứng		

8.3 THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG:

Các thí nghiệm sau đây được tiến hành tại Phòng thí nghiệm Cơ Học Đất Vật Liệu Xây Dựng Las-XD291 tại số 146 Đỗ Xuân Hợp, P.Phước Long A, quận 9, Tp.Hồ Chí Minh:

- Thành phần hạt.
- Độ ẩm.
- Dung trọng tự nhiên.
- Tỷ trọng.
- Giới hạn Atterberg.
- Thí nghiệm nén một trục.
- Thí nghiệm xác định góc nghi và hệ số rỗng (của cát).
- Nén nhanh.
- Cắt trực tiếp.

Bảng 8.2 tổng hợp khối lượng khảo sát địa chất.

TT	Công việc	Đơn vị	Khối lượng	Ghi chú
1	Khoan trên cạn	Mét	60.0m x 3hố	Σ = 180.0m
2	Thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý	Mẫu	90	
3	Thí nghiệm SPT	Lần	90	
4	Thí nghiệm nén cô kết	Mẫu	03	
5	Thí nghiệm nén ba trục UU	Mẫu	03	
6	Thí nghiệm mẫu nước ăn mòn bê tông	Mẫu	01	

8.3.1 Những vấn đề kỹ thuật khác

Báo cáo này được lập tuân thủ theo các quy trình hiện hành của Việt Nam. Đất dính được phân loại theo chỉ số dẻo như sau:

<i>Chỉ số dẻo I_p</i>	<i>Tên Đất</i>
$I_p < 7$	Cát pha
$7 < I_p < 17$	Sét pha
$I_p > 17$	Sét

Bảng 8.3 Đất rời được phân loại theo % thành phần hạt.

Tên đất	Hàm lượng hạt sét 0.005mm (%)
Sét	60 – 30
Sét pha nặng	30 - 20
Sét pha nhẹ	20 - 10
Cát pha nặng	10 - 6
Cát pha nhẹ	6 - 3
Cát	< 3

Bảng 8.4 Trạng thái của đất được phân loại theo độ sệt như sau:

Độ sệt B	Trạng thái
$B > 1$	Chảy
$1 > B > 0,75$	Đẻo chảy
$0,75 > B > 0,5$	Đẻo mềm
$0,5 > B > 0,25$	Đẻo cứng
$0,25 > B > 0$	Nửa cứng
$B < 0$	Cứng

8.3.2 Điều kiện địa chất công trình

Căn cứ vào kết quả khảo sát hiện trường & kết quả thí nghiệm trong phòng, địa tầng tại công trình có thể chia làm các lớp đất chính như sau:

Mực nước ngầm nằm ở độ sâu -1.2m.

- **Lớp k** : Cát san lấp, màu xám vàng.

Dày 1.2m, độ sâu từ mặt đất tự nhiên -1.2m tới -2.4m.

- **Lớp 1** : Bùn sét, màu xám xanh, trạng thái chảy.

Dày 11.8m, độ sâu từ -2.4m tới -14.2m.

- **Lớp 2** : Sét pha nặng, màu xám xanh - nâu đỏ, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng.

Dày 7.5m, độ sâu từ -14.2m tới -21.7m.

- **Lớp 3** : Sét, màu nâu đỏ - nâu hồng - nâu vàng - xám hồng - xám vàng - xám trắng, trạng thái cứng.

Dày 16.5m, độ sâu từ -21.7m tới -38.2m.

- **Lớp 4** : Sét pha nặng, màu nâu vàng - xám trắng, trạng thái nửa cứng.

Dày 6.5m, độ sâu từ -38.2m tới -44.7m.

- **Lớp 5** : Cát pha, màu nâu vàng - nâu hồng - xám trắng. Đôi chỗ lẫn sạn sỏi thạch anh.

Dày 16.5m, độ sâu từ -44.7m tới -61.2m.

8.3.3 Chỉ tiêu của các lớp đất như sau:

Lớp 1:

Bùn sét, màu xám xanh, trạng thái chảy.

Chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau :

- Thành phần hạt :	
+ Hàm lượng % hạt sỏi	: -
+ Hàm lượng % hạt cát	: 32.7
+ Hàm lượng % hạt bụi	: 29.9
+ Hàm lượng % hạt sét	: 37.4
- Độ ẩm tự nhiên (W %)	: 83.69
- Dung trọng ướt (γ g/cm ³)	: 1.47
- Dung trọng khô (γ_k g/cm ³)	: 0.80
- Dung trọng đẩy nổi (γ_{dn})	: 0.49
- Tỷ trọng (Δ)	: 2.60
- Độ bão hòa (G)	: 97
- Độ rỗng (n)	: 69
- Hệ số rỗng (e_0)	: 2.254
- Giới hạn chảy (W_L %)	: 68.1
- Giới hạn dẻo (W_p %)	: 47.5
- Chỉ số dẻo (I_p)	: 20.6
- Độ sệt (B)	: 1.76
- Góc ma sát trong (ϕ°)	: $03^\circ 29'$
- Lực dính (C kG/cm ²)	: 0.053
- SPT	: 0-2

Nhận xét:

Là lớp bùn sét, màu xám xanh, trạng thái chảy. Xuất hiện ở cả 3 hố khoan từ độ sâu 1.0-13.0m. Bề dày lớp 1 từ 10.8-11.8m.

Lớp 2:

Sét pha nặng, màu xám xanh - nâu đỏ, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng.

Chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau :

- Thành phần hạt :	
+ Hàm lượng % hạt sỏi	: -
+ Hàm lượng % hạt cát	: 47.6
+ Hàm lượng % hạt bụi	: 26.2
+ Hàm lượng % hạt sét	: 26.2
- Độ ẩm tự nhiên (W %)	: 21.43
- Dung trọng ướt (γ g/cm ³)	: 1.98
- Dung trọng khô (γ_k g/cm ³)	: 1.63
- Dung trọng đẩy nổi (γ_{dn})	: 1.03
- Tỷ trọng (Δ)	: 2.71
- Độ bão hòa (G)	: 88
- Độ rỗng (n)	: 40
- Hệ số rỗng (e_0)	: 0.662
- Giới hạn chảy (W_L %)	: 30.8
- Giới hạn dẻo (W_p %)	: 16.6
- Chỉ số dẻo (I_p)	: 14.2
- Độ sệt (B)	: 0.34
- Góc ma sát trong (ϕ°)	: 14 ⁰ 05'
- Lực dính (C kG/cm ²)	: 0.237
- SPT	: 11-15

Nhận xét:

Là lớp sét pha nặng, màu xám xanh - nâu đỏ, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng. Xuất hiện ở cả 3 hố khoan từ độ sâu 12.0-20.5m. Bề dày lớp 2 từ 4.0-7.5m.

Lớp 3:

Sét, màu nâu đỏ - nâu hồng - nâu vàng - xám hồng - xám vàng - xám trắng, trạng thái cứng.

Chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau :

- Thành phần hạt :	
+ Hàm lượng % hạt sỏi	: -
+ Hàm lượng % hạt cát	: 36.7
+ Hàm lượng % hạt bụi	: 28.0
+ Hàm lượng % hạt sét	: 35.3
- Độ ẩm tự nhiên (W %)	: 20.26
- Dung trọng ướt (γ g/cm ³)	: 2.03
- Dung trọng khô (γ_k g/cm ³)	: 1.68
- Dung trọng đẩy nổi (γ_{dn})	: 1.06
- Tỷ trọng (Δ)	: 2.72
- Độ bão hòa (G)	: 89
- Độ rỗng (n)	: 38
- Hệ số rỗng (e_0)	: 0.622
- Giới hạn chảy (W_L %)	: 43.1
- Giới hạn dẻo (W_p %)	: 22.7
- Chỉ số dẻo (I_p)	: 20.4
- Độ sệt (B)	: -0.12
- Góc ma sát trong (ϕ°)	: 23 ⁰ 38'
- Lực dính (C kG/cm ²)	: 0.105
- SPT	: 30->50

Nhận xét:

Là lớp cát pha sét, màu nâu đỏ - nâu hồng - nâu vàng - xám hồng - xám vàng - xám trắng, trạng thái chặt vừa. Xuất hiện ở cả 3 hố khoan từ độ sâu 16.5-37.0m. Bề dày lớp 3 từ 16.5-20.5m.

Lớp 4:

Sét pha nặng, màu nâu vàng - xám trắng, trạng thái cứng.

Chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau :

- Thành phần hạt :	
+ Hàm lượng % hạt sỏi	: -
+ Hàm lượng % hạt cát	: 58.9
+ Hàm lượng % hạt bụi	: 18.5
+ Hàm lượng % hạt sét	: 22.6
- Độ ẩm tự nhiên (W %)	: 15.60
- Dung trọng ướt (γ g/cm ³)	: 2.07
- Dung trọng khô (γ_k g/cm ³)	: 1.79
- Dung trọng đẩy nổi (γ_{dn})	: 1.13
- Tỷ trọng (Δ)	: 2.71
- Độ bão hòa (G)	: 82
- Độ rỗng (n)	: 34
- Hệ số rỗng (e_0)	: 0.514
- Giới hạn chảy (W_L %)	: 28.8
- Giới hạn dẻo (W_p %)	: 14.8
- Chỉ số dẻo (I_p)	: 14.0
- Độ sệt (B)	: 0.06
- Góc ma sát trong (ϕ°)	: 23 ⁰ 23'
- Lực dính (C kG/cm ²)	: 0.288
- SPT	: 29-37

Nhận xét:

Là lớp sét pha nặng, màu nâu vàng - xám trắng, trạng thái cứng. Xuất hiện ở cả 3 hố khoan từ độ sâu 37.0-43.7m. Bề dày lớp 4 từ 6.5-6.7m.

Lớp 5:

Cát pha, màu nâu vàng - nâu hồng - xám trắng. Đôi chỗ lẫn sạn sỏi thạch anh.

Chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau :

- Thành phần hạt :	
+ Hàm lượng % hạt sỏi	: 1.1
+ Hàm lượng % hạt cát	: 84.0
+ Hàm lượng % hạt bụi	: 8.3
+ Hàm lượng % hạt sét	: 6.6
- Độ ẩm tự nhiên (W %)	: 21.32
- Dung trọng ướt (γ g/cm ³)	: 2.01
- Dung trọng khô (γ_k g/cm ³)	: 1.65
- Dung trọng đẩy nổi (γ_{dn})	: 1.03
- Tỷ trọng (Δ)	: 2.67
- Độ bão hòa (G)	: 92
- Độ rỗng (n)	: 38
- Hệ số rỗng (e_0)	: 0.619
- Giới hạn chảy (W_L %)	: -
- Giới hạn dẻo (W_p %)	: -
- Chỉ số dẻo (I_p)	: -
- Độ sệt (B)	: -
- Góc ma sát trong (ϕ°)	: 24 ^o 37'
- Lực dính (C kG/cm ²)	: 0.064
- SPT	: 37->50

Nhận xét:

Là lớp cát pha, màu nâu vàng - nâu hồng - xám trắng. Đôi chỗ lẫn sạn sỏi thạch anh. Xuất hiện ở cả 2 hố khoan từ độ sâu 43.5-60.0m.

Bảng 8.5 Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất được trình bày tóm tắt trong bảng sau:

Lớp đất Chỉ tiêu	1	2	3	4	5
Hạt sỏi%	-	-	-	-	1.1
Hạt cát%	32.7	47.6	36.7	58.9	84.0
Hạt bụi%	29.9	26.2	28.0	18.5	8.3
Hạt sét%	37.4	26.2	35.3	22.6	6.6
Độ ẩm tự nhiên W%	83.69	21.43	20.26	15.60	21.32
Dung trọng ướt γ T/m ³	1.47	1.98	2.03	2.07	2.01
Dung trọng khô γ_k T/m ³	0.80	1.63	1.68	1.79	1.65
Dung trọng đẩy nổi γ_{dn} T/m ³	0.49	1.03	1.06	1.13	1.03
Tỷ trọng Δ T/m ³	2.60	2.71	2.72	2.71	2.67
Độ bão hòa G%	97	88	89	82	92
Độ rỗng n%	69	40	38	34	38
Hệ số rỗng ϵ_0	2.254	0.662	0.622	0.514	0.619
Giới hạn chảy W_L %	68.1	30.8	43.1	28.8	-
Giới hạn dẻo W_p %	47.5	16.6	22.7	14.8	-
Chỉ số dẻo I_p	20.6	14.2	20.4	14.0	-
Độ sệt B	1.76	0.34	-0.12	0.06	-
Góc ma sát trong ϕ^0	03 ⁰ 29'	12 ⁰ 05'	23 ⁰ 38'	23 ⁰ 23'	25 ⁰ 37'
Lực dính C KG/cm ²	0.053	0.237	0.105	0.288	0.064
SPT	0-2	11-15	30->50	29-37	37->50

8.4 KIẾN NGHỊ

Móng công trình nên sử dụng móng cọc sâu, tốt nhất nên dùng cọc bê tông cốt thép hoặc cọc khoan nhồi cắm vào lớp 3.

Tuy nhiên, tùy tải trọng và quy mô công trình mà nhà thiết kế chọn loại cọc và độ sâu đặt cọc cho thích hợp để đảm bảo an toàn cho công trình.

8.5 LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG

8.5.1 Xác định phương án móng:

- Từ kết quả địa chất ta thấy rằng: Cấu trúc địa tầng của khu vực thay đổi không nhiều. Hai lớp đất bên trên (lớp 1 và 2) là những lớp đất yếu và có chiều dày tương đối lớn. có lớp đất thứ 3 là đất sét trạng thái cứng tương đối dày, lớp đất này thích hợp cho việc tiếp thu tải trọng công trình.
- Vì vậy giải pháp móng cho công trình là móng sâu truyền tải công trình xuống lớp đất 3.
- Đối với đồ án này em tính toán móng cho khung trục 2 gồm 1 móng dưới chân cột giữa và 1 móng dưới chân cột biên với phương án móng cọc ép:

8.5.1.1 Ưu điểm :

- Khả năng chịu lực tương đối lớn. có khả năng cắm sâu vào lớp đất tốt.
- Thi công dễ dàng không đòi hỏi kỹ thuật cao.
- Không gây chấn động làm phá hoại vùng đất xung quanh cọc và không ảnh hưởng đến công trình xung quanh.
- Các đoạn cọc được chế tạo tại chỗ hay mua từ các đơn vị sản xuất nên dễ dàng kiểm tra được chất lượng cọc.

8.5.1.2 Nhược điểm :

- Đối với những công trình chịu tải lớn thì số lượng cọc tăng lên hoặc phải tăng kích thước dẫn đến chi phí thi công đài cọc tăng lên hoặc tiết diện cọc quá lớn không thể ép xuống được.
- Quá trình ép cọc thường xảy ra sự cố gặp các lớp đất cứng, đá cuội hay đụng phải các tầng đá mềm côi mà trong khi khoan địa chất không phát hiện được. Các sự cố thường gặp khi ép cọc như : cọc bị chổi khi chưa đến độ sâu thiết kế, cọc bị gãy trong quá trình ép . .
- Quá trình thi công kéo dài do thời gian dịch chuyển bộ ép tốn nhiều thời gian.
- Không kiểm soát được sự làm việc các mối nối

CHƯƠNG 9 PHƯƠNG ÁN MÓNG CỌC ÉP

9.1 CÁC LOẠI TẢI TRỌNG DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN

Móng công trình được tính toán theo giá trị nội lực nguy hiểm nhất truyền xuống chân cột, bao gồm: (N_{max} , M_{tu} và Q_{tu})

(M_{max} , N_{tu} và Q_{tu})

Tùy thuộc theo số liệu, sinh viên tính toán với 1 trong 2 tổ hợp trên rồi sau đó kiểm tra với tổ hợp còn lại.

9.1.1 Tải trọng tính toán

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính nền móng theo trạng thái giới hạn thứ I. Vì khung đối xứng nên chỉ cần tính móng cho cột biên trục 2-A và cột giữa trục 2-B, từ bảng tổ hợp nội lực sinh viên chọn ra các tổ hợp nguy hiểm nhất để tính toán cho móng khung trục 2

bảng 9.1 tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột biên khung trục 2.

Vị trí cột	Tổ hợp	N	M_x	M_y	Q_x	Q_y
Cột biên	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	-6368.62	-218.132	-6.086	-151.96	-5.97
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	-6368.62	-218.132	-6.086	-151.96	-5.97
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	-5541.03	-104.575	-147.491	-105.36	-63.31

bảng 9.2 tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột giữa khung trục 2.

Vị trí cột	Tổ hợp	N	M_x	M_y	Q_x	Q_y
Cột giữa	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	-11573.83	4.105	-9.145	3.94	-9.4
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	-9735.14	295.023	-7.446	87.54	-7.69
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	-9706.77	12.848	-366.652	13.41	-115.99

9.1.2 Tải trọng tiêu chuẩn

Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ II. Tải trọng lên móng đã xác định là tải trọng tính toán, muốn có tổ hợp các tải trọng tiêu chuẩn lên móng đúng ra phải làm bảng tổ hợp nội lực chân cột khác bằng cách nhập tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên công trình. Tuy nhiên, để đơn giản quá trình tính toán quy phạm cho phép dùng hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$.

Vậy tải trọng tiêu chuẩn nhận lấy các tổ hợp tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$.

bảng 9.3 tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột biên khung trục 2.

Vị trí cột	Tổ hợp	N	M_x	M_y	Q_x	Q_y
Cột biên	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	-5337.18	-189.68	-5.29	-132.14	-5.19
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	-5337.18	-189.68	-5.29	-132.14	-5.19
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	-4818.28	-90.93	-128.25	-91.62	-55.05

bảng 9.4 tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột giữa khung trục 2.

Vị trí cột	Tổ hợp	N	M_x	M_y	Q_x	Q_y
Cột giữa	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	-9486.75	3.57	-7.95	3.43	-8.17
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	-8465.34	256.54	-6.47	76.12	-6.68
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	-8440.67	11.17	-318.83	11.66	-100.86

9.2 CÁC GIẢ THUYẾT TÍNH TOÁN

Móng cọc được quan niệm là móng cọc đài thấp, việc thiết kế chấp nhận một số giả thiết sau:

- 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 mặt 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 và các phần đất ở giữa các cọc. Vì việc tính móng khối quy ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên (bỏ qua ma sát ở mặt bên móng) cho nên trị số momem của tải trọng ngoài tại đáy móng quy ước được giảm đi một cách gần đúng bằng trị số momem của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.
- Giằng móng làm việc như dầm trên nền đàn hồi, giằng truyền một phần tải trọng xuống đất và một phần truyền vào đài. Tuy nhiên lực truyền này là khá nhỏ. Ngoài ra theo sơ đồ tính khung ta coi cột và móng ngàm cứng nên một cách gần đúng ta bỏ qua sự làm việc của giằng móng và trọng lượng bản thân của giằng móng.

9.3 THIẾT KẾ MÓNG M1 (TẠI CỘT BIÊN KHUNG TRỤC 2)

9.3.1 Cấu tạo đài cọc và cọc

9.3.1.1 Đài cọc

Bê tông cấp độ bền B25 ($R_b = 14,5 \text{ MPa}$)

Cốt thép chịu lực AIII ($R_s = 365 \text{ Mpa}$)

Thiết kế mặt đài trùng với mép trên kết cấu sàn tầng hầm. Do đó chiều sâu chôn đài so với mặt đất tự nhiên $2.2 + 1,2 = 3,4 \text{ m}$ (trong đó 2.2m là khoảng cách từ mặt đất tự nhiên đến sàn tầng hầm, 1,2m là chiều cao sơ bộ của đài).

9.3.1.2 Cọc ép bê tông cốt thép

Bê tông cấp độ bền B25 ($R_b = 14,5 \text{ MPa}$)

Cốt thép chịu lực AII ($R_s = 280 \text{ MPa}$)

Cốt thép đai AI ($R_s = 225 \text{ MPa}$)

Để tạo nên sự hợp lý trong giải pháp móng cọc nên sinh viên chọn vật liệu như trên nhằm đạt được sự tương xứng giữa sức chịu tải vật liệu và sức chịu tải đất nền trong điều kiện nền đất yếu.

Trong đồ án sinh viên chọn cọc bê tông cốt thép vuông cạnh $d = 350 \text{ mm}$ phù hợp với điều kiện đất nền và khả năng thi công cọc ép hiện nay.

Mũi cọc cắm sâu vào lớp đất cát trung trạng thái chặt vừa (lớp 3) một đoạn 15.9m.

Do đó chiều sâu mũi cọc tính từ lớp đất tự nhiên $1,2 + 11.8 + 7.5 + 15.9 = 36.4 \text{ m}$.

Chiều dài cọc (tính từ đáy đài đến mũi cọc) là: $36.4 - 3.4 = 33 \text{ m}$.

Cốt thép dọc chịu lực giả thiết là $8\phi 16$ có $A = 16.08 \text{ cm}^2$, $\phi = 1.48\%$.

9.3.2 Xác định sức chịu tải của cọc

9.3.2.1 Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc được xác định theo công thức sau:

$$Q_{a(vl)} = \varphi(R_b A_b + R_s A_s)$$

Trong đó:

- φ : hệ số uốn dọc của cọc, phụ thuộc độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{b}$ của cọc,
- Tra bảng: (tham khảo sách phân tích và tính toán móng cọc của thầy Võ Phán) ta được : $\varphi = 0,93$
- A_s : là diện tích thép : $A_s = 16,08 \text{ cm}^2 = 0,0016 \text{ m}^2$
- A_b : là diện tích bê tông : $A_b = 1225 - 16,08 = 1209 \text{ cm}^2 = 0,121 \text{ m}^2$
- R_b : là cường độ tính toán của bê tông.
- R_s là cường độ tính toán của cốt thép.

$$Q_{a(vl)} = 0.93(14500 \times 0.121 + 365000 \times 0.0016) = 2174.8 \text{ kN}$$

9.3.2.2 Sức chịu tải của cọc theo cường độ đất nền (phụ lục B – TCXD 205 : 1998)

Sức chịu tải cực hạn của cọc:

$$Q_u = Q_s + Q_p$$

Sức chịu tải cho phép của cọc:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

Trong đó:

- Q_s - sức chịu tải cực hạn do ma sát (kN);
- Q_p - sức chịu tải cực hạn do chống mũi (kN);
- FS_s - hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên, lấy bằng 1,5-2,0;
- FS_p - hệ số an toàn cho thành phần kháng mũi lấy bằng 2,0-3,0.
- Việc lựa chọn hệ số an toàn cho thành phần ma sát nhỏ hơn hệ số an toàn cho thành phần kháng mũi vì: hai đại lượng trên không đạt cực hạn cùng một lúc, thường ma sát bên đạt cực hạn trước sức kháng mũi.

9.3.2.2.1 Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s

Theo công thức (B.1) – TCXD 205 : 1998, sức chịu tải cực hạn do thành phần ma sát được

xác định như sau: $Q_s = u \sum f_{si} l_i$

Trong đó:

- $u = 4D = 1.4 \text{ m}$ – chu vi tiết diện cọc (m);
- l_i chiều dài lớp đất thứ i mà cọc đi qua (m).
- $f_{si} = \sigma_h \tan \varphi_{ai} + C_{ai}$: lực ma sát đơn vị ở giữa lớp đất thứ i tác dụng lên cọc (kN/m)

Trong đó:

- C_{ai} : lực dính giữa thân cọc và đất (kN/m); $C_{ai} = c$
- φ_{ai} : góc ma sát giữa cọc và đất nền, lấy $\varphi_{ai} = \varphi_i$, trong đó φ_i là góc ma sát trong của lớp đất thứ i trước khi hạ cọc
- σ'_h : ứng suất hữu hiệu của lớp đất thứ i theo phương vuông góc của mặt bên của cọc (kN/m)

$$\sigma'_h = \sigma'_{vi} k_{si}$$

Trong đó :

- σ'_{vi} : ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ i theo phương thẳng đứng; $\sigma'_{vi} = \gamma H$
- k_{si} : hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i đối với đất cát; $k_{si} = (1.2-1.4)(1-\sin \varphi_i)$.

Lớp 1

$$\sigma'_h = \sigma'_{vi} k_{si} = \gamma_1 H_1 (1 - \sin \varphi) = 4.9 \times 9.6 \times (1 - \sin 3^\circ 29') = 44.18 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$f_{si} = \sigma'_h \tan \varphi_{ai} + C_{ai} = 44.18 \times \tan(3^\circ 29') + 5.3 = 7.98 \text{ kN} / \text{m}^2 .$$

Lớp 2

$$\sigma'_h = \sigma'_{vi} k_{si} = (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2)(1 - \sin \varphi) = (4.9 \times 9.6 + 10.3 \times 7.5) \times (1 - \sin 12^\circ 5') = 98.275 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$f_{si} = \sigma'_h \tan \varphi_{ai} + C_{ai} = 98.275 \times \tan(12^\circ 5') + 23.7 = 44.74 \text{ kN} / \text{m}^2 .$$

Lớp 3

$$\begin{aligned}\sigma'_h &= \sigma'_{vi} k_{si} = (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3)(1 - \sin \varphi) = \\ &= (4.9 \times 9.6 + 10.3 \times 7.5 + 10.6 \times 15.9) \times (1 - \sin 23^\circ 38') = 175.43 \text{ kN} / \text{m}^2\end{aligned}$$

$$f_{si} = \sigma_h \tan \varphi_{ai} + C_{ai} = 175.43 \times \tan(23^\circ 38') + 10.5 = 87.26 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

$$\Rightarrow Q_s = u \sum f_{si} l_i = 1.4 \times (7.98 \times 9.6 + 44.47 \times 7.5 + 87.26 \times 15.9) = 2516.59 \text{ kN}.$$

9.3.2.2.2 Sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p .

$$Q_p = A_p q_p$$

Trong đó:

- A_p - diện tích tiết diện ngang của mũi cọc (m); $A_p = 0,123 \text{ m}^2$
- q_p - cường độ đất nền dưới mũi cọc (kN/m^2).

Theo công thức (B.4) TCXD 205 – 1998, cường độ đất nền dưới mũi cọc được xác định theo công thức:

$$q_p = cN_c + N_q \sigma'_v + \gamma d_p N_\gamma$$

Trong đó:

- + c : là lực dính của đất, $c = 38.1 \text{ kN}/\text{m}^2$
- + γ : trọng lượng thể tích của đất ở độ sâu mũi cọc = $10.6 \text{ kN}/\text{m}^3$
- + d_p : đường kính hoặc cạnh cọc, $d_p = 0.35 \text{ m}$
- + N_c, N_q, N_γ : hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào ma sát trong của đất, tra bảng và nội suy

theo $\varphi = 23^\circ 38'$ ta có: $N_c = 23.04, N_q = 11.4, N_\gamma = 8.9$:

- + $\sigma'_v = \gamma h$: ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc;

$$\sigma'_{vi} = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 = 4.9 \times 9.6 + 10.3 \times 7.5 + 10.6 \times 15.9 = 292.83 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow Q_p = 0.123(10.5 \times 23.04 + 292.83 \times 11.4 + 10.6 \times 0.35 \times 8.9) = 444.42 \text{ kN}$$

Sức chịu tải cho phép của cọc

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{2516.09}{2} + \frac{444.42}{3} = 1406.18 \text{ kN}$$

9.3.3 Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên (SPT) – (phụ lục C –TCVN 205:1998)

Theo công thức (C.2.2) TCXD 205 : 1998, sức chịu tải của cọc theo công thức Nhật Bản được xác định như sau:

$$Q_p = \frac{1}{3} \times (\alpha N_a A_p + (0.2 N_s L_s + C_c L_c) \pi d)$$

Trong đó:

- α : hệ số phụ thuộc vào phương pháp thi công, cọc ép $\alpha = 30$
- N_a : chỉ số SPT của lớp đất dưới mũi cọc, $N_a = 50$
- A_p : diện tích tiết diện cọc, $A_p = 0,123 \text{ m}^2$
- N_s : chỉ số SPT của các lớp cát bên thân cọc,
- L_s : chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát, $L_s = 0$
- C : lực dính của đất sét,
- L_c : chiều dài đoạn cọc nằm trong đất sét
- d : đường kính cọc, $d = 0,35 \text{ m}$

$$Q_p = \frac{1}{3} \times (\alpha N_a A_p + (0.2 N_s L_s + C_c L_c) u) =$$

$$\frac{1}{3} (30 \times 50 \times 0.123 + (0.2 \times 50 \times 15.9 + (0.53 \times 9.6 + 2.37 \times 7.5)) \times 1.4) = 146.36 T = 1463.6 \text{ kN}$$

9.3.4 Xác định sức chịu tải

Sức chịu tải thiết kế của cọc:

$$Q_a \min(Q_{vl}; Q_a; Q_p) = 1406.18 \text{ kN}$$

Trọng lượng bản thân cọc:

$$W = 0.35^2 \times 33 \times 25 = 101 \text{ kN}$$

Vậy sức chịu tải thiết kế của cọc:

$$[Q_a] = 1406.18 - 101 = 1305 \text{ kN}$$

Chọn $[Q_a] = 1000 \text{ kN}$

9.3.5 Xác định số lượng cọc

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n_c = \beta \times \frac{N_{tt}}{Q_{aTk}}$$

Trong đó :

- N_{tt} : lực dọc tính toán tại chân cột.
- β : hệ số xét đến do momen, chọn $\beta = 1.2 \div 1.6$.

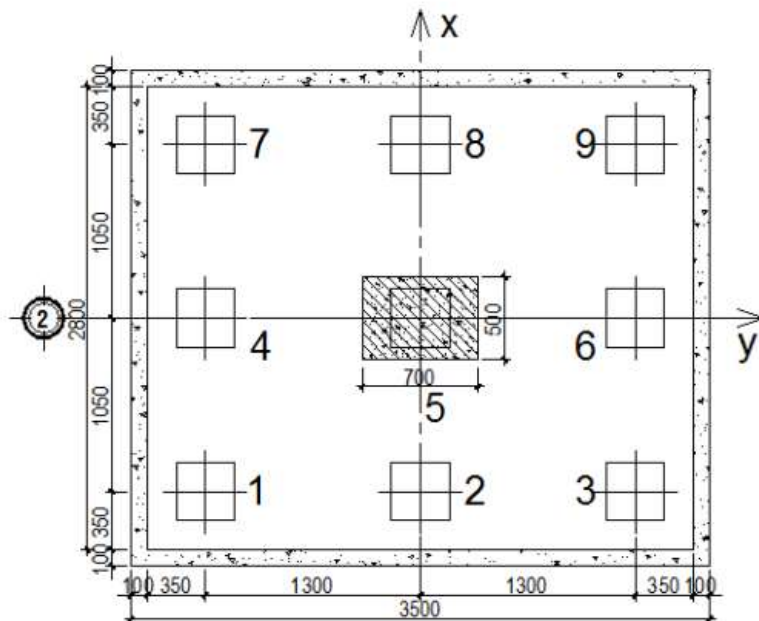
$$n_c = 1.3 \times \frac{6368.62}{1000} = 8.27 .$$

Vậy chọn $n_c = 9$ cọc.

9.3.5.1 Bố trí cọc trong đài

- Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là $3d = 1050$ mm.
- Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y lớn hơn $3d = 1300$ mm.
- Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là $d/2 = 175$ mm

Mặt bằng bố trí cọc như hình:



Hình 9.1 mặt bằng bố trí cọc móng M1

9.3.6 Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.3 TCXD 205 : 1998 có quy định rõ, do sự tương tác giữ các cọc trong nhóm nên độ lún của nhóm cũng như sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn.

Do vậy cần phải chú ý đến hiệu ứng nhóm của cọc, khi cọc làm việc trong một nhóm do tác dụng ảnh hưởng lẫn nhau làm cho khả năng chịu tải của cọc giảm.

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre :

$$\eta = 1 - \operatorname{arctg}\left(\frac{d}{s}\right) \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + n_1(n_2 - n_1)}{90n_1n_2} \right]$$

Trong đó :

- + n_1 : số hàng cọc trong một nhóm cọc.
- + n_2 : số cọc trong một hàng.
- + s : khoảng cách từ hai cọc tính từ tâm, thiên về an toàn lấy bằng $3d=1.05\text{m}$ tâm

$$\eta = 1 - \operatorname{arctg}\left(\frac{0.35}{1.05}\right) \left[\frac{(3-1) \times 3 + 3 \times (3-1)}{90 \times 3 \times 3} \right] = 0.787$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \cdot n_c \cdot Q_a = 0.787 \times 9 \times 1000 = 7029 \text{ kN} > N_n = 6368.62 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

9.3.7 Kiểm tra lực tác dụng lên cọc

➤ Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} P_{\max} \leq [Q_a] \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 1,2\text{m}$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n\gamma_{br}F_d h_d = 1.1 \times 25 \times 3.5 \times 2.8 \times 1.2 = 323.4 \text{ kN}$$

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài)

9.3.7.1 Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp ($N_{max}, M_{xtur}, M_{ytur}, Q_{xtur}, Q_{ytur}$)

- $\sum N'' = N_0'' + N_d = 6368.62 + 323.4 = 6692 kN$
- $\sum M_x'' = 218.132 + 5.97 \times 1.2 = 225.3 kN.m$
- $\sum M_y'' = 6.086 + 151.96 \times 1.2 = 188.44 kN.m$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$p_i'' = \frac{\sum N''}{n} + \frac{\sum M_y'' \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x'' \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

Trong đó:

- + n : số lượng cọc;
- + x_i, y_i : khoảng cách từ tim cọc thứ i đến trục đi qua trọng tâm các cọc tại mặt phẳng đáy đài;
- + $\sum M_x''$: tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc;
- + $\sum M_y''$: tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc;

Bảng 9.5 giá trị phản lực ở đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-1.05	-1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	684.76
2	-1.05	0	1.1025	0	6.615	10.14	713.64
3	-1.05	1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	742.53
4	0	-1.3	0	1.69	6.615	10.14	714.67
5	0	0	0	0	6.615	10.14	743.55
6	0	1.3	0	1.69	6.615	10.14	772.44
7	1.05	-1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	744.58
8	1.05	0	1.1025	0	6.615	10.14	773.46
9	1.05	1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	802.35

Vậy tải trọng tác dụng lên đầu cọc đều thỏa: $\begin{cases} p_{max} = 802.35 kN \leq [Q_a] = 1000 kN \\ p_{min} = 684.76 kN \geq 0 \end{cases}$

9.3.8 Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại.

Xét nội lực : (N_{tur} , M_{xtur} , M_{ymax} , Q_{xtur} , Q_{ytur})

$$\begin{aligned} - \sum N'' &= N_0'' + N_d = 5541.03 + 323.4 = 5864.43 \text{ kN} \\ - \sum M_x'' &= 104.575 + 63.31 \times 1.2 = 180.55 \text{ kN.m} \\ - \sum M_y'' &= 147.49 + 105.36 \times 1.2 = 273.92 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tải trọng lên đầu cột:

$$\begin{aligned} p_{\min, \max}'' &= \frac{\sum N''}{n} \pm \frac{\sum M_y'' \cdot x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{\sum M_x'' \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \\ &= \frac{5541.03}{9} \pm \frac{273.92 \times 1.05}{1.1025} \pm \frac{180.55 \times 1.3}{10.14} \begin{cases} p_{\max} = 899.69 \text{ kN} \leq [Q_a] = 1000 \text{ kN} \\ p_{\min} = 331.64 \text{ kN} \end{cases} \end{aligned}$$

Kết luận:

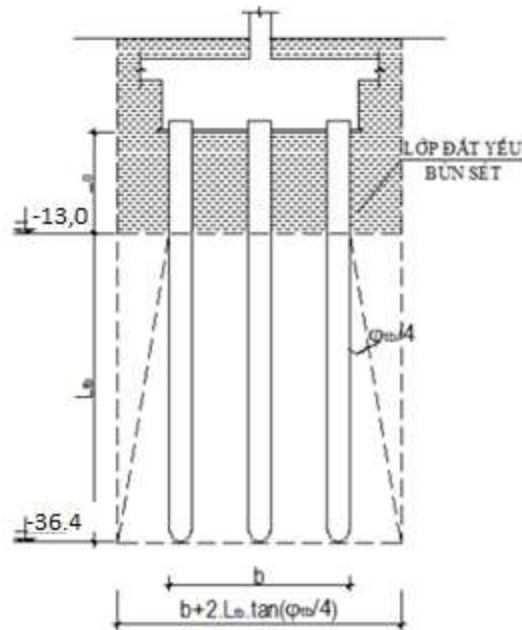
Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp còn lại ta cũng được, tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.

⇒ Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

9.3.9 Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước.

9.3.9.1 Kích thước khối móng quy ước

Theo **phụ lục H, mục H.2.1 TCXD 205 : 1998**, quy định ranh giới của khối móng quy ước khi cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng như được xác định như sau:



Hình 9.2 sơ đồ xác định khối móng quy ước

Quan niệm cọc và đất giữa các cọc làm việc đồng thời như một khối móng đồng nhất đặt trên lớp đất bên dưới mũi cọc. Mặt truyền tải của khối móng quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{7.5 \times 12^{\circ}05' + 15.9 \times 23^{\circ}38'}{4 \times (7.5 + 15.9)} = 4^{\circ}58'$$

Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$

Trong đó:

- + $B_{qu} = 2.45 + 2 \times 23.4 \times \tan(4^{\circ}58') = 6.79$
- + $L_{qu} = 2.95 + 2 \times 23.4 \times \tan(4^{\circ}58') = 7.28m$
- + $A_{qu} = 6.79 \times 7.28 = 49.43m^2$

9.3.9.2 Trọng lượng khối móng quy ước

Trọng lượng khối móng quy ước từ đáy đài trở lên:

$$G_1 = A_d h_d \gamma_{bt} + (A_{qu} - A_d) h \gamma = 3.5 \times 2.8 \times 1.2 \times 25 + (49.43 - 3.5 \times 2.8) \times 1.2 \times 4.9 = 527.02 kN$$

Trọng lượng cọc trong khối móng quy ước:

$$G_2 = n_c W = 9 \times 101 = 909 kN$$

Trọng lượng đất khối móng quy ước từ đáy đài đến đáy khối móng quy ước:

$$G_3 = (A_{qu} - n_c A_c) \sum \gamma_i h_i =$$

$$= (49.43 - 9 \times 0.123) \times (9.6 \times 4.9 + 7.5 \times 10.3 + 15.9 \times 10.6) = 14150.42 \text{ kN}$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 527.02 + 909 + 14150.42 = 15586.44 \text{ kN}$$

9.3.9.3 Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước

Kiểm tra với giá trị tải tiêu chuẩn, ứng với tổ hợp $(N_{\max}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu})$

$$N_{qu}^{tc} = 5307.18 + 14586.44 = 20893.62 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^{tc} = \frac{M_x''}{1.15} = \frac{225.3}{1.15} = 195.91 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_y^{tc} = \frac{M_y''}{1.15} = \frac{188.44}{1.15} = 163.86 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của khối móng quy ước:

$$W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{7.28 \times 6.79^2}{6} = 55.93 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{B_{qu} L_y^2}{6} = \frac{6.79 \times 7.28^2}{6} = 59.97 \text{ m}^3$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài (theo QPXD 45-78)

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A b \gamma + B h \gamma' + D c_{II})$$

Trong đó:

- k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,1$ vì các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê
- $m_1 = 1,2$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền - đối với đất sét có độ sệt $B \leq 0.5$
- $m_2 = 1.0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, phụ thuộc vào tỷ lệ kích thước công trình.
- $\gamma = 10,6 \text{ kN/m}^3$: trọng lượng riêng của đất nền dưới đáy móng

- γ' trọng lượng riêng của đất nền trên đáy móng quy ước

$$\rightarrow h\gamma' = 10.8 \times 4.9 + 7.5 \times 10.3 + 15.9 \times 10.6 = 298.71 \text{ kN/m}^2$$

- $C_{II} = 10.5 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 23^{\circ}38'$

$$A = \frac{0.25\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}, \quad B = \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + 1, \quad C = \frac{\pi \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0.6187 \\ B = 3.5786 \\ D = 5.9032 \end{cases}$$

$$\Rightarrow R^{tc} = \frac{1.2 \times 1}{1.1} (0.6187 \times 6.79 \times 10.6 + 3.5786 \times 298.71 + 5.9032 \times 10.5) = 1282.34 \text{ kN/m}^2$$

ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{20893.62}{49.43} = 422.69 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_y} = \frac{20893.62}{49.43} + \frac{163.86}{59.97} + \frac{195.91}{64.29} = 428.47 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_y} = \frac{20136.87}{51.77} - \frac{163.86}{59.97} - \frac{195.91}{64.29} = 416.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} P_{tb}^{tc} = 422.69 \text{ kN/m}^2 < R^{tc} = 1282.34 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\max}^{tc} = 428.47 \text{ kN/m}^2 < 1.2R^{tc} = 1538.8 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\min}^{tc} = 416.91 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

\Rightarrow Vậy điều kiện đất nền được thỏa mãn.

Kiểm tra với các tổ hợp còn lại ta cũng cho được giá trị thỏa mãn các điều kiện. Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Trường hợp này nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày tương đối lớn, đáy của khối quy ước có diện tích bé nên ta dùng mô hình nền là bán không gian biến dạng tuyến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp.

9.3.10 kiểm tra độ lún của khối móng quy ước

Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem như là độ lún của khối móng quy ước.

Bảng 9.6 Bảng tính ứng suất bản thân của các lớp phân tố

Lớp đất	Bề dày h_i	γ (kN/m ³)	ứng suất bản thân σ_{bt} (kN / m ²)
1	9.6	4.9	47.04
2	7.5	10.3	77.25
3	15.9	10.6	168.54
$\sum \sigma_i^{bt} =$			292.83

ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 422.69 - 292.83 = 129.86 \text{ kN / m}^2$$

Chia đất nền dưới đây khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng

$$\frac{B_{qu}}{5} = \frac{5.79}{5} = 1.16 \text{ chọn } h=1\text{m, xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu } z \text{ kể từ khối}$$

móng quy ước . khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức.

$$\sigma_{zi}^{gl} = K_0 \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$$

Bảng 9.7 phân bố ứng suất trong khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu z	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	K_0	σ_{zi}^{gl} kN / m ²	σ_{zi}^{bt} kN / m ²
1	0	1.1	0	1	126.86	292.83
2	1	1.1	0.14	0.96	121.7856	303.43
3	2	1.1	0.28	0.86	109.0996	314.03
4	3	1.1	0.42	0.79	100.2194	324.63
5	4	1.1	0.57	0.61	77.3846	335.23
6	5	1.1	0.71	0.45	57.087	345.83
$\sum \sigma^{gl}$					592.44	

Lớp đất này có $E_{100-200} = 8250 \text{ kN/m}^2 > 5000 \text{ kN/m}^2$, do đó ta phải tính đến lớp phân tố

có giá trị $\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}} \leq 0.2$

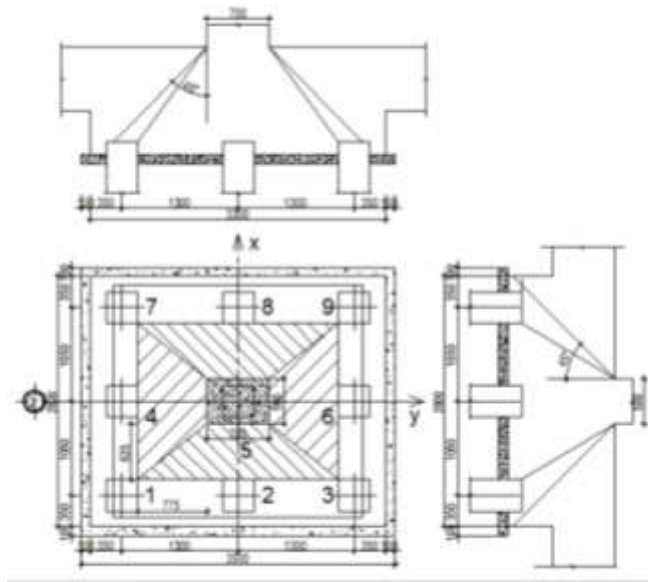
Theo phụ lục H, mục H.5, TCXD 205 : 1998, quy định độ lún trung bình hoặc lớn nhất không được vượt quá giới hạn cho phép, đối với nhà nhiều tầng có khung hoàn toàn bằng bê tông cốt thép thì giới hạn cho phép là 8 cm.

$$S_1 = \sum \frac{0.8}{E} \sigma_{zi}^{gl} h_i = \frac{0.8 \times 1}{8250} \times (592.44 - \frac{126.86}{2} - \frac{57.087}{2}) = 0.048m = 4.8cm < 8cm$$

Như vậy độ lún dự báo của móng thỏa điều kiện cho phép.

9.3.11 Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

Vẽ hình tháp nén thủng tự do với góc $\alpha = 45^\circ$.



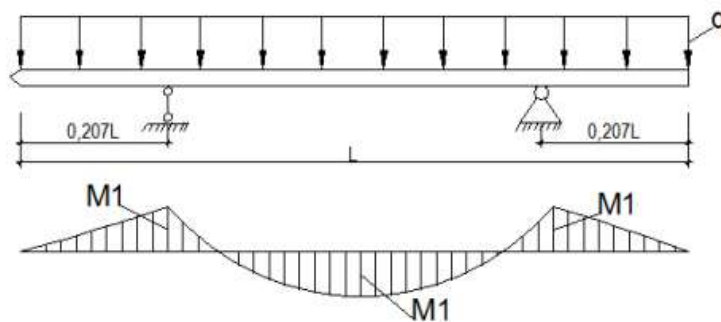
Hình 9.3 tháp xuyên thủng móng M1

Kiểm tra với trường hợp nén thủng tự do (góc chọc thủng bằng 45°) Với chiều cao đài $h_d = 1,2 \text{ m}$, lấy $h_o = 1,05 \text{ m}$, thì tháp chọc thủng như hình vẽ. Ta thấy trọng tâm tất cả các cọc đều nằm trong tháp xuyên thủng, do vậy không cần kiểm tra với trường hợp nền thủng tự do.

9.3.12 Kiểm tra trường hợp cầu lắp

Trọng lượng bản thân cọc kể đến hệ số động khi cầu lắp và dựng cọc:

$$q = n \times q' = 1.2 \times \gamma_{bt} \times F_c = 1.2 \times 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.68 (\text{kN} / \text{m})$$



Hình 9.4 tải trọng phân bố đều trên cọc

- Moment uốn lớn nhất tại điểm giữa cọc và móc cầu:

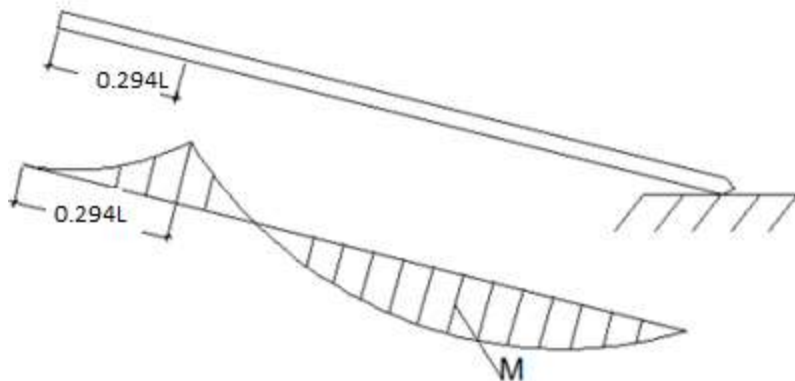
$$M = 0.0214 \times q \times L_c^2 = 0.0214 \times 3.68 \times 11.2^2 = 9.87 \text{ kN.m}$$

- Chọn bề dày lớp Bê tông bảo vệ cốt thép cọc là 5.0 cm

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times \gamma_b \times b \times h_o^2} = \frac{9.87}{14.5 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.3^2} = 0.023$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023} = 0.023$$

$$F_a = F_a = \frac{\xi R_b b h_o}{R_a} = \frac{0.023 \times 14.5 \times 35 \times 30}{365} = 0.96 (\text{cm}^2) < 3\Phi 16 = 6.033 \text{ cm}^2$$



Hình 9.5 biểu đồ momen khi cầu đứng cọc

Ta có:

$$M = 0.043 \times q \times L_c^2 = 0.043 \times 3.68 \times 11.2^2 = 19.85 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_n \times \gamma_b \times b \times h_o^2} = \frac{19.85}{14.5 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.3^2} = 0.048$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048} = 0.049$$

$$F_a = \frac{\xi R_n b h_o}{R_a} = \frac{0.049 \times 14.5 \times 35 \times 30}{365} = 2.04 (\text{cm}^2) < 3\Phi 16 = 6.033 \text{ cm}^2$$

Vậy thép đã chọn trong cọc là 3 ϕ 16 mỗi phía $A_s = 6.03$ thỏa mãn.

8.5.10. Tính toán cốt thép đài cọc

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngàm vào mép cột.

Giả thiết đài tuyệt đối cứng.

Tính toán với tổ hợp tính toán $N_{max}, M_{xtur}, M_{ytr}, Q_{xtur}, Q_{ytr}$

Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị : $M = \sum_{i=1}^n d_i P_i$

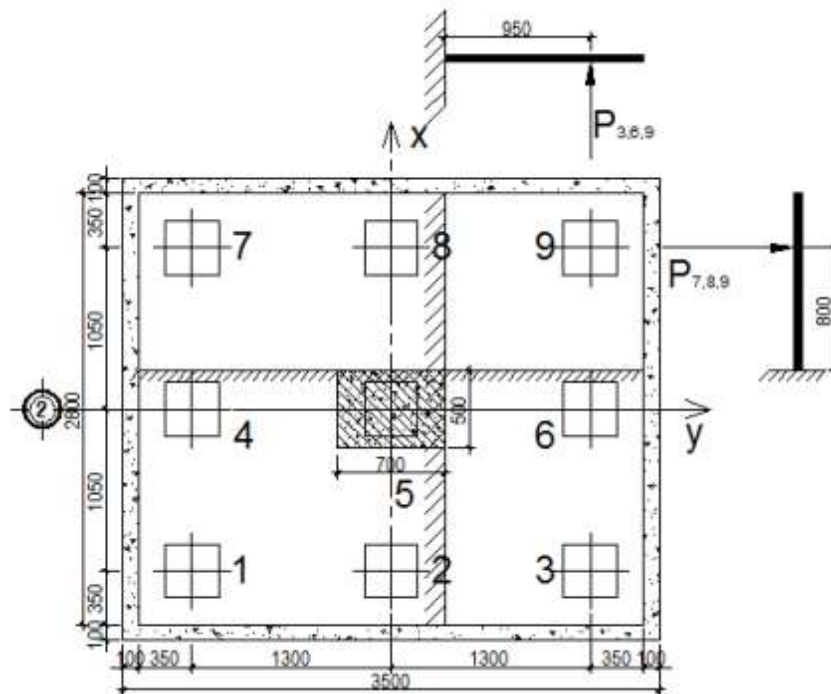
Trong đó:

d_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ I đến mặt ngàm.

P_i : phản lực đầu cọc thứ i.

Diện tích cốt thép tính theo công thức:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, \quad A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s}$$



Hình 9.6 vị trí cọc trong đài M1

9.3.12.1 Tính cốt thép đặt theo phương x

$$M = \sum P_i l_i = P_7 l_7 + P_8 l_8 + P_9 l_9 = (744.58 + 773.46 + 802.35) \times 0.75 = 1740.29 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1740.29}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 3.5 \times 1.05^2} = 0.035$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035} = 0.036$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.036 \times 0.9 \times 14.5 \times 350 \times 105}{365} = 47.3 \text{ cm}^2$$

Chọn 24 ϕ 16a150 ($A_s = 48.264$).

9.3.12.2 Tính cốt thép theo phương y

$$M = \sum P_i l_i = P_3 l_3 + P_6 l_6 + P_9 l_9 = (742.53 + 772.44 + 802.35) \times 0.95 = 2201.45 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{2201.45}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 3.5 \times 1.05^2} = 0.043$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043} = 0.044$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.044 \times 0.9 \times 14.5 \times 350 \times 105}{365} = 57.81 \text{ cm}^2$$

Chọn 19 ϕ 20a150 ($A_s = 59.698$).

9.4 THIẾT KẾ MÓNG M2 (TẠI CỘT GIỮA KHUNG TRỤC 2)

9.4.1 Cấu tạo cọc và đài cọc

Cấu tạo cọc, đài cọc, chiều sâu chôn cọc và đài cọc là tương tự như thiết kế với móng M1.

9.4.2 Xác định sức chịu tải của cọc ép

Vì chiều sâu chôn cọc giống với móng M1 do vậy sức chịu tải thiết kế móng M2 cũng là

$$[Q_{atK}] = 1000 kN$$

9.4.3 Xác định số lượng cọc

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n_c = \beta \times \frac{N_{tt}}{Q_{atK}}$$

Trong đó :

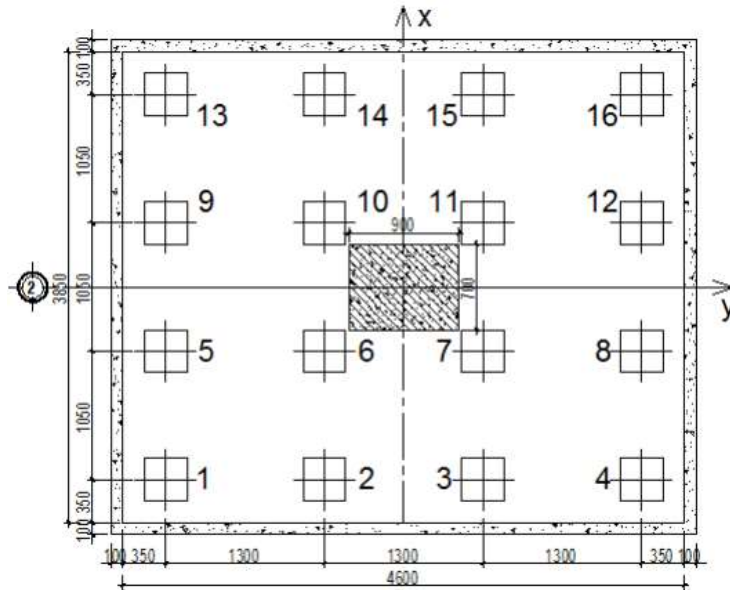
- N_{tt} : lực dọc tính toán tại chân cột.
- β : hệ số xét đến do momen, chọn $\beta = 1.2 \div 1.6$.

$$n_c = 1.3 \times \frac{11573.87}{1000} = 15.04$$

Vậy chọn $n_c = 16$ cọc.

9.4.3.1 Bố trí cọc trong đài

- Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là $3d = 1050$ mm.
- Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y lớn hơn $3d = 1300$ mm.
- Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là $d/2 = 175$ mm
- Mặt bằng bố trí cọc như hình:



Hình 9.7 vị trí cọc trong đài M2

9.4.4 Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.3 TCXD 205 : 1998 có quy định rõ, do sự tương tác giữ các cọc trong nhóm nên độ lún của nhóm cũng như sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn. Do vậy cần phải chú ý đến hiệu ứng nhóm của cọc, khi cọc làm việc trong một nhóm do tác dụng ảnh hưởng lẫn nhau làm cho khả năng chịu tải của cọc giảm.

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre :

$$\eta = 1 - \arctg\left(\frac{d}{s}\right) \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + n_1(n_2 - n_1)}{90n_1n_2} \right]$$

Trong đó :

- + n_1 : số hàng cọc trong một nhóm cọc.
- + n_2 : số cọc trong một hàng.
- + s : khoảng cách từ hai cọc tính từ tâm, thiên về an toàn lấy bằng $3d=1.05m$ tâm

$$\eta = 1 - \arctg\left(\frac{0.35}{1.05}\right) \left[\frac{(4 - 1) \times 4 + 4 \times (4 - 1)}{90 \times 4 \times 4} \right] = 0.74$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \cdot n_c \cdot Q_a = 0.74 \times 16 \times 1000 = 11840 kN > N_u = 11573.87 kN$$

Vậy thoả điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

9.4.5 Kiểm tra lực tác dụng lên cọc

$$\text{Điều kiện kiểm tra: } \begin{cases} P_{\max} \leq [Q_a] \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 1,2\text{m}$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n\gamma_{bt}F_d h_d = 1.1 \times 25 \times 4.6 \times 3.85 \times 1.2 = 584.43\text{kN}$$

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài)

9.4.5.1 Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp (N_{\max} , M_{xtur} , M_{ytr} , Q_{xtur} , Q_{ytr})

$$\begin{aligned} - \sum N'' &= N_0'' + N_d = 10573.87 + 584.43 = 11158.3\text{kN} \\ - \sum M_x'' &= 4.105 + 9.4 \times 1.2 = 15.38\text{kN.m} \\ - \sum M_y'' &= 9.145 + 3.94 \times 1.2 = 13.87\text{kN.m} \end{aligned}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n} + \frac{\sum M_y'' \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x'' \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

Trong đó:

- + n : số lượng cọc;
- + x_i , y_i : khoảng cách từ tim cọc thứ i đến trục đi qua trọng tâm các cọc tại mặt phẳng đáy đài;
- + $\sum M_x''$: tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc;
- + $\sum M_y''$: tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc;

Bảng 9.8 giá trị phản lực ở đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2 0	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	758.0
2	-1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	758.6
3	-1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	759.2
4	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	758.0
5	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	758.7
6	-0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	759.3
7	-0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	759.9
8	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	758.7
9	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	759.3
10	0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	759.9
11	0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	760.5
12	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	759.3
13	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	760.0
14	1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	760.6
15	1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	761.2
16	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	760.0

Vậy tải trọng tác dụng lên đầu cọc đều thỏa: $\begin{cases} p_{\max} = 761.2\text{ kN} \leq [Q_a] = 1000\text{ kN} \\ p_{\min} = 758\text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

9.4.6 Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại.

Xét nội lực : (N_{tur} , M_{xtur} , M_{ymax} , Q_{xtur} , Q_{ytur})

- $\sum N'' = N_0'' + N_d = 9706.77 + 584.43 = 10291.2\text{ kN}$
- $\sum M_x'' = 12.848 + 115.99 \times 1.2 = 152.036\text{ kN.m}$
- $\sum M_y'' = 366.652 + 13.41 \times 1.2 = 382.744\text{ kN.m}$.

Tải trọng lên đầu cột:

$$\begin{aligned}
 p_{\min, \max}'' &= \frac{\sum N''}{n} \pm \frac{\sum M_y'' \cdot x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{\sum M_x'' \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \\
 &= \frac{10291.2}{16} \pm \frac{382.74 \times 1.575}{22.05} \pm \frac{152.036}{33.8} \left\{ \begin{aligned} p_{\max} &= 675.03 \text{ kN} \leq [Q_a] = 1000 \text{ kN} \\ p_{\min} &= 611.36 \text{ kN} > 0 \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

Kết luận:

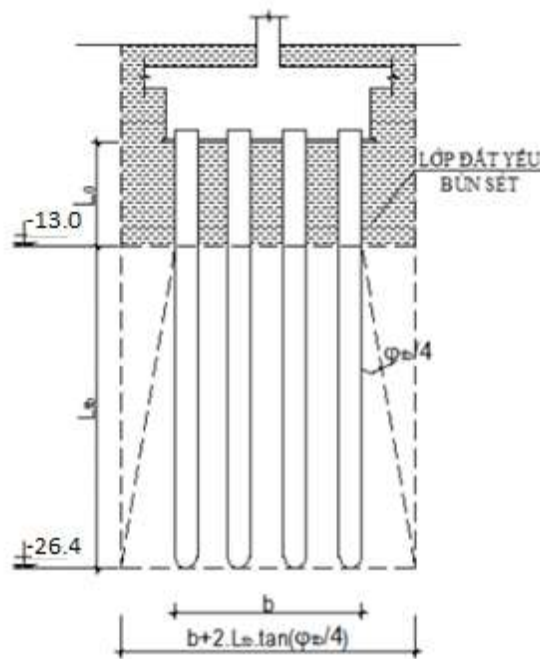
Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp còn lại ta cũng được, tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.

Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

9.4.7 Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước.

9.4.7.1 Kích thước khối móng quy ước

Theo **phụ lục H, mục H.2.1 TCXD 205 : 1998**, quy định ranh giới của khối móng quy ước khi cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng như được xác định như sau:



Hình 9.8 độ sâu khối móng quy ước

Quan niệm cọc và đất giữa các cọc làm việc đồng thời như một khối móng đồng nhất đặt trên lớp đất bên dưới mũi cọc. Mặt truyền tải của khối móng quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{7.5 \times 12^{\circ}05' + 15.9 \times 23^{\circ}38'}{4 \times (7.5 + 15.9)} = 4^{\circ}58^{\circ}$$

Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$

Trong đó:

$$+ B_{qu} = 3.5 + 2 \times 23.4 \times \tan(4^{\circ}58^{\circ}) = 7.99 \text{ m}$$

$$+ L_{qu} = 4.25 + 2 \times 33 \tan(4^{\circ}58^{\circ}) = 8.75 \text{ m}$$

$$+ A_{qu} = 7.99 \times 8.75 = 69.91 \text{ m}^2$$

9.4.7.2 Trọng lượng khối móng quy ước

Trọng lượng khối móng quy ước từ đáy đài trở lên:

$$G_1 = A_d h_d \gamma_{bt} + (A_{qu} - A_d) h \gamma = 3.85 \times 4.6 \times 1.2 \times 25 + (69.91 - 3.85 \times 4.6) \times 1.2 \times 4.9 = 838.24 \text{ kN}$$

Trọng lượng cọc trong khối móng quy ước:

$$G_2 = n_c W = 16 \times 101 = 1616 \text{ kN}$$

Trọng lượng đất khối móng quy ước từ đáy đài đến đáy khối móng quy ước:

$$G_3 = (A_{qu} - n_c A_c) \sum \gamma_i h_i = (69.91 - 16 \times 0.123) \times (9.6 \times 4.9 + 7.5 \times 10.3 + 15.9 \times 10.6) = 19895.45 \text{ kN}$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 838.24 + 1616 + 19895.45 = 22352.69 \text{ kN}$$

9.4.7.3 Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước

Kiểm tra với giá trị tải tiêu chuẩn, ứng với tổ hợp ($N_{\max}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$)

$$- N_{qu}^{tc} = 9486.75 + 22352.69 = 31839.44 \text{ kN}$$

$$- \sum M_x^{tc} = \frac{M_x''}{1.15} = \frac{15.38}{1.15} = 13.37 \text{ kN.m}$$

$$- \sum M_y^{tc} = \frac{M_y''}{1.15} = \frac{13.87}{1.15} = 12.1 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của khối móng quy ước:

$$- W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{8.75 \times 7.99^2}{6} = 93.1 \text{ m}^3$$

$$- W_y = \frac{B_{qu} L_y^2}{6} = \frac{7.99 \times 8.75^2}{6} = 101.9 \text{ m}^3$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài (theo QPXD 45-78)

$$- R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A b \gamma + B h \gamma' + D c_{II})$$

Trong đó:

- k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,1$ vì các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê
- $m_1 = 1,2$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền - đối với đất sét có độ sệt $B \leq 0.5$
- $m_2 = 1.0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, phụ thuộc vào tỷ lệ kích thước công trình.
- $\gamma = 10,6 \text{ kN/m}^3$: trọng lượng riêng của đất nền dưới đáy móng
- γ' trọng lượng riêng của đất nền trên đáy móng quy ước.

$$\rightarrow h \gamma' = 10.8 \times 4.9 + 7.5 \times 10.3 + 15.9 \times 10.6 = 298.71 \text{ kN / m}^2$$

$$- C_{II} = 10.5 \text{ kN/m}^2 \quad \varphi = 23^{\circ}38'$$

$$A = \frac{0.25\pi}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}, \quad B = \frac{\pi}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + 1, \quad C = \frac{\pi \cot g \varphi}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0.6187 \\ B = 3.5786 \\ D = 5.9032 \end{cases}$$

$$\Rightarrow R^{tc} = \frac{1.2 \times 1}{1.1} (0.6187 \times 6.79 \times 10.6 + 3.5786 \times 298.71 + 5.9032 \times 10.5) = 1282.34 \text{ kN} / \text{m}^2$$

ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{31839.44}{69.91} = 455.43 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{\max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_y} = \frac{31839.44}{69.91} + \frac{12.1}{93.1} + \frac{15.38}{101.9} = 455.71 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{\min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_y} = \frac{30198.46}{69.91} - \frac{12.1}{93.1} - \frac{15.38}{101.9} = 455.15 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} P_{tb}^{tc} = 455.43 \text{ kN} / \text{m}^2 < R^{tc} = 1282.34 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ P_{\max}^{tc} = 455.71 \text{ kN} / \text{m}^2 < 1.2 R^{tc} = 1538.8 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ P_{\min}^{tc} = 455.15 \text{ kN} / \text{m}^2 > 0 \end{cases}$$

⇒ Vậy điều kiện đất nền được thỏa mãn.

Kiểm tra với các tổ hợp còn lại ta cũng cho được giá trị thỏa mãn các điều kiện ,Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Trường hợp này nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày tương đối lớn, đáy của khối quy ước có diện tích bé nên ta dùng mô hình nền là bán không gian biến dạng tuyến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp.

9.4.8 kiểm tra độ lún của khối móng quy ước

Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem như là độ lún của khối móng quy ước.

Bảng 9.9 Bảng tính ứng suất bản thân của các lớp phân tổ

Lớp đất	Bề dày h_i	γ (kN/m^3)	ứng suất bản thân σ_{bt} (kN / m^2)
1	9.6	4.9	47.04
2	7.5	10.3	77.25
3	15.9	10.6	168.54
$\sum \sigma_i^{bt} =$			292.83

9.4.8.1 ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 455.43 - 292.83 = 162.6 \text{ kN} / m^2$$

Chia đất nền dưới đây khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng

$$\frac{B_{qu}}{5} = \frac{7.99}{5} = 1.5 \text{ chọn } h=1 \text{ m, xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu } z \text{ kể từ khối móng}$$

quy ước . khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức.

$$\sigma_{zi}^{gl} = K_0 \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$$

Bảng 9.10 phân bố ứng suất trong khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu z	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	K_0	σ_{zi}^{gl} kN / m ²	σ_{zi}^{bt} kN / m ²
1	0	1.1	0	1	162.6	292.83
2	1	1.1	0.19	0.96	156.096	303.43
3	2	1.1	0.38	0.80	139.836	314.03
4	3	1.1	0.57	0.65	128.454	324.63
5	4	1.1	0.76	0.45	99.186	335.23
6	5	1.1	0.95	0.35	73.17	345.83
7	6	1.1	1.14	0.26	56.91	356.43
$\sum \sigma^{gl}$					653.65	

Lớp đất này có $E_{100-200} = 8250 \text{ kN/m}^2 > 5000 \text{ kN/m}^2$, do đó ta phải tính đến lớp phân tó có giá trị $\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}} \leq 0.2$

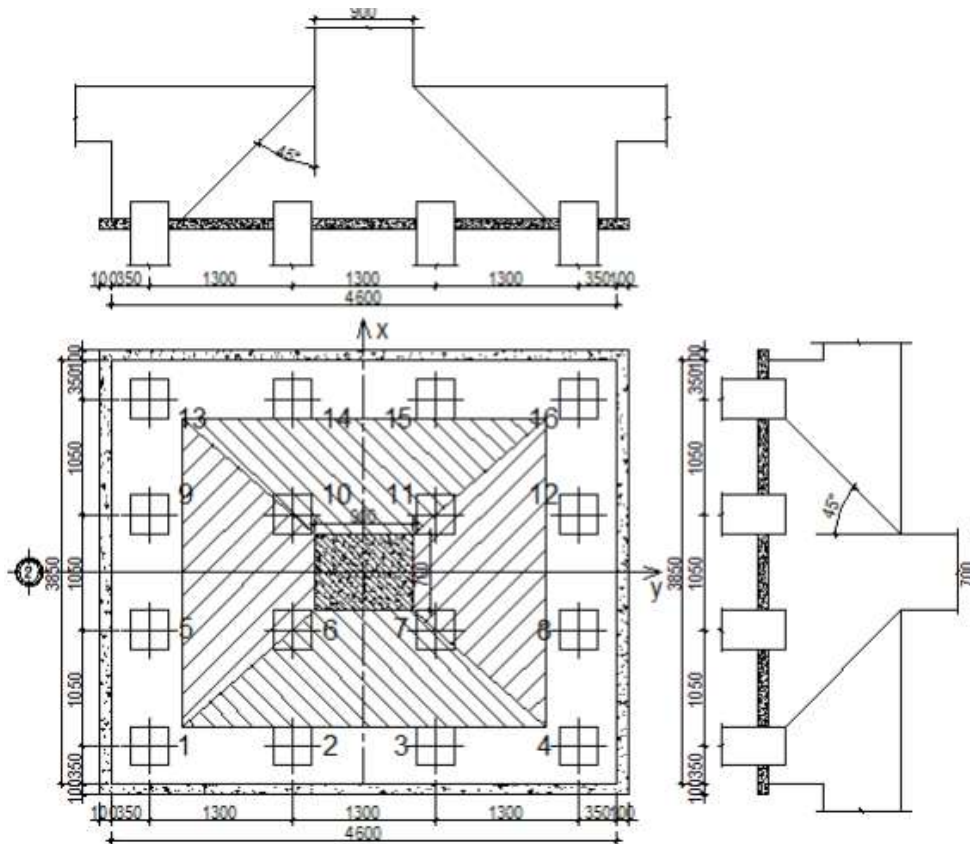
Theo phụ lục H, mục H.5, TCXD 205 : 1998, quy định độ lún trung bình hoặc lớn nhất không được vượt quá giới hạn cho phép, đối với nhà nhiều tầng có khung hoàn toàn bằng bê tông cốt thép thì giới hạn cho phép là 8 cm.

$$S_1 = \sum \frac{0.8}{E} \sigma_{zi}^{gl} h_i = \frac{0.8 \times 1}{8520} \times \left(653.65 - \frac{162.6}{2} - \frac{56.91}{2} \right) = 0.051 \text{ m} = 5.1 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

Như vậy độ lún dự báo của móng thỏa điều kiện cho phép.

9.4.9 Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

Vẽ hình tháp nén thủng tự do với góc $\alpha = 45^\circ$.



Hình 9.9 tháp xuyên thủng đài móng M2

Với chiều cao đài $h_d = 1,2$ m thì tháp chọc thủng như hình vẽ. Ta thấy chỉ có các cọc C6, C7, C10, C11 là nằm trong tháp chọc thủng. Trong trường này ta chỉ cần kiểm tra với góc chọc thủng 45° ứng với trường hợp nén thủng tự do là đủ.
điều kiện chọc thủng:

$$P_{xt} < P_{cx}$$

Trong đó

- P_{xt} lực xuyên thủng, $P_{xt} = N'' - \sum P_i$, với P_i là phản lực cọc nằm trong tháp xuyên thủng, để thiên về an toàn phản lực đầu cọc chỉ xét do lực dọc gây ra (không xét đến momen, lực ngang, trọng lượng bản thân đài và đất nền trên đài)

$$P_{xt} = N'' - (P_6 + P_7 + P_{10} + P_{11}) = 11573.8 - (759.3 + 759.9 + 759.9 + 760.5) = 8534.2$$

Bảng 9.11 phản lực tại đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2 0	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	758.0
2	-1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	758.6
3	-1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	759.2
4	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	758.0
5	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	758.7
6	-0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	759.3
7	-0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	759.9
8	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	758.7
9	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	759.3
10	0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	759.9
11	0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	760.5
12	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	759.3
13	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	760.0
14	1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	760.6
15	1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	761.2
16	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	760.0

$$P_{cx} = 4\alpha R_{bt} (b_c + h_0) h_0: \text{lực chống xuyên thủng.}$$

Trong đó:

- α : hệ số lấy bằng 1, ứng với betong nặng.
- R_{bt} : cường độ chịu kéo của betong, B25, $R_{bt}=1.05\text{Mpa}$.
- $P_{cx} = 4 \times 1.05 \times 10^3 \times (0.9 + 1.05) \times 1.05 = 8599.5 \text{ kN} > P_{xt} = 8534.2 \text{ kN}$

Vậy đài thỏa điều kiện xuyên thủng.

9.4.10 Tính toán cốt thép đài cọc

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngàm vào mép cột.

Giả thiết đài tuyệt đối cứng.

Tính toán với tổ hợp tính toán $N_{max}, M_{xtur}, M_{ytr}, Q_{xtur}, Q_{ytr}$

Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị : $M = \sum_{i=1}^n d_i P_i$

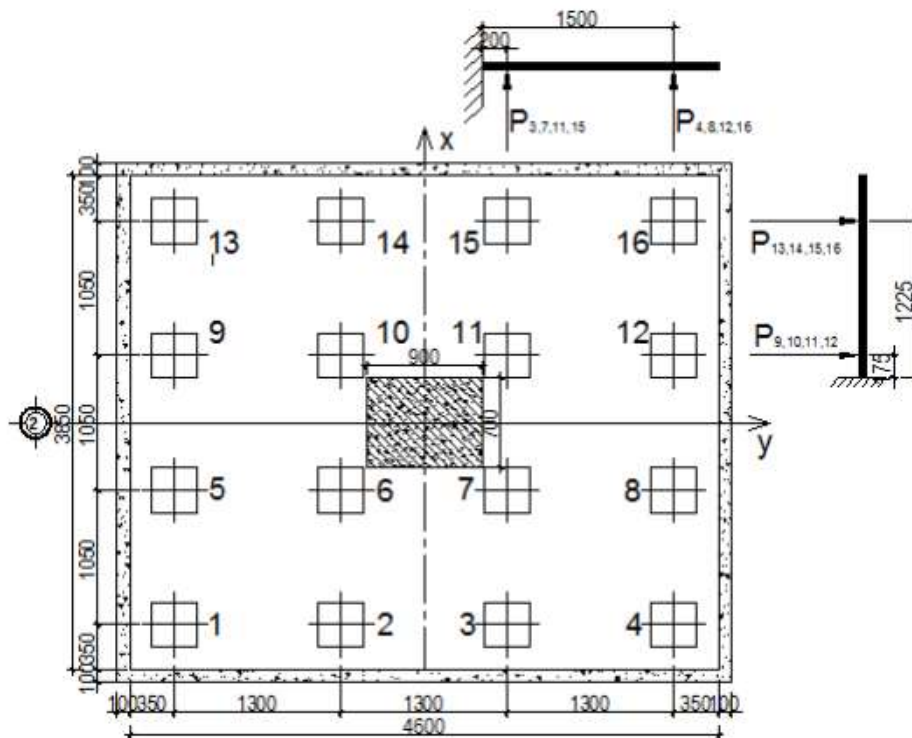
Trong đó:

d_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm.

P_i : phản lực đầu cọc thứ i.

Diện tích cốt thép tính theo công thức:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, \quad A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s}$$



Hình 9.10 vị trí cọc trong đài móng M2

9.4.10.1 Tính cốt thép đặt theo phương x

$$M = \sum P_i l_i = (P_9 + P_{10} + P_{11} + P_{12})L_1 + (P_{13} + P_{14} + P_{15} + P_{16})L_2 =$$

$$= (759.3 + 759.9 + 760.5 + 759.3) \times 0.175 + (760 + 760.6 + 761.2 + 760) \times 1.225 = 4258.03 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{4258.03}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 4.6 \times 1.05^2} = 0.064$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064} = 0.066$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.066 \times 0.9 \times 14.5 \times 460 \times 105}{365} = 113.97 \text{ cm}^2$$

Chọn 31 ϕ 22a150 ($A_s = 117.83 \text{ cm}^2$).

9.4.10.2 Tính cốt thép theo phương y

$$M = \sum P_i l_i = (P_3 + P_7 + P_{11} + P_{15})L_3 + (P_4 + P_8 + P_{12} + P_{16})L_4 =$$

$$= (759.2 + 759.9 + 760.5 + 761.2) \times 0.2 + (758 + 758.7 + 759.3 + 760) \times 1.5 = 5162.16 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{5162.16}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 3.85 \times 1.05^2} = 0.093$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.093} = 0.097$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.097 \times 0.9 \times 14.5 \times 385 \times 105}{365} = 140.19 \text{ cm}^2$$

Chọn 26 ϕ 28a150 ($A_s = 160.1 \text{ cm}^2$).

CHƯƠNG 10 PHƯƠNG ÁN MÓNG CỌC KHOAN NHỒI

10.1 CÁC LOẠI TẢI TRỌNG DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN

Móng công trình được tính toán theo giá trị nội lực nguy hiểm nhất truyền xuống chân cột, bao gồm: (N_{max} , M_{tu} và Q_{tu})

(M_{max} , N_{tu} và Q_{tu})

Tùy thuộc theo số liệu, sinh viên tính toán với 1 trong 2 tổ hợp trên rồi sau đó kiểm tra với tổ hợp còn lại.

10.1.1 Tải trọng tính toán

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính nền móng theo trạng thái giới hạn thứ I. Vì khung đối xứng nên chỉ cần tính móng cho cột biên trục 2-A và cột giữa trục 2-B, từ bảng tổ hợp nội lực sinh viên chọn ra các tổ hợp nguy hiểm nhất để tính toán cho móng khung trục 2

bảng 10.1 tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột biên khung trục 2.

Vị trí cột	Tổ hợp	N	M_x	M_y	Q_x	Q_y
Cột biên	N_{max} , M_x , M_y , Q_x , Q_y	-6368.62	-218.132	-6.086	-151.96	-5.97
	N , M_{xmax} , M_y , Q_x , Q_y	-6368.62	-218.132	-6.086	-151.96	-5.97
	N , M_x , M_{ymax} , Q_x , Q_y	-5541.03	-104.575	-147.491	-105.36	-63.31

bảng 10.2 tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột giữa khung trục 2.

Vị trí cột	Tổ hợp	N	M_x	M_y	Q_x	Q_y
Cột giữa	N_{max} , M_x , M_y , Q_x , Q_y	-11573.83	4.105	-9.145	3.94	-9.4
	N , M_{xmax} , M_y , Q_x , Q_y	-9735.14	295.023	-7.446	87.54	-7.69
	N , M_x , M_{ymax} , Q_x , Q_y	-9706.77	12.848	-366.652	13.41	-115.99

10.1.2 Tải trọng tiêu chuẩn

Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ II. Tải trọng lên móng đã xác định là tải trọng tính toán, muốn có tổ hợp các tải trọng tiêu chuẩn lên móng đúng ra phải làm bảng tổ hợp nội lực chân cột khác bằng cách nhập tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên công trình. Tuy nhiên, để đơn giản quá

trình tính toán quy phạm cho phép dùng hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$.

Vậy tải trọng tiêu chuẩn nhận lấy các tổ hợp tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$.

bảng 10.3 tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột biên khung trục 2.

Vị trí cột	Tổ hợp	N	M_x	M_y	Q_x	Q_y
Cột biên	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	-5337.18	-189.68	-5.29	-132.14	-5.19
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	-5337.18	-189.68	-5.29	-132.14	-5.19
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	-4818.28	-90.93	-128.25	-91.62	-55.05

bảng 10.4 tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột giữa khung trục 2.

Vị trí cột	Tổ hợp	N	M_x	M_y	Q_x	Q_y
Cột giữa	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	-9486.75	3.57	-7.95	3.43	-8.17
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	-8465.34	256.54	-6.47	76.12	-6.68
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	-8440.67	11.17	-318.83	11.66	-100.86

10.2 CÁC GIẢ THUYẾT TÍNH TOÁN

Tải trọng ngang hoàn toàn do các lớp đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.

Sức chịu tải của cọc trong móng được xác định như đối với cọc đơn đứng riêng rẽ, không kể đến ảnh hưởng của nhóm cọc.

Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp giáp với đài cọc.

Khi kiểm tra cường độ của nền đất và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một móng khối qui ước bao gồm cọc, đài cọc, và phần đất giữa các cọc.

Vì việc tính toán móng khối qui ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên (bỏ qua ma sát ở mặt bên móng) cho nên trị số moment của tải trọng ngoài tại đáy móng khối qui ước được lấy giảm đi một cách gần đúng bằng trị số moment của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.

Đài cọc xem như tuyệt đối cứng, cọc và đài cọc xem như liên kết cứng với nhau.

10.3 CẤU TẠO CỌC VÀ CHIỀU CAO ĐÀI

10.3.1 Cấu tạo cọc

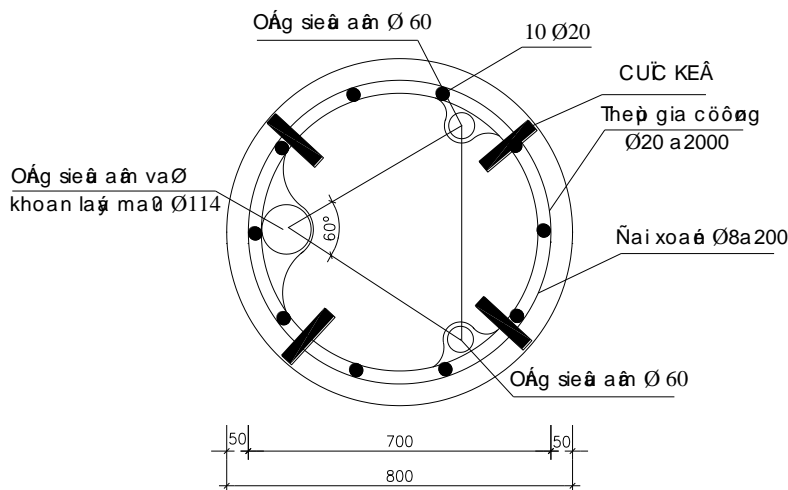
Cốt thép sơ bộ trong cọc:

$$\text{Diện tích tiết diện cọc: } A_p = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 80^2}{4} = 5027 \text{ cm}^2$$

Cọc chịu tải trọng ngang:

$$A_s = (0,4\% \div 0,65\%) \times A_p = (0.4\% \div 0.65\%) \times 5027 = (20.1 \div 32.68) \text{ cm}^2$$

Chọn 10Ø20, $A_s = 31.42 \text{ cm}^2$.



MAËCAË1-1_ TL: 1/10

Hình 10.1 Chi tiết cấu tạo cọc

- Cốt đai sử dụng Ø10, khoảng cách $a = 250 \text{ mm}$.
- Chu vi tiết diện cọc: $u = \pi.D = 3,14 \times 80 = 251.2 \text{ cm}$.
- Diện tích bê tông: $A_b = A_p - A_s = 5027 - 31.42 = 4995.58 \text{ cm}^2$

10.3.2 Chiều cao đài cọc

Chiều cao đài cọc được chọn sơ bộ theo công thức kinh nghiệm: $h_d \geq 2d \pm 200$

$$h_d \geq 2d \pm 200 = 2 \times 800 \pm 200 = 1600 \pm 200$$

Chọn : $h_d = 2000 \text{ (mm)}$

10.3.3 Chiều sâu đáy đài

Chiều sâu D_f được tính từ mặt sàn tầng hầm. Theo mặt cắt địa chất và bản vẽ kiến trúc: mặt sàn tầng hầm cách cốt quy ước -1.200m (nền tự nhiên) một đoạn -2.00m, mực nước ngầm ở độ sâu trung bình $Z = -1.2$ m so với mặt nền tự nhiên.

Kiểm tra điều kiện chiều sâu chôn đài cân bằng với tải ngang H và áp lực bị động:

$$D_f \geq h_{\min} = 0.7 \times \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \times \sqrt{\frac{2 \times H}{\gamma \times B_d}}$$

Trong đó:

- $H = Q_x = 132.14(kN)$ tải trọng ngang tính toán
- $\gamma = 4.9(kN / m^3)$ dung trọng của lớp đất trên đáy đài.
- $\varphi = 3^\circ 29'$ Góc ma sát trong của lớp đất trên đáy đài.
- B_d bề rộng theo phương vuông góc với tải ngang H . Giả sử $B_d = 2m$

$$\rightarrow h_{\min} = 0,7 \times \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{3^\circ 29'}{2} \right) \times \sqrt{\frac{2 \times 132.14}{4.9 \times 2}} = 3.42m$$

Thiết kế mặt đài trùng mép kết cấu sàn tầng hầm : trùng cốt -2.200 m so với mặt đất tự nhiên. Chiều sâu đặt đáy đài tính từ cốt đất tự nhiên là -4.20m, Vậy $D_f = 4.20$ m $>$ $h_{\min} = 3.42$ m (Thỏa) .

Chân cọc cắm sâu vào lớp cát pha Cứng (lớp đất 3). Cao độ mũi cọc là -35.20 m so với mặt đất tự nhiên. Chất lượng bê tông cọc nhồi phần đầu cọc thường kém do đó đập vỡ bê tông đầu cọc cho chừa cốt thép ra một đoạn bằng đoạn thép neo là $30\varnothing \geq 30 \times 20 = 600mm$ chọn 900mm . Phần cọc ngàm vào đài 10 (cm), Tổng chiều dài tính toán cọc :

- Mũi cọc cắm sâu vào lớp đất cát pha trạng thái cứng (lớp 3) một đoạn 14.7m.
- Do đó chiều sâu mũi cọc tính từ lớp đất tự nhiên $1,2 + 11.8 + 7.5 + 14.7 = 35.2m$.
- Chiều dài cọc (tính từ đáy đài đến mũi cọc) là: $35.2 - 4.2 = 31$ m.
- Cốt thép dọc chịu lực giả thiết là $10\varnothing 20$ có $A = 31.42$ cm².

10.3.4 Xác định sức chịu tải của cọc

10.3.4.1 Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc được xác định theo công thức sau:

$$Q_{a(vl)} = (R_b A_b + R_s A_s)$$

Trong đó:

- A_s : là diện tích thép : $A_s = 31.42 \text{ cm}^2 = 0,003142 \text{ m}^2$
- A_b : là diện tích bê tông : $A_b = 4995.58 - 31.42 = 4964.16 \text{ cm}^2 = 0,4964 \text{ m}^2$
- R_b : là cường độ tính toán của bê tông.
- R_s là cường độ tính toán của cốt thép.

Đối với cọc đổ bê tông dưới nước hoặc dung dịch Bentonite :

$R = 25 \text{ MPa}$ - Mác thiết kế của bê tông [Theo Bảng 3.1 _TCXD 205-1998]

$$\begin{cases} R_b = \frac{R}{4,5} = \frac{25}{4,5} = 5,6 \text{ MPa} \\ R_b \leq 6 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow R_b = 5,6 \text{ (MPa)}$$

Đối với cốt thép nhỏ hơn $\phi 28$:

$$\begin{cases} R_s = \frac{R_c}{1,5} = \frac{280}{1,5} = 187 \text{ MPa} \\ R_s \leq 220 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow R_s = 187 \text{ (MPa)}$$

$$Q_{a(vl)} = (5600 \times 0,4964 + 187000 \times 0,003142) = 3367,39 \text{ kN} .$$

10.3.4.2 Sức chịu tải của cọc theo cường độ đất nền (phụ lục B – TCXD 205 : 1998)

Sức chịu tải cực hạn của cọc:

$$Q_u = Q_s + Q_p$$

Sức chịu tải cho phép của cọc:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

Trong đó:

- Q_s - sức chịu tải cực hạn do ma sát (kN);
- Q_p - sức chịu tải cực hạn do chống mũi (kN);
- FS_s - hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên, lấy bằng 1,5-2,0;
- FS_p - hệ số an toàn cho thành phần kháng mũi lấy bằng 2,0-3,0.
- Việc lựa chọn hệ số an toàn cho thành phần ma sát nhỏ hơn hệ số an toàn cho thành phần kháng mũi vì: hai đại lượng trên không đạt cực hạn cùng một lúc, thường ma sát bên đạt cực hạn trước sức kháng mũi.

10.3.4.2.1 Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s

Theo công thức (B.1) – TCXD 205 : 1998, sức chịu tải cực hạn do thành phần ma sát được xác định như sau: $Q_s = u \sum f_{si} l_i$

Trong đó:

- $u = \pi D = 3.14 \times 0.8 = 2.512 m^2$ – chu vi tiết diện cọc (m);
- l_i chiều dài lớp đất thứ i mà cọc đi qua (m).
- $f_{si} = \sigma_h \tan \varphi_{ai} + C_{ai}$: lực ma sát đơn vị ở giữa lớp đất thứ i tác dụng lên cọc (kN/m)

Trong đó:

- C_{ai} : lực dính giữa thân cọc và đất (kN/m); $C_{ai} = 0.7c$
- φ_{ai} : góc ma sát giữa cọc và đất nền, lấy $\varphi_{ai} = 0.7 \varphi_i$, trong đó φ_i là góc ma sát trong của lớp đất thứ i trước khi hạ cọc
- σ'_h : ứng suất hữu hiệu của lớp đất thứ i theo phương vuông góc của mặt bên của cọc (kN/m)

$$\sigma'_h = \sigma'_{vi} k_{si}$$

Trong đó :

- σ'_{vi} : ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ I theo phương thẳng đứng; $\sigma'_{vi} = \gamma H$
- k_{si} : hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i đối với đất cát; $k_{si} = (1.2-1.4)(1-\sin \varphi_i)$.

Lớp 1

$$\sigma'_h = \sigma'_{vi} k_{si} = 1.2 \gamma_1 H_1 (1 - \sin \varphi) = 1.2 \times 4.9 \times 8.8 \times (1 - \sin 30^\circ 29') = 48.6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$f_{si} = \sigma'_h \tan \varphi_{ai} + C_{ai} = 48.6 \times \tan(30^\circ 29') + 5.3 = 8.73 \text{ kN} / \text{m}^2 .$$

Lớp 2

$$\sigma'_h = \sigma'_{vi} k_{si} = 1.2(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2)(1 - \sin \varphi) = 1.2 \times (4.9 \times 8.8 + 10.3 \times 7.5) \times (1 - \sin 12^\circ 05') = 114.2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$f_{si} = \sigma'_h \tan \varphi_{ai} + C_{ai} = 114.2 \times \tan(12^\circ 05') + 23.7 = 48.14 \text{ kN} / \text{m}^2 .$$

Lớp 3

$$\begin{aligned} \sigma'_h &= \sigma'_{vi} k_{si} = 1.2(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3)(1 - \sin \varphi) = \\ &= 1.2 \times (4.9 \times 8.8 + 10.3 \times 7.5 + 10.6 \times 14.7) \times (1 - \sin 23^\circ 38') = 198.56 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$f_{si} = \sigma'_h \tan \varphi_{ai} + C_{ai} = 198.56 \times \tan(23^\circ 38') + 10.5 = 98.38 \text{ kN} / \text{m}^2 .$$

$$\Rightarrow Q_s = u \sum f_{si} l_i = 2.512 \times (8.73 \times 8.8 + 48.14 \times 7.5 + 98.38 \times 14.7) = 4732.76 \text{ kN} .$$

10.3.4.2.2 Sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p .

$$Q_p = A_p q_p$$

Trong đó:

- A_p - diện tích tiết diện ngang của mũi cọc (m); $A_p = 0.5 \text{ m}^2$
- q_p - cường độ đất nền dưới mũi cọc (kN/m²).

Theo công thức (B.4) TCXD 205 – 1998, cường độ đất nền dưới mũi cọc được xác định theo công thức:

$$q_p = c N_c + N_q \sigma'_v + \gamma d_p N_\gamma$$

Trong đó:

- + c : là lực dính của đất, $c = 10.5 \text{ kN/m}^2$

- + γ : trọng lượng thể tích của đất ở độ sâu mũi cọc = 10.6 kN/m³
- + dp: đường kính hoặc cạnh cọc, dp = 0.8 m
- + N_c, N_q, N_γ : hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào ma sát trong của đất, tra bảng và nội suy theo $\varphi = 23^\circ 38'$ ta có: $N_c = 23.04, N_q = 11.4, N_\gamma = 8.9$:

+ $\sigma'_v = \gamma h$: ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc;

$$\sigma'_{vi} = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 = 4.9 \times 8.8 + 10.3 \times 7.5 + 10.6 \times 14.7 = 276.19 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow Q_p = 0.5(10.5 \times 23.04 + 276.19 \times 11.4 + 10.6 \times 0.8 \times 8.9) = 1732.98 \text{ kN}$$

Sức chịu tải cho phép của cọc

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{4732.76}{2} + \frac{1732.98}{3} = 2944.03 \text{ kN}$$

10.3.5 Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên (SPT) – (theo mục 3.4.2 – TCVN 195:1997)

Tính theo công thức: $Q = 1.5 \bar{N} A_p + (0.15 N_c L_c + 0.43 N_s L_s) u - W_p$ (tấn)

Trong đó:

- N: chỉ số xuyên tiêu chuẩn của đất
- \bar{N} : chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình của đất trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d dưới mũi cọc. Nếu $N > 60$, khi tính toán $N = 60$; $N > 50$ thì lấy $N = 50$
- N_c : giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất rời;
- N_s : giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất dính;
- A_p : diện tích tiết diện mũi cọc, m².
- L_s : chiều dài phần cọc nằm trong lớp đất dính, m;
- L_c : chiều dài phần cọc nằm trong lớp đất rời, m;
- U : chu vi tiết diện cọc;
- W_p : hiệu số giữa trọng lượng cọc và trọng lượng trụ đất nền do cọc thay thế, tấn.

$$W_p = 0.5 \times 31 \times 25 - (0.5 \times (4.9 \times 8.8 + 10.3 \times 7.5 + 10.6 \times 14.7)) = 249.4 \text{ kN}$$

$$Q_a = 1.5\bar{N}A_p + (0.15N_cL_c + 0.43N_sL_s)u - W_p$$
$$= 1.5 \times 40 \times 0.5 + (0.43 \times (2 \times 8.8 + 13 \times 7.5 + 40 \times 14.7) \times 2.51) - 24.94 = 763.91T = 7639.15kN$$

10.3.6 Xác định sức chịu tải

Sức chịu tải thiết kế của cọc:

$$Q_a \min(Q_{vl}; Q_a; Q_p) = 2944.03 \text{ kN}$$

Trọng lượng bản thân cọc:

$$W = 0.5 \times 31 \times 25 = 387.5kN$$

Vậy sức chịu tải thiết kế của cọc:

$$[Q_a] = 2944.03 - 387.5 = 2556.54kN.$$

Chọn $[Q_a] = 2500kN$.

10.3.8 Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.3 TCXD 205 : 1998 có quy định rõ, do sự tương tác giữ các cọc trong nhóm nên độ lún của nhóm cũng như sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn.

Do vậy cần phải chú ý đến hiệu ứng nhóm của cọc, khi cọc làm việc trong một nhóm do tác dụng ảnh hưởng lẫn nhau làm cho khả năng chịu tải của cọc giảm.

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre :

$$\eta = 1 - \operatorname{arctg}\left(\frac{d}{s}\right) \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + n_1(n_2 - n_1)}{90n_1n_2} \right]$$

Trong đó :

- + $n_1 = 2$: số hàng cọc trong một nhóm cọc.
- + $n_2 = 2$: số cọc trong một hàng.
- + s : khoảng cách từ hai cọc tính từ tâm, thiên về an toàn lấy bằng $3d = 2.4$ m tâm

$$\eta = 1 - \operatorname{arctg}\left(\frac{0.8}{2.4}\right) \left[\frac{(2-1) \times 2 + 2 \times (2-1)}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0.795$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \cdot n_c \cdot Q_a = 0.795 \times 4 \times 2500 = 7950 \text{ kN} > N_n = 6368.62 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

10.3.9 Kiểm tra lực tác dụng lên cọc

➤ Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} P_{\max} \leq [Q_a] \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 2$ m

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n\gamma_{br} F_d h_d = 1.1 \times 25 \times 4.4 \times 3.6 \times 2 = 871.2 \text{ kN}$$

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài)

10.3.9.1 Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp ($N_{max}, M_{xtur}, M_{ytr}, Q_{xtur}, Q_{ytr}$)

- $\sum N'' = N''_0 + N_d = 6368.62 + 871.2 = 7239.82 kN$
- $\sum M''_x = 218.132 + 5.97 \times 2 = 230.1 kN.m$
- $\sum M''_y = 6.086 + 151.96 \times 2 = 310 kN.m$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$p''_i = \frac{\sum N''}{n} + \frac{\sum M''_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M''_x \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

Trong đó:

- + n : số lượng cọc;
- + x_i, y_i : khoảng cách từ tim cọc thứ i đến trục đi qua trọng tâm các cọc tại mặt phẳng đáy đài;
- + $\sum M''_x$: tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc;
- + $\sum M''_y$: tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc;

Bảng 10.5 giá trị phản lực ở đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2 0	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-1.6	-1.2	2.56	1.44	10.24	5.76	1713.58
2	1.6	-1.2	2.56	1.44	10.24	5.76	1810.46
3	-1.6	1.2	2.56	1.44	10.24	5.76	1809.46
4	1.6	1.2	2.56	1.44	10.24	5.76	1906.33

Vậy tải trọng tác dụng lên đầu cọc đều thỏa: $\begin{cases} p_{max} = 1906.33 kN \leq [Q_a] = 2500 kN \\ p_{min} = 1713.58 kN \geq 0 \end{cases}$

10.3.10 Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại.

Xét nội lực : ($N_{tur}, M_{xtur}, M_{ymax}, Q_{xtur}, Q_{ytr}$)

- $\sum N'' = N''_0 + N_d = 5541.03 + 871.2 = 6412.28 kN$
- $\sum M''_x = 104.575 + 63.31 \times 2 = 231.19 kN.m$

$$- \sum M_y'' = 147.49 + 105.36 \times 2 = 358.21 \text{ kN.m.}$$

Tải trọng lên đầu cột:

$$p_{\min, \max}'' = \frac{\sum N''}{n} \pm \frac{\sum M_y'' \cdot x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{\sum M_x'' \cdot y_i}{\sum y_i^2} =$$

$$= \frac{6412.23}{4} \pm \frac{358.21 \times 2.4}{10.24} \pm \frac{231.19 \times 2.4}{5.76} \begin{cases} p_{\max} = 1707.2 \text{ kN} \leq [Q_a] = 2500 \text{ kN} \\ p_{\min} = 1498.94 > 0 \text{ kN} \end{cases}$$

Kết luận:

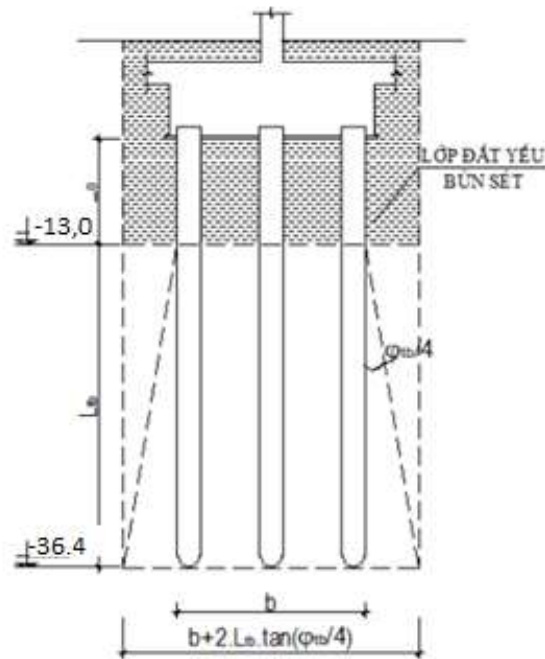
Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp còn lại ta cũng được, tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.

⇒ Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

10.3.11 Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước.

10.3.11.1 Kích thước khối móng quy ước

Theo **phụ lục H, mục H.2.1 TCXD 205 : 1998**, quy định ranh giới của khối móng quy ước khi cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng như được xác định như sau:



Hình 10.3 sơ đồ khối xác định khối móng quy ước

Quan niệm cọc và đất giữa các cọc làm việc đồng thời như một khối móng đồng nhất đặt trên lớp đất bên dưới mũi cọc. Mặt truyền tải của khối móng quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{7.5 \times 12^{\circ}05' + 14.7 \times 23^{\circ}38'}{4 \times (7.5 + 14.7)} = 4^{\circ}55'$$

Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$

Trong đó:

- + $B_{qu} = 3.2 + 2 \times 22.2 \times \tan(4^{\circ}55') = 7.3$
- + $L_{qu} = 4 + 2 \times 22.2 \tan(4^{\circ}55') = 7.82m$
- + $A_{qu} = 7.3 \times 7.82 = 57.1m^2$

10.3.11.2 Trọng lượng khối móng quy ước

Trọng lượng khối móng quy ước từ đáy đài trở lên:

$$G_1 = A_d h_d \gamma_{bt} + (A_{qu} - A_d) h \gamma = 4.4 \times 3.6 \times 2 \times 25 + (57.1 - 4.4 \times 3.6) \times 2 \times 4.9 = 1196.35 kN$$

Trọng lượng cọc trong khối móng quy ước:

$$G_2 = n_c W = 4 \times 387.5 = 1550 \text{ kN}$$

Trọng lượng đất khối móng quy ước từ đáy đài đến đáy khối móng quy ước:

$$G_3 = (A_{qu} - n_c A_c) \sum \gamma_i h_i =$$

$$= (57.1 - 4 \times 0.5) \times (8.8 \times 4.9 + 7.5 \times 10.3 + 14.7 \times 10.6) = 15218.1 \text{ kN}$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 1196.35 + 1550 + 15218.1 = 17964.42 \text{ kN}$$

10.3.11.3 Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước

Kiểm tra với giá trị tải tiêu chuẩn, ứng với tổ hợp (N_{\max} , M_{xtu} , $M_{yту}$, Q_{xtu} , $Q_{yту}$)

$$- N_{qu}^{tc} = 5307.18 + 17964.42 = 23271.6 \text{ kN}$$

$$- \sum M_x^{tc} = \frac{M_x''}{1.15} = \frac{225.3}{1.15} = 195.91 \text{ kN.m}$$

$$- \sum M_y^{tc} = \frac{M_y''}{1.15} = \frac{188.44}{1.15} = 163.86 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của khối móng quy ước:

$$- W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{7.82 \times 7.3^2}{6} = 69.45 \text{ m}^3$$

$$- W_y = \frac{B_{qu} L_y^2}{6} = \frac{7.3 \times 7.82^2}{6} = 74.4 \text{ m}^3$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài (theo QPXD 45-78)

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A b \gamma + B h \gamma' + D c_{II})$$

Trong đó:

- k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,1$ vì các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê
- $m_1 = 1,2$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền - đối với đất sét có độ sệt $B \leq 0.5$
- $m_2 = 1.0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, phụ thuộc vào tỷ lệ kích thước công trình.

- $\gamma = 10,6 \text{ kN/m}^3$: trọng lượng riêng của đất nền dưới đáy móng

- γ' trọng lượng riêng của đất nền trên đáy móng quy ước

$$\rightarrow h\gamma' = 10.8 \times 4.9 + 7.5 \times 10.3 + 14.7 \times 10.6 = 285.99 \text{ kN/m}^2$$

- $C_{II} = 38.1 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 23^{\circ}38'$

$$A = \frac{0.25\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}, \quad B = \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + 1, \quad C = \frac{\pi \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0.6187 \\ B = 3.5786 \\ D = 5.9032 \end{cases}$$

$$\Rightarrow R^{tc} = \frac{1.2 \times 1}{1.1} (0.6187 \times 6.79 \times 10.6 + 3.5786 \times 285.99 + 5.9032 \times 10.5) \\ = 1232.68 \text{ kN/m}^2$$

ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$\bullet \quad p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{23271.6}{57.1} = 407.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\bullet \quad p_{\max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_y} = \frac{23271.6}{57.1} + \frac{163.86}{69.45} + \frac{195.91}{74.4} = 412.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\bullet \quad p_{\min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_y} = \frac{23271.6}{57.1} - \frac{163.86}{69.45} - \frac{195.91}{74.4} = 402.56 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 407.55 \text{ kN/m}^2 < R^{tc} = 1232.68 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\max}^{tc} = 412.55 \text{ kN/m}^2 < 1.2R^{tc} = 1479.21 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\min}^{tc} = 402.56 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

⇒ Vậy điều kiện đất nền được thỏa mãn.

Kiểm tra với các tổ hợp còn lại ta cũng cho được giá trị thỏa mãn các điều kiện .Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Trường hợp này nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày tương đối lớn, đáy của khối quy ước có diện tích bé nên ta dùng mô hình nền

là bán không gian biến dạng tuyến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp.

10.3.12 kiểm tra độ lún của khối móng quy ước

Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem như là độ lún của khối móng quy ước.

Bảng 10.6 Bảng tính ứng suất bản thân của các lớp phân tổ

Lớp đất	Bề dày h_i	γ (kN/m ³)	ứng suất bản thân σ_{bt} (kN / m ²)
1	9.6	4.9	47.04
2	7.5	10.3	77.25
3	15.9	10.6	168.54
$\sum \sigma_i^{bt} =$			292.83

ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 407.55 - 292.83 = 114.72 \text{ kN / m}^2$$

Chia đất nền dưới đây khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng

$$\frac{B_{qu}}{5} = \frac{7.3}{5} = 1.46 \text{ chọn } h=1.4\text{m, xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu } z \text{ kể từ khối}$$

móng quy ước . khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức.

$$\sigma_{zi}^{gl} = K_0 \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$$

Bảng 10.7 phân bố ứng suất trong khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu z	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	K_0	σ_{zi}^{gl} kN / m ²	σ_{zi}^{bt} kN / m ²
1	0	1.3	0	1	114.72	292.83
2	1.4	1.3	0.19	0.95	108.98	303.43
3	2.8	1.3	0.38	0.85	97.51	314.03
4	4.2	1.3	0.56	0.66	75.72	324.63
5	5.6	1.3	0.77	0.47	53.92	335.23
$\sum \sigma^{gl}$					450.84	

Lớp đất này có $E_{100-200} = 8250 \text{ kN/m}^2 > 5000 \text{ kN/m}^2$, do đó ta phải tính đến lớp phân tố có giá trị $\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}} \leq 0.2$

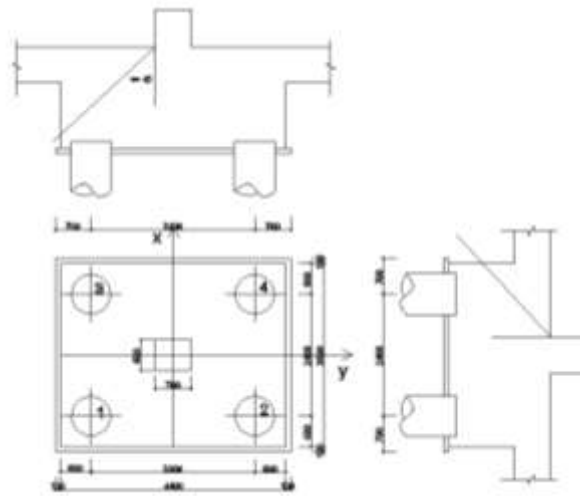
Theo phụ lục H, mục H.5, TCXD 205 : 1998, quy định độ lún trung bình hoặc lớn nhất không được vượt quá giới hạn cho phép, đối với nhà nhiều tầng có khung hoàn toàn bằng bê tông cốt thép thì giới hạn cho phép là 8 cm.

$$S_1 = \sum \frac{0.8}{E} \sigma_{zi}^{gl} h_i = \frac{0.8 \times 1}{8250} \times (450.84 - \frac{114.72}{2} - \frac{53.92}{2}) = 0.035m = 3.5cm < 8cm$$

Như vậy độ lún dự báo của móng thỏa điều kiện cho phép.

10.3.13 Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

Vẽ hình tháp nén thủng tự do với góc $\alpha = 45^\circ$.



Hình 10.4 tháp xuyên thủng móng M1

Kiểm tra với trường hợp nén thủng tự do (góc chọc thủng bằng 45°) Với chiều cao đài $h_d = 2$ m thì tháp chọc thủng như hình vẽ. Ta thấy các cọc đều nằm trong tháp chọc thủng. Trong trường này ta không cần kiểm tra xuyên thủng.

10.3.14 Tính toán cốt thép đài cọc

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngàm vào mép cột.

Giả thiết đài tuyệt đối cứng.

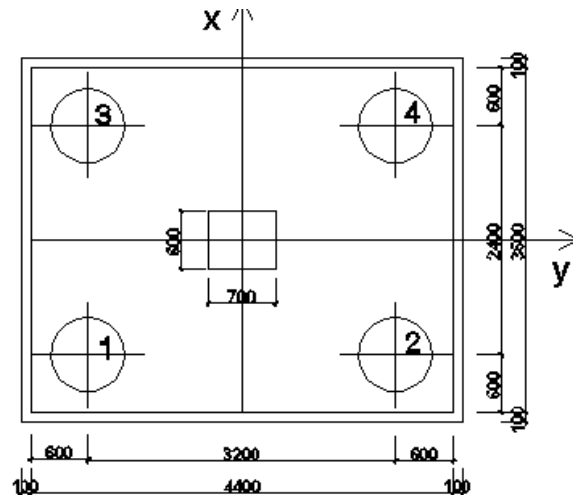
Tính toán với tổ hợp tính toán $N_{max}, M_{xtur}, M_{ytr}, Q_{xtur}, Q_{ytr}$

Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị : $M = \sum_{i=1}^n d_i P_i$

Trong đó:

- d_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm.
- P_i : phản lực đầu cọc thứ i .
- Diện tích cốt thép tính theo công thức:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, \quad A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s}$$



Hình 10.5 vị trí cọc trong đài móng M2

10.3.14.1 Tính cốt thép đặt theo phương x

$$M = \sum P_i l_i = (P_3 + P_4) L_1 = (1809.46 + 1906.33) \times 0.9 = 3344.21 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{3344.21}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 4.4 \times 1.9^2} = 0.016$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016} = 0.016$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.016 \times 0.9 \times 14.5 \times 440 \times 190}{365} = 47.82 \text{ cm}^2$$

Chọn 22φ18a200 (A_s = 55.93 cm²).

10.3.14.2 Tính cốt thép đặt theo phương y

$$M = \sum P_i l_i = (P_2 + P_4) L_2 = (1810.46 + 1906.33) \times 1.25 = 4645.98 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{4645.98}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 3.6 \times 1.9^2} = 0.027$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027} = 0.027$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.027 \times 0.9 \times 14.5 \times 360 \times 190}{365} = 66.02 \text{ cm}^2$$

Chọn 24φ22a200 (A_s = 91.2 cm²).

10.4 THIẾT KẾ MÓNG M2 (TẠI CỘT GIỮA KHUNG TRỤC 2)

10.4.1 Cấu tạo cọc và đài cọc

Cấu tạo cọc, đài cọc, chiều sâu chôn cọc và đài cọc là tương tự như thiết kế với móng M1.

10.4.2 Xác định sức chịu tải của cọc ép

Vì chiều sâu chôn cọc giống với móng M1 do vậy sức chịu tải thiết kế móng M2 cũng là

$$[Q_{atK}] = 2500kN$$

10.4.3 Xác định số lượng cọc

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n_c = \beta \times \frac{N_{tt}}{Q_{atK}}$$

Trong đó :

- N_{tt} : lực dọc tính toán tại chân cột.
- β : hệ số xét đến do momen, chọn $\beta = 1.2 \div 1.6$.

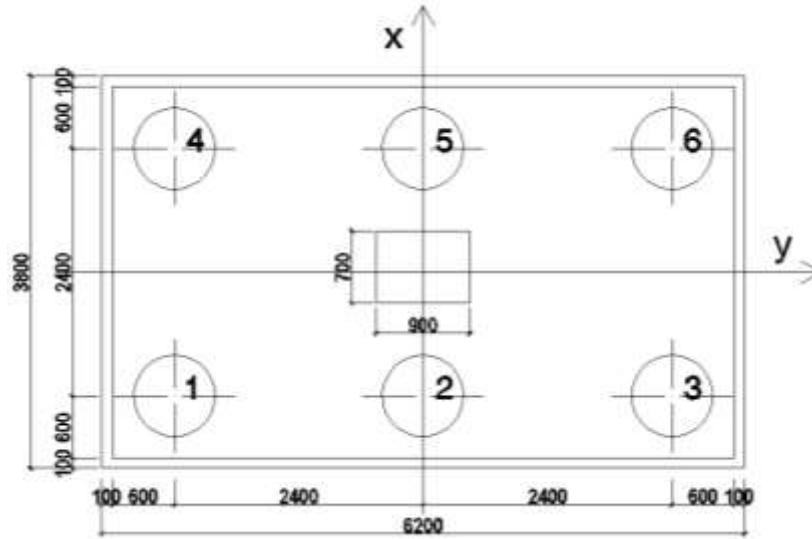
$$n_c = 1.3 \times \frac{11573.83}{2500} = 5.88.$$

Vậy chọn $n_c = 6$ cọc.

10.4.3.1 Bố trí cọc trong đài

- Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là $3d = 2400$ mm.
- Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là $3d = 2400$ mm.
- Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là 200 mm

Mặt bằng bố trí cọc như hình:



Hình 10.6 bố trí cọc trong đài M2

10.4.4 Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.3 TCXD 205 : 1998 có quy định rõ, do sự tương tác giữ các cọc trong nhóm nên độ lún của nhóm cũng như sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn.

Do vậy cần phải chú ý đến hiệu ứng nhóm của cọc, khi cọc làm việc trong một nhóm do tác dụng ảnh hưởng lẫn nhau làm cho khả năng chịu tải của cọc giảm.

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre :

$$\eta = 1 - \arctg\left(\frac{d}{s}\right) \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + n_1(n_2 - n_1)}{90n_1n_2} \right]$$

Trong đó :

- + $n_1 = 2$: số hàng cọc trong một nhóm cọc.
- + $n_2 = 3$: số cọc trong một hàng.
- + s : khoảng cách từ hai cọc tính từ tâm, thiên về an toàn lấy bằng $3d = 2.4$ m tâm

$$\eta = 1 - \arctg\left(\frac{0.8}{2.4}\right) \left[\frac{(2-1) \times 3 + 2 \times (3-1)}{90 \times 2 \times 3} \right] = 0.78$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \cdot n_c \cdot Q_a = 0.76 \times 6 \times 2500 = 11700 \text{ kN} > N_{tt} = 11573.83 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

10.4.5 Kiểm tra lực tác dụng lên cọc

➤ Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} P_{\max} \leq [Q_a] \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 2\text{m}$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n\gamma_{bt}F_d h_d = 1.1 \times 25 \times 6 \times 3.6 \times 2 = 1188 \text{ kN}$$

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài)

10.4.5.1 Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp (N_{\max} , M_{xtur} , M_{ytr} , Q_{xtur} , Q_{ytr})

- $\sum N'' = N_0'' + N_d = 11573.83 + 1188 = 12761.83 \text{ kN}$
- $\sum M_x'' = 4.105 + 9.4 \times 2 = 22.91 \text{ kN.m}$
- $\sum M_y'' = 9.145 + 3.94 \times 2 = 17.03 \text{ kN.m}$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n} + \frac{\sum M_y'' \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x'' \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

Trong đó:

- + n : số lượng cọc;
- + x_i , y_i : khoảng cách từ tim cọc thứ i đến trục đi qua trọng tâm các cọc tại mặt phẳng đáy đài;
- + $\sum M_x''$: tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc;
- + $\sum M_y''$: tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc;

Bảng 10.9 giá trị phản lực ở đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-2.4	-2.4	5.76	5.76	23.04	34.56	2123.61
2	0	-2.4	0	5.76	23.04	34.56	2125.38
3	2.4	-2.4	5.76	5.76	23.04	34.56	2127.15
4	-2.4	2.4	5.76	5.76	23.04	34.56	2126.79
5	0	2.4	0	5.76	23.04	34.56	2128.56
6	2.4	2.4	5.76	5.76	23.04	34.56	2130.34

Vậy tải trọng tác dụng lên đầu cọc đều thỏa: $\begin{cases} p_{\max} = 2130.34 \text{ kN} \leq [Q_a] = 2500 \text{ kN} \\ p_{\min} = 2123.61 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

10.4.6 Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại.

Xét nội lực : (N_{xtur} , M_{xtur} , $M_{y\max}$, Q_{xtur} , Q_{ytur})

- $\sum N'' = N_0'' + N_d = 9706.77 + 1188 = 10894.77 \text{ kN}$
- $\sum M_x'' = 12.848 + 115.99 \times 2 = 244.8 \text{ kN.m}$
- $\sum M_y'' = 366.652 + 13.41 \times 2 = 393.47 \text{ kN.m}$.

Tải trọng lên đầu cột:

$$P_{\min, \max}'' = \frac{\sum N''}{n} \pm \frac{\sum M_y'' \cdot x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{\sum M_x'' \cdot y_i}{\sum y_i^2} =$$

$$= \frac{10894.77}{6} \pm \frac{393.47 \times 2.4}{23.04} \pm \frac{244.8 \times 2.4}{34.56} \begin{cases} p_{\max} = 1918.16 \text{ kN} \leq [Q_a] = 2500 \text{ kN} \\ p_{\min} = 1812.43 > 0 \text{ kN} \end{cases}$$

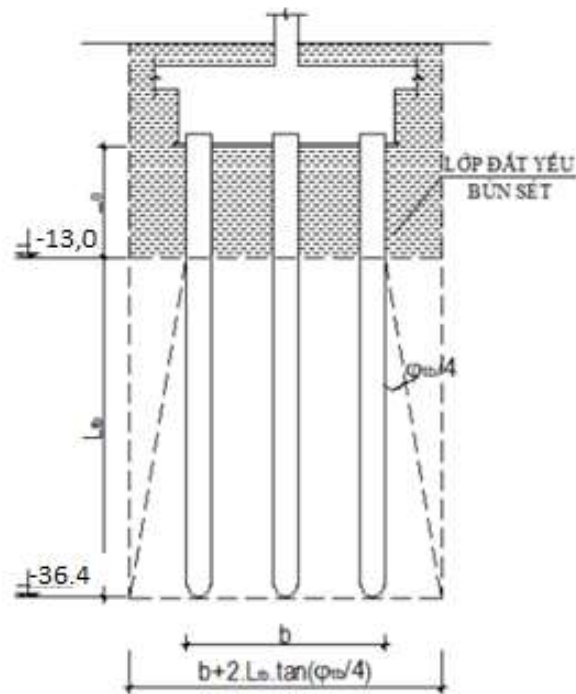
Kết luận: Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp còn lại ta cũng được, tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.

⇒ Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

10.4.7 Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước.

10.4.7.1 Kích thước khối móng quy ước

Theo **phụ lục H, mục H.2.1 TCXD 205 : 1998**, quy định ranh giới của khối móng quy ước khi cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng như được xác định như sau:



Hình 10.7 sơ đồ khối xác định khối móng quy ước

Quan niệm cọc và đất giữa các cọc làm việc đồng thời như một khối móng đồng nhất đặt trên lớp đất bên dưới mũi cọc. Mặt truyền tải của khối móng quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{7.5 \times 12^{\circ}05' + 14.7 \times 23^{\circ}38'}{4 \times (7.5 + 14.7)} = 4^{\circ}55'$$

Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$

Trong đó:

$$+ B_{qu} = 3.6 + 2 \times 22.2 \times \tan(4^{\circ}55') = 7.4$$

$$+ L_{qu} = 6 + 2 \times 22.2 \tan(4^{\circ}55') = 9.8m$$

$$+ A_{qu} = 7.4 \times 9.8 = 72.52 m^2$$

10.4.7.2 Trọng lượng khối móng quy ước

Trọng lượng khối móng quy ước từ đáy đài trở lên:

$$G_1 = A_d h_d \gamma_{bt} + (A_{qu} - A_d) h \gamma = 6 \times 3.6 \times 2 \times 25 + (75.52 - 6 \times 3.6) \times 2 \times 4.9 = 1608.42 kN$$

lượng cọc trong khối móng quy ước:

$$G_2 = n_c W = 6 \times 387.5 = 2325 kN$$

Trọng lượng đất khối móng quy ước từ đáy đài đến đáy khối móng quy ước:

$$G_3 = (A_{qu} - n_c A_c) \sum \gamma_i h_i = \\ = (75.52 - 6 \times 0.5) \times (8.8 \times 4.9 + 7.5 \times 10.3 + 14.7 \times 10.6) = 20029.29 kN$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 1608.42 + 2325 + 20029.29 = 23962.71 kN$$

10.4.7.3 Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước

Kiểm tra với giá trị tải tiêu chuẩn, ứng với tổ hợp $(N_{max}, M_{xtu}, M_{yту}, Q_{xtu}, Q_{yту})$

$$- N_{qu}^{tc} = 10064.2 + 23962.71 = 34026.92 kN$$

$$- \sum M_x^{tc} = \frac{M_x''}{1.15} = \frac{244.8}{1.15} = 212.86 kN.m$$

$$- \sum M_y^{tc} = \frac{M_y''}{1.15} = \frac{393.47}{1.15} = 342.15 kN.m$$

Momen chống uốn của khối móng quy ước:

$$- W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{9.8 \times 7.4^2}{6} = 89.44 m^3$$

$$- W_y = \frac{B_{qu} L_y^2}{6} = \frac{7.4 \times 9.8^2}{6} = 118.45 m^3$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài (theo QPXD 45-78)

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma + Bh\gamma' + Dc_{II})$$

Trong đó:

- k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,1$ vì các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê
- $m_1 = 1,2$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền - đối với đất sét có độ sệt $B \leq 0.5$
- $m_2 = 1.0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, phụ thuộc vào tỷ lệ kích thước công trình.
- $\gamma = 10,6 \text{ kN/m}^3$: trọng lượng riêng của đất nền dưới đáy móng
- γ' trọng lượng riêng của đất nền trên đáy móng quy ước
 $\rightarrow h\gamma' = 10.8 \times 4.9 + 7.5 \times 10.3 + 14.7 \times 10.6 = 285.99 \text{ kN/m}^2$
- $C_{II} = 10.5 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 23^{\circ}38'$

$$A = \frac{0.25\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}, \quad B = \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + 1, \quad C = \frac{\pi \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0.6187 \\ B = 3.5786 \\ D = 5.9032 \end{cases}$$

$$\Rightarrow R^{tc} = \frac{1.2 \times 1}{1.1} (0.6187 \times 6.79 \times 10.6 + 3.5786 \times 285.99 + 5.9032 \times 10.5) = 1232.68 \text{ kN/m}^2$$

ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$- \quad P_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{34026.92}{72.52} = 469.2 \text{ kN/m}^2$$

$$- \quad P_{\max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_y} = \frac{34026.92}{72.52} + \frac{342.15}{89.44} + \frac{212.86}{118.45} = 474.82 \text{ kN/m}^2$$

$$- \quad P_{\min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_y} = \frac{34026.92}{72.52} - \frac{342.15}{89.44} - \frac{212.86}{118.45} = 463.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} P_{tb}^{tc} = 469.2 \text{ kN/m}^2 < R^{tc} = 1232.68 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\max}^{tc} = 474.82 \text{ kN/m}^2 < 1.2R^{tc} = 1479.21 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\min}^{tc} = 463.58 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

⇒ Vậy điều kiện đất nền được thoả mãn.

Kiểm tra với các tổ hợp còn lại ta cũng cho được giá trị thỏa mãn các điều kiện .Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Trường hợp này nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày tương đối lớn, đáy của khối quy ước có diện tích bé nên ta dùng mô hình nền là bán không gian biến dạng tuyến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp.

10.4.8 kiểm tra độ lún của khối móng quy ước

Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem như là độ lún của khối móng quy ước.

Bảng 10.10 Bảng tính ứng suất bản thân của các lớp phân tổ

Lớp đất	Bề dày h_i	γ (kN/m ³)	ứng suất bản thân σ_{bt} (kN / m ²)
1	9.6	4.9	47.04
2	7.5	10.3	77.25
3	15.9	10.6	168.54
$\sum \sigma_i^{bt} =$			292.83

ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 469.2 - 292.83 = 176.37 \text{ kN / m}^2$$

Chia đất nền dưới đây khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng

$$\frac{B_{qu}}{5} = \frac{7.4}{5} = 1.48 \text{ chọn } h=1.5\text{m, xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu } z \text{ kể từ khối}$$

móng quy ước . khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức.

$$\sigma_{zi}^{gl} = K_0 \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$$

Bảng 10.11 phân bố ứng suất trong khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu z	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	K_0	σ_{zi}^{gl} kN/m ²	σ_{zi}^{bt} kN/m ²
1	0	1.1	0	1	176.37	292.83
2	1.5	1.1	0.16	0.97	171.08	303.43
3	3	1.1	0.32	0.84	148.15	314.03
4	4.5	1.1	0.49	0.66	116.40	324.63
5	6	1.1	0.64	0.51	89.95	335.23
6	7.5	1.1	1.01	0.38	67.02	345.83
$\sum \sigma^{gl}$					668.97	

Lớp đất này có $E_{100-200} = 8250 \text{ kN/m}^2 > 5000 \text{ kN/m}^2$, do đó ta phải tính đến lớp phân tố có giá trị $\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}} \leq 0.2$

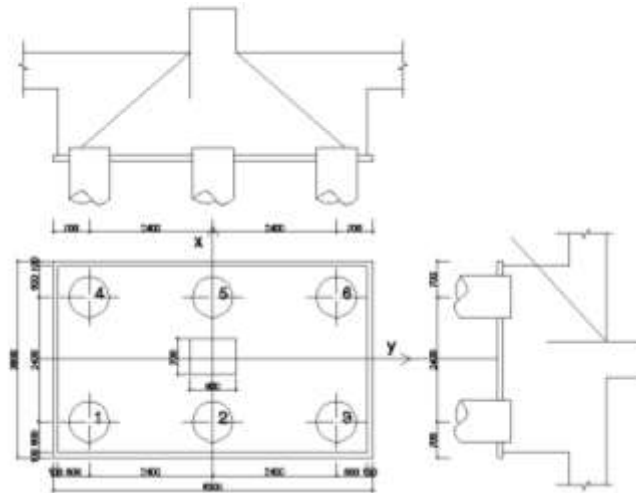
Theo phụ lục H, mục H.5, TCXD 205 : 1998, quy định độ lún trung bình hoặc lớn nhất không được vượt quá giới hạn cho phép, đối với nhà nhiều tầng có khung hoàn toàn bằng bê tông cốt thép thì giới hạn cho phép là 8 cm.

$$S_1 = \sum \frac{0.8}{E} \sigma_{zi}^{gl} h_i = \frac{0.8 \times 1.5}{8250} \times (668.97 - \frac{176.37}{2} - \frac{67.02}{2}) = 0.079m = 7.9cm < 8cm$$

Như vậy độ lún dự báo của móng thỏa điều kiện cho phép.

10.4.9 Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

Vẽ hình tháp nén thủng tự do với góc $\alpha = 45^\circ$.



Hình 10.8 tháp xuyên thủng móng M1

a) Kiểm tra với trường hợp nén thủng tự do (góc chọc thủng bằng 45°) Với chiều cao đài $h_d = 2$ m thì tháp chọc thủng như hình vẽ. Ta thấy các cọc nằm trong tháp chọc thủng. Trong trường này ta không cần phải kiểm tra xuyên thủng

10.4.10 Tính toán cốt thép đài cọc

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngàm vào mép cột. Giả thiết đài tuyệt đối cứng.

Tính toán với tổ hợp tính toán $N_{max}, M_{xtur}, M_{ytr}, Q_{xtur}, Q_{ytr}$

Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị : $M = \sum_{i=1}^n d_i P_i$

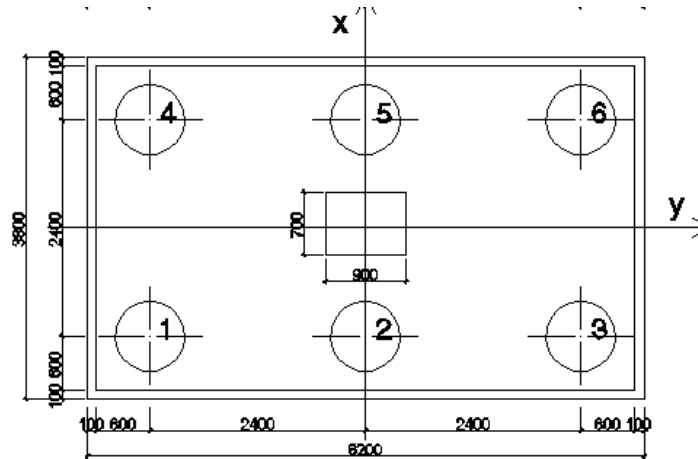
Trong đó:

d_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm.

P_i :phản lực đầu cọc thứ i.

Diện tích cốt thép tính theo công thức:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, \quad A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s}$$



Hình 10.9 vị trí cọc trong đài móng M2

10.4.10.1 Tính cốt thép đặt theo phương x

$$M = \sum P_i l_i = (P_4 + P_5 + P_6) L_1 = (2126.79 + 2128.56 + 2130.34) \times 0.85 = 5427.83 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{5427.83}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 6 \times 1.9^2} = 0.019$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016} = 0.016$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.016 \times 0.9 \times 14.5 \times 600 \times 190}{365} = 65.21 \text{ cm}^2$$

Chọn 30φ18a200 ($A_s = 76.2 \text{ cm}^2$).

10.4.10.2 Tính cốt thép đặt theo phương y

$$M = \sum P_i l_i = (P_3 + P_6) L_2 = (2127.15 + 2130.34) \times 1.95 = 8302.1 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{8302.1}{0.9 \times 14.5 \times 10^3 \times 3.6 \times 1.9^2} = 0.048$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048} = 0.049$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.049 \times 0.9 \times 14.5 \times 360 \times 190}{365} = 119.83 \text{ cm}^2$$

Chọn 25φ25a150 ($A_s = 122.5 \text{ cm}^2$).