

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA
KHOA XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH THỦY

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP
(CAPSTONE PROJECT)

NGÀNH: KỸ THUẬT XÂY DỰNG
CHUYÊN NGÀNH: TIN HỌC XÂY DỰNG

ĐỀ TÀI:

THIẾT KẾ KẾT CẤU TÒA NHÀ CHUNG CƯ

Người hướng dẫn: PGS. TS. TÔ THÚY NGA

Sinh viên thực hiện: THÂN TRỌNG HUY

Số thẻ sinh viên: 111200072

Lớp: 20THXD2

Đà Nẵng, 06/2025

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA
KHOA XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH THỦY

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP
(CAPSTONE PROJECT)

NGÀNH: KỸ THUẬT XÂY DỰNG
CHUYÊN NGÀNH: TIN HỌC XÂY DỰNG

ĐỀ TÀI:

THIẾT KẾ KẾT CẤU TÒA NHÀ CHUNG CƯ

Người hướng dẫn: PGS. TS. TÔ THÚY NGÀ
Sinh viên thực hiện: THÂN TRỌNG HUY
Số thẻ sinh viên: 111200072
Lớp: 20THXD2

Đà Nẵng, 06/2025

TÓM TẮT

Tên đề tài: Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư

Sinh viên thực hiện: Thân Trọng Huy

Số thẻ SV: 111200072 Lớp: 20THXD2

Với đề tài thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư dựa vào các tài liệu tham khảo và sự hướng dẫn của giảng viên, em đã tiến hành tính toán và hoàn thành đề tài với những nội dung sau:

- *Mô tả tổng quan về công trình*
- *Thiết kế kết cấu gồm các phần sau đây:*
 - + *Thiết kế sàn tầng điển hình*
 - + *Thiết kế cầu thang điển hình*
 - + *Thiết kế cấu kiện khung trục 2*
 - + *Thiết kế móng khung trục 2*
- *Chuyên đề 1: Lập trình API Revit trong tính toán khung trục kết cấu dầm.*
- *Chuyên đề 2: Ứng dụng Revit Structure trong giai đoạn BIM3D công trình.*

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Họ và tên sinh viên: Thân Trọng Huy Số thẻ sinh viên: 111200072

Lớp: 20THXD2 Khoa: Xây dựng Công Trình Thủy Ngành: Kỹ thuật Xây Dựng

1. Tên đề tài đồ án:

Thiết Kế Kết Cấu Tòa Nhà Chung Cư.

Chuyên đề 1: Lập trình API Revit trong tính toán khung trục kết cấu dầm của công trình.

Chuyên đề 2: Ứng dụng Revit Structure trong giai đoạn BIM3D công trình.

2. Đề tài thuộc diện: Có ký kết thỏa thuận sở hữu trí tuệ đối với kết quả thực hiện

3. Các số liệu và dữ liệu ban đầu:

- Các tài liệu về địa hình, địa chất khu vực xây dựng
- Các tài liệu về khí tượng thủy văn.
- Các tài liệu và bản vẽ kiến trúc công trình.

4. Nội dung các phần thuyết minh tính toán:

PHẦN I. THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

CHƯƠNG 2. GIẢI PHÁP KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

CHƯƠNG 3. THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

CHƯƠNG 4. TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ

CHƯƠNG 5. TÍNH TOÁN CẦU KIẾN KHUNG TRỤC 2

CHƯƠNG 6. THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2

PHẦN II. CHUYÊN ĐỀ 1: LẬP TRÌNH API REVIT TRONG TÍNH TOÁN KHUNG TRỤC KẾT CẤU DẦM CHO CÔNG TRÌNH.

1. Giới thiệu chung về chương trình
2. Phương pháp tính toán và Sơ đồ giải thuật tổng thể

3. Yêu cầu về cơ sở dữ liệu
4. Các bước vận hành chương trình
5. Áp dụng trong thiết kế (thuộc phạm vi đồ án)

Kết luận – kiến nghị

CHUYÊN ĐỀ 2: ỨNG DỤNG REVIT STRUCTURE TRONG GIAI ĐOẠN BIM3D CÔNG TRÌNH.

1. Giới thiệu chung về chương trình
2. Phương pháp tính toán và Sơ đồ giải thuật tổng thể
3. Các bước vận hành chương trình
4. Áp dụng trong thiết kế (thuộc phạm vi đồ án)

Kết luận – kiến nghị

Phụ lục

5. Các bản vẽ, đồ thị: Khổ A1

- Bản vẽ kiến trúc : 05
- Bản vẽ kết cấu : 08
- Bản vẽ nền móng : 03
- Bản vẽ chuyên đề : 02

Tổng cộng có : 18 bản vẽ

6. <i>Họ và tên người hướng dẫn</i>	Phân/Nội dung:
<i>PGS.TS Tô Thúy Nga</i>	Toàn bộ ĐATN

7. Ngày giao nhiệm vụ đồ án: 02/2025

8. Ngày hoàn thành đồ án: 06/2025

Đà Nẵng, ngày tháng năm 2025

**TRƯỞNG BỘ MÔN TIN
HỌC XÂY DỰNG**

NGƯỜI HƯỚNG DẪN

TS. NGUYỄN THANH HẢI

PGS.TS TÔ THÚY NGA

LỜI NÓI ĐẦU

Kính thưa Hội đồng tốt nghiệp, thưa quý Thầy Cô giáo!

Trải qua thời gian học tập đến nay em đã hoàn thành chương trình đào tạo của nhà trường, để có kết quả học tập tốt đẹp như ngày hôm nay, ngoài sự cố gắng nỗ lực của bản thân, quan trọng hơn là nhờ công ơn của các thầy cô trong khoa Xây Dựng Công Trình Thủy đã hết lòng giảng dạy và truyền đạt những kiến thức quý báu trong những năm qua.

Đồ án tốt nghiệp lần này một bước đi cần thiết cho em nhằm hệ thống các kiến thức đã được học ở nhà trường sau gần 5 năm học. Đồng thời giúp em bắt đầu làm quen với công việc thiết kế một công trình hoàn chỉnh tạo tiền đề vững chắc cho công việc sau này.

Với nhiệm vụ được giao là “Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư”.

Dù bận rộn rất nhiều công việc nhưng các Thầy Cô vẫn dành nhiều thời gian và tâm huyết trong việc hướng dẫn em. Thầy Cô luôn quan tâm, chỉ bảo và sửa chữa những vấn đề quan trọng giúp em định hướng và làm việc theo quan điểm đúng đắn, chính sự tận tâm và nhiệt huyết của Thầy Cô đã giúp em có được tinh thần, một niềm tin và khối lượng kiến thức phong phú để đến ngày hôm nay đồ án tốt nghiệp của em đã được hoàn thành

Với tất cả tấm lòng biết ơn sâu sắc, em xin chân thành gửi lời cảm ơn đến Ban giám hiệu cùng toàn thể quý Thầy cô Trường Đại Học Bách Khoa Đà Nẵng, các Thầy cô khoa Xây Dựng Công Trình Thủy đã tận tình hướng dẫn – giúp đỡ em trong suốt quá trình học tập tại trường, đặc biệt là Cô Tô Thúy Nga – Giảng viên hướng dẫn đồ án

Sau cùng em xin cảm ơn gia đình, người thân luôn bên cạnh ủng hộ và động viên. Cảm ơn tất cả bạn bè đã gắn bó và cùng học tập, giúp đỡ em trong suốt thời gian qua, cũng như trong quá trình hoàn thành đồ án tốt nghiệp này.

Chân thành cảm ơn!

Đà Nẵng, ngày 14 tháng 06 năm 2025

Sinh viên thực hiện

THÂN TRỌNG HUY

CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đề án tốt nghiệp với đề tài “Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư” là đề án được chính bản thân tôi thực hiện. Các số liệu và tài liệu trong đề án là do tôi trực tiếp tính toán. Tất cả những tham khảo và kế thừa đều được trích dẫn và tham chiếu đầy đủ.

Sinh viên thực hiện

{Chữ ký}

THÂN TRỌNG HUY

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU	iv
CAM ĐOAN	v
MỤC LỤC	vi
DANH MỤC HÌNH ẢNH	xii
DANH MỤC BẢNG BIỂU	xv
DANH SÁCH CÁC KÝ HIỆU, CHỮ VIẾT TẮT (NẾU CÓ).....	xvii
MỞ ĐẦU	1
PHẦN I. THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG.....	2
CHƯƠNG 1. ĐẶC ĐIỂM KIỂM TRÚC CỦA CÔNG TRÌNH.....	3
1.1. NHU CẦU ĐẦU TƯ XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH.....	3
1.2. VỊ TRÍ, ĐẶC ĐIỂM, ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN KHU ĐẤT XÂY DỰNG	4
1.2.1. Vị trí và đặc điểm.	4
1.2.2. Điều kiện tự nhiên.	5
1.3. QUY MÔ CÔNG TRÌNH.	6
1.4. GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC.	7
1.4.1. Giải pháp thiết kế tổng mặt bằng.....	7
1.4.2. Giải pháp mặt bằng.....	7
1.4.3. Giải pháp mặt cắt.....	9
1.5. GIẢI PHÁP KẾT CẤU.....	10
1.6. GIAO THÔNG TRONG CÔNG TRÌNH.....	11
1.7. CÁC GIẢI PHÁP KỸ THUẬT.....	11
1.7.1. Hệ thống chiếu sáng.	11
1.7.2. Hệ thống thông gió.	11
1.7.3. Hệ thống điện.	11
1.7.4. Hệ thống cấp thoát nước.....	12
1.7.5. Hệ thống phòng cháy, chữa cháy.	12

1.7.6. Xử lý rác thải.	12
1.7.7. Giải pháp hoàn thiện.....	12
1.8. KẾT LUẬN.	13
CHƯƠNG 2. TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.	14
2.1. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU.	14
2.1.1. Hệ kết cấu chịu lực cơ bản.	14
2.1.2. Hệ kết cấu chịu lực hỗn hợp.....	14
2.1.3. Hệ kết cấu sàn.....	14
2.1.4. Kết luận.	15
2.2. LỰA CHỌN VẬT LIỆU.	15
2.2.1. Bê tông.....	15
2.2.2. Cốt thép.	15
2.3. TIÊU CHUẨN DÙNG TRONG TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU..	16
2.4. PHƯƠNG ÁN TÍNH TOÁN KẾT CẤU.	16
2.4.1. Mô hình tính toán.	16
2.4.2. Các giả thiết tính toán.....	16
2.4.3. Tải trọng lên công trình.	17
2.4.4. Phương pháp tính toán xác định nội lực.....	18
2.4.5. Lựa chọn công cụ tính toán.	18
2.5. CƠ SỞ LỰA CHỌN SƠ BỘ TIẾT DIỆN.	18
2.5.1. Chọn chiều sơ bộ chiều dày bản sàn.	18
2.5.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm.....	19
2.5.3. Chọn sơ bộ tiết diện cột.....	20
CHƯƠNG 3. THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH.....	23
3.1. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN.	23
3.2. SƠ ĐỒ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH.	23
3.3. CHỌN CHIỀU DÀY BẢN SÀN.....	23

3.3.1. Quan niệm tính toán.	23
3.3.2. Chọn chiều dày bản sàn.	24
3.4. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN Ô SÀN.	25
3.4.1. Cấu tạo các lớp mặt sàn.	25
3.4.2. Tĩnh tải.	26
3.4.3. Hoạt tải.	35
3.5. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC.	38
3.6. TÍNH TOÁN CỐT THÉP.	41
3.7. CÁC YÊU CẦU CHỌN VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP SÀN.	43
3.7.1. Khoảng cách lớp bảo vệ.	43
3.7.2. Khoảng hở cốt thép.	43
3.7.3. Chiều dài thép mũ.	44
3.7.4. Phối hợp cốt thép.	44
3.8. TÍNH TOÁN ĐỘ VÔNG SÀN.	45
CHƯƠNG 4. TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ.	46
4.1. CẤU TẠO CẦU THANG TẦNG ĐIỂN HÌNH.	46
4.2. TÍNH TOÁN CẦU THANG TẦNG ĐIỂN HÌNH.	47
4.2.1. Mặt bằng cầu thang.	47
4.2.2. Xác định tải trọng.	47
4.2.3. Tính toán ô sàn bản thang và bản chiếu nghỉ.	50
4.2.4. Tính toán dầm thang.	52
CHƯƠNG 5. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN KHUNG TRỤC.	55
5.1. TẢI TRỌNG THẲNG ĐỨNG.	55
5.1.1. Tĩnh tải sàn.	55
5.1.2. Hoạt tải sàn.	55
5.1.3. Tĩnh tải tác dụng lên dầm biên.	55
5.2. TẢI TRỌNG NGANG.	55

5.2.1. Tải trọng gió.	55
5.2.2. Xác định tải trọng động đất.	56
5.3. TỔ HỢP TẢI TRỌNG.....	57
5.3.1. Phương pháp tính toán.....	57
5.3.2. Các trường hợp tải trọng.....	57
5.3.3. Tổ hợp tải trọng.	57
5.4. KẾT QUẢ NỘI LỰC CHUYỂN VỊ.....	58
5.4.1. Nội lực.	58
5.4.2. Chuyển vị.....	58
5.5. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN KHUNG TRỤC.....	58
5.5.1. Tính toán dầm khung trục 2.	58
5.5.2. Tính toán cột khung trục 2.	64
CHƯƠNG 6. THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2.....	70
6.1. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH.....	70
6.1.1. Công tác khảo sát.....	70
6.1.2. Địa tầng.	71
6.1.3. Chỉ tiêu cơ lý của nền đất.	72
6.1.4. Đánh giá nền đất.....	72
6.1.5. Điều kiện địa hình – địa mạo khu đất xây dựng.....	73
6.1.6. Điều kiện địa chất thủy văn.....	73
6.1.7. Các vấn đề địa chất động lực công trình có thể gặp.....	73
6.1.8. Lựa chọn giải pháp móng.	73
6.2. THIẾT KẾ MÓNG CỌC KHOAN NHỒI.....	75
6.2.1. Các giả thuyết tính toán.....	75
6.2.2. Xác định tải trọng truyền xuống móng.....	75
6.3. THIẾT KẾ MÓNG M1 (MÓNG GIỮA C2-C).	77
6.3.1. Chọn vật liệu.....	77

6.3.2. Chọn sơ bộ kích thước tiết diện cọc.	77
6.3.3. Chọn kích thước đài.	78
6.3.4. Chọn chiều sâu chôn đài.	78
6.3.5. Sức chịu tải của cọc khoan nhồi.	79
6.3.6. Bố trí và xác định kích thước đài cọc.	83
6.3.7. Kiểm tra phản lực đầu cọc.	85
6.3.8. Kiểm tra điều kiện đất nền dưới đáy mũi cọc.	88
6.3.9. Kiểm tra độ lún của khối móng quy ước.	92
6.3.10. Tính toán đài cọc.	94
6.3.11. Tính toán cốt thép đài cọc.	96
6.4. THIẾT KẾ MÓNG M2 (MÓNG BIÊN C2-A).	98
6.4.1. Bố trí và xác định kích thước đài cọc.	98
6.4.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc.	100
6.4.3. Kiểm tra điều kiện đất nền dưới đáy mũi cọc.	102
6.4.4. Kiểm tra độ lún của khối móng quy ước.	106
6.4.5. Tính toán đài cọc.	108
6.4.6. Tính toán cốt thép đài cọc.	109
PHẦN II. CHUYÊN ĐỀ ỨNG DỤNG TIN HỌC TRONG XÂY DỰNG.	112
CHƯƠNG 1. LẬP TRÌNH API REVIT TRONG TÍNH TOÁN KẾT CẤU KHUNG TRỤC.	113
1.1. TỔNG QUAN VỀ REVIT API VÀ ADD-IN FOR REVIT.	113
1.1.1. Tổng quan về RevitAPI.	113
1.1.2. Tổng quan về Add-in.	113
1.2. MỤC TIÊU VÀ PHẠM VI NGHIÊN CỨU.	114
1.2.1. Sự cần thiết phải xây dựng chương trình tính.	114
1.2.2. Mục tiêu cần đạt được.	115
1.3. THIẾT KẾ CƠ SỞ DỮ LIỆU.	115
1.3.1. Các khối dữ liệu đầu vào và mối quan hệ.	115

1.3.2. Thiết kế cơ sở dữ liệu đầu vào.....	115
1.3.3. Các khối dữ liệu đầu ra.....	116
1.4. PHÂN TÍCH VÀ THIẾT KẾ GIẢI THUẬT.....	116
1.4.1. Thiết kế giải thuật tổng thể của toàn bộ chương trình.....	116
1.4.2. Thiết kế giải thuật chi tiết của từng công cụ.	116
1.4.3. Giải thuật kết xuất và biểu diễn kết quả.	122
1.5. LỰA CHỌN NGÔN NGỮ LẬP TRÌNH.....	122
1.5.1. Lựa chọn ngôn ngữ lập trình.	122
1.5.2. Tổ chức chương trình – hệ thống giao diện.....	123
1.5.3. Mã thực thi chương trình chính của tất cả các công cụ.....	125
1.6. KẾT QUẢ.....	130
1.6.1. Áp dụng trong thiết kế công trình.	130
1.6.2. Kết luận và kiến nghị.....	130
CHƯƠNG 2. ỨNG DỤNG PHẦN MỀM REVIT ĐỂ MÔ PHỎNG KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.....	131
2.1. GIỚI THIỆU PHẦN MỀM.	131
2.1.1. Yêu cầu thực tiễn.....	131
2.1.2. Xuất sứ phần mềm.....	131
2.1.3. Tính năng của phần mềm.	131
2.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN.	132
2.3. CÁC THAO TÁC SỬ DỤNG PHẦN MỀM.	133
2.4. ỨNG DỤNG VÀ TRIỂN KHAI BẢN VẼ.....	134
KẾT LUẬN	143
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	144
PHỤ LỤC	1

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1. Mặt đứng trục 1-6.	3
Hình 1.2. Vị trí khu đất xây dựng.	4
Hình 1.3. Lượng mưa trung bình các tháng trong (mm)	5
Hình 1.4. Nhiệt độ không khí trung bình các tháng ($^{\circ}\text{C}$).	6
Hình 1.5. Mặt bằng kiến trúc tầng 1.	7
Hình 1.6. Mặt bằng kiến trúc tầng điển hình tầng 2-10.	8
Hình 1.7. Mặt bằng kiến trúc sân thượng tầng 11.	9
Hình 1.8. Mặt đứng trục A-D.	10
Hình 3.1. Sơ đồ sàn tầng điển hình.	23
Hình 3.2. Các lớp cấu tạo sàn nhà.	25
Hình 3.3. Các lớp cấu tạo sàn nhà vệ sinh, lô gia.	25
Hình 3.4. Các lớp cấu tạo sàn mái.	25
Hình 3.5. Gán tải trọng hoàn thiện sàn tầng điển hình trong phần mềm Etabs.	27
Hình 3.6. Gán tải trọng hoàn thiện sàn tầng mái trong phần mềm Etabs.	28
Hình 3.7. Tải trọng tường tác dụng lên ô sàn tầng điển hình.	29
Hình 3.8. Gán tải trọng tường tác dụng lên dầm tầng 2 trong phần mềm Etabs.	31
Hình 3.9. Gán tải trọng tường tác dụng lên tầng điển hình trong phần mềm Etabs.	32
Hình 3.10. Gán tải trọng lớp vữa trát dầm các tầng trong phần mềm Etabs.	33
Hình 3.11. Gán tải trọng tường tác dụng lên cột tầng 1 trong phần mềm Etabs.	34
Hình 3.12. Gán tải trọng tường tác dụng lên cột tầng điển hình trong phần mềm Etabs.	35
Hình 3.13. Gán giá trị hoạt tải theo công năng từng ô sàn trong phần mềm Etabs.	36
Hình 3.14. Dải Strips bề rộng 1m theo phương X trong Etabs.	39
Hình 3.15. Dải Strips bề rộng 1m theo phương Y trong Etabs.	39
Hình 3.16. Biểu đồ Momen của các dải Strips bề rộng 1m theo phương X.	40
Hình 3.17. Biểu đồ Momen của các dải Strips bề rộng 1m theo phương Y.	40

Hình 4.1. Mặt bằng cầu thang tầng điển hình.	47
Hình 4.2. Chi tiết cấu tạo bản thang.	47
Hình 4.3. Cấu tạo bản chiếu nghỉ.	49
Hình 4.4. Sơ đồ tính vế thang 1.	50
Hình 4.5. Biểu đồ momen của vế thang 1.	50
Hình 4.6. Sơ đồ tính vế thang 2.	51
Hình 4.7. Biểu đồ momen vế thang 2.	51
Hình 4.8. Sơ đồ tính dầm thang.	53
Hình 5.1. Xác định bề rộng cánh chữ T.	59
Hình 5.2. Sơ đồ ứng suất dung để tính tiết diện chữ T.	60
Hình 5.3. Sơ đồ tính toán cột.	64
Hình 6.1. Sơ đồ bố trí hồ khoan.	70
Hình 6.2. Mặt bằng bố trí cọc khoan nhồi móng M1(C2-C).	85
Hình 6.3. Sơ đồ khối móng quy ước móng M1(C2-C).	88
Hình 6.4. Tháp chọc thủng đài trên mặt phẳng nghiêng móng M1(C2-C).	94
Hình 6.5. Tháp chọc thủng đài cọc móng M1 (C2-C).	95
Hình 6.6. Sơ đồ thép móng M1 (C2-C).	97
Hình 6.7. Mặt bằng bố trí cọc khoan nhồi móng M2 (C2-A).	99
Hình 6.8. Sơ đồ khối móng quy ước móng M2 (C2-A).	102
Hình 6.9. Tháp chọc thủng đài trên mặt phẳng nghiêng móng M2(C2-A).	108
Hình 6.10. Tháp chọc thủng đài cọc móng M2 (C2-A).	109
Hình 6.11. Sơ đồ thép móng M2 (C2-A).	110
Hình 1.1. Giao diện đọc dữ liệu file Excel từ Etabs và chọn thông số vật liệu.	123
Hình 1.2. Giao diện xử lý dữ liệu nội lực và tính toán cốt thép tại các vị trí tính toán.	124
Hình 1.3. Giao diện bố trí cốt thép dầm tại các vị trí tính toán.	124
Hình 1.4. Hình ảnh tạo thép dầm trong môi trường 3D Revit.	125
Hình 2.1. Tạo hệ lưới trục (Grid).	134

Hình 2.2. Tạo cao trình (Level).	134
Hình 2.3. Dựng kết cấu cột (Column).	135
Hình 2.4. Dựng kết cấu dầm (Framing).	135
Hình 2.5. Dựng kết cấu sàn (Floors).	136
Hình 2.6. Dựng kết cấu cầu thang.	136
Hình 2.7. Dựng kết cấu móng (Structural Foundations).	137
Hình 2.8. Vẽ chi tiết thép sàn tầng điển hình của công trình.	137
Hình 2.9. Vẽ chi tiết thép cầu thang của công trình (Structural Rebar).	138
Hình 2.10. Vẽ chi tiết thép dầm, cột của công trình (Structural Rebar).	138
Hình 2.11. Vẽ chi tiết thép móng của công trình (Structural Rebar).	139
Hình 2.12. Quản lý hiển thị màu cho các đối tượng (Filter).	139
Hình 2.13. Triển khai mặt bằng kết cấu bản vẽ cho các đối tượng (Structural Plans).	140
Hình 2.14. Quản lý đối tượng thép thông qua Partition.	140
Hình 2.15. Xuất bảng thống kê cốt thép (Schedule).	141
Hình 2.16. Tạo Template khung bản vẽ (Sheet).	141
Hình 2.17. Quản lý các khung nhìn và trình bày bản vẽ trên khung bản vẽ.	142
Hình 2.18. Quản lý và in các bản vẽ.	142

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1.1. Công năng các tầng trong công trình.	6
Bảng 2.1. Thông số về bê tông	15
Bảng 2.2. Thông số về cốt thép.	15
Bảng 2.3. Bảng tổ hợp tải trọng theo TCVN 2737:2023.....	18
Bảng 2.4. Sơ bộ tiết diện dầm.	20
Bảng 2.5. Sơ bộ tiết diện cột góc.....	21
Bảng 2.6. Sơ bộ tiết diện cột biên.....	21
Bảng 2.7. Sơ bộ tiết diện cột giữa.	22
Bảng 2.8. Tổng hợp tiết diện cột khung trục 2.	22
Bảng 3.1. Tổng hợp sơ bộ chiều dày ô sàn.....	24
Bảng 3.2. Trọng lượng bản thân vật liệu.....	26
Bảng 3.3. Tĩnh tải hoàn thiện sàn phòng ngủ ,bếp, khách.....	26
Bảng 3.4. Tĩnh tải hoàn thiện sàn phòng vệ sinh, lô gia.	26
Bảng 3.5. Tĩnh tải hoàn thiện sàn mái.	27
Bảng 3.6. Tải trọng tường tác dụng lên sàn.....	29
Bảng 3.7. Tải trọng tường tác dụng trực tiếp lên dầm tầng 2.....	31
Bảng 3.8. Tải trọng tường tác dụng trực tiếp lên dầm tầng điển hình.....	32
Bảng 3.9. Trọng lượng lớp vữa dầm.	32
Bảng 3.10. Tải trọng tường tác dụng lên cột tầng 1.	33
Bảng 3.11. Tải trọng tường tác dụng lên cột tầng điển hình.	34
Bảng 3.12. Giá trị tiêu chuẩn của sàn các phòng.	35
Bảng 3.13. Bảng tính tải trọng gió theo phương X của công trình.	37
Bảng 3.14. Bảng tính tải trọng gió theo phương Y của công trình.	38
Bảng 3.15. Bảng thông số vật liệu cốt thép.....	41
Bảng 4.1. Cấu tạo cầu thang tầng điển hình.	46
Bảng 4.2. Tĩnh tải bản chiếu nghỉ.....	49

Bảng 4.3. Bảng tính toán cốt thép bảng thang vế 1.....	52
Bảng 4.4. Bảng tính toán cốt thép bảng thang vế 2.....	52
Bảng 4.5. Bảng tính toán cốt thép dầm thang.	54
Bảng 5.1. Bảng tính toán tải trọng gió theo phương X.	56
Bảng 5.2. Bảng tính toán tải trọng gió theo phương Y.	56
Bảng 5.3. Bảng tổ hợp tải trọng theo TCVN 2737-2023.	57
Bảng 5.4. Bảng giá trị μ_{\min}	67
Bảng 6.1. Trạng thái và độ chặt của đất theo thí nghiệm SPT.	71
Bảng 6.2. Bảng đánh giá nền đất.	72
Bảng 6.3. Tổ hợp nội lực tính toán tại chân cột.	76
Bảng 6.4. Tổ hợp nội lực tiêu chuẩn tại chân cột.....	77
Bảng 6.5. Bảng cường độ sức kháng do ma sát bên thân cọc.	80
Bảng 6.6. Bảng cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc.	82
Bảng 6.7. Bảng tính toán số lượng cọc cho móng M1(C2-C).....	84
Bảng 6.8. Bảng phản lực đầu cọc ở các tổ hợp khác.....	86
Bảng 6.9. Bảng tính toán ứng suất gây lún tại độ sâu z_i	93
Bảng 6.10. Bảng giá trị phản lực các đầu cọc của tổ hợp 1.	97
Bảng 6.11. Bảng tính toán số lượng cọc cho móng M1 (C2-A).	99
Bảng 6.12. Bảng tổng hợp phản lực đầu cọc ở các tổ hợp khác.	101
Bảng 6.13. Bảng tính ứng suất gây lún tại độ sâu $z(m)$	107
Bảng 6.14. Bảng giá trị phản lực các đầu cọc của tổ hợp 1.	110

DANH SÁCH CÁC KÝ HIỆU, CHỮ VIẾT TẮT (NẾU CÓ)

KÝ HIỆU:

Ký hiệu	Tên gọi/Ý nghĩa

Ký hiệu	Tên gọi/Ý nghĩa

CHỮ VIẾT TẮT

Chữ viết tắt	Ý nghĩa

MỞ ĐẦU

Đồ án này thực hiện với mục đích tạo cơ sở cho sinh viên có kiến thức về các lĩnh vực xây dựng thiết kế kết cấu. Mục tiêu của đồ án là giúp sinh viên có cái nhìn tổng quan hơn về ngành xây dựng cùng các lĩnh vực liên quan đến xây dựng.

PHẦN I. THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG.



GVHD : PGS.TS TÔ THÚY NGA
SVTH : THÂN TRỌNG HUY
LỚP : 20THXD2
MSSV : 111200072

Xác nhận của GVHD:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

CHƯƠNG 1. ĐẶC ĐIỂM KIỂM TRÚC CỦA CÔNG TRÌNH

1.1. NHU CẦU ĐẦU TƯ XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH.



Hình 1.1. Mặt đứng trực 1-6.

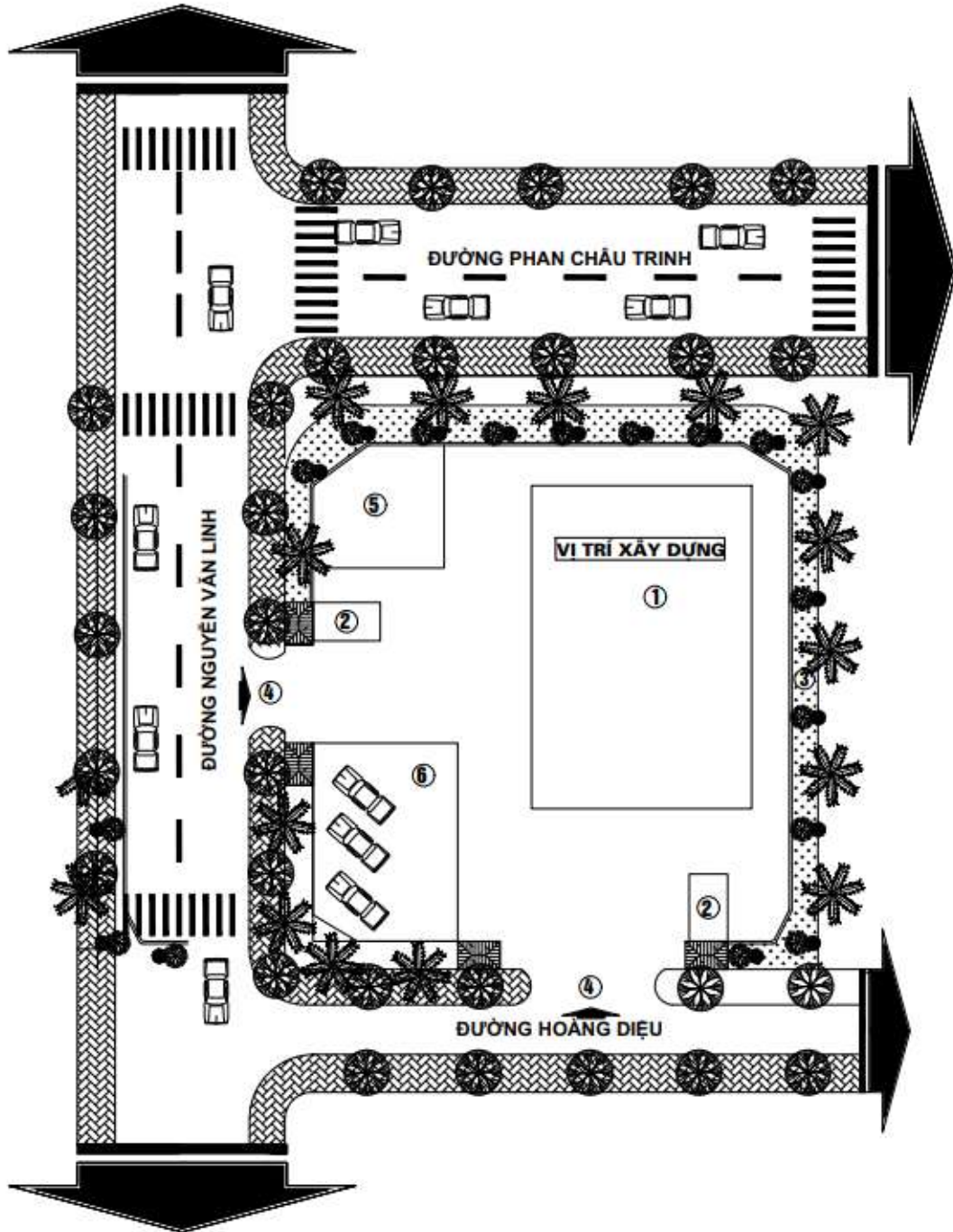
Những năm gần đây nền kinh tế Việt Nam phát triển mạnh, đặc biệt là thành phố Đà Nẵng, cơ sở hạ tầng ngày càng phát triển rộng lớn, các toà nhà cao tầng được xây dựng lên để đáp ứng nhu cầu cho việc phát triển kinh tế. Đây cũng là một thành phố có nền kinh tế năng động, một trung tâm kinh tế lớn nước ta và là một trung tâm kinh tế lớn của khu vực với tốc độ phát triển mạnh. Song song với sự phát triển về kinh tế là sự gia tăng mạnh về dân số. Những năm gần đây, thành phố Đà Nẵng luôn thu hút rất đông lao động, học sinh từ các tỉnh thành về sinh sống và làm việc qua đó các nhu cầu thiết yếu về chỗ ở ngày một tăng. Để giải quyết vấn đề về chỗ ở thì thành phố đã xây dựng thêm các chung cư cao cấp nhằm đáp ứng nhu cầu cho người dân.

Công trình “ TÒA NHÀ CHUNG CƯ ” gồm có 72 căn hộ, siêu thị và nơi để xe được xây dựng để đáp ứng nhu cầu chỗ ở trên địa bàn thành phố Đà Nẵng đồng thời tạo vẻ mỹ quan cho thành phố. Đối tượng phục vụ của chung cư là những đối tượng có thu nhập trung bình, khá và có nhu cầu về nhà ở. Vì vậy, việc xây dựng công trình “ TÒA NHÀ CHUNG CƯ ” là cần thiết đối với nhu cầu phát triển kinh tế và cảnh quan đô thị thành phố hiện nay.

1.2. VỊ TRÍ, ĐẶC ĐIỂM, ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN KHU ĐẤT XÂY DỰNG

1.2.1. Vị trí và đặc điểm.

Địa điểm xây dựng công trình “ TÒA NHÀ CHUNG CƯ ” được xây dựng tại: Ngã tư Nguyễn Văn Linh giao với Đường Hoàng Diệu - Quận Hải Châu – Thành phố Đà Nẵng.



Hình 1.2. Vị trí khu đất xây dựng.

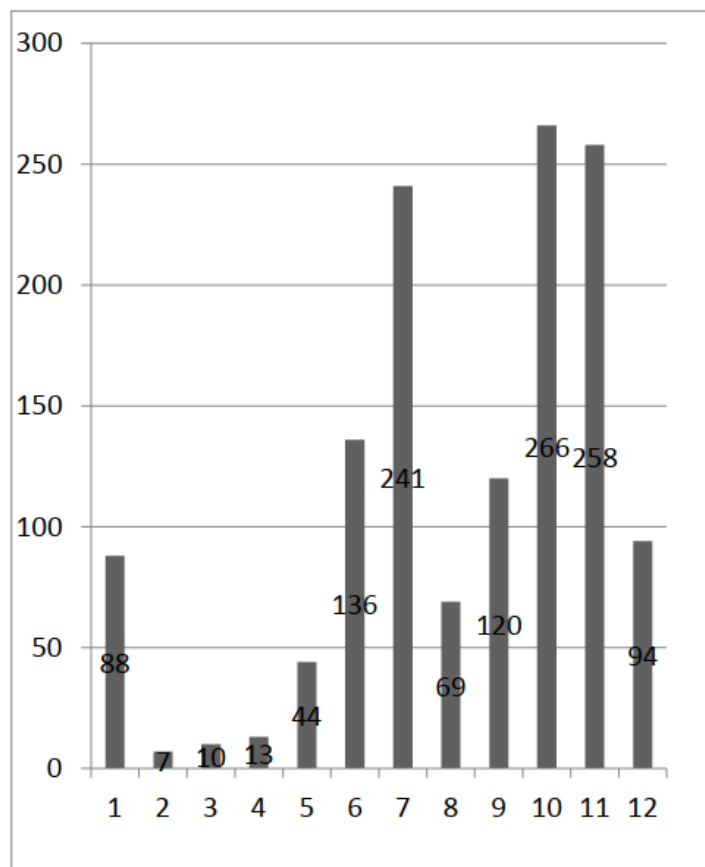
Chức năng sử dụng của công trình là phục vụ nhu cầu nhà ở, nơi cư trú mang tầm vóc hiện đại, cao cấp cho các hộ gia đình và cá nhân có mức thu nhập trung bình, khá.

Công trình với quy mô 10 tầng và 1 tầng mái cao 38.8 (m) nằm trong khu trung tâm thành phố sẽ trở thành điểm nhấn cho mặt bằng đô thị.

1.2.2. Điều kiện tự nhiên.

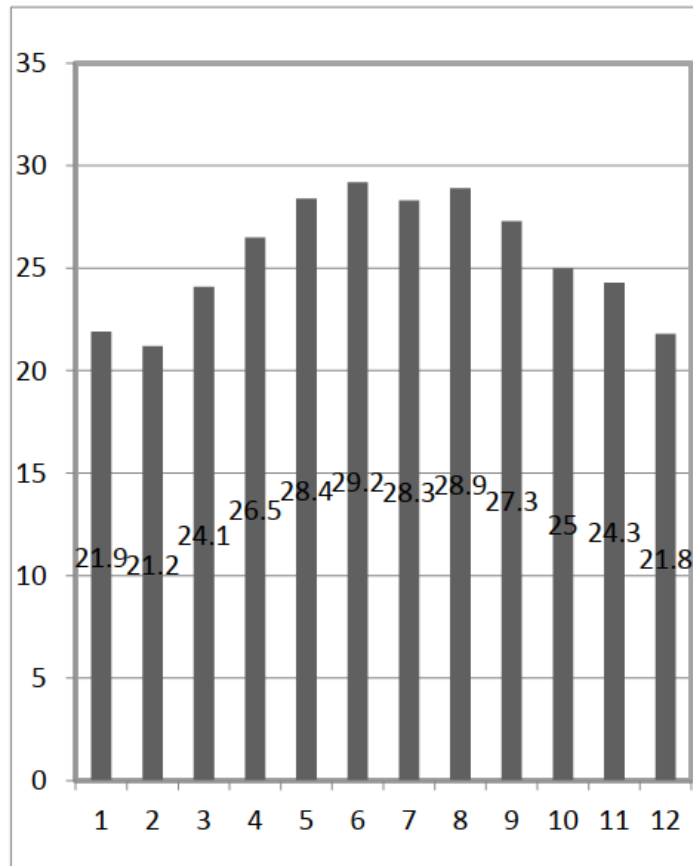
1.2.2.1. Khí hậu.

Khu vực Miền Trung chịu ảnh hưởng khí hậu nhiệt đới gió mùa, từ tháng 2 đến tháng 8 là mùa khô thường hay có gió mùa, mùa mưa lũ kéo dài từ tháng 9 đến tháng 12, lượng mưa chiếm 75% cả năm



Hình 1.3. Lượng mưa trung bình các tháng trong (mm)

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.



Hình 1.4. Nhiệt độ không khí trung bình các tháng (°C)

1.2.2.2. Địa chất.

Khu vực xây dựng có địa hình tương đối bằng phẳng, nền đất cao ráo, khô thoáng.

1.3. QUY MÔ CÔNG TRÌNH.

Công trình “ TÒA NHÀ CHUNG CƯ ” có mặt bằng xây dựng là 24,5x40 (m).

Diện tích sử dụng đất : khoảng 8710 (m²)

Công trình gồm có tầng trệt và 10 tầng và mái BTCT. Công trình có tổng chiều cao là 38.8 (m) kể từ cốt ± 0.000

Bảng 1.1. Công năng các tầng trong công trình.

Tầng	Chiều cao tầng (m)	Cao độ tầng (m)	Công năng
Trệt		0	Siêu thị, WC, phòng quản lý, bãi giữ xe,
2	4	4	Gồm 8 phòng ở (Phòng khách, phòng ở, WC, bếp)
3	4	8	Gồm 8 phòng ở (Phòng khách, phòng ở, WC, bếp)
4	3,4	11.4	Gồm 8 phòng ở (Phòng khách, phòng ở, WC, bếp)

5	3,4	14.8	Gồm 8 phòng ở (Phòng khách, phòng ở, WC, bếp)
6	3,4	18.2	Gồm 8 phòng ở (Phòng khách, phòng ở, WC, bếp)
7	3,4	21.6	Gồm 8 phòng ở (Phòng khách, phòng ở, WC, bếp)
8	3,4	25	Gồm 8 phòng ở (Phòng khách, phòng ở, WC, bếp)
9	3,4	28.4	Gồm 8 phòng ở (Phòng khách, phòng ở, WC, bếp)
10	3,4	31.8	Gồm 8 phòng ở (Phòng khách, phòng ở, WC, bếp)
Sân thượng	3,4	35.2	Tầng giải trí thoáng mát
Mái	3,6	38.8	

1.4. GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC.

1.4.1. Giải pháp thiết kế tổng mặt bằng.

Qui hoạch tổng mặt bằng được lập phù hợp với qui hoạch chung của sở xây dựng thành phố. Công trình được qui hoạch dựa trên sự phân tích về yếu tố khí hậu của khu vực như: hướng nắng, hướng gió, giao thông và các yếu tố khác tác động tới công trình.

Từ sự phân tích đó định vị được hướng chính của công trình, chọn vị trí xây dựng công trình sao cho hợp lý về không gian, đảm bảo giao thông đi lại thuận lợi.

1.4.2. Giải pháp mặt bằng.



Hình 1.5. Mặt bằng kiến trúc tầng 1.

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

Mặt bằng tầng 1 làm nhà để xe, phòng kỹ thuật, bảo vệ chung cư và siêu thị, phía trước có sảnh đón.



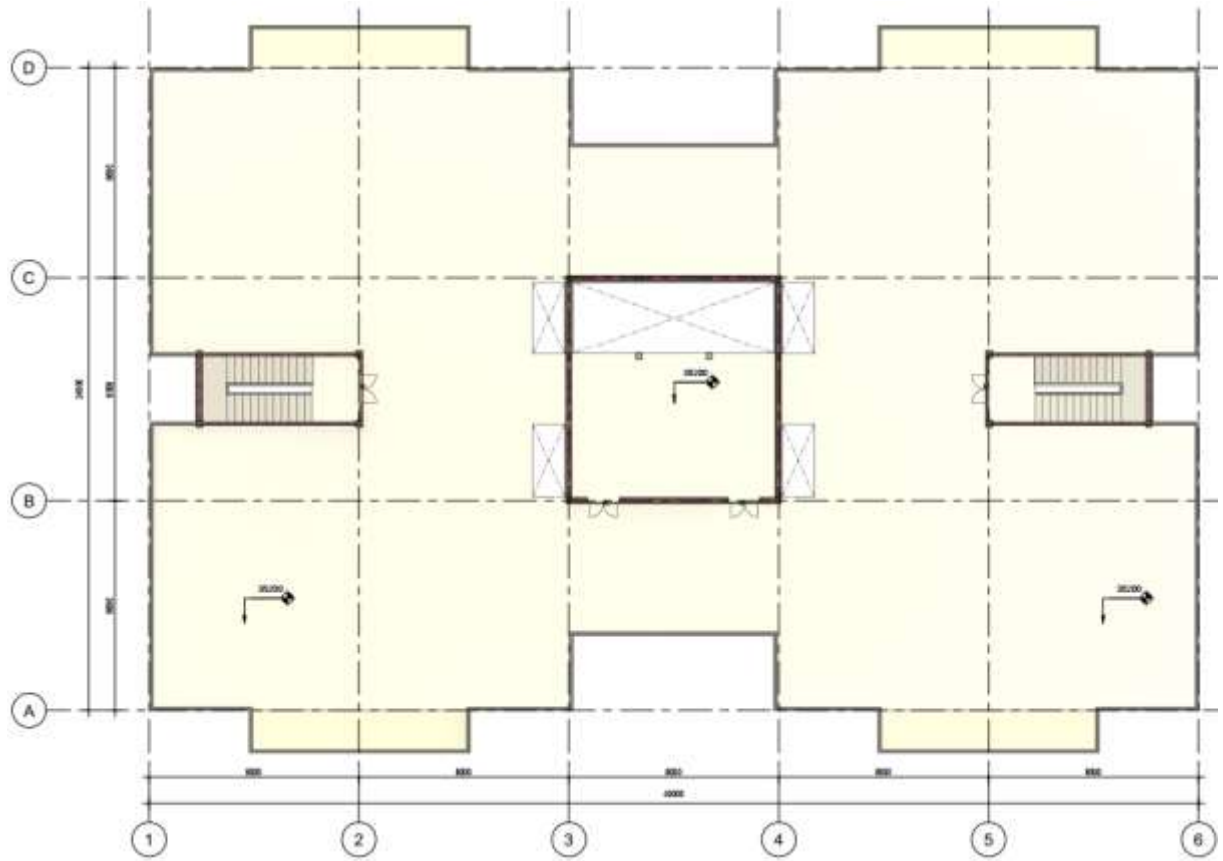
Hình 1.6. Mặt bằng kiến trúc tầng điển hình tầng 2-10.

Tầng 2 đến tầng 10 là khối nhà ở, mỗi tầng gồm 8 căn hộ.

Phòng khách kết hợp với sinh hoạt chung

Gồm 2 phòng ngủ, 1 phòng ngủ lớn có nhà vệ sinh dành cho người lớn và một phòng ngủ nhỏ dành cho trẻ em

Nhà bếp được đặt ở vị trí thuận tiện cho việc nấu ăn và sinh hoạt thuận tiện của gia đình



Hình 1.7. Mặt bằng kiến trúc sân thượng tầng 11.

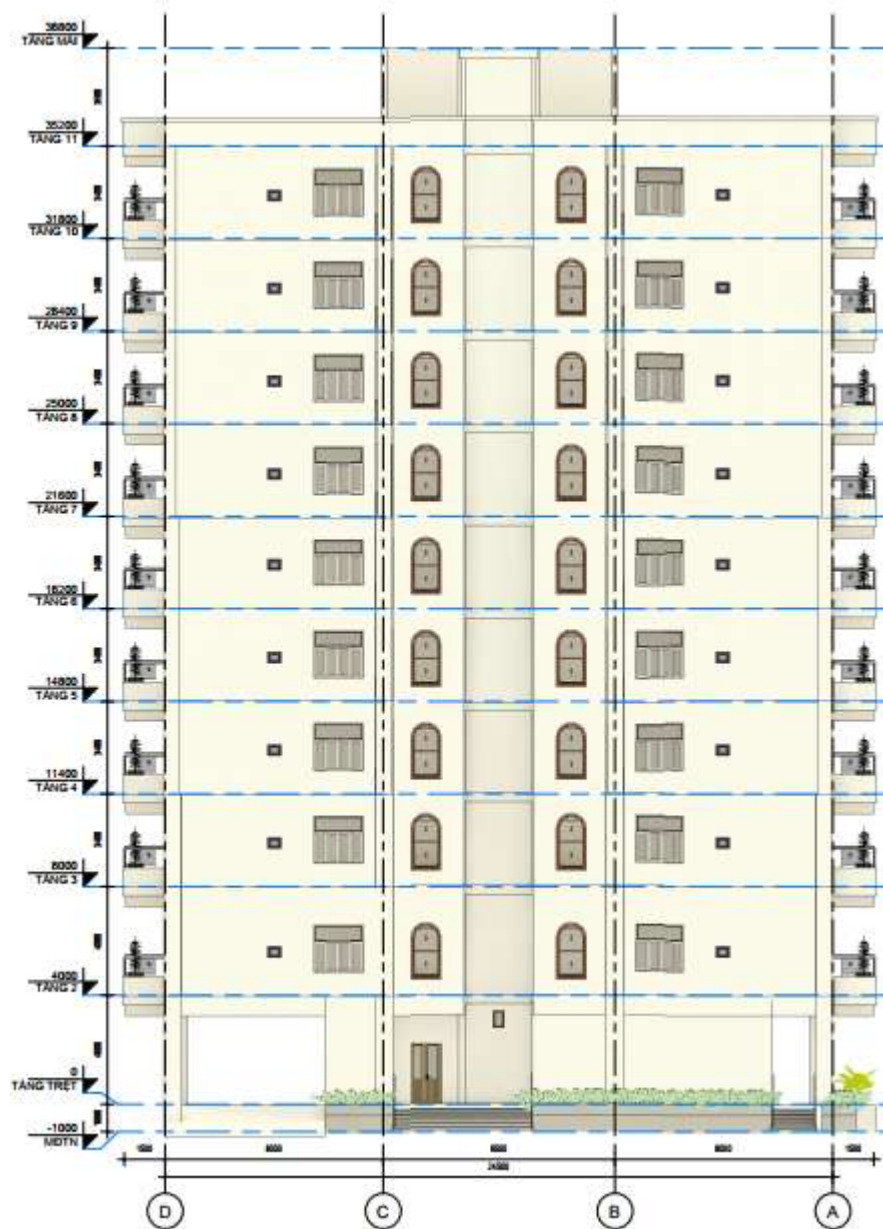
Sân thượng gồm có phòng kỹ thuật cho thang máy và hồ chứa nước.

Công trình thuộc loại công trình lớn ở Hải Châu, Đà Nẵng với hình khối kiến trúc được thiết kế theo kiến trúc hiện đại tạo nên từ các khối lớn tạo nên sự hoành tráng của công trình.

Bao quanh công trình là hệ thống tường có lúc là liên tục từ dưới lên, có lúc là hệ thống các cửa sổ được ngăn cách bởi các mảng tường. Điều này tạo cho công trình có một dáng vẻ kiến trúc rất hiện đại, thể hiện được sự sang trọng và hoành tráng

1.4.3. Giải pháp mặt cắt.

Dựa vào đặc điểm sử dụng và các điều kiện vệ sinh ánh sáng, thông hơi thoáng gió cho các phòng ta chọn chiều cao các tầng như sau:



Hình 1.8. Mặt đứng trực A-D.

Tầng 2 đến tầng 3 cao 4 (m)

Tầng 4 đến tầng 11 cao 3,4 (m)

Tầng mái cao 3,6 (m) để có thể bố trí kỹ thuật thang máy

1.5. GIẢI PHÁP KẾT CẤU.

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

- Giá thành của kết cấu bê tông cốt thép thường rẻ hơn kết cấu thép đối với những công trình có nhịp vừa và nhỏ chịu tải như nhau.
- Bền lâu, ít tốn tiền bảo dưỡng, cường độ ít nhiều tăng theo thời gian. Có khả năng chịu lửa tốt.
- Dễ dàng tạo được hình dáng theo yêu cầu của kiến trúc.
- Chính vì các lý do trên mà sử dụng giải pháp hệ khung bằng BTCT đổ toàn khối. Hệ thống thang bộ, thang máy là lõi trung tâm đảm bảo sự bền vững, chắc chắn cho công trình.
- Công trình có hệ kết cấu chính là khung chịu lực, sàn BTCT đúc toàn khối
- Tường xây bảo vệ che nắng mưa, gió công trình. Vách bao che là tường 200 (mm) được xây gạch ống, vách ngăn giữa các phòng là tường 100 (mm) được xây bằng gạch ống
- Móng, cột, dầm là hệ chịu lực chính trong công trình

1.6. GIAO THÔNG TRONG CÔNG TRÌNH.

Giao thông theo phương ngang: Giữa mỗi tầng có 1 hành lang giữa, hành lang này nối liền các căn hộ và cầu thang

Giao thông theo phương đứng: Thang máy được bố trí ở trung tâm công trình, 2 thang bộ được bố trí ở 2 đầu hành lang, đồng thời là lối thoát hiểm

1.7. CÁC GIẢI PHÁP KỸ THUẬT.

1.7.1. Hệ thống chiếu sáng.

Các phòng ở trong các căn hộ đều có cửa sổ hướng ra ngoài công trình, điều này làm cho các phòng ở được thông thoáng và đủ ánh sáng

Nhà bếp hoặc có cửa sổ hướng ra ngoài công trình hoặc có cửa sổ hướng ra giếng trời để đảm bảo thông thoáng cho nhà bếp

1.7.2. Hệ thống thông gió.

Tận dụng tối đa thông gió tự nhiên qua hệ thống cửa sổ. Ngoài ra sử dụng hệ thống điều hoà không khí được xử lý theo hệ thống đường ống chạy theo các hộp kỹ thuật theo phương đứng, và chạy trong trần theo phương ngang phân bố đến các vị trí tiêu thụ

1.7.3. Hệ thống điện.

Sử dụng nguồn điện khu vực do thành phố cung cấp với hiện trạng nguồn điện sẵn có. Ngoài ra còn sử dụng nguồn điện dự phòng để đảm bảo cung cấp điện khi có sự cố.

Nguồn chính: Là nguồn điện 3 pha của Thành Phố

Nguồn dự phòng: Là máy phát điện 3 pha đặt ở phòng kỹ thuật

Đối với công trình bình quân 8kW/người thì cần máy phát điện khoảng 2100kW/ngày để cung cấp điện lúc cần thiết.

1.7.4. Hệ thống cấp thoát nước.

Nước từ hệ thống cấp nước của Thành Phố chảy vào hồ nước ngầm đặt bên ngoài công trình. Tại đây có bố trí trạm bơm để bơm nước lên hồ nước mái.

Thoát nước: Nước thải từ các thiết bị vệ sinh được tập trung lại và chảy qua ống thoát nước vào trạm xử lý nước thải. Nước thải sau khi được xử lý sẽ chảy vào hệ thống cống thoát nước của Thành Phố. Nước mưa qua hệ thống ống dẫn sẽ chảy trực tiếp vào hệ thống cống thoát nước của Thành Phố Trung bình một người dùng 100 L/ngày nên cần thiết kế bể nước cho công trình chứa gần 2650 L/ngày để sử dụng khi cần thiết

1.7.5. Hệ thống phòng cháy, chữa cháy.

Hệ thống báo cháy: Vì là nơi tập trung đông người và là nhà cao tầng nên việc phòng cháy chữa cháy rất quan trọng.

Hệ thống chữa cháy: Công trình được trang bị hệ thống phòng cháy chữa cháy trên mỗi tầng và trong mỗi căn hộ, siêu thị cũng như các phòng chức năng khác có lắp đặt thiết bị báo cháy và chữa cháy tự động trước khi có sự can thiệp của lực lượng chữa cháy.

Công trình có hệ thống chữa cháy cấp thời được thiết lập với hai nguồn nước: Bể nước trên mái với hai máy bơm nước chữa cháy động cơ xăng 15HP, các họng cứu hỏa đặt tại vị trí hành lang cầu thang, ngoài ra còn có hệ thống chữa cháy cục bộ sử dụng bình khí CO₂.

1.7.6. Xử lý rác thải.

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.

1.7.7. 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 Ceramic. Tường được quét sơn chống thấm.

Các khu phòng vệ sinh, nền lát gạch chống trượt.

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.

1.8. KẾT LUẬN.

Qua đánh giá về mặt thẩm mỹ kiến trúc, khả thi về mặt kết cấu và sự phù hợp của các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật công trình, cũng như ý nghĩa về mặt kinh tế xã hội mà công trình đem lại cho thấy việc xây dựng công trình “ TÒA NHÀ CHUNG CƯ ” là rất hợp lý và hoàn toàn cần thiết trong xu thế hiện nay. Nó góp phần giải quyết nhu cầu sinh hoạt và ăn ở cho người dân ở khu vực thành phố Đà Nẵng và các khu vực lân cận. Đồng thời nó cũng tạo được một phần nào điểm nhấn cho kiến trúc, tăng thêm vẻ đẹp của đô thị. Góp phần thúc đẩy phát triển kinh tế xã hội ở khu vực.

CHƯƠNG 2. TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.

2.1. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU.

2.1.1. Hệ kết cấu chịu lực cơ bản.

Thông thường, phần móng nhà cao tầng phải chịu lực nén lớn. Vì thế các giải pháp đề xuất cho phần móng bao gồm:

- + Móng nông: Móng băng một phương, móng băng hai phương, móng bè,...
- + Móng sâu: Móng cọc khoan nhồi, móng cọc bê tông cốt thép đúc sẵn, móng cọc ly tâm ứng suất trước.

Các phương án móng cần được cân nhắc lựa chọn tùy thuộc vào tải trọng công trình, điều kiện thi công, chất lượng của từng phương án và điều kiện thủy văn của từng khu vực.

Do đó, với đồ án này sinh viên chọn phương án móng cọc khoan nhồi.

2.1.2. Hệ kết cấu chịu lực hỗn hợp.

Dựa vào đề nghị giải pháp kết cấu lựa chọn hệ khung giằng làm kết cấu chịu lực cho công trình:

Thuận tiện cho việc áp dụng linh hoạt các công nghệ xây khác nhau.

Trong hệ thống kết cấu này, hệ thống vách chủ yếu chịu tải trọng ngang còn hệ thống khung chịu tải trọng thẳng đứng.

Hệ khung giằng có thể sử dụng hiệu quả với các kết cấu có chiều cao dưới 40m.

Dưới tác dụng của tải trọng ngang (tải trọng đặc trưng cho nhà cao tầng) vách chịu cắt là chủ yếu tức là chuyển vị tương đối của các tầng trên là nhỏ, của các tầng dưới lớn hơn.

2.1.3. Hệ kết cấu sàn

Việc lựa chọn giải pháp kết cấu sàn hợp lý là rất quan trọng quyết định tính kinh tế cho công trình. Theo thống kê thì khối lượng bê tông sàn chiếm đến (30-40)% khối lượng bê tông công trình và trọng lượng bản thân bê tông dầm sàn là tải trọng tĩnh chính.

Sàn sườn BTCT toàn khối là loại sàn có dầm, bản sàn tựa trực tiếp lên hệ dầm, thông qua đó truyền lực lên các cột.

Cấu tạo hệ kết cấu sàn bao gồm hệ dầm chính phụ và bản sàn.

2.1.4. Kết luận.

Trong đồ án này, em lựa chọn giải pháp kết cấu chính là hệ chịu lực khung giằng.

2.2. LỰA CHỌN VẬT LIỆU.

2.2.1. Bê tông.

Bảng 2.1. Thông số về bê tông

Cấp độ bền	Thông số vật liệu	Kết cấu sử dụng
B25	$R_b = 14.5 \text{ MPa}$ $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$ $E_b = 30 \times 10^3 \text{ MPa}$ $\gamma = 2.5 \text{ T/m}^3$	Tất cả cấu kiện

Trong đó:

R_b : cường độ chịu nén tính toán dọc trục của bê tông.

R_{bt} : Cường độ chịu kéo tính toán dọc trục của bê tông.

E_b : Modun đàn hồi ban đầu của bê tông khi nén và kéo.

γ : Trọng lượng riêng của bê tông.

2.2.2. Cốt thép.

Bảng 2.2. Thông số về cốt thép.

Loại thép	Thông số vật liệu	Kết cấu sử dụng
CB240-T ($d < 10$)	$R_s = R_{sc} = 210 \text{ MPa}$ $R_{sw} = 170 \text{ MPa}$ $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$	Cốt thép có $\varnothing < 10 \text{ mm}$
CB400-V ($d \geq 10$)	$R_s = R_{sc} = 350 \text{ MPa}$ $R_{sw} = 280 \text{ MPa}$ $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$	Cốt thép dọc kết cấu các loại có $\varnothing \geq 10 \text{ mm}$

Trong đó:

R_s : Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép (TTGH I).

R_{sc} : Cường độ chịu nén tính toán của cốt thép.

R_{sw} : Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép ngang

$R_{s,ser}$: Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép (TTGH II)

E_s : Mô đun đàn hồi của cốt thép.

2.3. TIÊU CHUẨN DÙNG TRONG TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU.

TCVN 5574 – 2018 : Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.

TCVN 5575 – 2012 : Kết cấu Thép và Tiêu chuẩn thiết kế.

TCVN 2737 – 2023 : Tải trọng tác dụng - Tiêu chuẩn thiết kế.

TCVN 9362 – 2012 : Nền nhà và công trình – Tiêu chuẩn thiết kế.

TCVN 10304 – 2014 : Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế.

TCVN 9395 – 2012 : Cọc khoan nhồi – Thi công và nghiệm thu

2.4. PHƯƠNG ÁN TÍNH TOÁN KẾT CẤU.

2.4.1. Mô hình tính toán.

Móng: được thiết kế dựa trên tài liệu báo cáo khảo sát địa chất do trung tâm nghiên cứu ứng dụng và tư vấn kỹ thuật nền móng công trình thành lập tháng 5 năm 2018

Sử dụng phương án móng cọc khoan nhồi.

Khi thi công móng cần có biện pháp hạ mực nước ngầm và kê chống tránh sạt, lún nhà bên cạnh.

Thân: cột, dầm, sàn bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ.

2.4.2. Các giả thiết tính toán.

Tính toán kết cấu nhà cao tầng là việc xác định trạng thái ứng suất - biến dạng trong từng hệ, từng bộ phận cho đến từng cấu kiện chịu lực dưới tác động của mọi loại tải trọng. Ở đây chúng ta chủ yếu xét đến phản ứng của hệ kết cấu thẳng đứng khung, vách, lõi dưới tác động của các loại tải trọng ngang.

Hầu như trong các loại nhà cao đến 30 tầng đều kết hợp sử dụng cả 3 hệ chịu lực khung - vách - lõi. Việc lựa chọn hệ chịu lực và giả thiết tính toán làm sao vừa phù hợp với thực tế bố trí, cấu tạo các kết cấu chịu lực còn phải thỏa mãn điều kiện về sự cùng làm việc của các hệ kết cấu có hình dạng, kích thước, độ cứng khác nhau. Mỗi giả thiết thường chỉ phù hợp với từng mô hình tính toán, không có giả thiết chung cho mọi sơ đồ tính toán. Giả thiết nào phản ánh được mối quan hệ truyền lực giữa các bộ phận với nhau thông qua giải pháp thiết kế, cấu tạo cụ thể trong công nghệ xây lắp sẽ được xem là phù hợp và cho ta những kết quả đáng tin cậy. Cũng cần phân biệt giữa độ chính xác trong sơ đồ kết cấu với độ chính xác trong mô hình toán học, hai vấn đề này không phải luôn thống nhất.

2.4.3. Tải trọng lên công trình.

2.4.3.1. Tĩnh tải.

Tĩnh tải bao gồm trọng lượng bản thân kết cấu chịu lực và các kết cấu bao che, trang thiết bị đặt trên công trình. Riêng các kết cấu chịu lực chính máy tính tự động xác định nên không đề cập đến.

2.4.3.2. Hoạt tải.

Hoạt tải tính toán được xác định theo tiêu chuẩn Tải trọng và tác động: TCVN 2737-2023. Trong bảng tính tải trọng của phụ lục cũng đã đề cập đến cho các trường hợp khác nhau của hoạt tải.

2.4.3.3. Tải trọng gió.

Tải trọng gió (thành phần tĩnh và thành phần động) được xác định theo tiêu chuẩn Tải trọng và tác động: TCVN 2737-2023. Do chiều cao của toà nhà lớn hơn 40m nên cần phải tính toán thành phần động tải trọng gió.

Thành phần gió tĩnh được tính theo công thức:

$$W_k = W_{3s,10} \cdot k(z_e) \cdot c \cdot G_f$$

Trong đó:

W_k : áp lực gió tính toán (kG/m²)

$W_{3s,10}$: là áp lực gió 3s ứng với chu kỳ lặp 10 năm

$W_{3s,10} = \gamma_T \cdot W_0$ với γ_T là hệ số chuyển đổi áp lực gió từ chu kỳ 10 lặp 20 năm xuống 10 năm, lấy $\gamma_T = 0.852$; W_0 là áp lực gió cơ sở (daN/m²), được lấy theo phân vùng gió trên lãnh thổ Việt Nam theo địa danh hành chính hoặc theo bản đồ phân vùng áp lực gió

$k(z_e)$: Hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình tại độ cao tương ứng z_e

c : Hệ số khí động

G_f : là hệ số hiệu ứng giạt

2.4.3.4. Tải trọng động đất.

Tải trọng động đất tác dụng lên công trình được xác định theo tiêu chuẩn Thiết kế công trình chịu động đất: TCVN 9386:2012.

2.4.3.5. Tổ hợp tải trọng.

Bảng 2.3. Bảng tổ hợp tải trọng theo TCVN 2737:2023

Tải trọng Tổ hợp	Tĩnh tải	Hoạt tải	Gió X	Gió -X	Gió Y	Gió -Y	EX	EY
TH1	1	1						
TH2	1		1					
TH3	1			1				
TH4	1				1			
TH5	1					1		
TH6	1	1	0.9					
TH7	1	1		0.9				
TH8	1	1			0.9			
TH9	1	1				0.9		
TH10	1	0.9	1					
TH11	1	0.9		1				
TH12	1	0.9			1			
TH13	1	0.9				1		
TH14	1	1					1	0.3
TH15	1	1					0.3	1
BAO	= ENVELOP(TH1,TH2,TH3,.....,TH14,TH15)							

2.4.4. Phương pháp tính toán xác định nội lực.

Nội lực và chuyển vị: Sử dụng phần mềm ETABS để xác định nội lực và chuyển vị.

Sử dụng trình ứng dụng Microsoft Excel. Chương trình này có ưu điểm là tính toán đơn giản, thuận tiện khi sử dụng và kiểm tra độ chính xác của kết quả tính.

2.4.5. Lựa chọn công cụ tính toán.

Phần mềm ETABS tính nội lực cấu kiện đơn giản, xác định chuyển vị khung giằng
Các phần mềm Microsoft Office.

2.5. CƠ SỞ LỰA CHỌN SƠ BỘ TIẾT DIỆN.

2.5.1. Chọn chiều sơ bộ chiều dày bản sàn.

Lựa chọn chiều dày bản sàn theo công thức sau:

$$h_b = \frac{D}{m}l \tag{2.1}$$

Trong đó:

+ *l*: chiều dài cạnh ngắn ô sàn.

+ m: hệ số phụ thuộc vào sự làm việc của ô sàn.

Với bản loại dầm: $m = 30 \div 35$,

Với bản kê 4 cạnh: $m = 40 \div 45$,

Với bản console: $m = 10 \div 18$.

+ $D = 0,8 \div 1,4$ phụ thuộc tải trọng, tải trọng lớn thì lấy D lớn.

Khi $l_2/l_1 \leq 2$: Bản kê 4 cạnh, khi $l_2/l_1 > 2$: Bản loại dầm.

Điều kiện cấu tạo: $h_b \geq h_{\min} = 6$ cm đối với sàn nhà dân dụng.

Và thuận tiện cho thi công thì h_b nên chọn là bội số của 10mm.

Chọn $h_b = 120$ (mm) cho các ô sàn lớn.

Chọn $h_b = 100$ (mm) cho các ô sàn lô gia.

2.5.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm

Căn cứ vào điều kiện kiến trúc, bước cột và công năng sử dụng của công trình mà chọn giải pháp dầm cho phù hợp. Dựa vào các công thức giả thiết tính toán sơ bộ xác định kích thước dầm như sau:

2.5.2.1. Dầm chính.

$$h_{dc} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right)L_n (mm) \quad (2.2)$$

2.5.2.2. Dầm phụ.

$$h_{dp} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}\right)L_n (mm) \quad (2.3)$$

L_n : Nhịp dầm.

Bề rộng tiết diện dầm b chọn:

$$b = (0,25 \div 0,5)h \quad (2.4)$$

Công trình có nhịp lớn nhất là 8,5 (m).

Với dầm chính ta chọn $b_{dc} = 300$ (mm), $h_{dc} = 600$ (mm).

Với nhịp dầm phụ, dầm đỡ tường thang máy ta chọn $b_{dp} = 250$ (mm), $h_{dp} = 500$ (mm).

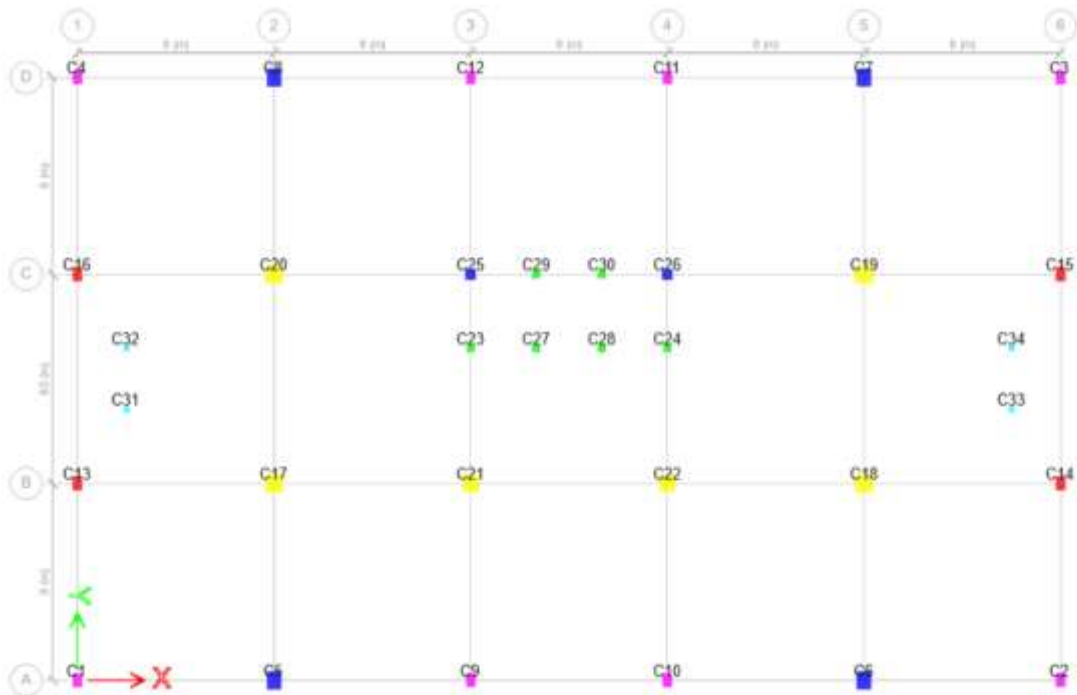
Một số dầm nhỏ tại cầu thang và thang máy ta chọn $b_{dp} = 200$ (mm), $h_{dp} = 300$ (mm)

Bảng 2.4. Sơ bộ tiết diện dầm.

Tên dầm	Nhịp dầm (mm)	Loại dầm	h_{\min}	h_{\max}	Chọn h (mm)	Kết quả tính $b=h \cdot (0,25)$ (mm)	Kết quả tính $b=h \cdot (0,5)$ (mm)	Chọn b(mm)	Tiết diện chọn b x h (mm)
1	8500	Dầm chính	708.33	1062.50	600	150.00	300.00	300	300 x 600
2	8000	Dầm chính	666.67	1000.00	600	150.00	300.00	300	300 x 600
3	3000	Dầm chính	250.00	375.00	300	75.00	150.00	200	200 x 300
4	8000	Dầm phụ	400.00	666.67	500	125.00	250.00	250	250 x 500
5	3000	Dầm phụ	150.00	250.00	300	75.00	150.00	200	200 x 300

2.5.3. Chọn sơ bộ tiết diện cột.

Công trình có mặt bằng tương đối đối xứng, do đó chỉ xác định tiết diện sơ bộ dựa trên cột có diện truyền tải sàn là lớn nhất của hai cột là cột giữa và cột biên.



Diện tích tiết diện cột sơ bộ chọn theo công thức (Theo sách “Tính toán tiết diện cột BTCT” – GS. Nguyễn Đình Cống):

$$A_c = \frac{kN}{R_b} \quad (2.5)$$

Trong đó:

N: lực nén, được tính toán gần đúng như sau:

$$N = m_s \times q \times F_s$$

$q = 1 \div 1,4$ (T/m²) tải trọng tương đương trên mỗi mét vuông mặt sàn trong đó bao gồm tải trọng thường xuyên và tạm thời trên bản sàn, trọng lượng dầm, tường, cột quy ra phân bố đều trên sàn. Ta chọn $q = 11$ kN/m².

F_s : diện tích mặt sàn truyền tải trọng lên cột đang xét (m²)

m_s : số sàn phía trên tiết diện đang xét (kể cả mái)

$k = 1.2 \div 1.5$: hệ số xét đến ảnh hưởng của mô men uốn, hàm lượng cốt thép, độ mảnh cột.

Cột giữa nhà chọn $k = 1.1$; cột biên chọn $k = 1.3$; cột góc chọn $k = 1.5$

R_b : cường độ chịu nén tính toán của bê tông: $R_b = 14,5$ (MPa) = 1450 (T/m²)

Việc tính toán được thực hiện như trên lần được ta được tiết diện cột sơ bộ như sau:

Bảng 2.5. Sơ bộ tiết diện cột góc.

Cột	Cột tầng	Vị trí	Diện tích truyền tải			m_s	q (KN/m ²)	N (kN)	k	A_{sb}	Tiết diện		
			L1(m)	L2(m)	F_s (m ²)						b	h	$A_{chọn}$
C1,C2, C3,C4	1-3	G	4	4	16	10	12	1920	1.5	198621	400	600	240000
	4-6	G	4	4	16	7	12	1344	1.5	139034	350	500	175000
	7-10	G	4	4	16	4	12	768	1.5	79448	300	400	120000

Bảng 2.6. Sơ bộ tiết diện cột biên.

Cột	Cột tầng	Vị trí	Diện tích truyền tải	m_s	q (KN/m ²)	N (kN)	k	A_{sb}	Tiết diện		
			F_s (m ²)						b	h	$A_{chọn}$
C5,C6,C 7,C8	1-3	B	44.15	10	12	5298	1.3	474993	600	800	480000
	4-6	B	44.15	7	12	3709	1.3	332495	500	700	350000
	7-10	B	44.15	4	12	2119	1.3	189997	400	600	240000
C9,C10, C11,C12	1-3	B	16	10	12	1920	1.3	172138	400	600	240000
	4-6	B	16	7	12	1344	1.3	120497	350	500	175000
	7-10	B	16	4	12	768	1.3	68855	300	400	120000
C13,C14, C15,C16	1-3	B	22	10	12	2640	1.3	236690	400	650	260000
	4-6	B	22	7	12	1848	1.3	165683	350	550	192500
	7-10	B	22	4	12	1056	1.3	94676	300	450	135000

Bảng 2.7. Sơ bộ tiết diện cột giữa.

Cột	Cột tầng	Vị trí	Diện tích truyền tải	m_s	q (KN/m ²)	N (kN)	k	A_{sb}	Tiết diện		
			F_s (m ²)						b	h	$A_{chọn}$
C17,C18, C19,C20	1-3	T	57.8125	10	12	6938	1.1	526293	750	750	562500
	4-6	T	57.8125	7	12	4856	1.1	368405	700	700	490000
	7-10	T	57.8125	4	12	2775	1.1	210517	650	650	422500
C21,C22	1-3	T	47	10	12	5640	1.1	427862	700	700	490000
	4-6	T	47	7	12	3948	1.1	299503	650	650	422500
	7-10	T	47	4	12	2256	1.1	171145	500	500	250000
C23,C24	1-3	T	9.25	10	12	1110	1.1	84207	300	300	90000
	4-6	T	9.25	7	12	777	1.1	58945	300	300	90000
	7-10	T	9.25	4	12	444	1.1	33683	300	300	90000
C25,C26	1-3	T	26	10	12	3120	1.1	236690	500	500	250000
	4-6	T	26	7	12	2184	1.1	165683	400	400	160000
	7-10	T	26	4	12	1248	1.1	94676	300	300	90000
C27,C28	1-3	T	5.5	10	12	660	1.1	50069	300	300	90000
	4-6	T	5.5	7	12	462	1.1	35048	300	300	90000
	7-10	T	5.5	4	12	264	1.1	20028	300	300	90000
C29,C30	1-3	T	10	10	12	1200	1.1	91034	300	300	90000
	4-6	T	10	7	12	840	1.1	63724	300	300	90000
	7-10	T	10	4	12	480	1.1	36414	300	300	90000
C31,C32, C33,34	1-3	T	6	10	12	720	1.1	54621	200	200	40000
	4-6	T	6	7	12	504	1.1	38234	200	200	40000
	7-10	T	6	4	12	288	1.1	21848	200	200	40000

Sau khi chạy mô hình Etabs và tiến hành bóp tiết diện cột khung trục 2 của công trình ta có được tiết diện như sau :

Bảng 2.8. Tổng hợp tiết diện cột khung trục 2.

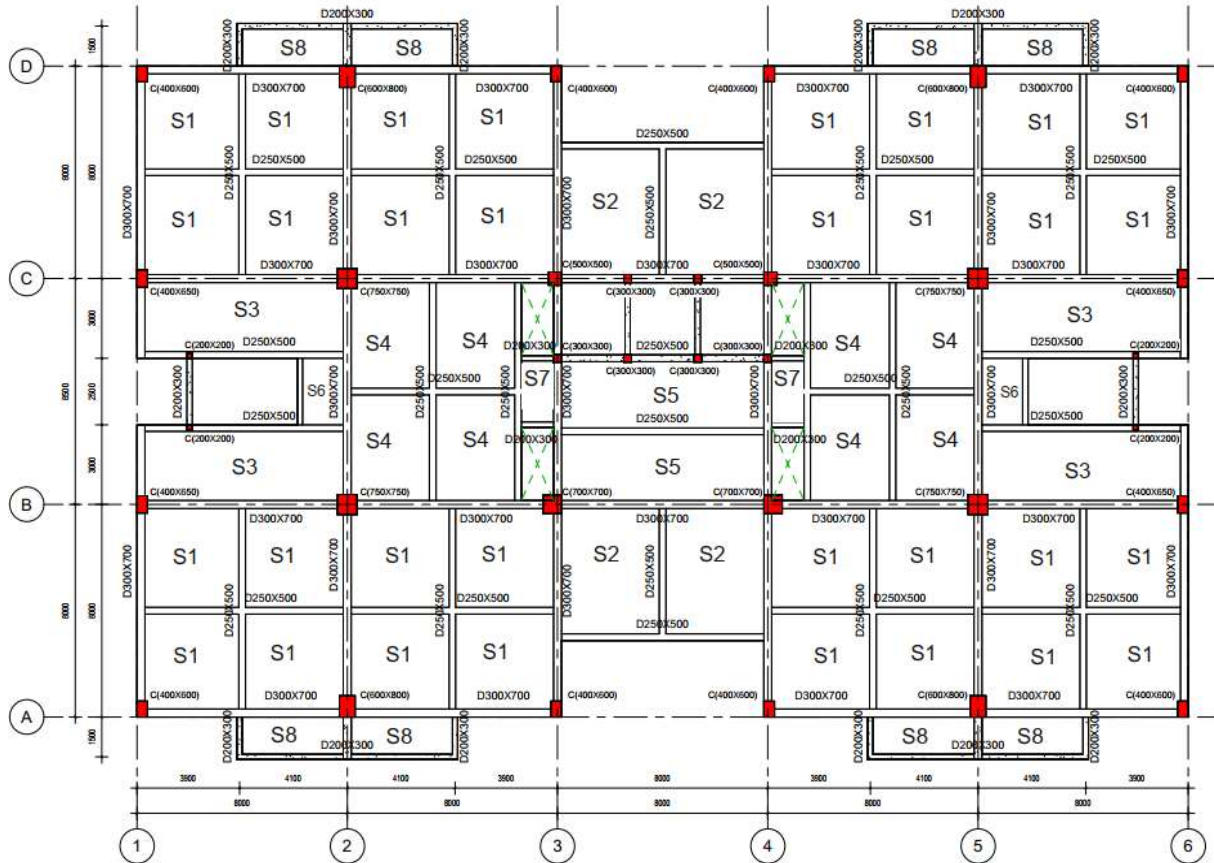
CỘT \ TẦNG	TẦNG		
	1-3	4-6	7-10
C5,C6,C7,C8	600x800	500x700	400x600
C17,C18,C19,C20	700x700	600x600	500x500

Sau khi chạy mô hình Etabs và tiến hành thay đổi tiết diện dầm chính khung trục 2 của công trình ta có được tiết diện như sau: Dầm chính D(300x600) thay thành D(300x700).

CHƯƠNG 3. THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

3.1. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN.

3.2. SƠ ĐỒ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH.



Hình 3.1. Sơ đồ sàn tầng điển hình.

3.3. CHỌN CHIỀU DÀY BẢN SÀN.

3.3.1. Quan niệm tính toán.

Nếu sàn liên kết với dầm giữa thì xem là ngàm, nếu dưới sàn không có dầm thì xem là tự do. Nếu sàn liên kết với dầm biên thì xem là khớp, nhưng thiên về an toàn ta lấy cốt thép ở biên ngàm để bố trí cho cả biên khớp. Khi dầm biên lớn ta có thể xem là ngàm.

- Khi $\frac{l_2}{l_1} \geq 2$ - Bản chủ yếu làm việc theo phương cạnh bé: Bản loại dầm.

- Khi $\frac{l_2}{l_1} < 2$ - Bản làm việc theo cả hai phương: Bản kê bốn cạnh.

Trong đó: l_1 - kích thước theo phương cạnh ngắn.

l_2 - kích thước theo phương cạnh dài.

3.3.2. Chọn chiều dày bản sàn.

Chiều dày của bản được chọn theo công thức (2.1): $h_b = \frac{D}{m}l$

Trong đó: l_1 : kích thước theo phương cạnh ngắn.

l_2 : kích thước theo phương cạnh dài.

Bản loại dầm: $m = 30 \div 35$, bản kê 4 cạnh: $m = 40 \div 45$

Bản console: $m = 10 \div 18$.

$D = 0,8 \div 1,4$ phụ thuộc tải trọng, tải trọng lớn thì lấy D lớn.

$l = l_1$: kích thước cạnh ngắn (cạnh theo phương chịu lực); l_2 : kích thước cạnh dài.

Điều kiện cấu tạo: $h_b \geq h_{min} = 6 \text{ cm}$ đối với sàn nhà dân dụng.

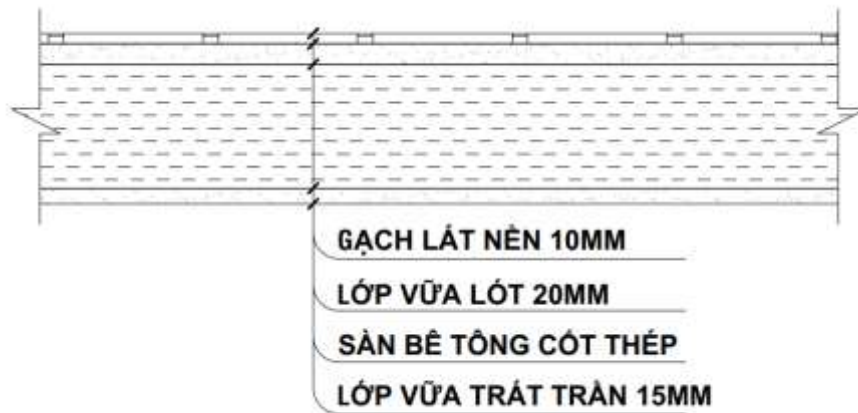
Và thuận tiện cho thi công thì h_b nên chọn là bội số của 10mm.

Bảng 3.1. Tổng hợp sơ bộ chiều dày ô sàn

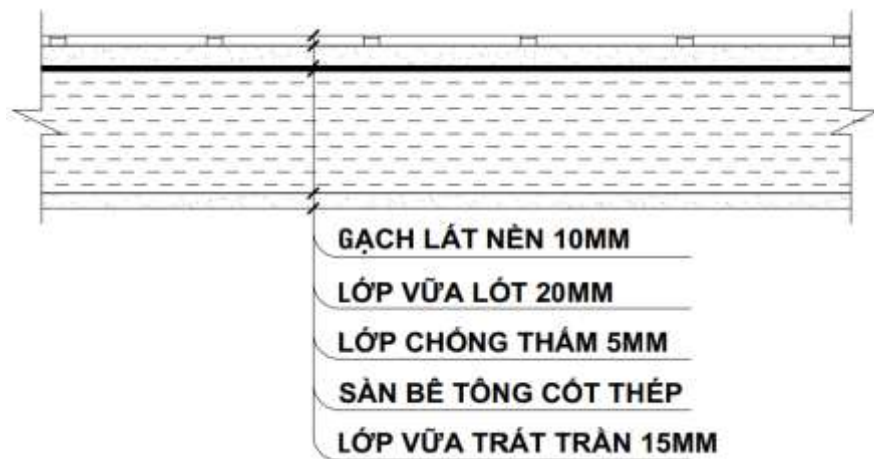
Tên ô sàn	Kích thước (m)		Tỉ số	Loại bản	D	m1	m2	Chiều dày sơ bộ (m)	Chiều dày sơ bộ (m)	Chọn h_b (m)
	l_2	l_1	l_2 / l_1					$h_{b1} = \frac{D}{m} \times l_1$	$h_{b2} = \frac{D}{m} \times l_1$	
S1	4.00	4.00	1.000	Bản kê	1.0	40	45	0.100	0.089	0.120
S2	5.00	4.00	1.250	Bản kê	1.0	40	45	0.100	0.089	0.120
S3	8.00	3.00	2.667	Bản dầm	1.0	30	35	0.100	0.086	0.120
S4	4.25	3.25	1.308	Bản kê	1.0	40	45	0.081	0.072	0.120
S5	8.00	2.75	2.909	Bản dầm	1.0	30	35	0.092	0.079	0.120
S6	2.50	1.80	1.389	Bản kê	1.0	40	45	0.045	0.040	0.120
S7	2.50	1.50	1.667	Bản kê	1.0	40	45	0.038	0.033	0.120
S8	4.10	1.50	2.733	Bản dầm	1.0	30	35	0.050	0.043	0.100

3.4. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN Ô SÀN.

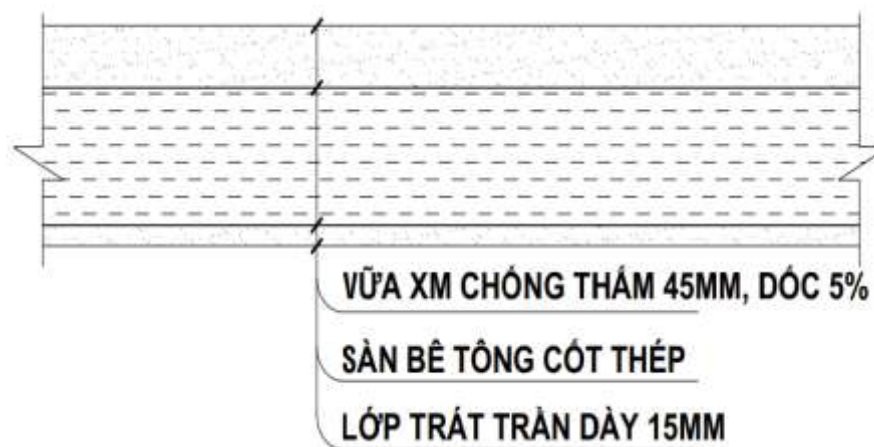
3.4.1. Cấu tạo các lớp mặt sàn.



Hình 3.2. Các lớp cấu tạo sàn nhà.



Hình 3.3. Các lớp cấu tạo sàn nhà vệ sinh, lô gia.



Hình 3.4. Các lớp cấu tạo sàn mái.

3.4.2. Tĩnh tải.

3.4.2.1. Trọng lượng bản thân vật liệu.

Bảng 3.2. Trọng lượng bản thân vật liệu.

Số TT	Loại vật tư	Trọng lượng riêng (kG/m ³)
1	Bê tông cốt thép	2500
2	Vữa xi măng	1800
3	Tường xây gạch rỗng	1500
4	Tường xây gạch đặc	1800
5	Bê tông không cốt thép	2200
6	Thép	7850

3.4.2.2. Tĩnh tải bản thân hoàn thiện sàn.

➤ *Sàn các tầng lầu.*

Bảng 3.3. Tĩnh tải hoàn thiện sàn phòng ngủ, bếp, khách.

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày (mm)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Trị tiêu chuẩn (kN/m ²)	Hệ số độ tin cậy về tải trọng	Trị tính toán (kN/m ²)
1	Gạch Ceramic	10	20	0.2	1.1	0.22
2	Vữa XM lót	20	18	0.36	1.3	0.468
3	Bản BTCT	0	25	0	1.1	0
4	Vữa trát	15	18	0.27	1.3	0.351
5	Trần + thiết bị			0.5	1.1	0.55
Tổng cộng				0.83		1.589

Bảng 3.4. Tĩnh tải hoàn thiện sàn phòng vệ sinh, lô gia.

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày (mm)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Trị tiêu chuẩn (kN/m ²)	Hệ số độ tin cậy về tải trọng	Trị tính toán (kN/m ²)
1	Gạch Ceramic	10	20	0.2	1.1	0.22
2	Vữa XM lót	20	18	0.36	1.3	0.468
3	Lớp chống thấm	5	10	0.05	1.3	0.065
4	Bản BTCT	0	25	0	1.1	0
5	Vữa trát	15	18	0.27	1.3	0.351
6	Trần + MEP			0.5	1.1	0.55

Tổng cộng	1.38	1.654
-----------	------	-------

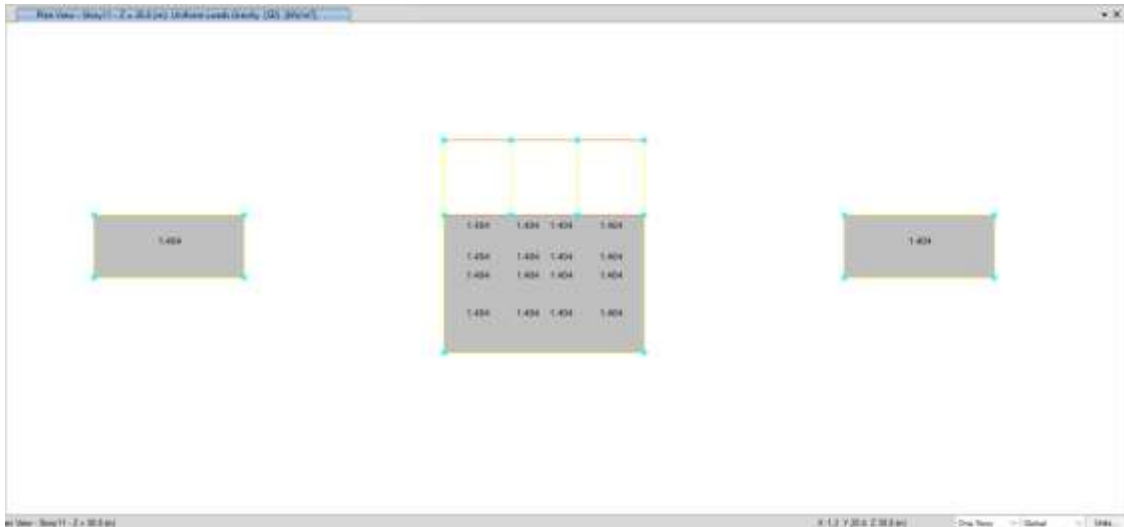


Hình 3.5. Gán tải trọng hoàn thiện sàn tầng điển hình trong phần mềm Etabs.

➤ *Sàn mái*

Bảng 3.5. Tình tải hoàn thiện sàn mái.

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày (mm)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Trị tiêu chuẩn (kN/m ²)	Hệ số độ tin cậy về tải trọng	Trị tính toán (kN/m ²)
1	Vữa XM chống thấm	45	18	0.81	1.3	1.053
2	Bản BTCT	0	25	0	1.1	0
3	Vữa trát	15	18	0.27	1.3	0.351
Tổng cộng				1.08		1.404



Hình 3.6. Gán tải trọng hoàn thiện sàn tầng mái trong phần mềm Etabs.

3.4.2.3. Tải trọng tường.

➤ Tải trọng tường tác dụng lên sàn.

Công thức quy đổi tải trọng tường trên ô sàn về tải trọng phân bố trên ô sàn:

$$g_{bt} = \frac{\sum G}{S} \text{ (kN / m}^2\text{)} \quad (3.1)$$

Trong đó:

$$\sum G = g_t \cdot S_t + g_c \cdot S_c$$

S: Diện tích đang xét.

$$\text{Tải trọng đơn vị tường: } g_t = \sum (\gamma_{ft} \cdot \delta_t \cdot \gamma_t + 2 \cdot \gamma_{fv} \cdot \delta_v \cdot \gamma_v)$$

δ_t : Chiều dày của tường (m).

γ_t : Trọng lượng riêng của tường (kN/m³), Tường gạch ống $\gamma_t = 15 \text{ (kN / m}^3\text{)}$

$\gamma_v = 18 \text{ (kN/m}^3\text{)}$: Trọng lượng riêng của vữa.

Trọng lượng riêng của cửa:

$$g_c = \gamma_{fc} \cdot g_{ck}^{tc}$$

$g_{ck}^{tc} = 0.15 \text{ (Kn/m}^2\text{)}$: Trọng lượng riêng của cửa kính nhôm.

Bảng 3.6. Tải trọng tường tác dụng lên sàn.

Ô sàn	γ_{ft}	δ_t (m)	γ_t (kN/m ³)	γ_{fv}	δ_v	γ_v	g_t	s_t	γ_{fc}	g_{ck}^{tc}	g_c	s_c	g_{bt}	$\sum g_{bt}$
					m	(kN/m ³)	(kN/m ²)	m ²		(kN/m ²)	(kN/m ²)	m ²	(kN/m ²)	
S1	1.1	0.10	15	1.3	0.015	18	2.35	48.35	1.2	0.15	0.18	6.60	1.80	2.51
	1.1	0.20	15	1.3	0.015	18	4.00	11.31	1.2	0.15	0.18	2.64	0.71	
S2	1.1	0.10	15	1.3	0.015	18	2.35	11.401	1.2	0.15	0.18	3.08	0.68	3.68
	1.1	0.20	15	1.3	0.015	18	4.00	29.704	1.2	0.15	0.18	5.28	3.00	
S3	1.1	0.10	15	1.3	0.015	18	2.35	26.043	1.2	0.15	0.18	2.64	2.57	4.25
	1.1	0.20	15	1.3	0.015	18	4.00	9.9712	1.2	0.15	0.18	1.54	1.67	
S4	1.1	0.10	15	1.3	0.015	18	2.35	70.559	1.2	0.15	0.18	5.28	3.02	3.02
S5	1.1	0.10	15	1.3	0.015	18	2.35	36.08	1.2	1.15	1.38	0	1.93	1.93



Hình 3.7. Tải trọng tường tác dụng lên ô sàn tầng điển hình.

➤ Tải trọng tường tác dụng lên dầm.

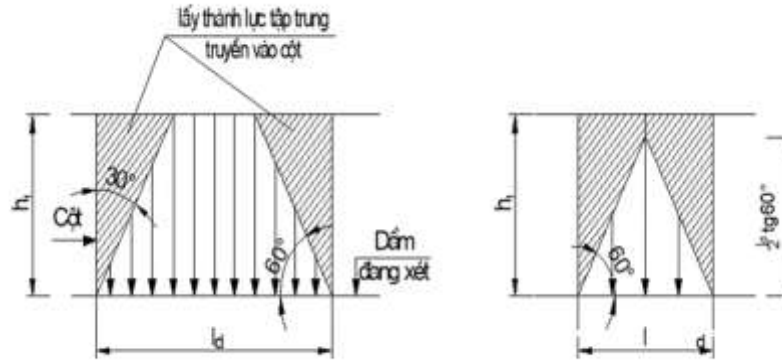
Trọng lượng các lớp vữa trát dầm:

- Đối với dầm biên: $g_v = \gamma_{fv}\gamma_v\delta_v(b_d + (h_d - h_s) + h_d)$

- Đối với dầm giữa: $g_v = \gamma_{fv}\gamma_v\delta_v(b_d + 2(h_d - h_s))$

Tải trọng tường truyền lên dầm và cột:

- Đối với mảng tường đặc: Chỉ có tường trong phạm vi 60° là truyền lực lên dầm phần còn lại tạo thành lực tập trung truyền xuống nút



Sơ đồ truyền tải trọng tường đặc lên dầm và cột

Gọi g_t là trọng lượng $1m^2$ tường (xây gạch và trát):

$$g_t = \gamma_{ft} \cdot \delta_t \cdot \gamma_{ft} + 2 \cdot \gamma_{fv} \cdot \delta_v \cdot \gamma_v \quad (3.2)$$

γ_{ft} : Hệ số độ tin cậy đối của tường

δ_t : Chiều dày của tường (m).

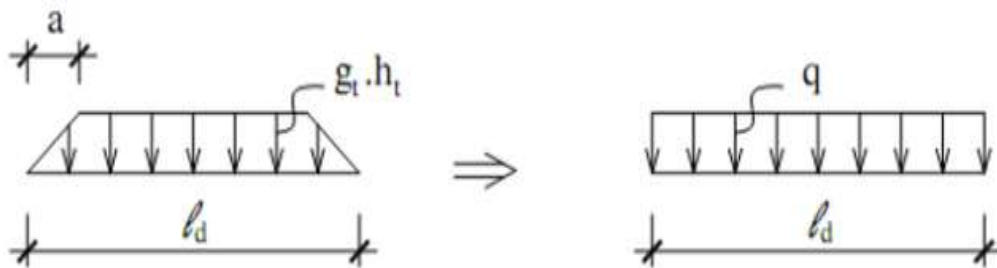
γ_t : Trọng lượng riêng của tường (kN/m^3)

Tường xây bằng gạch ống $\gamma_t = 15(kN/m^3)$

γ_{fv} : Hệ số độ tin cậy đối với vữa

$\delta_v = 0,015$ (m): Chiều dày vữa.

$\gamma_v = 18$ (kN/m^3): Trọng lượng riêng của vữa.



Với: $a = h_t \cdot \text{tg}30^\circ = h_t \cdot \frac{\sqrt{3}}{3}$

$$q = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \cdot g_t \cdot h_t \quad \beta = \frac{a}{l_d}$$



$$q = \frac{5}{8} \cdot g_t \cdot \frac{l_d}{2} \cdot \text{tg}60^\circ$$

- h_t : chiều cao của tường xây.

- l_d : chiều dài của dầm

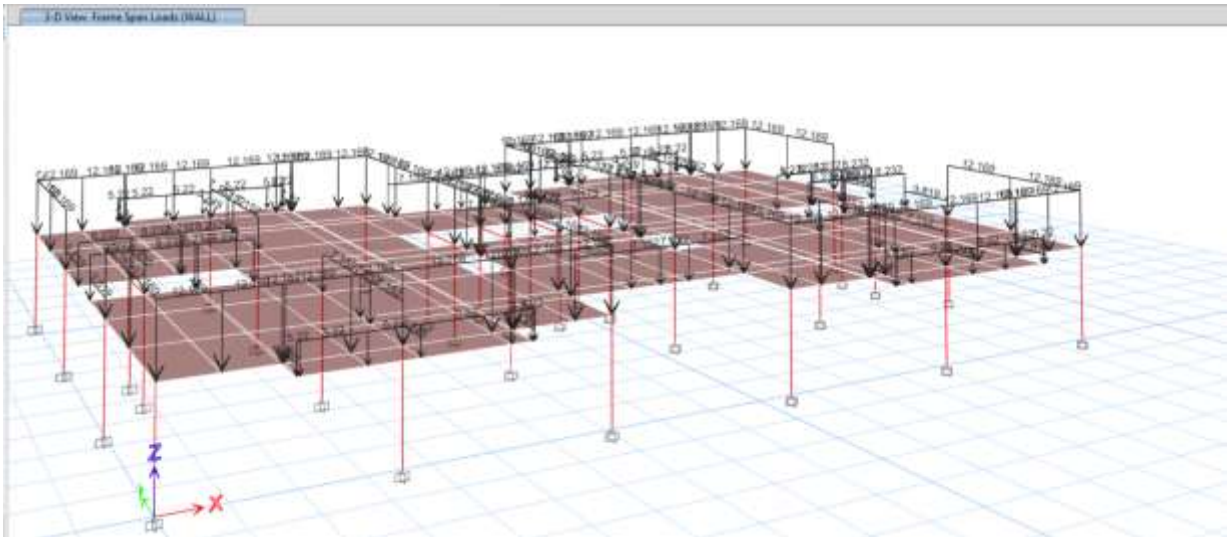
+ Trọng lượng tường tác dụng lên cột tính toán tương tự dầm.

Tải trọng tường lên cột (góc 30°)

$$q_t = 0,5 \cdot a \cdot g_t \cdot h_t \quad (3.3)$$

Bảng 3.7. Tải trọng tường tác dụng trực tiếp lên dầm tầng 2.

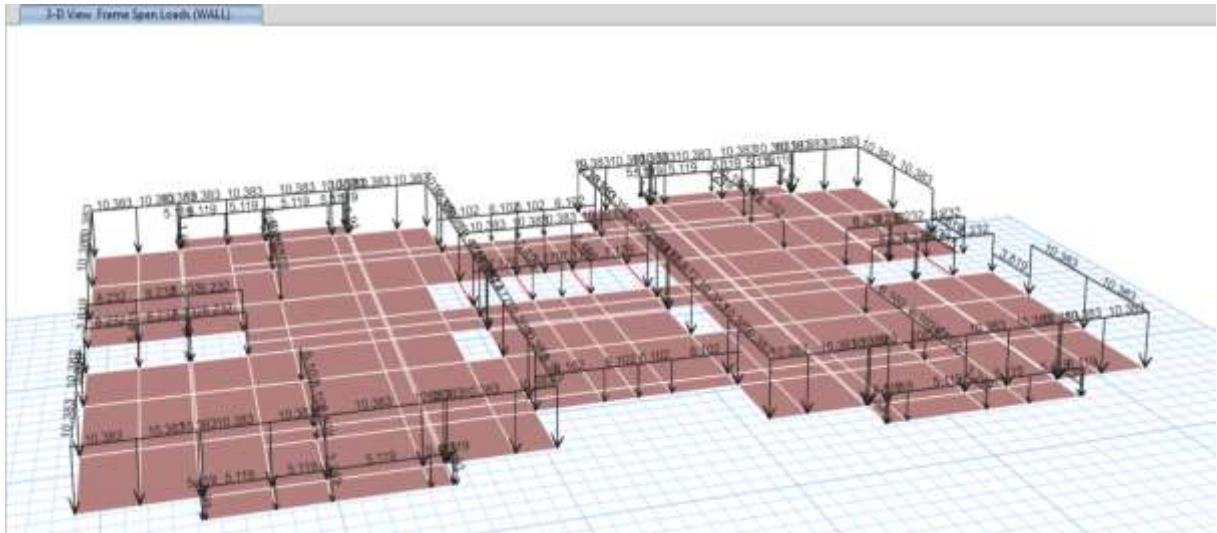
Nhịp dầm (m)	Chiều dày tường (m)	Trọng lượng riêng của tường (KN/m^3) γ_t	Hệ số tin cậy của tường γ_{ft}	Hệ số tin cậy của vữa γ_{fv}	Trọng lượng riêng của vữa (KN/m^3) γ_v	Chiều dày vữa (m)	g_t (kN/m^2)	l_d (mm)	h_t (mm)	Sơ đồ	a (m)	β	q (kN/m)
8.50	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	8500	3400	HT	1.96	0.23	12.3230
8.00	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	8000	3400	HT	1.96	0.25	12.1693
8.00	0.10	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	2.35	8000	3400	HT	1.96	0.25	7.1520
4.10	0.10	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	2.35	4100	3700	TG	2.14	0.52	5.2195
3.00	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	3000	3700	TG	2.14	0.71	6.4984
3.00	0.10	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	2.35	3000	3400	TG	1.96	0.65	3.8192
2.50	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	2500	3700	TG	2.14	0.85	5.4154
1.50	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	1500	3400	TG	1.96	1.31	3.2492
1.50	0.10	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	2.35	1500	3700	TG	2.14	1.42	1.9096



Hình 3.8. Gán tải trọng tường tác dụng lên dầm tầng 2 trong phần mềm Etabs.

Bảng 3.8. Tải trọng tường tác dụng trực tiếp lên dầm tầng điển hình.

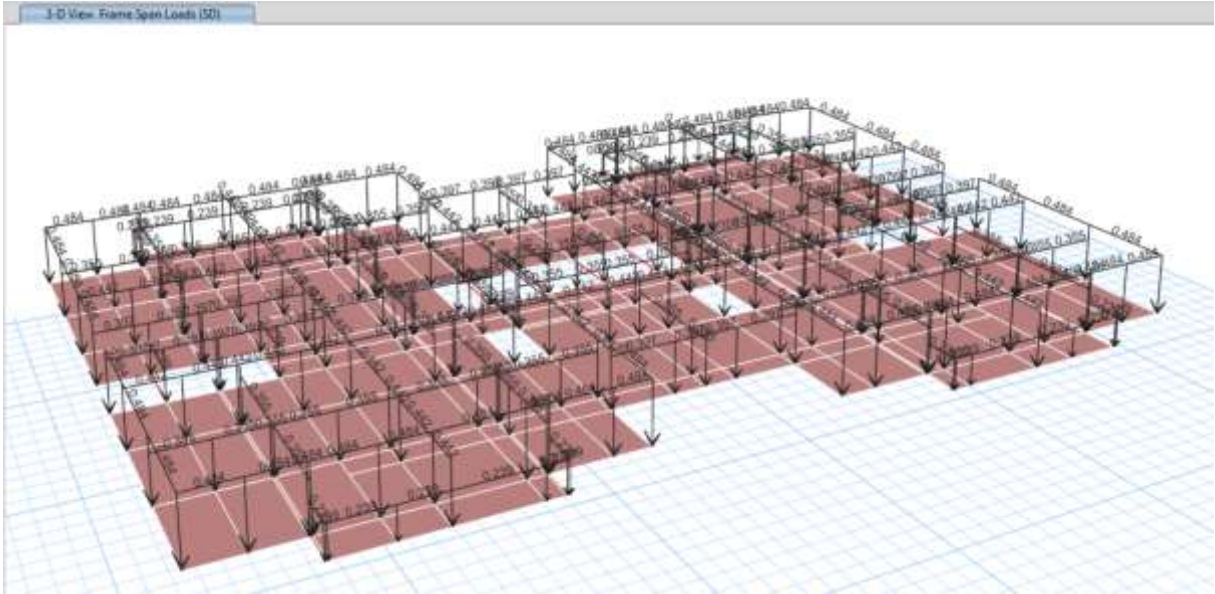
Nhịp dầm (m)	Chiều dày tường (m)	Trọng lượng riêng tường (KN/m^3) γ_t	Hệ số tin cậy của tường γ_{ft}	Hệ số tin cậy của vữa γ_{fv}	Trọng lượng riêng của vữa (KN/m^3) γ_v	Chiều dày vữa (m)	g_t (kN/m^2)	l_d (mm)	h_t (mm)	Sơ đồ	a (m)	β	q (kN/m)
8.50	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	8500	2800	HT	1.62	0.19	10.4721
8.00	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	8000	2800	HT	1.62	0.20	10.3829
8.00	0.10	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	2.35	8000	2800	HT	1.62	0.20	6.1021
4.10	0.10	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	2.35	4100	3100	HT	1.79	0.44	5.1189
3.00	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	3000	3100	TG	1.79	0.60	6.4984
3.00	0.10	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	2.35	3000	2800	TG	1.62	0.54	3.8192
2.50	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	2500	3100	TG	1.79	0.72	5.4154
1.50	0.20	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	4.00	1500	2800	TG	1.62	1.08	3.2492
1.50	0.10	15.00	1.10	1.30	18.00	0.015	2.35	1500	3100	TG	1.79	1.19	1.9096



Hình 3.9. Gán tải trọng tường tác dụng lên tầng điển hình trong phần mềm Etabs.

Bảng 3.9. Trọng lượng lớp vữa dầm.

Dầm	Vị trí	b_d (m)	h_d (m)	Hệ số tin cậy của vữa n_v	Trọng lượng riêng của vữa (KN/m^3) g_v	Chiều dày vữa (m)	g_v (kN/m)
300x600	Biên	0.300	0.600	1.300	18.000	0.015	0.484
	Giữa	0.300	0.600	1.300	18.000	0.015	0.442
250x500	Biên	0.250	0.500	1.300	18.000	0.015	0.397
	Giữa	0.250	0.500	1.300	18.000	0.015	0.355
200x300	Biên	0.200	0.300	1.300	18.000	0.015	0.239

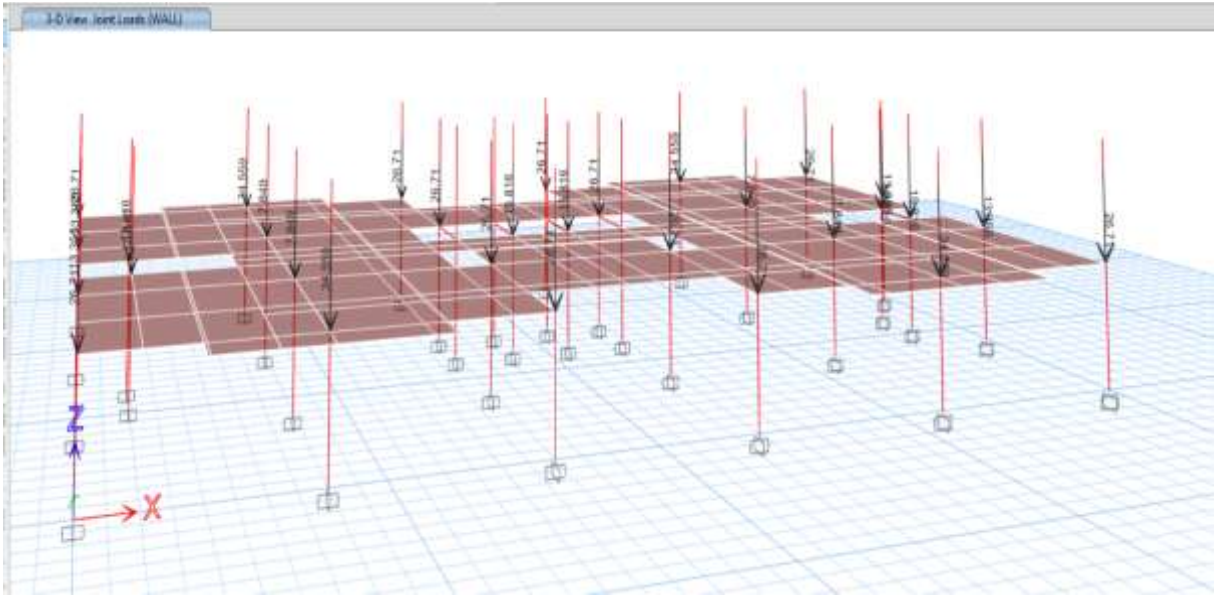


Hình 3.10. Gán tải trọng lớp vữa trát dầm các tầng trong phần mềm Etabs.

➤ Tải trọng tường tác dụng lên cột.

Bảng 3.10. Tải trọng tường tác dụng lên cột tầng 1.

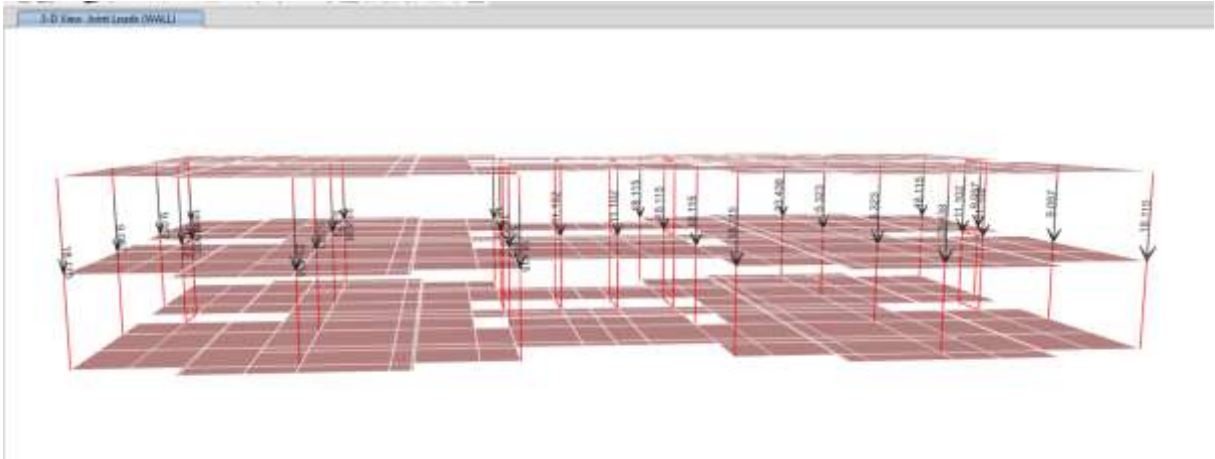
Cột	Chiều dày tường (m)	Trọng lượng riêng tường (KN/m^3) γ_t	Hệ số tin cậy của tường γ_{ft}	Hệ số tin cậy của vữa γ_{fv}	Trọng lượng riêng của vữa (KN/m^3) γ_v	Chiều dày vữa (m)	g_t (kN/m^2)	h_t (m)	a (m)	q_t (kN)	$q_{\text{tổng}}$ (kN)
C1,C2,C3,C4	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	26.710
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	
C5,C6,C7,C8	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	34.559
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	
	0.100	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	2.352	3.4	1.963	7.849	
C9,C10,C11,C12	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	26.710
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	
C13,C14,C15,C16	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	13.355
C17,C18,C19,C20	0.100	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	2.352	3.4	1.963	7.849	7.849
C21,22	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	26.710
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	
C25,C26	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	26.710
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.4	1.963	13.355	
C27,C28	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.7	2.136	15.816	15.816
C31,C32,C33,C34	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.7	2.136	15.816	15.816



Hình 3.11. Gán tải trọng tường tác dụng lên cột tầng 1 trong phần mềm Etabs.

Bảng 3.11. Tải trọng tường tác dụng lên cột tầng điển hình.

Cột	Chiều dày tường (m)	Trọng lượng riêng tường (KN/m^3) γ_t	Hệ số tin cậy của tường γ_{ft}	Hệ số tin cậy của vữa γ_{fv}	Trọng lượng riêng của vữa (KN/m^3) γ_v	Chiều dày vữa (m)	g_t (kN/m^2)	h_t (m)	a (m)	q_t (kN)	q_{tong} (kN)
C1,C2,C3,C4	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	18.115
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	
C5,C6,C7,C8	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	23.438
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	
	0.100	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	2.352	2.8	1.617	5.323	
C9,C10,C11,C12	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	18.115
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	
C13,C14,C15,C16	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	9.057
C17,C18,C19,C20	0.100	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	2.352	2.8	1.617	5.323	5.323
C21,C22	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	18.115
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	
C25,C26	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	18.115
	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	2.8	1.617	9.057	
C27,C28	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.1	1.790	11.102	11.102
C31,C32,C33,C34	0.200	15.000	1.100	1.300	18.000	0.015	4.002	3.1	1.790	11.102	11.102



Hình 3.12. Gán tải trọng tường tác dụng lên cột tầng điển hình trong phần mềm Etabs.

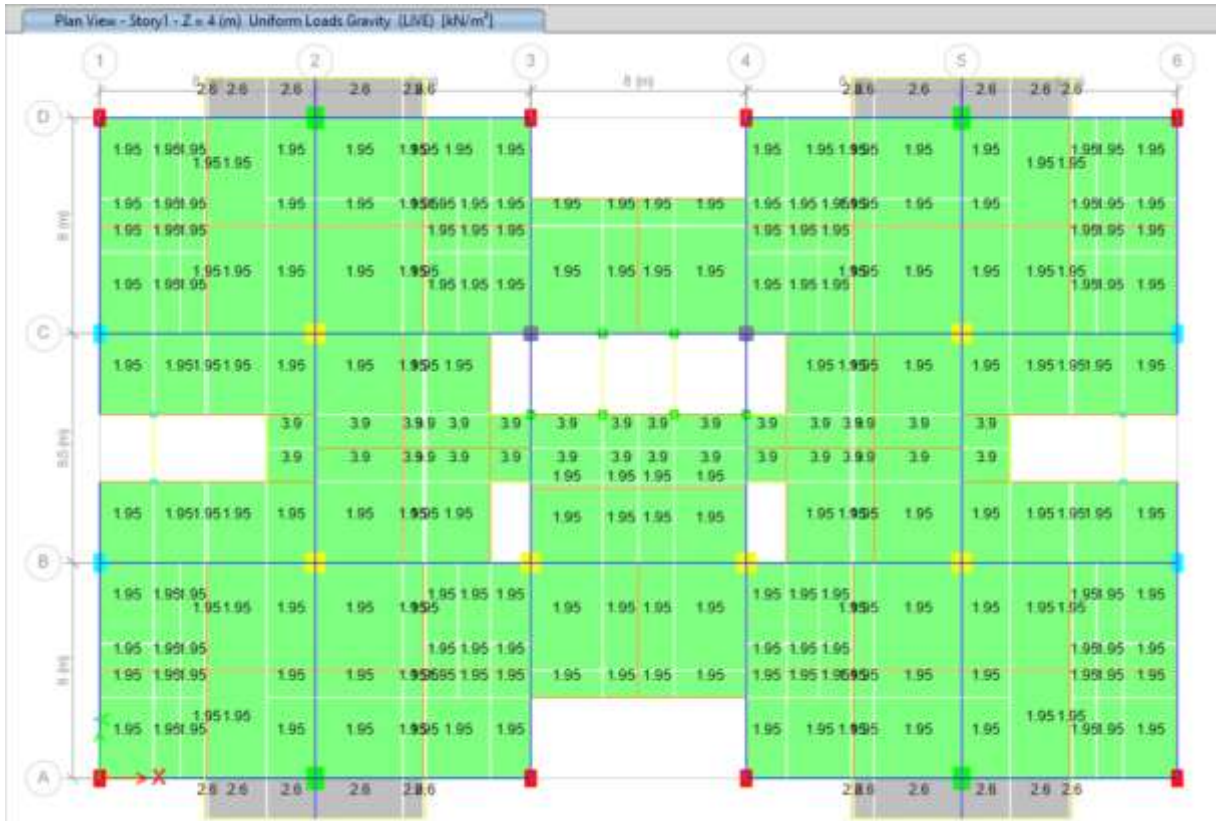
3.4.3. Hoạt tải.

3.4.3.1. Hoạt tải sử dụng.

Dựa vào công năng sử dụng để xác định hoạt tải sử dụng cho công trình dưới dạng tải phân bố đều lên các cấu kiện theo TCVN 2737-2023 : Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế.

Bảng 3.12. Giá trị tiêu chuẩn của sàn các phòng.

Tên ô sàn	Loại phòng	Tải trọng tiêu chuẩn (kN/m²)	Hệ số tin cậy	Tải trọng p tính toán (kN/m²)
1	Phòng ngủ	1.5	1.3	1.95
	WC	1.5	1.3	1.95
	Phòng khách	1.5	1.3	1.95
2	Phòng ngủ	1.5	1.3	1.95
3	bếp	1.5	1.3	1.95
4	Bếp	1.5	1.3	1.95
	Hành lang	3	1.3	3.9
5	Hành lang	3	1.3	3.9
	Phòng ngủ	1.5	1.3	1.95
6	Sảnh cầu thang	3	1.3	3.9
7	Hành lang	3	1.3	3.9
8	Lô gia	2	1.3	2.6
TẦNG 10	Nghỉ ngơi	1.5	1.3	1.95
Mái	không sử dụng	0.3	1.3	0.39



Hình 3.13. Gán giá trị hoạt tải theo công năng từng ô sàn trong phần mềm Etabs.

3.4.3.2. Hoạt tải gió.

Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng gió W_k tại độ cao tương đương z_e được xác định theo công thức:

$$W_k = W_{3s,10} \cdot k(Z_e) \cdot c \cdot G_f \quad (3.4)$$

trong đó:

$W_{3s,10}$ là áp lực gió 3 s ứng với chu kỳ lặp 10 năm: $W_{3s,10} = (\gamma_T, W_0)$ với γ_T là hệ số chuyển đổi áp lực gió từ chu kỳ lặp từ 20 năm xuống 10 năm, lấy bằng 0,852; W_0 là áp lực gió cơ sở, tính bằng daN/m^2 , tương ứng với vận tốc gió cơ sở V_0 .

$k(Z_e)$ là hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình tại độ cao tương đương z_e (xem 10.2.4) và được xác định theo 10.2.5 của TCVN 2737-2023 :

$$k(Z_e) = 2,01 \left(\frac{Z_e}{Z_g} \right)^{2/\alpha} \quad (3.5)$$

z là độ cao so với mặt đất (khi mặt đất xung quanh nhà và công trình không bằng phẳng thì mốc chuẩn để tính độ cao z được xác định theo Phụ lục C);

b là chiều rộng của nhà (không kể khối đế), vuông góc với hướng gió.

h là chiều cao của nhà.

c là hệ số khí động, xác định theo 10.2.6 của TCVN 2737-2023;

G_f là hệ số hiệu ứng giạt là vật liệu cứng (có chu kỳ dao động $T=1s$) có thể lấy bằng 0,85

Áp lực gió cơ sở W_0 được lấy theo phân vùng gió trên lãnh thổ Việt Nam theo địa danh hành chính hoặc theo bản đồ phân vùng áp lực gió nêu trong [1]. Giá trị W_0 nêu trong Bảng 7 được trích dẫn từ 5.2 của [1] TCVN 2737-2023.

Bảng 7 – Giá trị của áp lực gió cơ sở W_0 theo bản đồ phân vùng áp lực gió trên lãnh thổ Việt Nam

Vùng áp lực gió trên bản đồ	I	II	III	IV	V
$W_0, daN/m^2$	65	95	125	155	185

Công trình tọa lạc tại quận Hải Châu, TP Đà Nẵng thuộc vùng áp lực gió III $\Rightarrow W_0 = 125 (daN/m^2)$, dạng **địa hình C**

- Tải trọng gió theo bảng dưới đây:

Bảng 3.13. Bảng tính tải trọng gió theo phương X của công trình.

Hướng gió	Tầng	Chiều cao tầng	Hệ số chuyên đổi γ_t	Áp lực gió cơ sở $W_0 (KN/m^2)$	$W_{3s,10} (KN/m^2)$	Bề rộng đón gió	Cao độ sàn (m) $z(m)$	Độ cao tương đương $z_e(m)$	$k(z_e)$	c	G_f	W_k	W_{kTC}	W_{kTT}
Phương X	MÁI	3.60	0.852	1.25	1.07	24.50	38.80	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	63.15	132.6
	11.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	35.20	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	122.8	257.9
	10.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	31.80	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	119.3	250.5
	9.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	28.40	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	119.3	250.5
	8.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	25.00	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	119.3	250.5
	7.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	21.60	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	104.6	219.7
	6.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	18.20	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	104.6	219.7
	5.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	14.80	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	104.6	219.7
	4.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	11.40	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	104.6	219.7
	3.00	4.00	0.852	1.25	1.07	24.50	8.00	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	113.8	239
	2.00	4.00	0.852	1.25	1.07	24.50	4.00	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	184.6	387.6

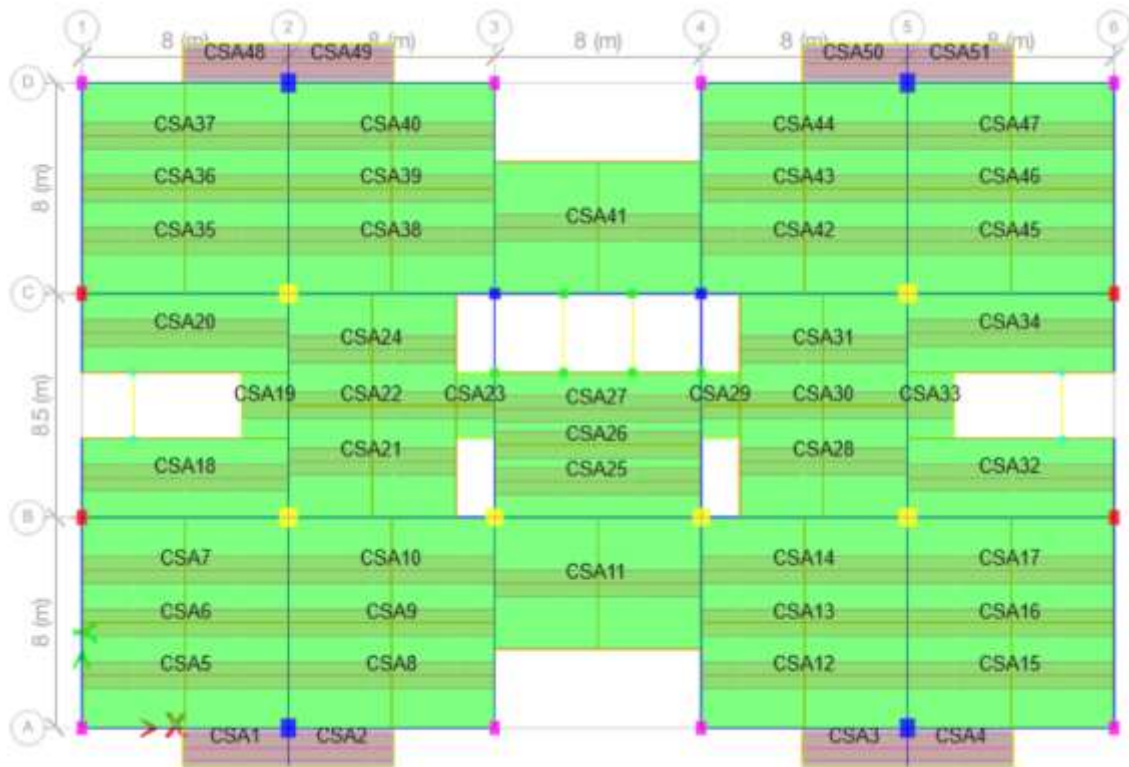
Bảng 3.14. Bảng tính tải trọng gió theo phương Y của công trình.

Hướng gió	Tầng	Chiều cao tầng	Hệ số chuyển đổi γ_t	Áp lực gió cơ sở W_0 (KN/m ²)	$W_{3s,10}$ (KN/m ²)	Bề rộng đón gió	Cao độ sàn (m) z(m)	Độ cao tương đương z_e (m)	$k(Z_e)$	c	G_f	W_k	W_{kTC}	W_{kTT}
Phương Y	MÁI	3.60	0.852	1.25	1.07	40.00	38.80	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	101.88	213.94
	11.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	35.20	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	198.10	416.00
	10.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	31.80	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	9.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	28.40	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	8.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	25.00	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	7.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	21.60	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	6.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	18.20	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	5.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	14.80	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	4.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	11.40	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	3.00	4.00	0.852	1.25	1.07	40.00	8.00	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	209.42	439.78
	2.00	4.00	0.852	1.25	1.07	40.00	4.00	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	339.59	713.15

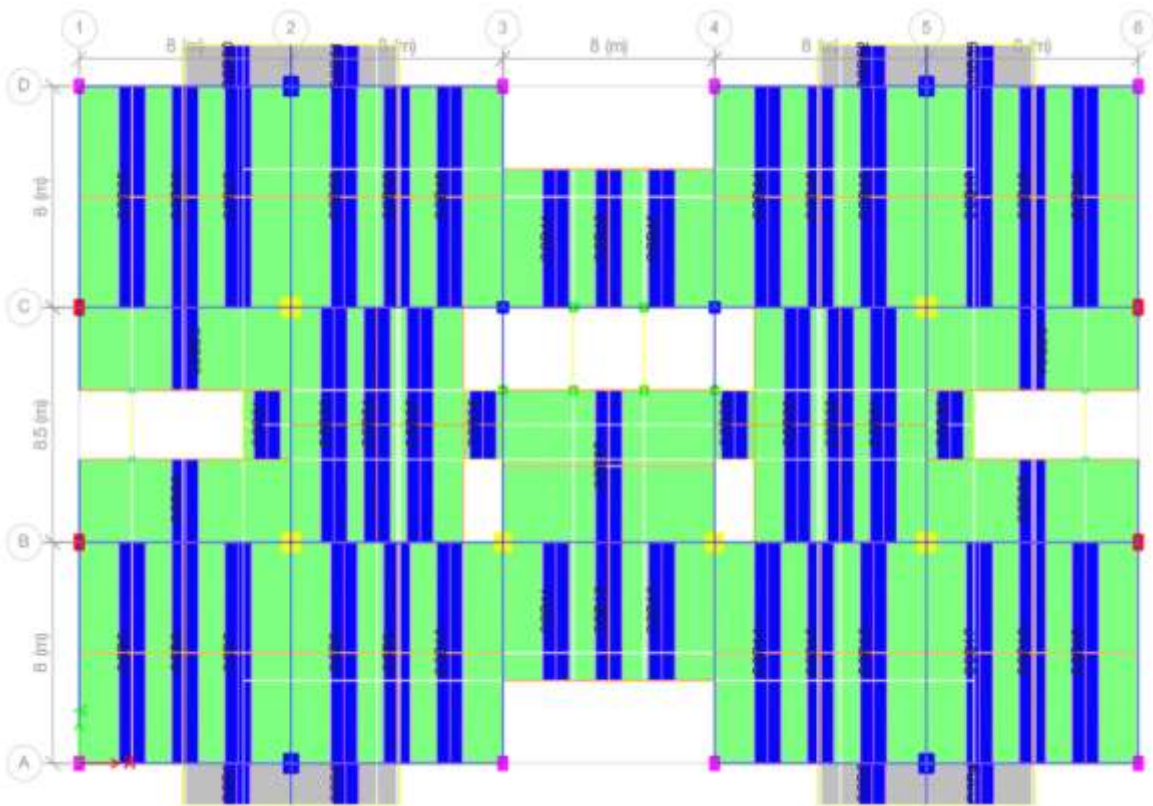
3.5. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC.

Sử dụng mô hình khung không gian đã dựng bằng phần mềm Etabs 2022 để tính nội lực cho ô sàn. Các bước thực hiện:

1. Mô hình hóa công trình bằng phần mềm Etabs với các tiết diện đã sơ bộ.
2. Gán tải trọng tĩnh tải và hoạt tải tác dụng vào ô sàn.
3. Vẽ các dải Strips có bề rộng 1m theo phương X và phương Y.
4. Chạy phân tích mô hình khung không gian để tính nội lực cho sàn trong mô hình,
5. Sử dụng nội lực từ các dải Strips để tính toán cốt thép sàn theo TCVN

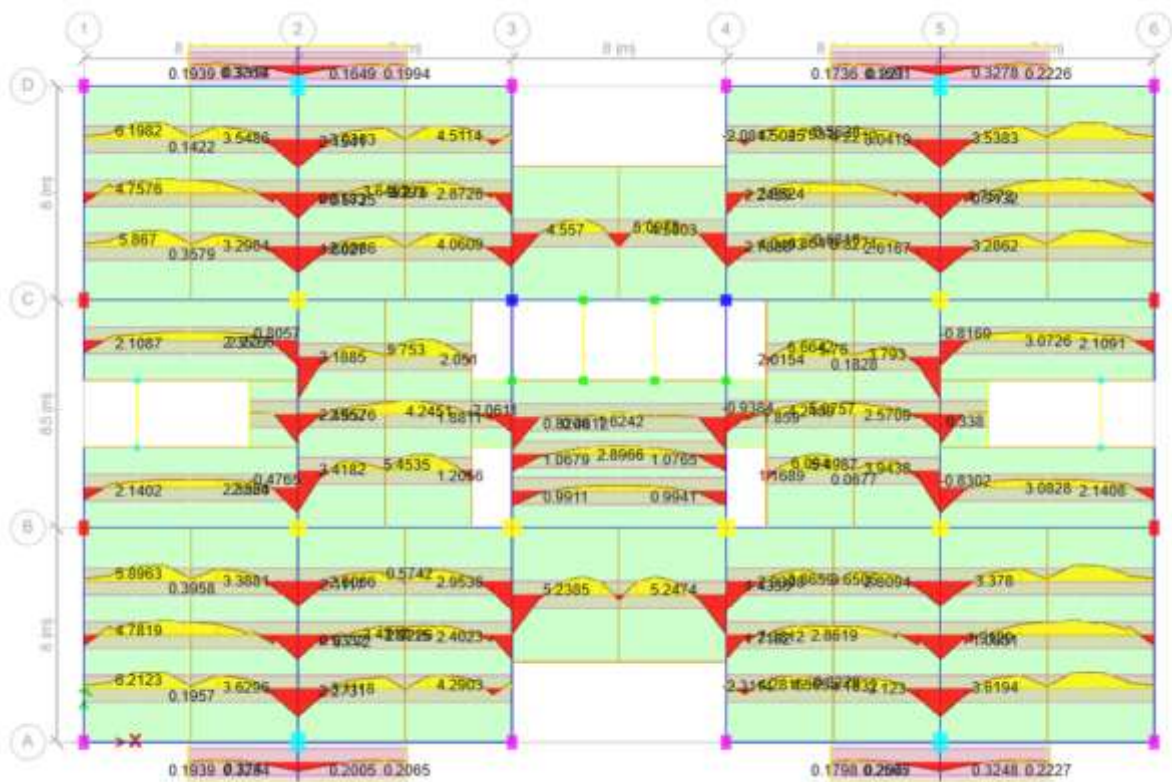


Hình 3.14. Dải Strips bề rộng 1m theo phương X trong Etabs.

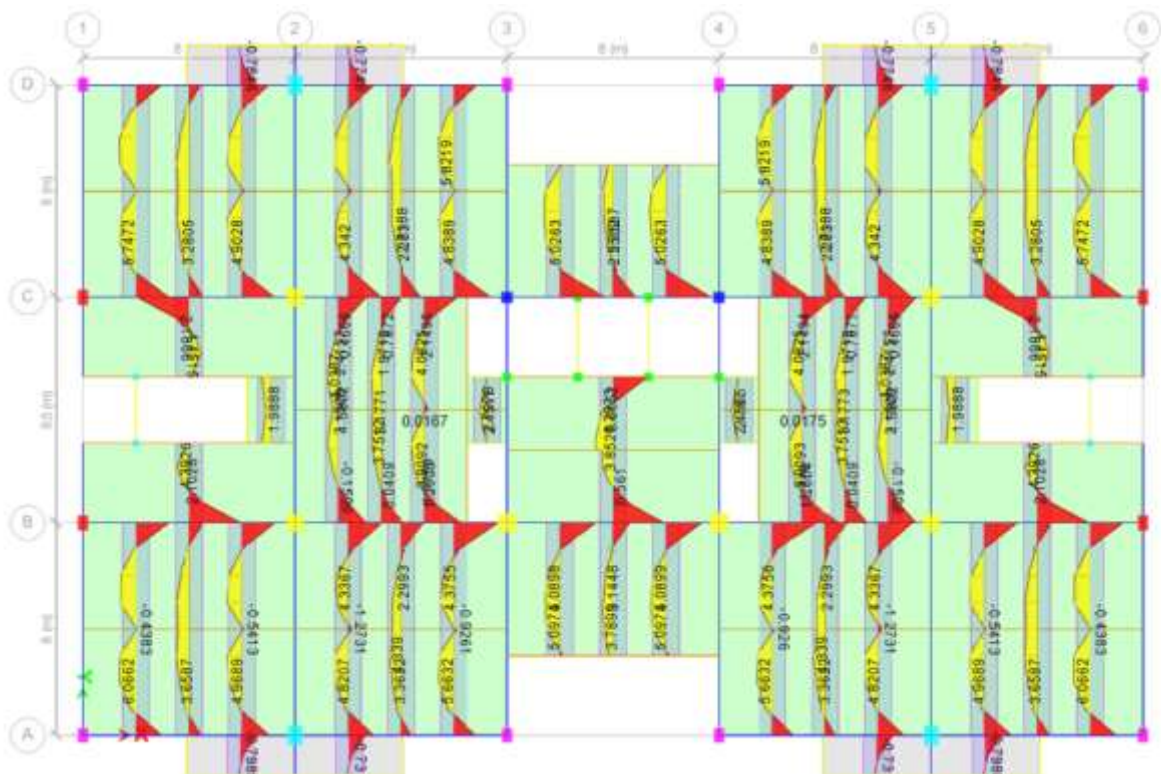


Hình 3.15. Dải Strips bề rộng 1m theo phương Y trong Etabs.

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.



Hình 3.16. Biểu đồ Momen của các dải Strips bề rộng 1m theo phương X.



Hình 3.17. Biểu đồ Momen của các dải Strips bề rộng 1m theo phương Y.

3.6. TÍNH TOÁN CỐT THÉP.

Tính như cầu kiện chịu uốn có tiết diện hình chữ nhật với bề rộng $b = 1\text{m}$, chiều cao $h = h_b$.

Bảng 3.15. Bảng thông số vật liệu cốt thép.

STT	Cấp độ bền	Kết cấu sử dụng
1	Thép CB240T ($\varnothing < 10$): $R_s = R_{sc} = 210\text{ MPa}$ $R_{sw} = 170\text{ MPa}$; $E_s = 2.10^5\text{ MPa}$.	Cốt thép có $\varnothing < 10\text{ mm}$
2	Thép CB400V ($\varnothing \geq 10$): $R_s = R_{sc} = 350\text{ MPa}$ $R_{sw} = 280\text{ MPa}$; $E_s = 2.10^5\text{ MPa}$.	Cốt thép dọc kết cấu các loại có $\varnothing \geq 10\text{ mm}$

$h_0 = h - a_0$: Chiều cao làm việc của tiết diện, bằng khoảng cách từ trọng tâm A_s đến mép vùng nén.

a_0 : Chiều dày lớp đệm, bằng khoảng cách từ trọng tâm của A_s đến mép chịu kéo.

$$a_0 = c + 0.5.\phi \quad (3.6)$$

c : Chiều dày lớp bảo vệ lấy như sau: Với bê tông nặng $c \geq \phi$ đồng thời $c \geq c_0$

Với bản có: $h \leq 100\text{mm}$ lấy $c_0 = 10\text{mm}$

$h > 100\text{mm}$ lấy $c_0 = 15\text{mm}$

Giả thiết a_0 . Với bản thường chọn $a_0 = 15 \div 20\text{mm}$. Khi h khá lớn ($h > 150\text{mm}$) có thể chọn $a_0 = 25 \div 30\text{mm}$. Tính $h_0 = h - a_0$.

+ Tính toán:

$$\alpha_m = \frac{X_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (3.7)$$

X_R : Là chiều cao giới hạn của vùng bê tông chịu nén.

$\varepsilon_{s,el}$: Là biến dạng tương đối của cốt thép chịu kéo khi ứng suất bằng R_s .

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$$

ε_{b2} : Là biến dạng tương đối của bê tông chịu nén khi ứng suất bằng R_b .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \quad (3.8)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (3.9)$$

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) \quad (3.10)$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế: $\xi \leq \xi_R$

Khi điều kiện hạn chế được thỏa mãn, tính $\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi$

Tính diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} \quad (3.11)$$

+ Xử lý kết quả:

Tính tỷ lệ cốt thép μ :

$$\mu = \frac{A_s \cdot 100}{b \cdot h_0} \quad (3.12)$$

Kiểm tra điều kiện $\mu \geq \mu_{\min} = 0,1\%$. Khi xảy ra $\mu < \mu_{\min}$ chứng tỏ h quá lớn so với yêu cầu, nếu được thì rút bớt h để tính lại. Nếu không thể giảm h thì cần chọn A_s theo yêu cầu tối thiểu bằng $\mu_{\min} \cdot b \cdot h_0$

Sau khi chọn và bố trí cốt thép cần tính lại a_0 và h_0 . Khi h_0 không nhỏ hơn giá trị đã dùng để tính toán thì kết quả là thiên về an toàn. Nếu h_0 nhỏ hơn giá trị đã dùng với mức độ đáng kể thì cần tính toán lại. μ nằm trong khoảng $0,3\% \div 0,9\%$ là hợp lý.

Cốt thép chịu lực

Đường kính ϕ nên chọn $\phi \leq h/10$. Để chọn khoảng cách a có thể tra bảng hoặc tính toán như sau:

Tính a_s là diện tích thanh thép, từ a_s và A_s tính a.

$$a_s = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0,785 \cdot \phi^2; a = \frac{b \cdot a_s}{A_s}$$

Chọn a không lớn hơn giá trị vừa tính được. Nên chọn a là bội số của 10mm để thuận tiện cho thi công.

Khoảng cách cốt thép chịu lực còn cần tuân theo các yêu cầu cấu tạo sau: $a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$. Thường lấy $a_{\min} = 70\text{mm}$.

Khi $h \leq 150\text{mm}$ thì lấy $a_{\max} = 200\text{mm}$

Khi $h > 150\text{mm}$ lấy $a_{\max} = \min(1,5 \cdot h \text{ và } 400) = 180\text{mm}$

Đối với bản kê bốn cạnh, cốt thép ở nhịp theo phương cạnh ngắn đặt ở lớp ngoài (lớp dưới), cốt thép ở nhịp theo phương cạnh dài đặt ở lớp trong (lớp trên).

Toàn bộ bảng tính toán cốt thép sàn được tổng hợp ở Phục lục bảng 1,2.

Kết luận : Bố trí thép mũ $\phi 10a120$ cho thép sàn lớp trên

Bố trí thép $\phi 10a200$ cho thép sàn lớp dưới

3.7. CÁC YÊU CẦU CHỌN VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP SÀN.

3.7.1. Khoảng cách lớp bảo vệ.

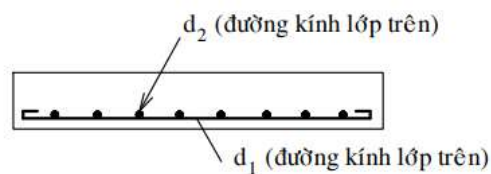
a_{bv} = khoảng cách từ mép BT đến đáy cốt thép.

$a_{bv} = 10$ mm đối với sàn có $h \leq 100$ mm.

$a_{bv} = 15$ mm đối với sàn có $h > 100$ mm.

➤ Khoảng cách từ mép bê tông đến trọng tâm cốt thép a :

$$a = a_{bv} + d_1 \text{ hoặc } a = a_{bv} + d_1 + \frac{d_2}{2}$$



Chú ý : đối với cốt thép chịu momen dương thì a của 2 phương khác nhau. Do momen theo phương cạnh ngắn thường lớn hơn momen theo phương cạnh dài nên người ta thường đặt thép cạnh ngắn nằm dưới để tăng h_0

3.7.2. Khoảng hở cốt thép.

Khoảng cách giữa các cốt thép chịu lực $a = 70 - 200$ mm.

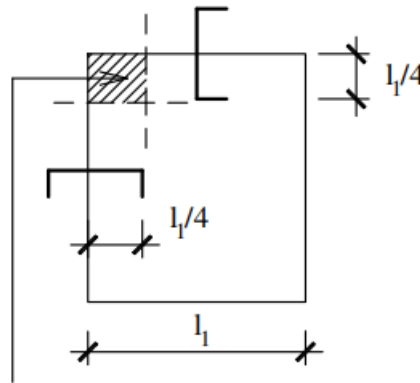
Khi chiều dày bản $h \geq 80$ mm nên dùng các thanh thép uốn đặt xen kẽ nhau, điểm uốn cách mép gối = $1/6$, góc uốn = 30° khi $h \leq 100$ mm, góc uốn = 45° khi $h > 100$ mm. Số thép sau khi uốn được neo vào gối $\geq 1/3 A_s$ giữa nhịp và không ít hơn 3 thanh/1m dài.

Cốt thép phân bố (cốt thép đặt theo phương cạnh dài đối với sàn bản dầm) không ít hơn 10% cốt chịu lực nếu $l_2/l_1 \geq 3$; không ít hơn 20% cốt chịu lực nếu $l_2/l_1 < 3$. Khoảng cách các thanh ≤ 350 mm, đường kính cốt thép phân bố \leq đường kính cốt thép chịu lực.

Cốt phân bố có tác dụng :

- + Chống nứt do bê tông co ngót.
- + Cố định cốt chịu lực.
- + Truyền tải sang vùng xung quanh tránh tập trung ứng suất.
- + Chịu ứng suất nhiệt.
- + Chống sự mở rộng khe nứt

3.7.3. Chiều dài thép mũ.



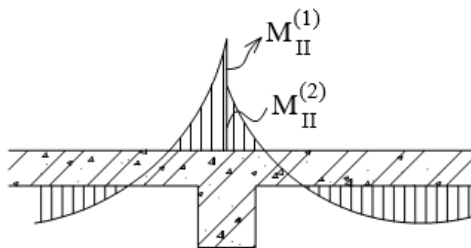
Tại vùng giao nhau để tiết kiệm có thể đặt 50% A_s của mỗi phương nhưng không ít hơn 3 thanh/1m dài (để an toàn thì không áp dụng).

3.7.4. Phối hợp cốt thép.

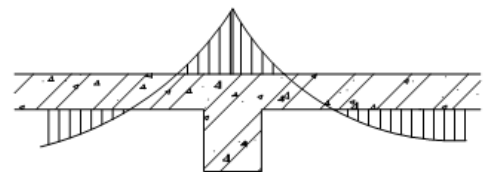
Do quan niệm tính toán các ô sàn độc lập nhau (điều này đã trình bày ở trên) nên thường xảy ra hiện tượng: tại 2 bên của 1 dầm, các ô sàn có moment gối khác nhau.

Điều này không đúng với thực tế vì các dầm có khả năng bị xoắn do đó phân phối lại moment trong sàn, nên các momen trong hai ô sàn ở hai bên dầm thường = nhau.

Sở dĩ kết quả 2 momen đó không bằng nhau do quan niệm tính toán chưa chính xác (thực tế các ô sàn không độc lập nhau, tải trọng tác dụng lên ô này có thể gây ra nội lực trong các ô khác).



Biểu đồ momen theo quan niệm tính toán



Biểu đồ momen thực tế

- Để đơn giản và thiên về an toàn ta lấy momen lớn nhất bố trí cốt thép cho cả 2 bên gối.

Đối với cốt thép chịu moment dương thì không nhất thiết phải thực hiện như trên, nhưng có thể để thuận tiện thi công ta bố trí cốt thép ở các ô sàn lân cận nhau cùng một loại thép nếu diện tích cốt thép tính toán ở các ô sàn đó chênh lệch nhau không nhiều.

Toàn bộ bảng tính toán cốt thép sàn được tổng hợp ở Phụ lục bảng 1,2.

3.8. TÍNH TOÁN ĐỘ VĨNG SÀN.

Độ võng dài hạn phi tuyến được xác định theo công thức sau

$$f = f_1 - f_2 + f_3 \quad (3.13)$$

Trong đó:

f_1 là độ võng do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng.

f_2 là độ võng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn.

f_3 là độ võng do tác dụng dài hạn của tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn.

Sử dụng phần mềm ETABS ta có được độ võng $f_{\max} = 29,534 \text{ mm}$

Xác định độ võng giới hạn dựa vào bảng M.1 TCVN 5574-2018

Ta có $L_{\min} = 8.5\text{m} \Rightarrow |f| = 42.5 \text{ mm}$

Ta có: $f_{\max} = 29,534 \text{ (mm)} < [f] = 42,5\text{(mm)}$

Thỏa điều kiện độ võng

CHƯƠNG 4. TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ

Cầu thang bộ là bộ phận kết cấu công trình thực hiện chức năng đi lại, vận chuyển trang thiết bị hàng hóa theo phương đứng. Vì vậy cầu thang phải được bố trí ở vị trí thuận tiện nhất, đáp ứng được nhu cầu đi lại và thoát hiểm tốt.

Về mặt kết cấu, cầu thang phải đáp ứng được yêu cầu về độ bền, độ ổn định, khả năng chống cháy và chống rung động. Về mặt kiến trúc, cầu thang phải đảm bảo được yêu cầu thẩm mỹ cho công trình.

4.1. CẤU TẠO CẦU THANG TẦNG ĐIỂN HÌNH.

Cầu thang tầng điển hình là cầu thang dạng bản hai vế với cấu tạo như sau:

Số bậc thang gồm 20 bậc, mỗi vế 10 bậc.

$$\text{Kích thước bậc: } h_b = \frac{3400}{20} = 170(\text{mm})$$

Chọn $h_b = 162$ (mm), $b_b = 300$ (mm), bậc cuối cao 160 (mm).

Chiều dày bản thang được chọn theo công thức :

$$h_{bt} = \frac{k \times L_0}{(30 \div 35)} = \frac{0,9 \times 4200}{(30 \div 35)} = (126 \div 108) \text{mm}$$

L_0 : chiều dài tính toán của ô bản

k : hệ số tải trọng , $k = 0.8 - 1.4$

➤ Chọn $h_{bt} = 120$ (mm)

$$\text{Góc nghiêng cầu thang: } \tan \alpha = \frac{h_{b\text{ác}}}{b_{b\text{ác}}} = \frac{162}{300} \Rightarrow \alpha \approx 28^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.88$$

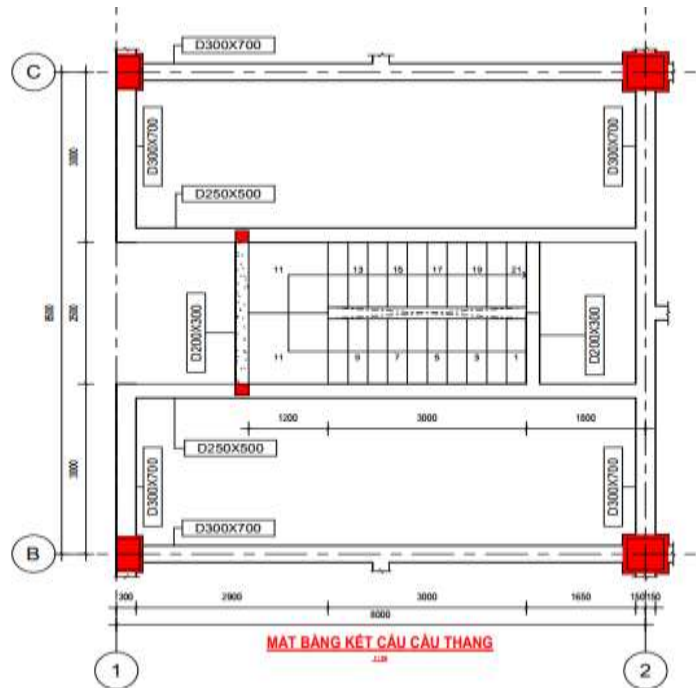
Bảng 4.1. Cấu tạo cầu thang tầng điển hình.

Kích thước	Giá trị	Đơn vị
Chiều cao tầng	3400	mm
Số bậc thang	20	Bậc
Chiều cao bậc thang	162	mm
Bề rộng bậc thang	300	mm
Chiều dày bản thang	120	mm
Độ dốc	28	Độ

4.2. TÍNH TOÁN CẦU THANG TẦNG ĐIỂN HÌNH.

4.2.1. Mặt bằng cầu thang.

- Công trình được bố trí 02 thang bộ như bản vẽ kiến trúc. Chiều cao cầu thang tầng trệt đến tầng 2 là 4m. Chiều cao cầu thang các tầng điển hình từ tầng 2 đến tầng 10 là 3,4m và có 20 bậc thang (162×300)mm.

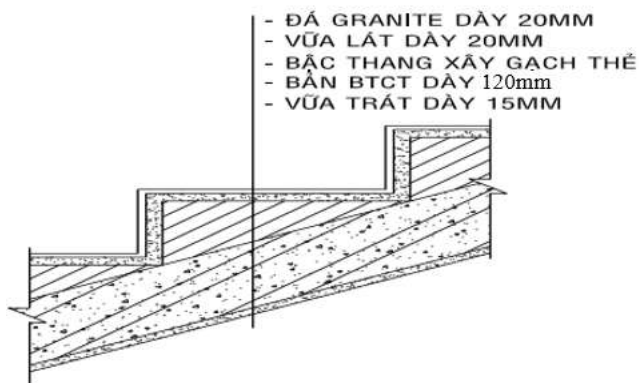


Hình 4.1. Mặt bằng cầu thang tầng điển hình.

4.2.2. Xác định tải trọng.

4.2.2.1. Bản thang.

- *Tĩnh tải:*



Hình 4.2. Chi tiết cấu tạo bản thang.

Đá Granite dày 20mm:

$$g_1 = n\gamma\delta \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,1 \times 24 \times 0,02 \times \frac{0,162+0,3}{\sqrt{0,162^2+0,3^2}} = 0,72(kN/m^2)$$

Vữa lát mặt dày 20mm:

$$g_2 = n\gamma\delta \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,3 \times 18 \times 0,02 \times \frac{0,162+0,3}{\sqrt{0,162^2+0,3^2}} = 0,63(kN/m^2)$$

Bậc thang xây gạch quy đổi về tải chữ nhật:

$$g_3 = n\gamma \frac{bh}{2\sqrt{b^2+h^2}} = 1,3 \times 18 \times \frac{0,162 \times 0,3}{2 \times \sqrt{0,162^2+0,3^2}} = 1,67(kN/m^2)$$

Bản BTCT dày 120mm:

$$g_4 = n\gamma\delta = 1,1 \times 25 \times 0,12 = 3,3(kN/m^2)$$

Lớp vữa trát trần dày 15mm:

$$g_5 = n\gamma\delta = 1,3 \times 18 \times 0,015 = 0,351(kN/m^2)$$

⇒ Tổng tĩnh tải :

$$g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 = 0,72 + 0,63 + 1,67 + 3,3 + 0,351 = 6,671(kN/m^2)$$

⇒ Tổng tĩnh tải không kể đến bản BTCT dày 120mm:

$$g = g_1 + g_2 + g_3 + g_5 = 0,72 + 0,63 + 1,67 + 0,351 = 3,371(kN/m^2)$$

Tĩnh tải tay vịn: $q_{tv} = 30 \text{ (daN/m}^2) = 0,3 \text{ (kN/m}^2)$

Tổng tĩnh tải tác dụng lên 1m chiều rộng bản thang (không kể đến bản BTCT):

$$q_1 = (g + q_{tv}) \times 1 = (3,371 + 0,3) \times 1 = 3,671 \text{ (kN/m)}$$

- Hoạt tải:

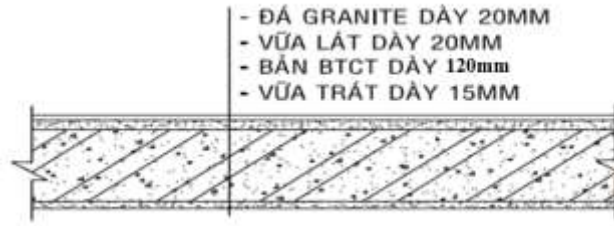
Hoạt tải lấy theo TCVN 2737-2023 cho cầu thang là $p^{tc} = 3 \text{ kN/m}^2$, hệ số vượt tải lấy bằng 1,3.

Hoạt tải tác dụng lên 1m chiều rộng bản thang:

$$P^{tt} = n \times p^{tc} \times \cos\alpha \times 1 = 1,3 \times 3 \times 0,88 \times 1 = 3,432 \text{ (kN/m)}$$

4.2.2.1. Bản chiếu nghỉ.

- Tĩnh tải:



Hình 4.3. Cấu tạo bản chiếu nghỉ.

Bảng 4.2. Tĩnh tải bản chiếu nghỉ.

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày (mm)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Trị tiêu chuẩn (kN/m ²)	Hệ số độ tin cậy về tải trọng	Trị tính toán (kN/m ²)
1	Gạch GRANITE	20	24	0.48	1.1	0.528
2	Vữa XM lót	20	18	0.36	1.3	0.468
3	Bản BTCT	120	25	3	1.1	3.3
4	Vữa trát trần	15	18	0.27	1.3	0.351
Tổng cộng				4.11		4.647
Tổng tải trọng không kể đến BTCT				1.11		1.347

Tĩnh tải tay vịn: $q_{tv}=30$ (daN/m²)

Tổng tĩnh tải tác dụng lên 1m chiều rộng bản chiếu nghỉ (không kể đến bản BTCT):

$$q_2 = (g + q_{tv}) \times 1 = (1,347 + 0,3) \times 1 = 1,647 \text{ (kN/m)}$$

- *Hoạt tải:*

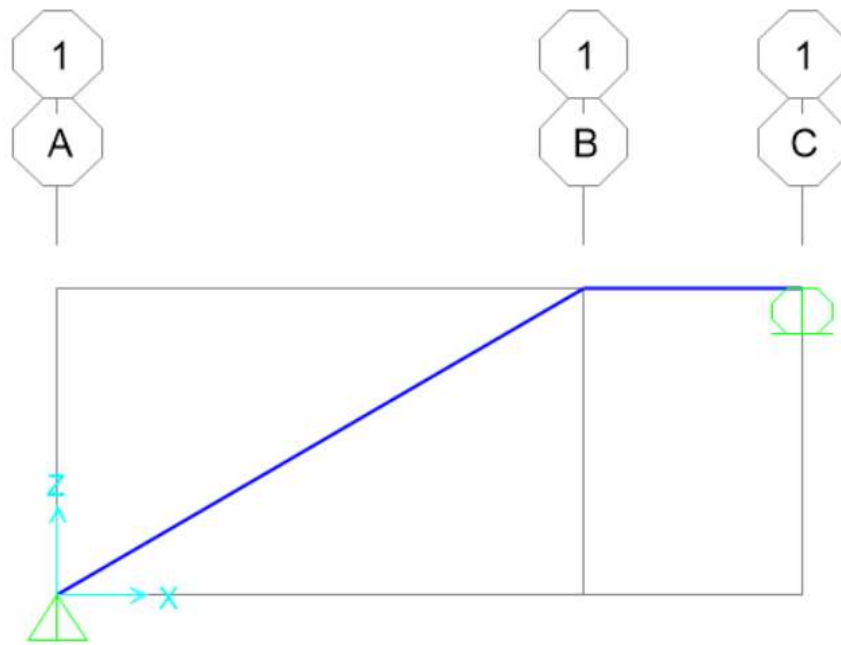
Hoạt tải lấy theo TCVN 2737-2023 cho cầu thang là $p^{tc} = 3 \text{ kN/m}^2$, hệ số vượt tải lấy bằng 1,3.

Hoạt tải tác dụng lên 1m chiều rộng bản chiếu nghỉ:

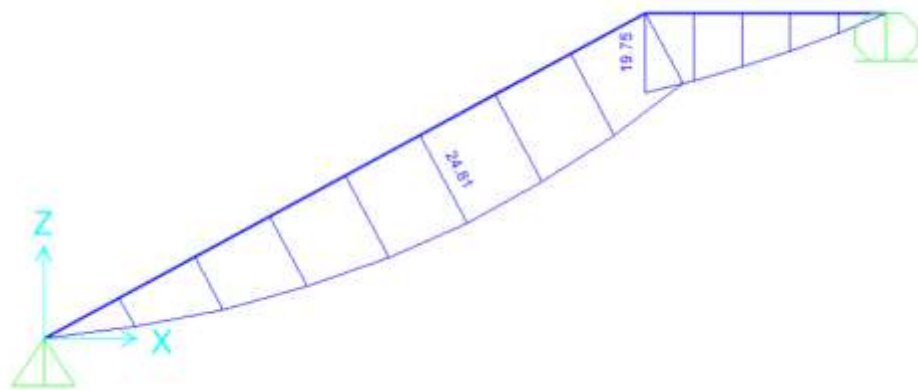
$$P^{tt} = n \times p^{tc} \times 1 = 1,3 \times 3 \times 1 = 3,9 \text{ (kN/m)}$$

4.2.3. Tính toán ô sàn bản thang và bản chiếu nghỉ.

4.2.3.1. Tính nội lực với sơ đồ 1



Hình 4.4. Sơ đồ tính về thang 1.



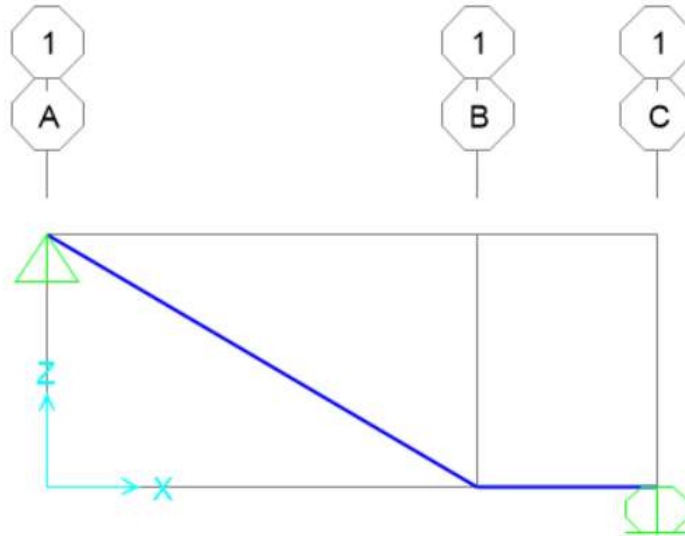
Hình 4.5. Biểu đồ momen của về thang 1.

Chọn tiết diện có moment lớn nhất $M_{\max} = 24,81$ (kNm).

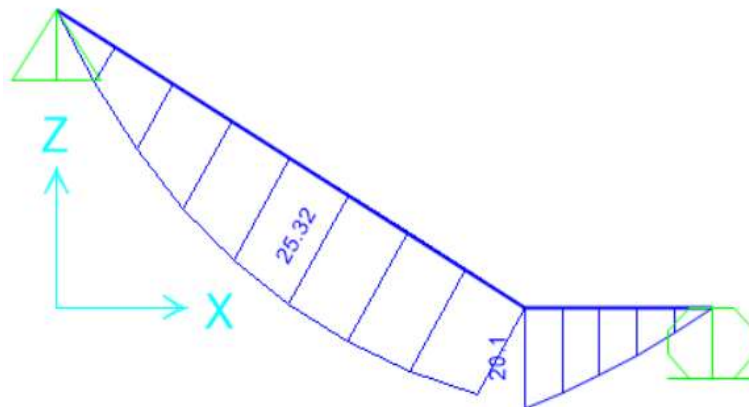
$$M_{\text{nhịp}} = 70\% M_{\max} = 70\% \times 24,81 = 17,367 \text{ (kNm)}$$

$$M_{\text{gối}} = 40\% M_{\max} = 40\% \times 24,81 = 9,924 \text{ (kNm)}$$

4.2.3.2. *Tính nội lực với sơ đồ 2*



Hình 4.6. Sơ đồ tính vế thang 2.



Hình 4.7. Biểu đồ momen vế thang 2.

Chọn tiết diện có moment lớn nhất $M_{\max} = 25,32$ (kNm).

$$M_{\text{nhịp}} = 70\% M_{\max} = 70\% \times 25,32 = 17,724 \text{ (kNm)}$$

$$M_{\text{gối}} = 40\% M_{\max} = 40\% \times 25,32 = 10,128 \text{ (kNm)}$$

4.2.3.3. *Tính toán cốt thép.*

Bê tông có cấp độ bền chịu nén B25: $R_b = 14.5$ MPa

Cốt thép bản thang sử dụng loại CB400V: $R_s = R_{sc} = 350$ Mpa

Với thép CB400V và bê tông B25 : $\xi_R = 0.533$; $\alpha_R = 0.391$

Chọn $\gamma_b = 1.0$ là hệ số điều kiện làm việc của bê tông

Từ các giá trị mômen ở nhịp và ở gối, giả thiết $a = 20$ mm, tính cốt thép theo các công thức sau:

$$h_o = h - a$$

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

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

$$A_s = \frac{\xi_m \gamma_b R_b b h_o}{R_s}$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{\min} = 0.1\% \leq \mu = \frac{A_s}{bh_o} \leq \mu_{\max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} = 0.533 \times \frac{1 \times 14.5}{350} \times 100 = 2.21\%$$

Bảng 4.3. Bảng tính toán cốt thép bảng thang vé 1.

Vị trí	M (KNm)	b	h ₀	α_m	ξ	A _s (mm ²)	μ (%)	Thép	A _s ^{ch}
Nhịp	17.367	1000	90	0.148	0.161	599.534	0.727	10a120	654.17
Gối	9.924	1000	90	0.084	0.088	329.617	0.436	10a200	392.50

Bảng 4.4. Bảng tính toán cốt thép bảng thang vé 2.

Vị trí	M (KNm)	b	h ₀	α_m	ξ	A _s (mm ²)	μ (%)	Thép	A _s ^{ch}
Nhịp	17.724	1000	90	0.151	0.164	613.068	0.727	10a120	654.17
Gối	10.128	1000	90	0.086	0.090	336.729	0.436	10a200	392.50

4.2.4. Tính toán dầm thang.

Chọn chiều cao dầm $h_{dct} = 300$ (mm)

Chọn bề rộng dầm $b_{dct} = 200$ (mm)

4.2.4.1. Tính nội lực.

- Tải trọng bản thân dầm :

$$g_u = n\gamma_b b (h_{dct} - h_s) = 1,1 \times 25 \times 0,2 \times (0,3 - 0,12) = 0,99(kN/m).$$

- Tải trọng tường tác dụng lên dầm :

$$g_u^t = n\gamma_t b_t h_t = 1,1 \times 15 \times 0,2 \times 1,78 = 5,874(kN/m).$$

- Tải trọng vữa tác dụng lên dầm :

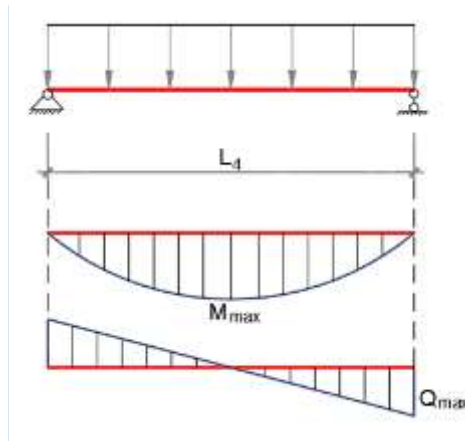
$$g_{tt}^v = 2n\gamma_v b_v h_v = 2 \times 1,3 \times 18 \times 0,015 \times 1,78 = 1,25 (\text{kN/m}).$$

- Tải trọng do bản chiếu nghỉ và bản thang tác dụng lên dầm.

$$R = 22,06 \text{ kN} \Rightarrow q_3 = R / 1 = 22,06 / 1 = 22,06 (\text{KN/m}).$$

→ Tổng tải tác dụng lên dầm chiếu nghỉ:

$$q = g_{tt} + g_{tt}^t + g_{tt}^v + q_3 = 0,99 + 5,874 + 1,25 + 22,06 = 30,174 (\text{ kN/m})$$



Hình 4.8. Sơ đồ tính dầm thang.

4.2.4.2. Tính toán cốt thép dọc.

Tính toán cốt thép theo bài toán cấu kiện chịu uốn, đặt cốt đơn.

Tiết diện tính toán $b \times h = 200 \times 300 (\text{mm}^2)$

$$M = \frac{q * l * l}{8} = \frac{30,174 \times 2,5 \times 2,5}{8} = 23,57 (\text{kNm})$$

Bê tông cầu thang cấp bền B25 với thông số sau: Cường độ tính toán chịu nén: $R_b = 145 (\text{daN/cm}^2)$

Cốt thép CB400V, Giới hạn chảy: $R_s = 350 \text{ Mpa. } (D \geq 10)$

Cốt thép CB240T, Giới hạn chảy: $R_s = 210 \text{ Mpa. } (D < 10)$

Tính toán thép dầm được thực hiện như sau:

$$h_0 = h - a, \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \leq \alpha_R, \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$$

Hàm lượng cốt thép tính toán và hàm lượng bố trí thoả điều kiện sau:

$$\mu_{\min} = 0.05\% \leq \mu = \frac{A_s}{b h_0} \leq \xi_R \gamma_b \frac{R_b}{R_s}.$$

Bảng 4.5. Bảng tính toán cốt thép dầm thang.

Vị trí	M (KNm)	b	h ₀	α _m	ξ	A _s (mm ²)	μ(%)	Thép	A _s ^{ch}
Nhịp	23.57344	200	270	0.112	0.941	265.170	0.491	2d18	508.68
Gối	9.429375	200	270	0.045	0.977	102.112	0.189	2d14	307.72

4.2.4.3. Tính toán cốt đai.

Lực cắt tại dầm chiếu nghỉ : $Q_{max} = \frac{q.l}{2} = \frac{30,174 \times 2,5}{2} = 37,72(kN)$

Bê tông không bị phá hoại do ứng suất nén chính:

$$Q_{0,bt} = \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \times 14,5 \times 200 \times 270 \times 10^{-3} = 234,9(kN) > 37,72(kN)$$

Khả năng chịu cắt của bê tông được xác định:

$$Q_{bt} = 0,5 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 270 \cdot 10^{-3} = 391,5 > 37,72(kN)$$

Vậy bê tông đủ khả năng chịu cắt, không cần phải tính toán và bố trí thêm cốt đai, chỉ cần bố trí cốt đai cấu tạo.

Chọn đường kính thép đai Ø6 , khoảng cách giữa các thép đai ở đầu dầm được xác định :

$$Ta\ có: S_g = (150mm ; 0.5h) = (150mm ; 150mm)$$

Kết luận Bố trí cốt đai Ø6a150 cho đoạn dầm gần gối tựa.

 Bố trí cốt đai Ø6a200 cho đoạn giữa dầm.

CHƯƠNG 5. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN KHUNG TRỤC

5.1. TẢI TRỌNG THẲNG ĐỨNG

5.1.1. Tĩnh tải sàn.

$$g_{bt} = \sum_{i=1}^n n_i \times \gamma_i \times \delta_i$$

Trong đó γ_i (kN/m³): trọng lượng riêng của vật liệu thứ i .

n_i : hệ số độ tin cậy của tải trọng lấy theo TCVN2737-2023

δ_i : Bề dày của lớp thứ i

Bảng tính tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán như bảng tính toán trọng lượng bản thân các lớp ở phần tính toán sàn.

5.1.2. Hoạt tải sàn.

Bảng tính hoạt tải sàn như bảng tính toán hoạt tải ở phần tính toán sàn

5.1.3. Tĩnh tải tác dụng lên dầm biên.

Bảng tính tải trọng tường như bảng tính toán trọng lượng tường ở phần tính toán sàn

5.2. TẢI TRỌNG NGANG.

5.2.1. Tải trọng gió.

Theo mục 10.2.2 của TCVN 2737 – 2023 , Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng gió W_K tại độ cao tương đương z_e được xác định theo công thức:

$$W_k = W_{3s,10} \cdot k(Z_e) \cdot c \cdot G_f$$

trong đó:

$W_{3s,10}$ là áp lực gió 3 s ứng với chu kỳ lặp 10 năm: $W_{3s,10} = (\gamma_T W_0)$ với γ_T là hệ số chuyển đổi áp lực gió từ chu kỳ lặp từ 20 năm xuống 10 năm, lấy bằng 0,852; W_0 là áp lực gió cơ sở (xem 3.1.1), tính bằng daN/m², tương ứng với vận tốc gió cơ sở V_0 (xem 3.1.24). W_0 được xác định theo 10.2.3;

$k(z_e)$ là hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình tại độ cao tương đương

z_e (xem 10.2.4) và được xác định theo 10.2.5;

c là hệ số khí động, xác định theo 10.2.6;

G_f là hệ số hiệu ứng giạt, xác định theo 10.2.7.

Công trình tọa lạc tại quận Hải Châu, TP Đà Nẵng thuộc vùng áp lực gió III $\Rightarrow W_0 = 125 \text{ (daN/m}^2\text{)}$, dạng địa hình C

Bảng 5.1. Bảng tính toán tải trọng gió theo phương X.

Hướng gió	Tầng	Chiều cao tầng	Hệ số chuyển đổi γ_t	Áp lực gió cơ sở $W_0 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$W_{3s,10} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Bề rộng đón gió	Cao độ sàn (m) $z \text{ (m)}$	Độ cao tương đương $z_e \text{ (m)}$	$k(Z_e)$	c	G_f	$W_k \text{ KN/m}^2$	$W_{kTC} \text{ KN}$	$W_{kTT} \text{ KN}$
Phương X	MÁI	3.60	0.852	1.25	1.07	24.50	38.80	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	63.15	132.6
	11.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	35.20	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	122.8	257.9
	10.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	31.80	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	119.3	250.5
	9.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	28.40	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	119.3	250.5
	8.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	25.00	38.80	1.059	1.29	0.986	1.432	119.3	250.5
	7.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	21.60	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	104.6	219.7
	6.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	18.20	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	104.6	219.7
	5.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	14.80	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	104.6	219.7
	4.00	3.40	0.852	1.25	1.07	24.50	11.40	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	104.6	219.7
	3.00	4.00	0.852	1.25	1.07	24.50	8.00	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	113.8	239
	2.00	4.00	0.852	1.25	1.07	24.50	4.00	24.50	0.928	1.29	0.986	1.256	184.6	387.6

Bảng 5.2. Bảng tính toán tải trọng gió theo phương Y.

Hướng gió	Tầng	Chiều cao tầng	Hệ số chuyển đổi γ_t	Áp lực gió cơ sở $W_0 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$W_{3s,10} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Bề rộng đón gió	Cao độ sàn (m) $z \text{ (m)}$	Độ cao tương đương $z_e \text{ (m)}$	$k(Z_e)$	c	G_f	$W_k \text{ KN/m}^2$	$W_{kTC} \text{ KN}$	$W_{kTT} \text{ KN}$
Phương Y	MÁI	3.60	0.852	1.25	1.07	40.00	38.80	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	101.88	213.94
	11.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	35.20	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	198.10	416.00
	10.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	31.80	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	9.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	28.40	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	8.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	25.00	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	7.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	21.60	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	6.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	18.20	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	5.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	14.80	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	4.00	3.40	0.852	1.25	1.07	40.00	11.40	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	192.44	404.12
	3.00	4.00	0.852	1.25	1.07	40.00	8.00	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	209.42	439.78
	2.00	4.00	0.852	1.25	1.07	40.00	4.00	38.80	1.059	1.33	0.944	1.415	339.59	713.15

5.2.2. Xác định tải trọng động đất.

Tải trọng động đất được tính toán tự động bằng ETABS .

5.3. TỔ HỢP TẢI TRỌNG.

5.3.1. Phương pháp tính toán.

Tổ hợp tải trọng được xác định dựa trên TCVN 2737 – 2023.

5.3.2. Các trường hợp tải trọng.

Các trường hợp tải trọng xảy ra đối với công trình:

- + Tải trọng bản thân công trình: Dead Load (DL).
- + Tải trọng hoàn thiện và tường: Super Dead Load (SDL).
- + Tải trọng tạm thời (Hoạt tải): Live Load (LL).
- + Tải trọng gió phương X: (WX)
- + Tải trọng gió phương Y: (WY)
- + Tải trọng động đất X: (WX)
- + Tải trọng động đất Y: (WY)

5.3.3. Tổ hợp tải trọng.

Bảng 5.3. Bảng tổ hợp tải trọng theo TCVN 2737-2023.

Tải trọng	Tĩnh tải	Hoạt tải	Gió X	Gió -X	Gió Y	Gió -Y	EX	EY
Tổ hợp								
TH1	1	1						
TH2	1		1					
TH3	1			1				
TH4	1				1			
TH5	1					1		
TH6	1	1	0.9					
TH7	1	1		0.9				
TH8	1	1			0.9			
TH9	1	1				0.9		
TH10	1	0.9	1					
TH11	1	0.9		1				
TH12	1	0.9			1			
TH13	1	0.9				1		
TH14	1	1					1	0.3
TH15	1	1					0.3	1
BAO	= ENVELOP(TH1,TH2,TH3,.....,TH14,TH15)							

5.4. KẾT QUẢ NỘI LỰC CHUYỂN VỊ

5.4.1. Nội lực.

Sử dụng phần mềm ETABS 22 để tính toán nội lực. Nhập tất cả các tải trọng đã tính toán ở phần trên vào chương trình để tính toán.

5.4.2. Chuyển vị.

Theo bảng G.5 TCVN 2737:2023 chuyển vị ngang tại đỉnh công trình tính theo phương pháp đàn hồi phải thoả mãn điều kiện sau:

$$\frac{f}{H} \leq \frac{1}{500}$$
$$f = \sqrt{U_x^2 + U_y^2}$$

Trong đó:

f - chuyển vị lớn nhất theo phương ngang tại đỉnh công trình.

U_x, U_y : là chuyển vị ngang đỉnh kết cấu theo hai phương X và Y.

H - chiều cao công trình tính từ mặt móng, để an toàn khi thiết kế chọn chiều cao công trình tính từ mặt đất tự nhiên, $H = 38.8$ (m).

Chuyển vị ngang lớn nhất tại đỉnh công trình được xuất từ mô hình ETABS kết quả chuyển vị ngang lớn nhất được thống kê trong phần phụ lục bảng 3.

Áp dụng bài toán ta có:

$$\frac{f}{H} = \frac{0.036068}{38.8} = 0.0009 \leq \frac{1}{500} = 0.002$$

Kết luận: Công trình thoả mãn điều kiện chuyển vị đỉnh.

5.5. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN KHUNG TRỤC.

5.5.1. Tính toán dầm khung trục 2.

5.5.1.1. Tính toán cốt thép dọc.

Tính toán cốt thép theo bài toán cấu kiện chịu uốn, đặt cốt đơn.

Tổ hợp tính toán cốt thép dầm là tổ hợp bao được lấy từ mô hình ETABS.

Tính toán cốt thép dầm theo 2 trường hợp: tính toán tiết diện chữ nhật (2 đầu dầm chịu momen âm), tính toán tiết diện chữ T (giữa nhịp dầm chịu momen dương).

Trình tự tính toán dầm tiết diện hình chữ nhật được trình bày tương tự. Ở phần này chỉ đề cập đến phần tính toán dầm tiết diện chữ T.

Sử dụng bê tông cấp độ bền B25 có $R_b = 14,5(\text{MPa})$, $R_{bt} = 1,05(\text{MPa})$

Cốt thép dọc sử dụng CB400-V có $R_s = R_{sc} = 350(\text{MPa})$.

Cốt thép đai sử dụng CB240T có $R_s = R_{sc} = 210(\text{MPa})$, $R_{sw} = 170(\text{MPa})$.

Xác định chiều dài bản cánh chịu nén tiết diện chữ T của dầm sàn toàn khối:

$$b'_f = b + 2S_f$$

Trong đó:

b - bề rộng tiết diện dầm đang tính toán.

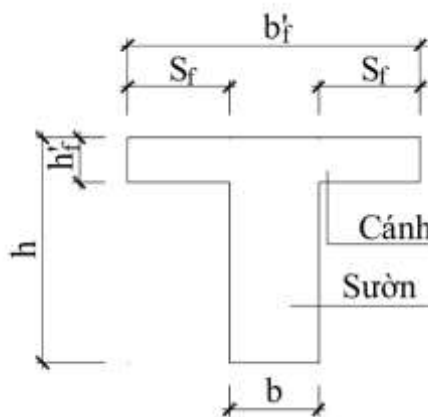
S_f - bề rộng một bên của bản cánh dầm, được xác định như sau:

$$S_f \leq \min\left(\frac{L_0}{6}; 6h'_f\right)$$

Trong đó:

L_0 - nhịp tính toán dầm

h'_f - chiều dày bản cánh dầm (chính bằng chiều dày sàn).



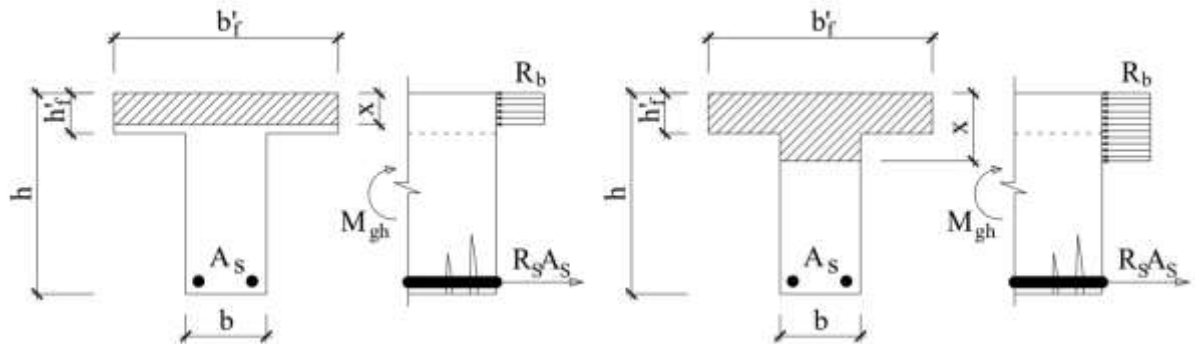
Hình 5.1. Xác định bề rộng cánh chữ T.

Giả thiết khoảng cách mép ngoài tiết diện đến trọng tâm cốt thép chịu kéo a_{gt}

Chiều cao làm việc thực tế: $h_0 = h - a_{gt}$. Hệ số điều kiện làm việc $\gamma_b = 1.0$

Xác định momen của bản cánh, ứng với trường hợp trục trung hoà qua mép giữa cánh và sườn, được xác định theo công thức sau:

$$M_f = \gamma_b R_b b h'_f (h_0 - 0.5h'_f)$$



Hình 5.2. Sơ đồ ứng suất dung để tính tiết diện chữ T.

Trường hợp 1: Nếu $M \leq M_f$ thì trục trung hoà qua cánh, việc tính toán giống trường hợp tiết diện chữ nhật, nhưng tính toán với tiết diện $(b'_f \times h)$.

Trình tự tính toán: $b'_f = b + 2s_f$

Giả thiết a_0

Có R_b, R_s

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s/E_s}{\varepsilon_{b2}}} \text{ với } \varepsilon_{b2} = 0,0035 \text{ (Bê tông có cấp độ bền B60 trở xuống)}$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế : điều kiện xảy ra phá hoại dẻo, ứng suất trong cốt thép đạt đến R_s

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} < \alpha_R$$

Nếu $\alpha_m > \alpha_R$ thì phải đặt cốt thép kép

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s$$

Xác định các hệ số

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

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

Diện tích cốt thép xác định theo công thức :

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

$$\mu_{\min} = 0.1\% \leq \mu = \frac{A_s^{\text{chon}}}{bh_0} \leq \zeta_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s}$$

Trường hợp 2: Nếu $M > M_f$ thì trục trung hoà qua sườn, lúc này phần bê tông chịu nén gồm cánh và sườn. Trường hợp này phải tính tiết diện chữ T.

Xác định hệ số ζ_R tương tự như trên.

Xác định hệ số :

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f)}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

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

Diện tích cốt thép xác định theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0 + \gamma_b R_b (b'_f - b) h'_f}{R_s}$$

Nếu $\alpha_m > \alpha_R$ thì phải đặt cốt thép chịu nén A'_s

Kiểm tra hàm lượng cốt thép theo điều kiện:

$$\mu_{\min} = 0.1\% \leq \mu = \frac{A_s^{\text{chon}}}{bh_0} \leq \zeta_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s}$$

Kết quả tính toán thép dầm khung trục 2 được trình bày ở Phụ lục Bảng 4.

5.5.1.2. Tính toán cốt thép đai.

Tính thép đai dầm điển hình D4-1 (300x700) với lực cắt lớn nhất là $Q = 347,933$ (kN) tại tầng 1.

Chọn $a_{gt} = 40$ mm

- *Điều kiện dài bê tông giữa các tiết diện nghiêng (Điều kiện ứng suất nén chính (88) TCVN5574:2018):*

$$Q \leq Q_{b\max} = \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0$$

$$Q = 347,933 \times 10^3 (N) < Q_b = 0.3 \times R_b \times b \times h_0 = 0,3 \times 14,5 \times 300 \times 660 = 861300 (N) \text{ (Thỏa).}$$

- *Điều kiện lực cắt trên tiết diện nghiêng (89) TCVN5574:2018:*

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Q_b là lực cắt chịu bởi bê tông trong tiết diện nghiêng, được xác định theo công sau:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

$$Q_{\max} = 2,5 R_{bt} b h_0 \geq Q_b \geq Q_{\min} = 0,5 R_{bt} b h_0$$

Với:

- + φ_{b2} - là hệ số, kể đến ảnh hưởng của cốt thép dọc, lực bám dính và đặc điểm trạng thái ứng suất của bê tông nằm phía trên vết nứt xiên, lấy bằng 1,5.
- + C là chiều dài hình chiếu, lấy không nhỏ hơn h_0 và không lớn hơn $2h_0$.

Q_{sw} là lực cắt chịu bởi cốt thép ngang trong tiết diện nghiêng, được xác định theo công sau:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c$$

Với:

- + φ_{sw} - hệ số, kể đến sự suy giảm nội lực dọc theo chiều dài hình chiếu của tiết diện nghiêng c , lấy bằng 0,75
- + q_{sw} - lực dọc trong cốt thép ngang trên một đơn vị chiều dài cấu kiện, được xác định như sau:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w}$$

- + C là chiều dài hình chiếu, lấy không nhỏ hơn h_0 và không lớn hơn $2h_0$

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}}$$

Chọn đai 2 nhánh $n=2$, đường kính cốt đai $\varnothing 10$.

Bước đai tại đầu dầm:

$$S_w = \min \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 500 \end{cases} = \begin{cases} \frac{700}{3} = 233 \\ 500 \end{cases} \text{ chọn } S_w = 100 \text{ mm}$$

Bước đai tại nhịp dầm:

$$S_w = \min \begin{cases} \frac{3h}{4} \\ 500(mm) \end{cases} = \begin{cases} \frac{3 \times 700}{4} = 525(mm) \\ 500(mm) \end{cases} \text{ chọn } S_w = 200 \text{ mm}$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{280 \times 10^3 \times 2 \times 3,14 \times 0,01^2}{4 \times 0,1} = 439,6(kN/m)$$

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{\varphi_{sw} \cdot q_{sw}}} = \sqrt{\frac{1,5 \times 1,05 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,66^2}{0,75 \times 439,6}} = 0,79(m)$$

Với $h_0 = 0,66 \text{ (m)} < C < 2h_0 = 2 \times 0,66 = 1,32 \text{ (m)}$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C} = \frac{1,5 \times 1,05 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,66^2}{0,79} = 260,53(kN)$$

$$0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 103,95 \leq Q_b = 260,53(kN) \leq 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 519,75(kN)$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c = 0,75 \times 439,6 \times 0,79 = 260,46(kN)$$

Kiểm tra điều kiện chịu cắt của dầm:

$$Q = 347,933(kN) \leq Q_b + Q_{sw} = 260,53 + 260,46 = 520,99(kN) \text{ (Thỏa).}$$

➤ Điều kiện tiết diện nghiêng chịu mô men (99) TCVN5574:2018):

$$M \leq M_s + M_{sw}$$

M là mô men trong tiết diện nghiêng với chiều dài hình chiếu C lên trục dọc cầu kiện, được xác định do tất cả các ngoại lực nằm ở một phía của tiết diện nghiêng đang xét, $M = 688,738 \text{ kNm}$, $A_s = 39,17 \text{ cm}^2$ (phụ lục bảng 4).

M_s là mô men chịu bởi cốt thép dọc cắt qua tiết diện nghiêng đối với đầu đối diện của tiết diện nghiêng, được xác định theo công thức sau:

$$M_s = N_s z_s$$

Với:

+ N_s : là lực trong cốt thép dọc, lấy bằng $R_s A_s$.

+ z_s : là cánh tay đòn của ngẫu lực, $z_s = 0,9h_0 = 0,9 \times 0,66 = 0,594(m)$

$$M_s = R_s A_s \times 0,594 = 350 \times 10^3 \times 39,17 \times 10^{-4} \times 0,594 = 814,344(kNm)$$

M_{sw} là mô men chịu bởi cốt thép ngang cắt qua tiết diện nghiêng đối với đầu đối diện của tiết diện nghiêng, được xác định theo công thức sau:

$$M_{sw} = 0,5Q_{sw}C$$

Với:

+ Q_{sw} : là lực trong cốt thép ngang, lấy bằng $q_{sw}C$, C lấy trong khoảng từ h_0 đến $2h_0$.

$$M_{sw} = 0,5Q_{sw}C = 0,5q_{sw}C^2 = 0,5 \times 439,6 \times 0,79^2 = 137,177(kNm)$$

$$M = 688,738(kNm) \leq M_s + M_{sw} = 814,344 + 137,177 = 951,521(kNm) \text{ (thỏa)}$$

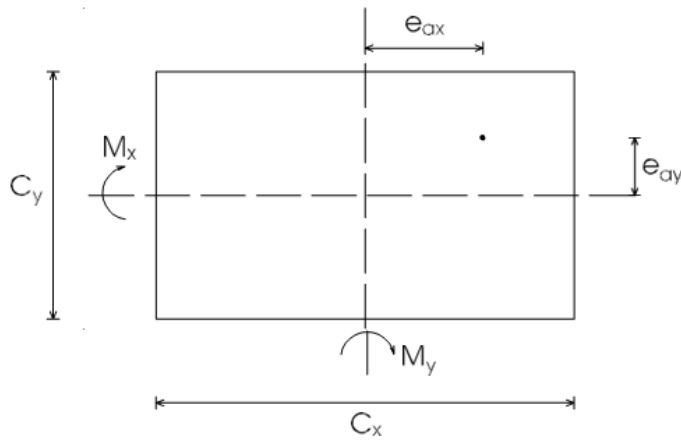
Vậy đảm bảo khả năng chịu cắt.

5.5.2. Tính toán cột khung trục 2.

5.5.2.1. Tính toán cốt thép dọc.

Nội lực tính toán thép cột được xuất từ phần mềm ETABS 22 ứng với từng tổ hợp thành phần từ TH1 đến TH15.

Dùng phương pháp gần đúng dựa trên việc biến đổi trường hợp nén lệch tâm xiên thành nén lệch tâm phẳng tương đương để tính cốt thép.



Hình 5.3. Sơ đồ tính toán cột.

- *Trình tự tính toán.*

Bước 1: Kiểm tra điều kiện để áp dụng phương pháp này: $0,5 \leq \frac{C_x}{C_y} \leq 2$ với C_x, C_y

lần lượt là cạnh của tiết diện.

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

Bước 2: Tính toán ảnh hưởng của uốn dọc theo 2 phương:

Chiều dài tính toán: $l_{ox} = \psi_x l$, $l_{oy} = \psi_y l$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên: $e_{ax} = \max(\frac{l_{ox}}{600}; \frac{C_x}{30}; 10\text{mm})$; $e_{ay} = \max(\frac{l_{oy}}{600}; \frac{C_y}{30}; 10\text{mm})$

Độ lệch tĩnh học: $e_{1x} = \frac{M_x}{N}$; $e_{1y} = \frac{M_y}{N}$

Độ lệch tính toán: $e_{0x} = \max(e_{ax}; e_{1x})$; $e_{0y} = \max(e_{ay}; e_{1y})$;

Độ mảnh theo hai phương: $\lambda_x = \frac{l_{ox}}{0,288C_x}$; $\lambda_y = \frac{l_{oy}}{0,288C_y}$

Theo TCVN 5574:2018 :

+ Nếu $\lambda < 14$ thì $\eta = 1$ (bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc)

+ Nếu $\lambda > 14$ thì $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$ trong đó $N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{L_0^2}$ được quy định trong mục

8.1.2.4.2 TCVN 5574:2018.

Momen uốn tăng lên do uốn dọc : $M_x^* = N\eta_x e_{0x}$; $M_y^* = N\eta_y e_{0y}$

Bước 3: Quy đổi bài toán lệch tâm xiên thành bài toán lệch tâm phẳng tương đương:

Nếu $\frac{M_x^*}{C_x} > \frac{M_y^*}{C_y}$ thì $h = C_x$; $b = C_y$; $M_1 = M_x^*$; $M_2 = M_y^*$, $e_a = e_{ax} + 0,2e_{ay}$

Nếu $\frac{M_y^*}{C_y} > \frac{M_x^*}{C_x}$ thì $h = C_y$; $b = C_x$; $M_1 = M_y^*$; $M_2 = M_x^*$, $e_a = e_{ay} + 0,2e_{ax}$

Bước 4: Tính toán diện tích cốt thép

Giả thiết chiều dày lớp đệm a , tính $h_0 = h - a$; $Z = h - 2a$. Chuẩn bị các số liệu R_b , R_s , R_{sc} , ξ_R như đối với trường hợp nén lệch tâm phẳng. Tiến hành tính toán theo trường hợp đặt cốt thép đối xứng.

Xác định $x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b}$

+ Khi $x_1 < h_0$ thì $m_0 = 1 - \frac{0,6x_1}{h_0}$

+ Khi $x_1 > h_0$ thì $m_0 = 0,4$

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

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

Độ lệch tâm tính toán: $e = e_0 \cdot \eta + h/2 - a$; $e_0 = \max(e_a; e_1)$; $e_1 = \frac{M}{N}$

Kiểm tra trường hợp lệch tâm:

Trường hợp 1: Nén lệch tâm rất bé khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} \leq 0,3$ tính toán gần như nén đúng

tâm.

$$\text{Hệ số độ lệch tâm: } \lambda_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)}$$

Hệ số uốn dọc phụ thêm khi xét nén đúng tâm: $\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3}$

Khi $\lambda \leq 14$ lấy $\lambda = 1$; khi $14 < \lambda < 104$ thì lấy λ theo công thức:

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda$$

$$\text{Diện tích toàn bộ cốt thép } A_{st} = \frac{\frac{\lambda_e N}{\varphi_e} - \gamma_b R_b b h}{R_s - R_b}$$

Trường hợp 2: Khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0,3$ đồng thời $x_1 > \xi_R \cdot h_0$ tính toán theo trường hợp nén lệch tâm bé.

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

$$\text{Diện tích toàn bộ cốt thép } A_{st} = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - \frac{x}{2})}{k R_{sc} Z_a} \text{ với } k = 0,4$$

Trường hợp 3: Khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0,3$ đồng thời $x_1 \leq \xi_R \cdot h_0$ tính toán theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

Diện tích toàn bộ cốt thép tính như sau:

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

$$A_{st} = \frac{N(e + 0,5x_1 - h_0)}{kR_s Z_a} \text{ với } k = 0,4$$

Khi tính được cốt thép, tính hàm lượng cốt thép: $\mu = \frac{A_{st}}{bh}$

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

Trong đó μ_{min} lấy theo độ mảnh cho theo bảng sau(Theo TCVN 5574:2018)

Bảng 5.4. Bảng giá trị μ_{min}

$\lambda = \frac{l_0}{h}$	≤ 5	≥ 25
μ_{min}	0,1%	0,25%

μ_{max} 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 $\mu_{max} = 6\%$.

Kết quả tính toán thép cột khung trục 2 được trình bày ở Phụ lục Bảng 5.

5.5.2.2. Tính toán cốt thép đai.

Cốt đai trong cột được tính tương tự như cốt đai trong dầm. Ta chọn tại vị trí cột có lực cắt lớn nhất tính cốt đai cho cột khung trục 2 – cột C5 tầng 1, Cột C5(600x800), giả thiết $a = 40$ (mm), với $|Q_{max}| = 323,902(kN)$, $|N| = 7853,98(kN)$.

➤ *Điều kiện dải bê tông giữa các tiết diện nghiêng (Điều kiện ứng suất nén chính (88) TCVN5574:2018):*

$$Q \leq Q_{bmax} = \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0$$

$$Q = 323,902 \times 10^3 (N) < Q_b = 0,3 \times R_b \times b \times h_0 = 0,3 \times 14,5 \times 600 \times 760 = 1983600(N) \text{ (thỏa).}$$

➤ *Điều kiện lực cắt trên tiết diện nghiêng (89) TCVN5574:2018:*

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Q_b là lực cắt chịu bởi bê tông trong tiết diện nghiêng, được xác định theo công sau:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

$$Q_{max} = 2,5 R_{bt} b h_0 \geq Q_b \geq Q_{min} = 0,5 R_{bt} b h_0$$

Với:

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

- + φ_{b2} - là hệ số, kể đến ảnh hưởng của cốt thép dọc, lực bám dính và đặc điểm trạng thái ứng suất của bê tông nằm phía trên vết nứt xiên, lấy bằng 1,5.
- + C là chiều dài hình chiếu, lấy không nhỏ hơn h_0 và không lớn hơn $2h_0$

Q_{sw} là lực cắt chịu bởi cốt thép ngang trong tiết diện nghiêng, được xác định theo công sau:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c$$

Với:

- + φ_{sw} - hệ số, kể đến sự suy giảm nội lực dọc theo chiều dài hình chiếu của tiết diện nghiêng c , lấy bằng 0,75
- + q_{sw} - lực dọc trong cốt thép ngang trên một đơn vị chiều dài cấu kiện, được xác định như sau:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}$$

- + C là chiều dài hình chiếu, lấy không nhỏ hơn h_0 và không lớn hơn $2h_0$

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}}$$

Chọn đai 2 nhánh $n = 2$, đường kính cốt đai $\varnothing 8a100$.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \times 10^3 \times 2 \times 3,14 \times 0,008^2}{4 \times 0,1} = 170,82 (\text{kN} / \text{m})$$

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{\varphi_{sw} \cdot q_{sw}}} = \sqrt{\frac{1,5 \times 1,05 \times 10^3 \times 0,6 \times 0,76^2}{0,75 \times 170,82}} = 2,06 (\text{m})$$

Với $h_0 = 0,76$ (m) $< C < 2h_0 = 2 \times 0,76 = 1,52$ (m), chọn $C = 1,5$ (m)

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C} = \frac{1,5 \times 1,05 \times 10^3 \times 0,6 \times 0,76^2}{1,5} = 363,89 (\text{kN})$$

$$0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 239,4 \leq Q_b = 363,89 (\text{kN}) \leq 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1197 (\text{kN})$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c = 0,75 \times 170,82 \times 1,5 = 192,17 (\text{kN})$$

Kiểm tra điều kiện chịu cắt của cột:

$$Q = 323,902 (\text{kN}) \leq Q_b + Q_{sw} = 363,89 + 192,17 = 556,06 (\text{kN}) \text{ (thỏa).}$$

➤ Điều kiện tiết diện nghiêng chịu mô men (99) TCVN5574:2018):

$$M \leq M_s + M_{sw}$$

M là mô men trong tiết diện nghiêng với chiều dài hình chiếu C lên trục dọc cầu kiện, được xác định do tất cả các ngoại lực nằm ở một phía của tiết diện nghiêng đang xét, $M = 1190,45 \text{ kNm}$, $A_s = 159,101 \text{ cm}^2$ (phụ lục bảng 5).

M_s là mô men chịu bởi cốt thép dọc cắt qua tiết diện nghiêng đối với đầu đối diện của tiết diện nghiêng, được xác định theo công thức sau:

$$M_s = N_s z_s$$

Với:

+ N_s : là lực trong cốt thép dọc, lấy bằng $R_s A_s$.

+ z_s : là cánh tay đòn của ngẫu lực, $z_s = 0,9h_0 = 0,9 \times 0,76 = 0,684 \text{ (m)}$

$$M_s = R_s A_s \times 0,684 = 350 \times 10^3 \times 159,101 \times 10^{-4} \times 0,684 = 3808,88 \text{ (kNm)}$$

M_{sw} là mô men chịu bởi cốt thép ngang cắt qua tiết diện nghiêng đối với đầu đối diện của tiết diện nghiêng, được xác định theo công thức sau:

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} C$$

Với:

+ Q_{sw} : là lực trong cốt thép ngang, lấy bằng $q_{sw} C$, C lấy trong khoảng từ h_0 đến $2h_0$.

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} C = 0,5 q_{sw} C^2 = 0,5 \times 170,82 \times 1,5^2 = 192,17 \text{ (kNm)}$$

$$M = 1190,45 \text{ (kNm)} \leq M_s + M_{sw} = 3808,88 + 192,17 = 4001,05 \text{ (kNm)} \text{ (thỏa)}$$

Vậy cột đảm bảo khả năng chịu cắt.

CHƯƠNG 6. THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2.

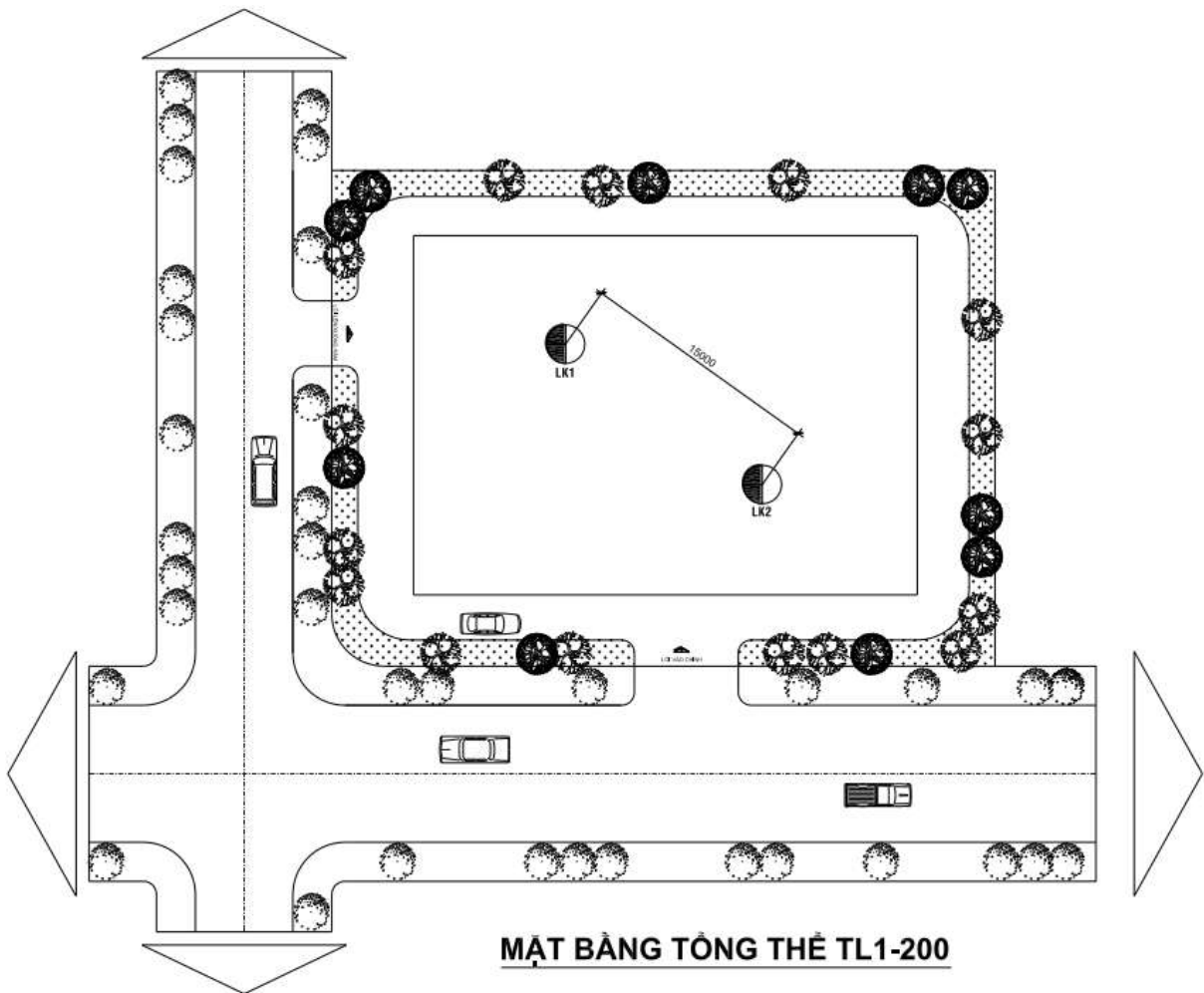
6.1. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH.

6.1.1. Công tác khảo sát.

6.1.1.1. Công tác hiện trường.

Công tác khoan:

- Khối lượng khoan: 2 hố khoan, mỗi hố sâu 50 (m)
- Kí hiệu các hố khoan như sau: HK1; HK2



Hình 6.1. Sơ đồ bố trí hố khoan.

Công tác lấy mẫu:

- *Đất dính: Mẫu nguyên dạng được lấy bằng cách ép hoặc đóng ống mẫu thành mỏng, đường kính 75(mm) vào đáy hố khoan đã được làm sạch, sau đó mẫu được bọc kín parafin, dán nhãn và bảo quản nơi mát mẻ.*

- Đất rời: Mẫu đất rời được lấy trong ống mẫu SPT và được lưu trong bao plastic có dán nhãn.
- Công tác thí nghiệm hiện trường (thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT)
- 1 máy khoan của Trung Quốc và các trang thiết bị.
- Máy bơm Piston.
- Ống thép mở lỗ có đường kính trong 110mm.
- Ống lấy mẫu là một ống vách mỏng miệng vạt bên từ ngoài vào có đường kính trong 74mm, dài 600mm.
- Bộ phận xuyên tiêu chuẩn SPT là một ống chẻ đôi chiều dài 550mm (22"), đường kính ngoài 51mm (2"), đường kính trong 35mm (1"3/8). Mũi xuyên là bộ phận rời được lắp vào ống bằng răng, mũi xuyên dài 76mm (3"), miệng ống vách bên từ ngoài vào trong có đường kính ống bằng đường kính ống chẻ đôi.
- Tụ nặng 63.5kg. Tâm rơi tự do 76cm.
- Hiệp đóng: 3 lần x 15cm (N là tổng số của 2 lần đóng về sau)

Bảng 6.1. Trạng thái và độ chặt của đất theo thí nghiệm SPT.

Đất dính (sét và sét pha)		Đất rời	
Gía trị N	Trạng thái	Gía trị N	Độ chặt
<2	Chảy	<4	Rất lỏng
2 - 4	Đẻo chảy	4 - 10	Rời
5 - 8	Đẻo mềm	11 - 30	Chặt vừa
9 - 15	Đẻo cứng	31 - 50	Chặt
16 - 30	Nửa cứng	>50	Rất chặt
>30	Cứng		

6.1.1.2. Thí nghiệm trong phòng.

Các thí nghiệm sau đây đã được tiến hành tại phòng thí nghiệm hợp chuẩn:

- + Thành phần hạt
- + Độ ẩm
- + Dung trọng tự nhiên
- + Tỷ trọng
- + Giới hạn Atterberg
- + Thí nghiệm xác định góc nghi và hệ số rỗng (của cát)
- + Nén nhanh không nở hông
- + Cát trực tiếp

6.1.2. Địa tầng.

Cấu trúc địa tầng xác định qua công tác khoan khảo sát gồm các lớp từ trên xuống như sau:

- *Lớp mặt: Lớp đất nền bao gồm cát, đá lẫn sỏi sạn. Bề dày 1 (m)*

- Lớp 1: Cát hạt nhỏ màu xanh nhạt, xám trắng. Kết cấu xốp - Trạng thái bão hòa. $N_{30} = 8 \div 10$. Bề dày trung bình 7.25 (m).
- Lớp 2: Cát hạt bụi màu xám đen. Kết cấu chặt vừa - Trạng thái bão hòa. $N_{30} = 14 \div 15$. Bề dày trung bình 2.85 (m).
- Lớp 3: Bùn sét lẫn ít vỏ sò màu xanh đen. Trạng thái dẻo chảy. $N_{30} = 2 \div 4$. Bề dày 4 (m).
- Lớp 4: Cát hạt mịn màu xanh nhạt, xám xanh. Kết cấu chặt vừa - Trạng thái bão hòa. $N_{30} = 22 \div 26$. Bề dày trung bình 2.45 (m).
- Lớp 5: Sét Bùn sét lẫn ít vỏ sò màu xanh đen. Trạng thái dẻo mềm. $N_{30} = 4 \div 5$. Bề dày 5.75 (m).
- Lớp 6: Sét pha lẫn ít vỏ sò màu xám xanh, xám vàng nâu đỏ loang lổ. Trạng thái nửa cứng. $N_{30} = 15 \div 29$. Bề dày 13.75 (m).
- Lớp 7: Sét pha lẫn dăm sạn xám xanh, xám vàng, xám trắng loang lổ. Trạng thái cứng. $N_{30} = 37 \div 50$. Bề dày 13 (m).

6.1.3. Chỉ tiêu cơ lý của nền đất.

Xem phụ lục bảng 6.

6.1.4. Đánh giá nền đất.

Bảng 6.2. Bảng đánh giá nền đất.

$10 > N_{SPT}$	Đất yếu
$10 < N_{SPT} < 30$	Đất trung bình
$30 < N_{SPT} < 50$	Đất tốt
$N_{SPT} > 50$	Đất rất tốt

- Lớp mặt: đất mặt, lớp này sẽ được đào bỏ.
- Lớp 1: Có chỉ số SPT: $8 \div 10$, thuộc nhóm đất yếu.
- Lớp 2: Có chỉ số SPT: $14 \div 15$, thuộc nhóm đất trung bình.
- Lớp 3: Có chỉ số SPT: $2 \div 4$, thuộc nhóm đất yếu.
- Lớp 4: Có chỉ số SPT: $22 \div 26$, thuộc nhóm đất trung bình.
- Lớp 5: Có chỉ số SPT: $4 \div 5$, thuộc nhóm đất yếu.
- Lớp 6: Có chỉ số SPT: $15 \div 29$, thuộc nhóm đất trung bình.
- Lớp 7: Có chỉ số SPT: $37 \div 50$, thuộc nhóm đất tốt.

6.1.5. Điều kiện địa hình – địa mạo khu đất xây dựng.

6.1.5.1. Vị trí và đặc điểm.

Địa điểm xây dựng công trình "Chung cư cao cấp" được xây dựng tại : Ngã tư đường Nguyễn Văn Linh giao với đường Hoàng Diệu – Quận Hải Châu – Thành phố Đà Nẵng.

Chức năng sử dụng của công trình là phục vụ nhu cầu nhà ở, nơi cư trú mang tầm vóc hiện đại, cao cấp cho các hộ gia đình và cá nhân có mức thu nhập trung bình, khá.

Công trình với quy mô 11 tầng cao 38.8 (m) nằm trong khu trung tâm thành phố sẽ trở thành điểm nhấn cho mặt bằng đô thị.

6.1.5.2. Điều kiện tự nhiên.

Khu vực xây dựng có địa hình tương đối bằng phẳng, nền đất cao ráo, khô thoáng. Thuận lợi đối với công tác thi công, vận chuyển máy móc, thiết bị và vật liệu đến chân công trình.

6.1.6. Điều kiện địa chất thủy văn.

Tại vị trí hố khoan 1 (HK1), chiều cao mặt nước ngầm -1 (m) so với mặt đất.

Tại vị trí hố khoan 1 (HK2), chiều cao mặt nước ngầm -1.2 (m) so với mặt đất.

Khả năng biến động giữa mùa mưa và mùa khô (mùa mưa mực nước ngầm thường cao hơn mùa khô).

6.1.7. Các vấn đề địa chất động lực công trình có thể gặp.

Nếu lớp mặt là cát, có khả năng xảy ra hiện tượng cát chảy vào hố móng khi thi công

Nếu có lớp cát giữa 2 lớp sét thì có khả năng có tầng chứa nước áp lực dẫn đến tiềm ẩn nguy cơ xảy ra hiện tượng bùng nền, bục đáy móng công trình, khả năng xảy ra hiện tượng sạt lở thành hố móng khi thi công đào mở.

Vậy dựa vào mặt cắt địa chất công trình, khu vực không có khả năng xảy ra các hiện tượng ảnh hưởng đến quá trình thi công, hoặc tính ổn định của công trình.

6.1.8. Lựa chọn giải pháp móng.

Cơ sở chính để lựa chọn giải pháp nền móng dựa trên:

- + Đặc điểm công trình và tải trọng tác động lên móng công trình.
- + Tình hình phân lớp, chiều dày các lớp đất và tính chất từng lớp đất.

Trong thực tế xây dựng hiện nay móng công trình được chia làm 2 loại chính là móng nông và móng sâu.

6.1.8.1. Móng nông.

Móng nông (trên nền thiên nhiên hoặc nhân tạo) thường được sử dụng cho các công trình có tải trọng lên móng không lớn (áp dụng cho các công trình thấp hơn 7-8 tầng) xây dựng trên các nền đất có các lớp đất tốt đủ dày nằm phía trên.

Móng nông có những loại cơ bản sau đây:

- + Móng đơn dưới cột hoặc tường kết hợp với hệ giằng móng.
- + Móng băng (thường bố trí giao nhau) dưới cột hoặc dưới tường.
- + Móng bè (có sườn hoặc không có sườn).

Lựa chọn móng nông trên nền đất yếu thường phải kết hợp với việc xử lý nền.

6.1.8.2. Móng sâu.

Móng sâu thường được sử dụng cho các công trình có tải trọng lên móng lớn (thông thường nhà cao hơn 8 tầng) hoặc công trình chịu tải trọng ngang lớn và lớp đất tốt nằm dưới sâu. Móng sâu được sử dụng chủ yếu là móng cọc. Phụ thuộc vào vật liệu, cọc có thể là cọc gỗ, cọc thép, cọc bê tông cốt thép (BTCT),...

Phụ thuộc vào công nghệ thi công, cọc bê tông cốt thép có thể được chia ra loại cọc đúc sẵn (đóng, ép) và cọc đổ tại chỗ (cọc khoan nhồi).

- *Cọc ép:*

Ưu điểm: là giá thành rẻ, thích hợp với điều kiện xây chen, không gây chấn động đến các công trình xung quanh. Dễ kiểm tra chất lượng của từng đoạn cọc được thử dưới lực ép. Xác định được sức chịu tải của cọc ép qua lực ép cuối cùng.

Nhược điểm: kích thước và sức chịu tải của cọc bị hạn chế do tiết diện cọc, chiều dài cọc không có khả năng mở rộng và phát triển do thiết bị thi công cọc bị hạn chế hơn so với các công nghệ khác, thời gian thi công kéo dài hay gặp độ chồi giả khi đóng. Với qui mô công trình sẽ gặp không ít khó khăn.

- *Cọc khoan nhồi:*

Ưu điểm : Có thể tạo ra những cọc có đường kính lớn, do đó sức chịu tải của cọc khá cao. Do cách thi công, mặt bên của cọc nhồi thường sần sùi, do đó ma sát giữa đất và cọc nói chung có trị số lớn hơn so với các loại cọc khác. Tốn ít cốt thép vì không phải vận chuyển cọc. Khi thi công không gây ra những chấn động làm nguy hại đến các công

trình lân cận. Nếu dùng cọc nhồi thì điều kiện mở rộng chân cọc (nhằm tăng sức chịu tải của cọc) tương đối dễ dàng hơn .

Nhược điểm : Khó kiểm tra chất lượng cọc.Thiết bị thi công tương đối phức tạp. Công trường dễ bị bẩn trong quá trình thi công.

Kết luận: Công trình có 11 tầng, có nhịp khung lớn nhất 8,5m, tải trọng ngang và đứng truyền xuống chân cột tương đối lớn, địa chất khu vực xây dựng công trình yếu nên giải pháp móng hợp lý, đảm bảo về mặt kỹ thuật cũng như hiệu quả kinh tế là giải pháp móng cọc khoan nhồi D1000, với độ sâu mũi cọc 39,25m lúc khảo sát, mũi cọc cắm vào lớp đất thứ 7 là 2,2 m, chịu tải tốt.

6.2. THIẾT KẾ MÓNG CỌC KHOAN NHỒI.

6.2.1. Các giả thuyết tính toán.

Việc tính toán móng cọc đài thấp dựa vào các giả thuyết sau:

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 quy ước bao gồm cọc, đài cọc, và phần đất giữa của các cọc.

Vì việc tính toán 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 moment của tải trọng ngoài đáy móng khối quy 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 ngàm cứng.

6.2.2. Xác định tải trọng truyền xuống móng.

6.2.2.1. Tải trọng do khung truyền vào móng.

- *Nội lực tính toán tại chân cột gồm:*
 - + N : lực dọc theo trục oz
 - + M_x^t : mô men uốn quanh trục ox.
 - + M_y^t : mô men uốn quanh trục oy.
 - + Q_x^t : lực ngang theo trục ox.

- + Q_y^{tt} : lực ngang theo trục oy.
- Nội Theo kinh nghiệm ta thường dùng các cặp tổ hợp nội lực sau đây để thiết kế móng cọc:

+ Cặp nội lực 1: Lực dọc lớn nhất:
$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max}^{tt} \\ M_x^{tt} \\ M_y^{tt} \\ Q_x^{tt} \\ Q_y^{tt} \end{array} \right.$$

+ Cặp nội lực 2 và 3: Mômen lớn nhất:
$$\left\{ \begin{array}{l} N^{tt} \\ M_{xmax}^{tt} \\ M_y^{tt} \\ Q_x^{tt} \\ Q_y^{tt} \end{array} \right. \text{ hoặc } \left\{ \begin{array}{l} N^{tt} \\ M_x^{tt} \\ M_{ymax}^{tt} \\ Q_x^{tt} \\ Q_y^{tt} \end{array} \right.$$

+ Cặp nội lực 4 và 5: Lực ngang lớn nhất:
$$\left\{ \begin{array}{l} N^{tt} \\ M_x^{tt} \\ M_y^{tt} \\ Q_{xmax}^{tt} \\ Q_y^{tt} \end{array} \right. \text{ hoặc } \left\{ \begin{array}{l} N^{tt} \\ M_x^{tt} \\ M_y^{tt} \\ Q_x^{tt} \\ Q_{ymax}^{tt} \end{array} \right.$$

Trong tính toán móng cọc, ta thường chọn cặp tổ hợp 1 (lực dọc lớn nhất) để tính toán và thiết kế móng cọc, sau đó lấy các cặp nội lực còn lại để kiểm tra.

6.2.2.2. Tải trọng tính toán.

Tải trọng tính toán được dùng để tính toán theo trạng thái giới hạn I.

Bảng 6.3. Tổ hợp nội lực tính toán tại chân cột.

Tên cột	Tổ hợp N_{max}	N^{tt}	M_x^{tt}	M_y^{tt}	Q_x^{tt}	Q_y^{tt}
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
C2-C	Comb9	9018.53	-890.59	7.50	4.44	257.48
C2-A	Comb9	7876.34	-1078.50	-2.87	-1.69	295.74

6.2.2.3. Tải trọng tiêu chuẩn.

Tải trọng tiêu chuẩn được dùng để tính toán theo trạng thái giới hạn II, được xác định bằng cách lấy tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải $n=1.15$

Bảng 6.4. Tổ hợp nội lực tiêu chuẩn tại chân cột.

Tên cột	Tổ hợp N_{max}	N^{tc}	M_x^{tc}	M_y^{tc}	Q_x^{tc}	Q_y^{tc}
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
C2-C	Comb9	7842.20	-774.43	6.52	3.86	223.89
C2-A	Comb9	6848.99	-937.83	-2.50	-1.47	257.16

6.2.2.4. Trọng lượng bản thân giằng móng.

Chọn tiết diện giằng móng 300x500 mm

Trọng lượng bản thân dầm móng:

$$g_{bt}^{dm} = n\gamma_{bt}h_d b_d + n_v\gamma_v\delta_{tr}h_d = 1,1 \times 25 \times 0,5 \times 0,3 + 1,3 \times 18 \times 0,015 \times 0,5 = 4,3 \text{ (kN/m)}$$

6.3. THIẾT KẾ MÓNG M1 (MÓNG GIỮA C2-C).

6.3.1. Chọn vật liệu.

Bê tông cọc B25 có : $R_b = 14,5 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa}$

Cốt thép chịu lực dùm CB400V : $R_s = 350 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 280 \text{ MPa}$

Cốt đai dùm CB240T : $R_s = 210 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 170 \text{ MPa}$

6.3.2. Chọn sơ bộ kích thước tiết diện cọc.

Cọc khoan nhồi chọn kích thước cọc sơ bộ D1000, cốt thép $\Phi 20$ phù hợp với khả năng thi công cọc khoan nhồi ở nước ta có:

$$A_{coc} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 1^2}{4} = 0,785(m^2)$$

Chiều dài cọc: Dựa trên cơ sở tải trọng truyền xuống móng và điều kiện đất nền, với yêu cầu mũi cọc phải đặt trong lớp đất chịu lực tốt nên ta cho mũi cọc cắm vào lớp đất 7 là 2.2 (m).

Chiều dài cọc tính toán như sau: $L_{cọc} = L_1 + L_2 + L_{tt} + L_{mũi}$

Trong đó:

L_1 - chiều dài đoạn cọc bị đập bỏ , lấy thép ngầm vào đài.

Chọn $L_1 = 25 \Phi = 25 \times 20 = 500 \text{ mm} = 0,5 \text{ (m)}$

L_2 - chiều dài đoạn cọc nổi vào đài, chọn $L_2 = 0,15 \text{ (m)}$.

L_{tt} – chiều dài tính toán của cọc, tính từ mép đài đến cao trình chôn cọc.

$$L_{tt} = 36,25 \text{ (m)}$$

$L_{mũi}$ - chiều dày đoạn lớp bê tông bảo vệ đầu cọc. Chọn 5 (cm)

$$\Rightarrow L_{cọc} = 0,5 + 0,15 + 36,25 + 0,05 = 36,95 \text{ (m)}$$

Cốt thép dọc chịu lực chọn $16\phi 20$ có $A_s = 50,27 \text{ cm}^2$.

$$\mu_{\min} = 0.4\% < \mu = \frac{A_s}{A_{cọc}} = \frac{50,27 \times 10^{-4}}{0,785} \times 100\% = 0,6\%$$

6.3.3. Chọn kích thước đài.

Khoảng cách giữa 2 trục tim cọc bố trí theo phương cạnh dài là $\geq 2,5D$ với D được chọn là 1m nên $3D = 3 \text{ (m)}$. Chọn 5,2 (m).

Khoảng cách từ tim cọc nằm ngoài cùng đến mép đài được chọn với điều kiện lớn hơn hoặc bằng $0,7D = 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ (m)}$. Chọn 0,75 (m).

Kích thước cạnh dài a của đài cọc được chọn là: $a = 0,75 \times 2 + 5,2 = 6,7 \text{ (m)}$.

Vậy kích thước đài cọc được giả thiết là $a \times b = 6,7 \times 4,5 \text{ (m} \times \text{m)}$.

6.3.4. Chọn chiều sâu chôn đài.

Sử dụng tải trọng tính toán của tổ hợp bổ sung để tính toán: $Q_{\max} = 257,48 \text{ (kN)}$

Chọn giả thiết lớp đất 1 là lớp đất đặt đáy đài cọc ta có $\gamma = 10,1 \text{ (kN/m}^3)$ là dung trọng của lớp đất thứ nhất và $\varphi = 29^{\circ}21'$ là góc nội ma sát trong của đất.

Chiều sâu đặt đáy đài cọc được lựa chọn thỏa mãn giả thiết thứ nhất: toàn bộ tải trọng ngang tác dụng lên móng cọc do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.

Vì vậy, áp lực ngang của đất tác dụng lên đài cọc (áp lực bị động) cân bằng với tải trọng ngang tác dụng lên đỉnh đài. Điều kiện $h \geq 0,7 h_{\min}$.

$$\text{Ta có } \sum H = Q^t = 257,48 \text{ (kN)}$$

$$h_{\min} = \text{tg}(45 - \varphi / 2) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \sum H}{\gamma \cdot b}} = \text{tg}(45 - 29^{\circ}21' / 2) \cdot \sqrt{\frac{2 \times 257,48}{10,1 \times 4,5}} = 1,96 \text{ (m)}$$

Vậy chọn chiều sâu chôn đài so với mặt đất tự nhiên là -2 (m), ở độ sâu 3 (m) so với cao độ +0.00.

Cao trình mũi cọc ở độ sâu: $-3 - 36,25 = -39,25 \text{ (m)}$ so với cao độ +0.00 và ở độ sâu là -38,25 (m) so với cao độ mặt đất tự nhiên, với 1,8m là chiều cao dự kiến của đài cọc.

6.3.5. Sức chịu tải của cọc khoan nhồi.

6.3.5.1. Sức chịu tải theo vật liệu.

Sức chịu tải cực hạn của cọc được xác định theo công thức:

$$R_{cu,vi} = \varphi(m_1.m_2.A_b.R_b + A_s.R_s)$$

Trong đó:

φ : là hệ số uốn dọc của cọc, với móng cọc đài thấp, cọc xuyên qua các lớp đất khác nhau, lấy $\varphi = 1$

m_1 – hệ số điều kiện làm việc, đối với cọc nhồi bê tông qua ống dịch chuyển thẳng đứng $m_1 = 0,85$.

m_2 – Hệ số điều kiện làm việc kể đến ảnh hưởng của phương pháp thi công cọc. $m_2 = 0,9$

A_b : diện tích tiết diện cọc. $A_b = 0,785 \cdot 50,27^2 \times 10^{-4} = 0,78(m^2)$

R_b : cường độ chịu nén tính toán của bê tông cọc.

A_s : diện tích cốt thép trong cọc: $A_s = 5026,55 (mm^2) = 50,27 (cm^2)$

R_s : cường độ chịu nén của cốt thép.

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu trong giai đoạn làm việc:

$$R_{cu,vi} = \varphi(m_1.m_2.A_b.R_b + A_s.R_s) = 1 \times (0,85 \times 0,9 \times 0,78 \times 10^6 \times 14,5 + 5026,55 \times 350) = 10415,56(kN)$$

6.3.5.2. Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý đất nền.

Sức chịu tải cho phép của cọc đơn theo đất nền được tính theo mục 7.1.11 trong TCVN 10304:2014 như sau:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_k}$$

Với các hệ số lấy theo điều 7.1.12:

+ $\gamma_k = 1,75$, đối với những móng có 1 đến 5 cọc.

+ $R_{c,k}$ là trị tiêu chuẩn sức chịu tải trọng nén của cọc được xác định từ trị riêng sức chịu tải trọng nén cực hạn $R_{c,u}$

$$R_{c,u} = \gamma_c(\gamma_{cq}q_pA_p + u \sum \gamma_{cf}f_iL_i)$$

Trong đó các hệ số lấy theo điều 7.2.3.1:

- + γ_c là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, $\gamma_c = 1$
- + u là chu vi tiết diện ngang thân cọc, $u = \pi d = 3,14 \times 1 = 3,14(m)$
- + A_p : Diện tích cọc tựa lên đất, lấy bằng diện tích tiết diện ngang mũi cọc

$$A_p = \frac{3,14.1^2}{4} = 0,785(m^2)$$

- + q_p : Là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc , tra Bảng 7 TCVN 10304:2014 được, $q_p = 2413 (kN/m^2)$
- + γ_{cq} Là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc , lấy bằng 1
- + γ_{cf} Là hệ số điều kiện làm việc của đất trên thân cọc (tra bảng 5 TCVN 10304 - 2014) , lấy bằng 0,8
- + l_i : là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ "i", theo quy phạm $l_i \leq 2m$
- + f_i : là cường độ sức kháng trên thân cọc của lớp đất thứ i (tra và kết hợp nội suy bảng 3 TCVN 10304 – 2014)

Bảng 6.5. Bảng cường độ sức kháng do ma sát bên thân cọc.

Lớp đất	Loại đất	Lớp phân tổ thứ i	chiều dày lớp thứ i l_i (m)	Z_i (m)	Độ sệt	γ_{cf}	f_i (kN/m ²)	$\Sigma \gamma_{cf}.f_i.l_i$ (kN/m)
1	Cát hạt nhỏ	1	2	3	-	0.8	35	56
		2	2	5	-	0.8	40	64
		3	1.25	6.625	-	0.8	42.63	42.63
2	Cát bụi	4	2	8.25	-	0.8	33.13	53.008
		5	0.85	9.675	-	0.8	33.84	23.0112
3	Bùn sét	6	2	11.1	0.91	0.8	6.9	11.04
		7	2	13.1	0.91	0.8	6.9	11.04
4	Cát hạt mịn	8	2	15.1	-	0.8	51.1	81.76
		9	0.45	16.325	-	0.8	52.325	18.837
5	Bùn sét	10	2	17.55	0.69	0.8	12.359	19.7744
		11	2	19.55	0.69	0.8	12.719	20.3504
		12	1.75	21.425	0.69	0.8	12.8	17.92
6	Sét pha, nửa cứng	13	2	23.3	0.11	0.8	83.62	133.792
		14	2	25.3	0.11	0.8	86.42	138.272
		15	2	27.3	0.11	0.8	89.22	142.752

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

		16	2	29.3	0.11	0.8	92.02	147.232
		17	2	31.3	0.11	0.8	94.82	151.712
		18	2	33.3	0.11	0.8	97.62	156.192
		19	1.75	35.175	0.11	0.8	100	140
7	Sét pha,cứng	20	2	37.05	0.4	0.8	50	80
			0.2	38.15	0.4	0.8	50	8
Tổng								1517.32

$$R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} q_p A_p + u \sum \gamma_{cf} f_i L_i)$$

$$= 1 \times (1 \times 2413 \times 0,785 + 3,14 \times 1517,32) = 6658,60(kN)$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền là:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_k} = \frac{6658,60}{1,75} = 3804,91(kN)$$

6.3.5.3. Sức chịu tải theo cường độ đất nền.

$$R_{c,u}^2 = Q_p + Q_f = q_b A_b + u \sum f_i l_i$$

Trong đó:

- + Q_p là sức kháng đất dưới mũi cọc (kN)
- + Q_f là sức kháng đất bên thân cọc (kN)
- Thành phần chịu tải do mũi cọc:

$$Q_p = q_b A_b \text{ (kN)}$$

Với:

- + A_b : Diện tích tiết diện ngang mũi cọc, $A_b = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 0,785(m^2)$
- + q_p : Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, áp dụng công thức G2 TCVN 10304-2014

$$q_b = c \times N'_c + q'_{\gamma p} \times N'_q \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

- + c : lực dính dưới mũi cọc, $c = 0,37 \text{ (daN/cm}^2\text{)} = 37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- + N'_c, N'_q : Hệ số sức chịu tải của đất dưới mũi cọc
- + $N'_c = 6$ đối với trường hợp cọc khoan nhồi đường kính lớn
- + $N'_q = 100$ tra theo bảng G1

+ q'_{yp} : *Bằng áp lực hiệu quả lớp phủ tại độ sâu mũi cọc*

Sức kháng của đất dưới mũi cọc (đất dưới mũi cọc là đất dính thuần túy):

$$Q_p = q_b A_b = (c \times N'_c) \times A_b = (37 \times 6) \times 0,785 = 174,3 \text{ (kN)}$$

- *Thành phần chịu tải do ma sát hông:*

$$Q_f = u \sum f_i l_i$$

Với:

- + u : là chu vi tiết diện ngang cọc, $u = \pi d = 3,14 \times 1 = 3,14 \text{ (m)}$
- + l_i : chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ i
- + f_i : Cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc được tính theo mục G.2.2

Đối với đất dính: $f_i = \alpha \times c_{u,i}$

- + $c_{u,i}$: là cường độ sức kháng không thoát của lớp đất dính thứ i , $c_{u,i} = 6,25 N_{c,i}$
 $N_{c,i}$: là chỉ số SPT trong đất dính.
- + α : Là hệ số tra theo hình G.1 của TCVN 10304 – 2014.

Đối với đất rời: $f_i = k_i \cdot \bar{\sigma}_{v,z} \cdot \text{tg} \delta_i$

- + k_i : là hệ số áp lực ngang của đất lên cọc, phụ thuộc vào loại cọc, tra bảng G.1 TCVN 10304 – 2014
- + $\bar{\sigma}_{v,z}$: Là ứng suất pháp hiệu quả theo phương đứng trung bình trong lớp đất thứ i
- + δ_i : Là góc ma sát giữa đất và cọc, thông thường đối với cọc bê tông lấy bằng góc ma sát trong đất φ_i , đối với cọc thép lấy bằng $2\varphi_i/3$
- + Trên cọc có độ sâu nhỏ hơn Z_L , $f_i = k_i \cdot \bar{\sigma}_{v,z} \cdot \text{tg} \delta_i$
- + Trên cọc có độ sâu bằng và lớn hơn Z_L , $f_i = k_i \cdot \bar{\sigma}_{v,ZL} \cdot \text{tg} \delta_i$
- + Z_L : là độ sâu giới hạn tra bảng G.1 TCVN 10304 – 2014

Bảng 6.6. Bảng cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc.

Lớp đất	Loại đất	H (m)	$c_{u,i}$ (kN/m ²)	a	k_i	γ (kN/m ³)	Z_L (m)	$\sigma_{v,z}$	$\text{tg} \delta_i$	f_i (kN/m ²)	$f_i l_i$ (kN/m)

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

1	Cát hạt nhỏ	7.25	-	-	0.3	10.1	6	73.225	0.562	12.353	89.558
2	Cát bụi	2.85	-	-	0.5	9.6	8	100.585	0.498	25.057	71.411
3	Bùn sét	4.00	18.75	1	-	6.9	-	128.185	0.090	18.750	75.000
4	Cát hạt mịn	2.45	-	-	0.5	10.4	8	153.665	0.547	42.036	102.987
5	Bùn sét	5.75	28.13	1	-	8.7	-	203.690	0.124	28.125	161.719
6	Sét pha	13.75	106.25	0.52	-	7.3	-	304.065	0.284	55.250	759.688
7	Sét pha	2.20	271.88	0.34	-	10.3	-	315.395	0.350	92.438	203.363
Sf_il_i											1463.73

Sức chịu tải do ma sát hông:

$$Q_f = u \sum f_i l_i = 3,14 \times 1463,73 = 4596,10 \text{ (kN)}$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền là

$$R_{c,u}^2 = Q_p + Q_f = 174,30 + 4596,10 = 4770,40 \text{ (kN)}$$

Sức chịu tải ước đối với móng có từ 1 - 5 cọc:

$$R_{c,k} = \frac{R_{c,u}^2}{\gamma_k} = \frac{4770,40}{1,75} = 2725,94 \text{ (kN)}$$

6.3.5.4. Xác định sức chịu tải thiết kế.

Sức chịu tải của cọc theo cường độ vật liệu: $R_{(vl)} = 10415,56 \text{ (kN)}$

Sức chịu tải của cọc theo cơ lý đất nền: $R_{c,d} = 3804,91 \text{ (kN)}$

Sức chịu tải của cọc theo cường độ đất nền: $R_{c,u} = 2725,94 \text{ (kN)}$

$$\rightarrow P_{(TK)} = \min(R_{(vl)}; R_{c,d}; R_{c,u}) = 2725,94 \text{ (kN)}$$

6.3.6. Bố trí và xác định kích thước đài cọc.

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n = \beta \times \frac{\sum N^u}{P_{ik}}$$

+ $\sum N^u$: Tổng tải trọng thẳng đứng tính toán tại đáy đài.

$$+ \sum N^{tt} = N^{tt} + n \cdot \gamma_{tb} \cdot F_d \cdot h$$

$$+ F_d: \text{ Là diện tích sơ bộ đáy đài, } F_d = 4,5 \times 6,7 = 30,15 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$+ \gamma_{tb}: \text{ Là dung trọng trung bình giữa vật liệu làm móng và đất nền, } \gamma_{tb} = (20 - 22) \text{ kN/m}^3, \text{ lấy } \gamma_{tb} = 20 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$+ h: \text{ Là chiều sâu chôn đài, } h = 2 \text{ (m)}$$

$$+ \beta: \text{ Là hệ số xét đến do moment, } \beta = 1,3$$

$$\sum N^{tt} = N^{tt} + n \cdot \gamma_{tb} \cdot F_d \cdot h = 9018,53 + 1,1 \times 20 \times 30,15 \times 2 = 10345,13 \text{ (kN)}$$

Bảng 6.7. Bảng tính toán số lượng cọc cho móng M1(C2-C).

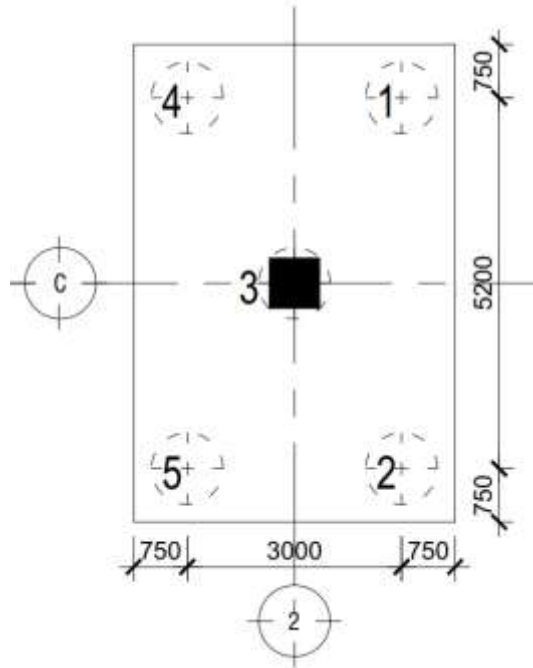
Móng	$\sum N^{tt}$	R_{tk}	β	n_c	$n_{c, \text{chọn}}$
	(kN)	(kN)		(cọc)	(cọc)
C2-C	10345.13	2725.94	1.3	4.934	5

Bố trí cọc trong đài:

$$+ \text{ Khoảng cách từ tim cọc góc và biên đến mép ngoài đài: } 0,75 \text{ (m)}$$

$$+ \text{ Khoảng cách giữa các cọc theo phương X: } 3d = 3 \text{ (m). Chọn } 3 \text{ (m)}$$

$$+ \text{ Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y: } 3d\sqrt{3} = 5,19 \text{ (m). Chọn } 5,2 \text{ (m)}$$



Hình 6.2. Mặt bằng bố trí cọc khoan nhồi móng M1(C2-C).

6.3.7. Kiểm tra phản lực đầu cọc.

$$\text{Điều kiện kiểm tra : } \begin{cases} N_{j\max} \leq P_{(TK)} \\ N_{j\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 1.8\text{m}$.

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n\gamma_{bt}F_d h_d = 1,1 \times 25 \times (4,5 \times 6,7) \times 1,8 = 1492,43\text{kN}$$

- $F_d (m^2)$: Là diện tích đài móng
- $g_{bt} (kN/m^3)$: Trọng lượng riêng của bê tông.

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

Tổng lực dọc và tổng mômen gây ra ở cao độ đáy đài cọc (cặp tổ hợp 1 $|N|_{\max}, M_x^t, M_y^t, Q_x^t, Q_y^t$)

$$\sum N^t = N_0^t + N_d^t = 9018,53 + 1492,43 = 10510,96(kN)$$

$$\sum M_x^t = M_x^t + Q_y^t \times h_d = 890,59 + 257,48 \times 1,8 = 1354,05(kN.m)$$

$$\sum M_y^t = M_y^t + Q_x^t \times h_d = 7,50 + 4,44 \times 1,8 = 15,49(kN.m)$$

$$\text{Tải trọng tác dụng lên cọc : } N_j = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Ta có:

$$\begin{aligned} N_{i,\max} &= \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \\ &= \frac{10510,96}{5} + \frac{1354,05 \times 2,6}{27,04} + \frac{15,49 \times 1,5}{9} = 2234,97(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{i,\min} &= \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \\ &= \frac{10510,96}{5} + \frac{1354,05 \times (-2,6)}{27,04} + \frac{15,49 \times (-1,5)}{9} = 1969,41(\text{kN}) \end{aligned}$$

Trong đó:

- + N : là lực dọc truyền xuống cọc.
- + n : số lượng cọc trong móng.
- + x_i, y_i : tọa độ tìm cọc thứ i tại cao trình đáy đài.
- + M_x, M_y : là momen uốn, tương ứng với trục trọng tâm chính x, y mặt bằng cọc tại cao trình đáy đài.

$$\text{Kiểm tra điều kiện: } \begin{cases} N_{j\max} = 2234,97(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1969,41(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

Kiểm tra với các cặp tổ hợp còn lại, kết quả tính toán thành lập bảng sau:

Bảng 6.8. Bảng phản lực đầu cọc ở các tổ hợp khác.

Tổ hợp	N^{tt}	M_x^{tt}	M_y^{tt}	Q_x^{tt}	Q_y^{tt}	SN ^{tt}	SM _x ^{tt}	SM _y ^{tt}	x_i	y_i	N_i (kN)
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)						
2- $M_{x\max}$	7629	991.35	4.884	2.893	287.1	9121	1508.1	10.09	1.5	2.6	1970.98
									-1.5	-2.6	1677.6
3- $M_{y\max}$	8828.3	-13.287	697.4	204.1	5.822	10321	23.767	1065	1.5	2.6	2243.9
									-1.5	-2.6	1884.39
4- $Q_{x\max}$	8828.3	-13.287	697.4	204.1	5.822	10321	23.767	1065	1.5	2.6	2243.9
									-1.5	-2.6	1884.39
5- $Q_{y\max}$	7629	-991.35	4.884	2.893	287.1	9121	1508.1	10.09	1.5	2.6	1970.98
									-1.5	-2.6	1677.6

Kiểm tra điều kiện:

$$\text{Cặp nội lực 2: } \begin{cases} N_{j\max} = 1970,98(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1677,60(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

$$\text{Cặp nội lực 3: } \begin{cases} N_{j\max} = 2243,90(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1884,39(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

$$\text{Cặp nội lực 4: } \begin{cases} N_{j\max} = 2243,90(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1884,39(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

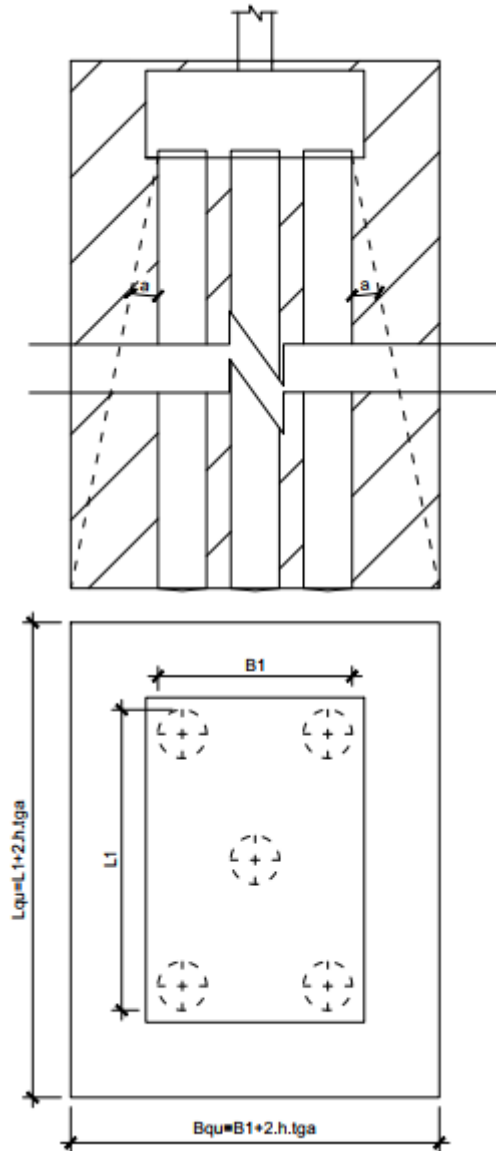
$$\text{Cặp nội lực 5: } \begin{cases} N_{j\max} = 1970,98(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1677,60(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

Kết luận:

- + Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp còn lại, 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.

6.3.8. Kiểm tra điều kiện đất nền dưới đáy mũi cọc.

6.3.8.1. Áp lực dưới đáy khối móng quy ước.



Hình 6.3. Sơ đồ khối móng quy ước móng MI (C2-C).

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:

Góc ma sát trong tính toán trung bình của đất $\varphi_{II,mt}$ được xác định theo mục 7.4.4 TCXDVN 10304 :2014.

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum \varphi_{II,i} l_i}{\sum l_i} = \frac{5,25 \times 29^{\circ}21' + 2,85 \times 26^{\circ}29' + 4 \times 5^{\circ}10' + 2,45 \times 28^{\circ}41' + 5,75 \times 7^{\circ}3' + 13,75 \times 15^{\circ}51' + 2,2 \times 19^{\circ}16'}{5,25 + 2,85 + 4 + 2,45 + 5,75 + 13,75 + 2,2} = 17^{\circ}8'$$

Trong đó:

- + $\varphi_{II,i}$: là góc ma sát trong tính toán của từng lớp đất có chiều dày l_i mà cọc đi qua.
- + l_i : là chiều dài đoạn cọc trong lớp đất thứ i .
- + Góc mở α của móng khối quy ước: $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{17^{\circ}8'}{4} = 4^{\circ}17'$

Chiều rộng khối móng quy ước theo phương X:

$$B_{qu} = B_1 + 2 \times h \times \tan \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = 4 + 2 \times 36,25 \times \tan(4^{\circ}17') = 9,43\text{m}$$

Chiều rộng khối móng quy ước theo phương Y:

$$L_{qu} = L_1 + 2 \times h \times \tan \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = 6,2 + 2 \times 36,25 \times \tan(4^{\circ}17') = 11,63\text{m}$$

Chiều cao khối móng quy ước:

$$H_{qu} = L_{tt} + h_d + 0,2 = 36,25 + 1,8 + 0,2 = 38,25(\text{m})$$

Diện tích khối móng quy ước:

$$A_{qu} = B_{qu} L_{qu} = 9,43 \times 11,63 = 109,67\text{m}^2$$

Khối lượng đất trong móng khối quy ước:

$$G_d = A_{qu} \times \sum \gamma_i H = 109,67 \times 306,525 = 33616,87(\text{kN})$$

$$\sum \gamma_i H = 10,1 \times 5,25 + 9,6 \times 2,85 + 6,9 \times 4 + 10,4 \times 2,45 + 8,7 \times 5,75 + 7,3 \times 13,75 + 10,3 \times 2,2 = 306,525 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Khối lượng đất bị cọc đào, móng chiếm chỗ:

$$G_{dc} = nA_p \times \sum \gamma_i H_i + \gamma V_d = 5 \times 0,785 \times 306,525 + 10,1 \times 4,5 \times 6,7 \times 1,8 = 1751,24(\text{kN})$$

Trong đó: (tính từ đáy móng đến mũi cọc)

$$\sum \gamma_i H = 10,1 \times 5,25 + 9,6 \times 2,85 + 6,9 \times 4 + 10,4 \times 2,45 + 8,7 \times 5,75 + 7,3 \times 13,75 + 10,3 \times 2,2 = 306,525 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Khối lượng cọc và đài bê tông :

$$G_c = n A_p \gamma_{bt} L + W_d = 5 \times 0,785 \times 25 \times 36,25 + 25 \times 4,5 \times 6,7 \times 1,8 = 4913,78 \text{ (kN)}$$

Khối lượng tổng trên móng khối quy ước:

$$G_{qu} = G_d + G_c - G_{dc} = 33616,87 + 4913,78 - 1751,24 = 36779,42 \text{ (kN)}$$

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước , kiểm tra với giá trị tải tiêu chuẩn cặp tổ hợp 1 $|N|_{\max}, M_x^{tu}, M_y^{tu}, Q_x^{tu}, Q_y^{tu}$

$$\sum N_{qu}^{tc} = N_{tc} + G_{qu} = 7842,20 + 36779,42 = 44621,62 \text{ (kN)}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = M_x^{tc} + h_{qu} Q_y^{tc} = 774,43 + 38,25 \times 223,89 = 9338,34 \text{ (kNm)}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = M_y^{tc} + h_{qu} Q_x^{tc} = 6,52 + 38,25 \times 3,86 = 154,25 \text{ (kNm)}$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{9,43 \times 11,63^2}{6} = 212,58 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{11,63 \times 9,43^2}{6} = 172,37 \text{ (m}^3\text{)}$$

Ứng suất đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{44621,62}{109,67} + \frac{9338,34}{212,58} + \frac{154,25}{172,37} = 451,69 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{44621,62}{109,67} - \frac{9338,34}{212,58} - \frac{154,25}{172,37} = 362,04 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{44621,62}{109,67} = 406,87 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

6.3.8.2. Cường độ tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng khối quy ước.

Theo mục 4.6.9 TCVN 9362 – 2012, áp lực trung bình tác dụng lên nền ở dưới đáy móng được tính :

$$R_{qu}^{\text{II}} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma_{\text{II}} + B \cdot h \cdot \gamma'_{\text{II}} + D \cdot c_{\text{II}})$$

Trong đó:

- + k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,0$ lấy theo **mục 4.6.11 TCVN 9362:2012** (dựa vào kết quả thí nghiệm trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng).
- + b : chiều rộng móng khối qui ước
- + h : chiều cao móng khối qui ước
- + $m_1 = 1,2$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền.
- + m_2 : Hệ số điều kiện làm việc của công trình. Do công trình không thuộc loại tuyệt đối cứng nên lấy: $m_2 = 1.0$ (Bảng 15, TCVN 9362:2012)
- + A, B, D : hệ số phụ thuộc vào ma sát trong φ của lớp đất đặt đáy móng khối qui ước. Mũi cọc tại lớp đất thứ 7 có $\varphi = 19^\circ 16'$. Tra bảng 14 trong TCVN 9362-Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình $\Rightarrow A = 0,481$; $B = 2,935$; $D = 5,532$.
- + $\gamma_{\text{II}} = 10,3 (\text{kN} / \text{m}^3)$: Dung trọng lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở xuống.
- + γ'_{II} : Là dung trọng trung bình của các lớp đất kể từ đáy khối móng qui ước trở lên.

$$\begin{aligned} \gamma'_{\text{II}} &= \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4 + \gamma_5 \cdot h_5 + \gamma_6 \cdot h_6 + \gamma_7 \cdot h_7}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7} \\ &= \frac{10,1 \times 7,25 + 9,6 \times 2,85 + 6,9 \times 4 + 10,4 \times 2,45 + 8,7 \times 5,75 + 7,3 \times 13,75 + 10,3 \times 2,2}{7,25 + 2,85 + 4 + 2,45 + 5,75 + 13,75 + 2,2} \\ &= 8,542 (\text{kN} / \text{m}^3) \end{aligned}$$

- + $C_{\text{II}} = 37 (\text{kN}/\text{m}^2)$: Trị số tính toán thứ 2 của lực dính lấy đối với lớp đất đặt trực tiếp đáy móng khối qui ước

$$\begin{aligned} \rightarrow R_{qu}^{\text{II}} &= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} \cdot (0,481 \times 9,43 \times 10,3 + 2,935 \times 38,25 \times 8,542 + 5,532 \times 37) \\ &= 1452,41 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

Kiểm tra ứng suất tại đáy móng khối qui ước:

$$\begin{cases} \sigma_{\text{tb}}^{\text{tc}} = 406,87 (\text{kN}/\text{m}^2) \leq R_{qu}^{\text{II}} = 1452,41 (\text{kN}/\text{m}^2) \\ \sigma_{\text{max}}^{\text{tc}} = 451,69 (\text{kN}/\text{m}^2) \leq 1,2 \times R_{qu}^{\text{II}} = 1,2 \times 1452,41 = 1742,89 (\text{kN}/\text{m}^2) \\ \sigma_{\text{min}}^{\text{tc}} = 362,04 (\text{kN}/\text{m}^2) \geq 0 \end{cases}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện ổn định đất nền dưới đáy móng khối quy ước.

⇒ Biến dạng nền đất dưới đáy móng khối quy ước là biến dạng ổn định.

6.3.9. Kiểm tra độ lún của khối móng quy ước.

Ứng suất do trọng lượng bản thân đất tại đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{bt} = \sum \gamma_i \times h_i = \gamma_1 \times h_1 + \gamma_2 \times h_2 + \gamma_3 \times h_3 + \gamma_4 \times h_4 + \gamma_5 \times h_5 + \gamma_6 \times h_6 + \gamma_7 \times h_7 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bt} = 10,1 \times 7,25 + 9,6 \times 2,85 + 6,9 \times 4 + 10,4 \times 2,45 + 8,7 \times 5,75 + 7,3 \times 13,75 + 10,3 \times 2,2$$

$$\sigma_{bt} = 326,725 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{gl}^{z=0} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 406,87 - 326,725 = 80,14 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

Chia đất nền dưới đáy móng khối quy ước:

$$(0,4 \div 0,6) \times B_{qu} = (0,4 \div 0,6) \times 9,43 = (3,77m \div 5,66m)$$

Phía dưới móng khối là lớp sét pha đồng nhất, chia thành từng lớp $h_i = 1$ (m).

Ứng suất gây lún tại độ sâu z (m) kể từ đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{gl}^{zi} = k_0 \times \sigma_{gl}^{z=0}$$

k_0 phụ thuộc vào $\frac{z}{B_{qu}}; \frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{11,63}{9,43} = 1,23$, tra bảng 2.15 tài liệu “Phân tích và tính

toán Móng cọc”, PGS. TS. Võ Phán

$$\sigma_{bt}^i = \sigma_{bt} + z_i \times \gamma$$

Điều kiện tính lún trong phạm vi nền: $\sigma_{bt}^i \geq 5\sigma_{zi}^{gl}$

Độ lún của móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$s_i = \sum \frac{\beta_i}{E_i} \times \sigma_{gl}^{zi} \times h_i$$

Trong đó:

+ β : Hệ số không thứ nguyên lấy bằng 0.8

+ E_i : mô đun biến dạng của lớp đất thứ i , $E = 187$ (daN/cm²).

Bảng 6.9. Bảng tính toán ứng suất gây lún tại độ sâu z_i .

Điểm tính	Lớp phân tố	Chiều sâu z_i (m)	Chiều dày h_i (m)	$\frac{z}{B_{qu}}$	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	k_o	S_{bt}^i (kN/m ²)	$S_{gl}^{z_i}$ (kN/m ²)	$\frac{S_{gl}^{z_i}}{S_{bt}^i}$
0		0		0	1.23	1	326.73	80.143	0.2453
	1		1						
1		1		0.106	1.23	0.937	337.03	75.094	0.2228
	2		1						
2		2		0.212	1.23	0.874	347.33	70.045	0.2017
	3		1						
3		3		0.318	1.23	0.812	357.63	65.076	0.182
	4		1						
4		4		0.424	1.23	0.75	367.93	60.108	0.1634
	5		1						
5		5		0.53	1.23	0.687	378.23	55.058	0.1456

Giới hạn tính lún lấy đến điểm 3 ở độ sâu 3 (m) kể từ đáy khối móng quy ước

Độ lún của khối móng quy ước:

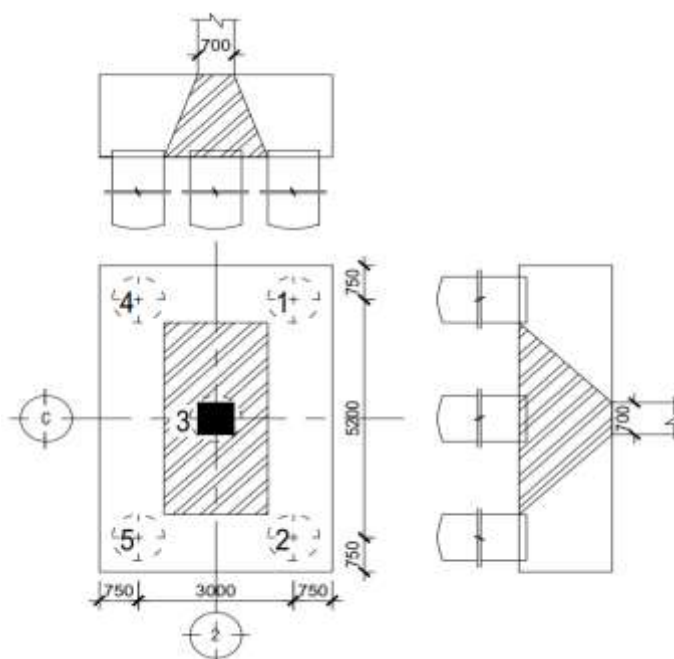
Ta có độ lún tuyệt đối $S_{gh} = 10$ (cm) (phụ lục E TCVN 10304-2014)

$$s_i = \sum \frac{\beta_i}{E_i} \times \sigma_{gl}^{z_i} \times h_i = \frac{0,8 \times 1}{18700} \times (80,143 + 75,094 + 70,045 + 65,076) = 0,012(m) < s_{gh} = 10(cm) = 0,1(m)$$

⇒ Vậy độ lún dự báo của khối móng thỏa điều kiện cho phép.

6.3.10. Tính toán đài cọc.

6.3.10.1. Kiểm tra điều kiện phá hoại trên mặt phẳng nghiêng.



Hình 6.4. Tháp chọc thủng đài trên mặt phẳng nghiêng móng M1(C2-C).

Mặt phẳng nghiêng cần kiểm tra xuất phát từ mép trong của hàng cọc ngoài cùng đến mép cột, với bề rộng đài $b = 4,5$ (m), chọn $a = 15$ cm.

Kiểm tra điều kiện chọc thủng: có $b = 4,5$ (m) $> b_k + 2 \cdot h_0 = 0,7 + 2 \times 1,65 = 4$ (m)

Kiểm tra theo công thức sau:

$$P_{np} \leq (b_k + h_0) \cdot h_0 \cdot k \cdot R_k$$

Trong đó:

- + b : Cạnh đáy đài song song với b_k
- + b_k : Cạnh của tiết diện cột song song với mép của lăng thể chọc thủng.
- + P_{np} : tổng nội lực tại các đỉnh cọc nằm giữa mép đài và lăng thể chọc thủng.

$$P_{np} = P_{max} + P_{min} = 2234,97 + 1969,41 = 4204,38 \text{ (kN)}$$

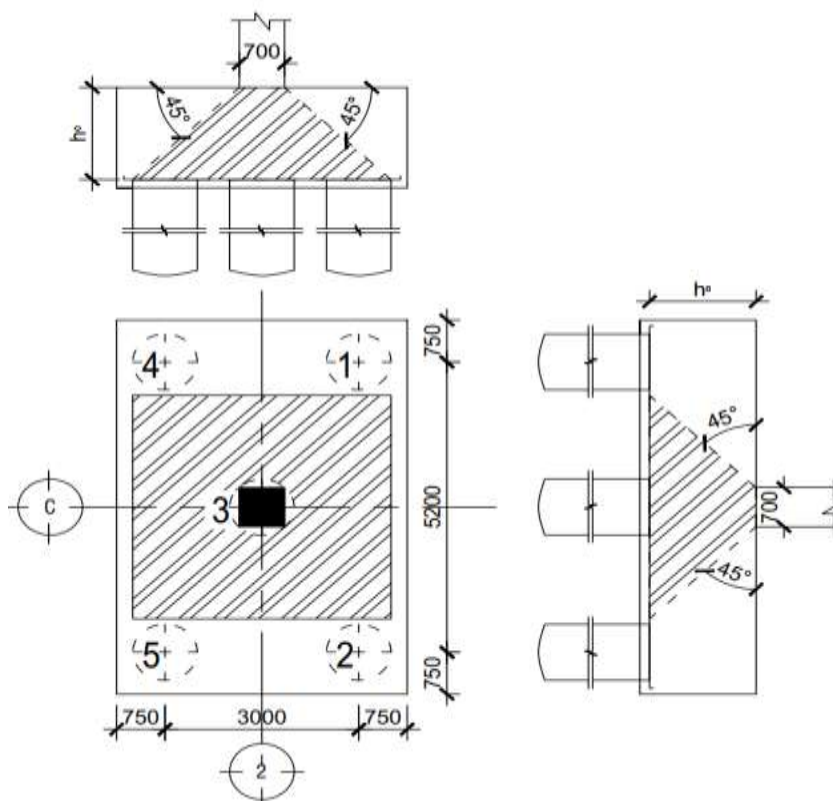
- + R_k : sức chịu kéo tính toán của bê tông $R_k = 1,05$ (Mpa).
- + k : hệ số phụ thuộc tỷ số c/h_0 (tra bảng 3.27 sách “Nền và móng” trang 150).
với $c = 0,65$ m là khoảng cách từ mép cột đến mép hàng cọc đang xét, $c/h_0 = 0,39$ tra bảng $k = 1,151$.

Ta có : $4204,38$ (kN) $< (0,7 + 1,65) \times 1,65 \times 1,151 \times 1050 = 4686,15$ (kN) (**thỏa**)

6.3.10.2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng.

Theo điều kiện này người ta cho rằng nếu móng bị chọc thủng thì sự chọc thủng xảy ra theo bề mặt hình chóp cắt có các mặt bên xuất phát từ chân cột, và nghiêng 1 góc 45° so với phương thẳng đứng.

Vẽ tháp chọc thủng thì lăng thể chọc thủng không trùm qua tất cả các cọc. Như vậy cần kiểm tra chống xuyên thủng đài cọc.



Hình 6.5. Tháp chọc thủng đài cọc móng M1 (C2-C).

Lực gây xuyên thủng P_{xt} lấy bằng lực tác dụng lên tháp xuyên thủng, trừ đi phản lực đầu cọc nằm hoàn toàn trong phạm vi tháp xuyên thủng:

$$P_{xt} = N^t - \sum P_{i(xt)}$$

Trong đó :

- + N^t : Là lực dọc tính toán tại chân cột (lấy tổ hợp N^t_{max}), $N^t = 9018,53$ (kN)
- + $\sum P_{i(xt)}$: Phản lực đầu cọc nằm trong phạm vi đáy lớn tháp xuyên thủng, cọc số 3 nằm hoàn toàn trong phạm vi đáy lớn tháp xuyên thủng.

$$P_{xt} = N^t - \sum P_{i(xt)} = 9018,53 - \frac{9018,53}{5} = 7214,82(kN)$$

Lực chống xuyên thủng $P_{0(cx)} = \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0$

Trong đó :

- + α : Là hệ số phụ thuộc vào loại bê tông, bê tông nặng $\alpha = 1$.
- + R_{bt} : Là cường độ chịu kéo của bê tông, $R_{bt} = 1,05$ (Mpa).
- + h_0 : Là chiều cao làm việc của tiết diện, $h_0 = 1,8 - 0,15 = 1,65$ (m).
- + u_m : Là giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới tháp nén thủng hình thành khi bị nén thủng, trong phạm vi chiều cao làm việc của tiết diện. Với $u_m = 2(h_c + b_c + 2h_0) = 2.(0,7 + 0,7 + 2 \times 1,65) = 9,4$ (m).

$$P_{0(cx)} = \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 = 1 \times 1050 \times 9,4 \times 1,65 = 16285,5 (kN) > P_{xt} \text{ (thỏa)}$$

Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

6.3.11. Tính toán cốt thép đài cọc.

Đài cọc được tính toán như cấu kiện chịu uốn, xem đài là bản công xôn có một đầu ngàm vào mép cọc và đầu kia tự do, với giả thuyết đài móng tuyệt đối cứng.

Ngoại lực tác dụng lên đài là phản lực đầu cọc trong phạm vi của dầm công xôn.

Xác định mômen trong đài:

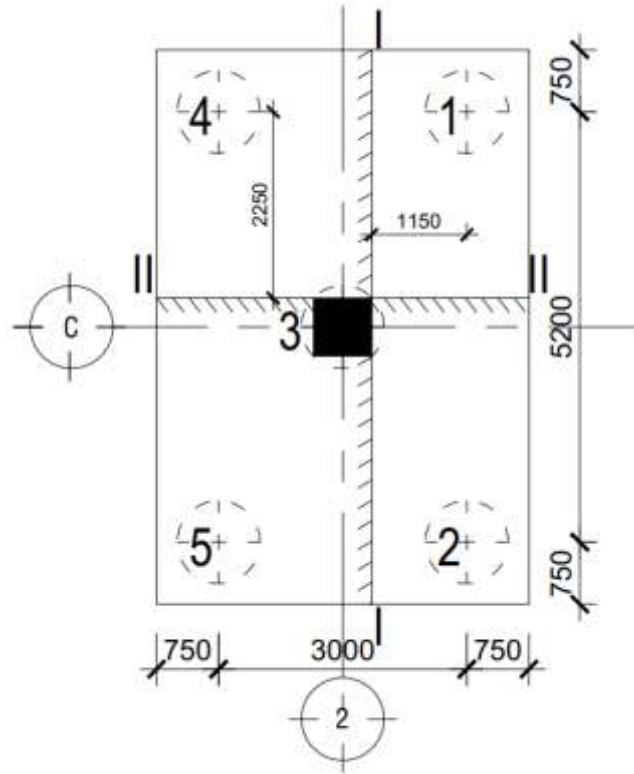
$$\text{Mômen tính cho cả hai phương : } M = \sum N_j L_i$$

Trong đó:

- + M : Mômen trong đài tại mép cọc
- + N_j : Phản lực đầu cọc thứ i tác dụng lên bản công xôn
- + L_i : Khoảng cách từ lực đến mép ngàm của bản công xôn

Dùng giá trị phản lực của các cọc 1,2 để tính toán cốt thép theo phương X.

Dùng giá trị phản lực của các cọc 1,4 để tính toán cốt thép theo phương Y.



Hình 6.6. Sơ đồ thép móng M1 (C2-C).

Vì cặp nội lực 1 có giá trị phản lực của các cọc lớn hơn các cặp nội lực còn lại nên ta dùng để tính toán cốt thép.

Bảng 6.10. Bảng giá trị phản lực các đầu cọc của tổ hợp 1.

Cọc TH1	x_i	y_i	Sx_i^2	Sy_i^2	N_i (kN)	N_{MAX}	N_{MIN}
cọc 1	1.5	2.6	9	27.04	2234.97	2234.971	1969.41
cọc 2	1.5	-2.6	9	27.04	1974.58		
cọc 4	-1.5	2.6	9	27.04	2229.81		
cọc 5	-1.5	-2.6	9	27.04	1969.41		

6.3.11.1. Tính toán cốt thép đài cọc theo phương X (mặt cắt I-I).

Tiết diện xét tính là tiết diện chữ nhật: $b \times h = 670 \times 180 \text{ cm}$

Chọn: $a = 15 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h_n - a = 180 - 15 = 165 \text{ cm}$.

Mômen tương ứng với mặt ngàm I-I:

$$M_{I-I} = l_1 P_1 + l_2 P_2 = 1,15 \times (2234,97 + 1974,58) = 4840,98 (\text{kN.m})$$

Tính các hệ số

$$\alpha_m = \frac{M_{I-I}}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{4840,98 \times 100}{0,9 \times 1,45 \times 670 \times 165^2} = 0,02$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,99$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s^I = \frac{M_{I-I}}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{4840,98 \times 100}{35 \times 0,99 \times 165} = 84,67(\text{cm}^2)$$

Chọn 28Φ20a100 có $A_s^{\text{ch}} = 87,96(\text{cm}^2)$.

6.3.11.2. Tính toán cốt thép đài cọc theo phương Y (mặt cắt II-II).

Tiết diện xét tính là tiết diện chữ nhật: $b \times h = 450 \times 180\text{cm}$

Chọn: $a = 15\text{cm} \rightarrow h_0 = h_a - a = 180 - 15 = 165\text{cm}$.

Mômen tương ứng với mặt ngàm II-II:

$$M_{II-II} = l_1 P_1 + l_4 P_4 = 2,25 \times (2234,97 + 2229,81) = 10045,76(\text{kN.m})$$

Tính các hệ số

$$\alpha_m = \frac{M_{II-II}}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{10045,76 \times 100}{0,9 \times 1,45 \times 450 \times 165^2} = 0,063$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,063}) = 0,967$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s^I = \frac{M_{II-II}}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{10045,76 \times 100}{35 \times 0,967 \times 165} = 179,89(\text{cm}^2)$$

Chọn 58Φ20a100 có $A_s^{\text{ch}} = 182,2(\text{cm}^2)$.

6.4. THIẾT KẾ MÓNG M2 (MÓNG BIÊN C2-A).

6.4.1. Bố trí và xác định kích thước đài cọc.

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n = \beta \times \frac{\sum N''}{P_{tk}}$$

+ $\sum N''$: Tổng tải trọng thẳng đứng tính toán tại đáy đài.

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

$$+ \sum N^{tt} = N^{tt} + n \cdot \gamma_{tb} \cdot F_d \cdot h$$

+ F_d : Là diện tích sơ bộ đáy đài, $F_d = 4,5 \times 4,5 = 20,25 \text{ (m}^2\text{)}$

+ γ_{tb} : Là dung trọng trung bình giữa vật liệu làm móng và đất nền, $\gamma_{tb} = (20 - 22) \text{ kN/m}^3$, lấy $\gamma_{tb} = 20 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

+ h : Là chiều sâu chôn đài, $h = 2 \text{ (m)}$

+ β : Là hệ số xét đến do moment, $\beta = 1,3$

$$\sum N^{tt} = N^{tt} + n \cdot \gamma_{tb} \cdot F_d \cdot h = 7876,34 + 1,1 \times 20 \times 20,25 \times 2 = 8767,3 \text{ (kN)}$$

Bảng 6.11. Bảng tính toán số lượng cọc cho móng M1 (C2-A).

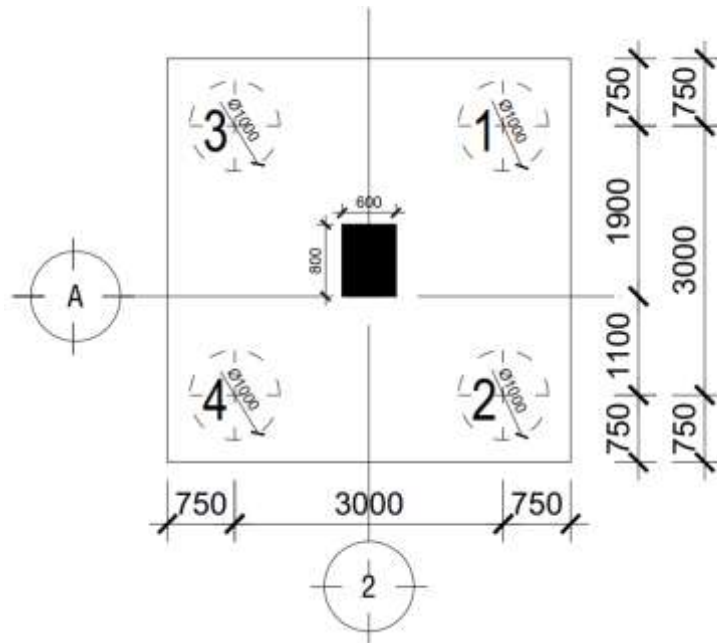
Móng	$\sum N^{tt}$	R_{tk}	β	n_c	$n_{c, \text{chọn}}$
	(kN)	(kN)		(cọc)	(cọc)
C2-A	8767	2725.94	1.3	4.181	4

Bố trí cọc trong đài:

+ Khoảng cách từ tim cọc góc và biên đến mép ngoài đài: 0,75 (m)

+ Khoảng cách giữa các cọc theo phương X: $3d = 3 \text{ (m)}$

+ Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y: $3d = 3 \text{ (m)}$



Hình 6.7. Mặt bằng bố trí cọc khoan nhồi móng M2 (C2-A).

6.4.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc.

$$\text{Điều kiện kiểm tra : } \begin{cases} N_{j\max} \leq P_{(TK)} \\ N_{j\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 1.8\text{m}$.

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n\gamma_{bt}F_d h_d = 1,1 \times 25 \times (4,5 \times 4,5) \times 1,8 = 1002,38(\text{kN})$$

- $F_d (m^2)$: Là diện tích đài móng
- $g_{bt} (kN/m^3)$: Trọng lượng riêng của bê tông.

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

Tổng lực dọc và tổng mômen gây ra ở cao độ đáy đài cọc (cặp tổ hợp 1 $|N|_{\max}, M_x^t, M_y^t, Q_x^t, Q_y^t$)

$$\sum N^t = N_0^t + N_d^t = 7876,34 + 1002,38 = 8878,72(\text{kN})$$

$$\sum M_x^t = M_x^t + Q_y^t \times h_d = 1078,50 + 295,74 \times 1,8 = 1610,83(\text{kN.m})$$

$$\sum M_y^t = M_y^t + Q_x^t \times h_d = 2,87 + 1,69 \times 1,8 = 5,91(\text{kN.m})$$

$$\text{Tải trọng tác dụng lên cọc : } N_j = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Ta có:

$$\begin{aligned} N_{i,\max} &= \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \\ &= \frac{8878,72}{4} + \frac{1610,83 \times 1,5}{9} + \frac{5,91 \times 1,5}{9} = 2489,14(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{i,\min} &= \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \\ &= \frac{8878,72}{4} + \frac{1610,83 \times (-1,5)}{9} + \frac{5,91 \times (-1,5)}{9} = 1950,22(\text{kN}) \end{aligned}$$

Trong đó:

- + N : là lực dọc truyền xuống cọc.
- + n : số lượng cọc trong móng.
- + x_i, y_i : tọa độ tìm cọc thứ i tại cao trình đáy đài.
- + M_x, M_y : là momen uốn, tương ứng với trục trọng tâm chính x, y mặt bằng cọc tại cao trình đáy đài.

Kiểm tra điều kiện:
$$\begin{cases} N_{j\max} = 2489,14(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1950,22(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

Kiểm tra với các cặp tổ hợp còn lại, kết quả tính toán thành lập bảng sau:

Bảng 6.12. Bảng tổng hợp phản lực đầu cọc ở các tổ hợp khác.

Tổ hợp	N^{tt}	M_x^{tt}	M_y^{tt}	Q_x^{tt}	Q_y^{tt}	SN^{tt}	SM_x^{tt}	SM_y^{tt}	x_i	y_i	N_i (kN)
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)						
2- $M_{x\max}$	7853.98	1190.4	-2.825	-1.66	323.9	8856.4	1773.5	5.8151	1.5	1.5	2510.64
									-1.5	-1.5	1917.54
3- $M_{y\max}$	7141.7	-52.05	514.68	-155	33.15	8144.1	111.71	794.04	1.5	1.5	2186.98
									-1.5	-1.5	1885.06
4- $Q_{x\max}$	7141.7	-52.05	-514.7	155.2	33.15	8144.1	111.71	794.04	1.5	1.5	2186.98
									-1.5	-1.5	1885.06
5- $Q_{y\max}$	7853.98	-1190.4	-2.825	-1.66	323.9	8856.4	1773.5	5.8151	1.5	1.5	2510.64
									-1.5	-1.5	1917.54

Kiểm tra điều kiện:

Cặp nội lực 2:
$$\begin{cases} N_{j\max} = 2510,64(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1917,54(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

Cặp nội lực 3:
$$\begin{cases} N_{j\max} = 2186,98(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1885,06(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

Cặp nội lực 4:
$$\begin{cases} N_{j\max} = 2186,98(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1885,06(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

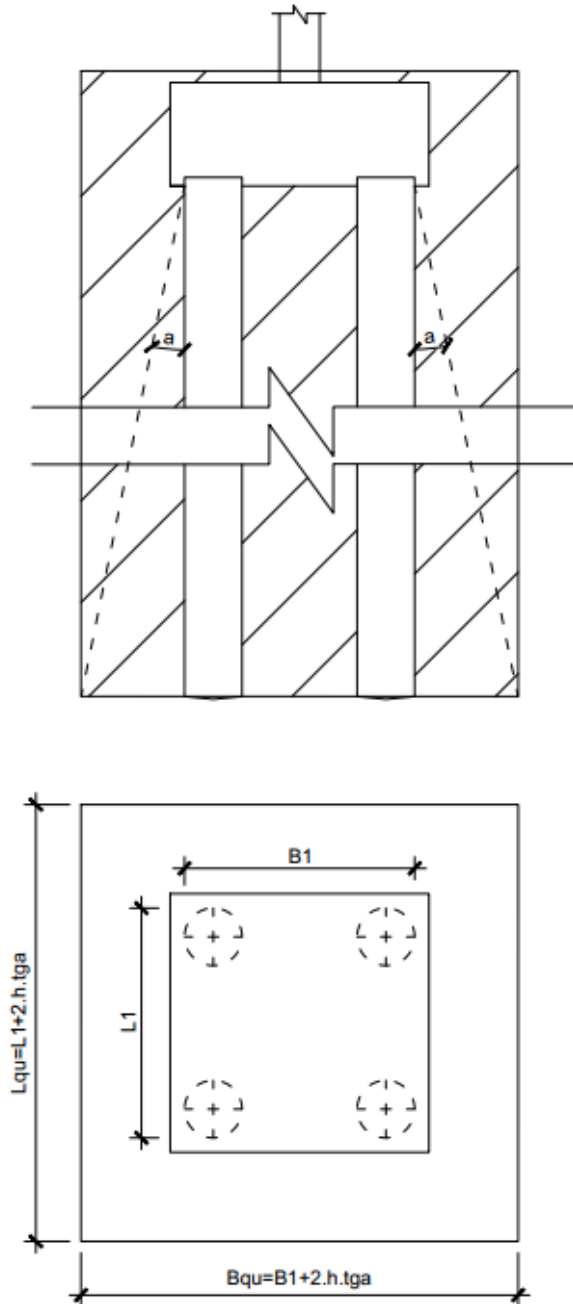
Cặp nội lực 5:
$$\begin{cases} N_{j\max} = 2510,64(\text{kN}) \leq P_{(\text{TK})} = 2725,94(\text{kN}) \\ N_{j\min} = 1917,54(\text{kN}) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

Kết luận:

- + Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp còn lại, 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.

6.4.3. Kiểm tra điều kiện đất nền dưới đáy mũi cọc.

6.4.3.1. Áp lực dưới đáy khối móng quy ước.



Hình 6.8. Sơ đồ khối móng quy ước móng M2 (C2-A).

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:

Góc ma sát trong tính toán trung bình của đất $\varphi_{II,mt}$ được xác định theo mục 7.4.4 TCXDVN 10304 :2014.

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum \varphi_{II,i} l_i}{\sum l_i} = \frac{5,25 \times 29^{\circ} 21' + 2,85 \times 26^{\circ} 29' + 4 \times 5^{\circ} 10' + 2,45 \times 28^{\circ} 41' + 5,75 \times 7^{\circ} 3' + 13,75 \times 15^{\circ} 51' + 2,2 \times 19^{\circ} 16'}{5,25 + 2,85 + 4 + 2,45 + 5,75 + 13,75 + 2,2} = 17^{\circ} 8'$$

Trong đó:

- + $\varphi_{II,i}$: là góc ma sát trong tính toán của từng lớp đất có chiều dày l_i mà cọc đi qua.
- + l_i : là chiều dài đoạn cọc trong lớp đất thứ i .
- + Góc mở α của móng khối quy ước: $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{17^{\circ} 8'}{4} = 4^{\circ} 17'$

Chiều rộng khối móng quy ước theo phương X:

$$B_{qu} = B_1 + 2 \times h \times \tan \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = 4 + 2 \times 36,25 \times \tan(4^{\circ} 17') = 9,43 \text{ m}$$

Chiều rộng khối móng quy ước theo phương Y:

$$L_{qu} = L_1 + 2 \times h \times \tan \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = 4 + 2 \times 36,25 \times \tan(4^{\circ} 17') = 9,43 \text{ m}$$

Chiều cao khối móng quy ước:

$$H_{qu} = L_{tt} + h_d + 0,2 = 36,25 + 1,8 + 0,2 = 38,25 \text{ (m)}$$

Diện tích khối móng quy ước:

$$A_{qu} = B_{qu} L_{qu} = 9,43 \times 9,43 = 88,93 \text{ m}^2$$

Khối lượng đất trong móng khối quy ước:

$$G_d = A_{qu} \times \sum \gamma_i H = 88,93 \times 306,525 = 27257,71 \text{ (kN)}$$

$$\sum \gamma_i H = 10,1 \times 5,25 + 9,6 \times 2,85 + 6,9 \times 4 + 10,4 \times 2,45 + 8,7 \times 5,75 + 7,3 \times 13,75 + 10,3 \times 2,2 = 306,525 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Khối lượng đất bị cọc đào, móng chiếm chỗ:

$$G_{dc} = nA_p \times \sum \gamma_i H_i + \gamma V_d = 4 \times 0,785 \times 306,525 + 10,1 \times 4,5 \times 4,5 \times 1,8 = 1330,63(kN)$$

Trong đó: (tính từ đáy móng đến mũi cọc)

$$\sum \gamma_i H_i = 10,1 \times 5,25 + 9,6 \times 2,85 + 6,9 \times 4 + 10,4 \times 2,45 + 8,7 \times 5,75 + 7,3 \times 13,75 + 10,3 \times 2,2 = 306,525 (kN/m^2)$$

Khối lượng cọc và đài bê tông :

$$G_c = nA_p \gamma_{bt} L + W_d = 4 \times 0,785 \times 25 \times 36,25 + 25 \times 4,5 \times 4,5 \times 1,8 = 3756,875(kN)$$

Khối lượng tổng trên móng khối quy ước:

$$G_{qu} = G_d + G_c - G_{dc} = 27257,71 + 3756,875 - 1330,63 = 29683,95(kN)$$

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước , kiểm tra với giá trị tải tiêu chuẩn cặp tổ hợp 1 $|N|_{\max}, M_x^{tu}, M_y^{tu}, Q_x^{tu}, Q_y^{tu}$

$$\sum N_{qu}^{tc} = N_{tc} + G_{qu} = 6848,99 + 29683,95 = 36532,94(kN)$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = M_x^{tc} + h_{qu} Q_y^{tc} = 937,83 + 38,25 \times 257,16 = 10774,31(kNm)$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = M_y^{tc} + h_{qu} Q_x^{tc} = 2,5 + 38,25 \times 1,47 = 58,64(kNm)$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{9,43 \times 9,43^2}{6} = 139,76(m^3)$$

$$W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{9,43 \times 9,43^2}{6} = 139,76(m^3)$$

Ứng suất đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{36532,94}{88,93} + \frac{10774,31}{139,76} + \frac{58,64}{139,76} = 488,34(kN / m^2)$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{36532,94}{88,93} - \frac{10774,31}{139,76} - \frac{58,64}{139,76} = 333,32(kN / m^2)$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{36532,94}{88,93} = 410,83(kN / m^2)$$

6.4.3.2. Cường độ tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng khối quy ước.

Theo mục 4.6.9 TCVN 9362 – 2012, áp lực trung bình tác dụng lên nền ở dưới đáy móng được tính :

$$R_{qu}^{\text{II}} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma_{\text{II}} + B \cdot h \cdot \gamma'_{\text{II}} + D \cdot c_{\text{II}})$$

Trong đó:

- + k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,0$ lấy theo **mục 4.6.11 TCVN 9362:2012** (dựa vào kết quả thí nghiệm trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng).
- + b : chiều rộng móng khối quy ước
- + h : chiều cao móng khối quy ước
- + $m_1 = 1,2$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền.
- + m_2 : Hệ số điều kiện làm việc của công trình. Do công trình không thuộc loại tuyệt đối cứng nên lấy: $m_2 = 1.0$ (Bảng 15, TCVN 9362:2012)
- + A, B, D : hệ số phụ thuộc vào ma sát trong φ của lớp đất đặt đáy móng khối quy ước. Mũi cọc tại lớp đất thứ 7 có $\varphi = 19^{\circ}16'$. Tra bảng 14 trong TCVN 9362-Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình $\Rightarrow A = 0,481$; $B = 2,935$; $D = 5,532$.
- + $\gamma_{\text{II}} = 10,3 (\text{kN} / \text{m}^3)$: Dung trọng lớp đất từ đáy khối móng quy ước trở xuống.
- + γ'_{II} : Là dung trọng trung bình của các lớp đất kể từ đáy khối móng quy ước trở lên.

$$\begin{aligned} \gamma'_{\text{II}} &= \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4 + \gamma_5 \cdot h_5 + \gamma_6 \cdot h_6 + \gamma_7 \cdot h_7}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7} \\ &= \frac{10,1 \times 7,25 + 9,6 \times 2,85 + 6,9 \times 4 + 10,4 \times 2,45 + 8,7 \times 5,75 + 7,3 \times 13,75 + 10,3 \times 2,2}{7,25 + 2,85 + 4 + 2,45 + 5,75 + 13,75 + 2,2} \\ &= 8,542 (\text{kN} / \text{m}^3) \end{aligned}$$

- + $c_{\text{II}} = 37 (\text{kN}/\text{m}^2)$: Trị số tính toán thứ 2 của lực dính lấy đối với lớp đất đặt trực tiếp đáy móng khối quy ước

$$\begin{aligned} \rightarrow R_{qu}^{\text{II}} &= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} \cdot (0,481 \times 9,43 \times 10,3 + 2,935 \times 38,25 \times 8,542 + 5,532 \times 37) \\ &= 1452,41 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

Kiểm tra ứng suất tại đáy móng khối quy ước:

$$\begin{cases} \sigma_{tb}^{tc} = 410,83 \text{ (kN/m}^2) \leq R_{qu}^{II} = 1452,41 \text{ (kN/m}^2) \\ \sigma_{max}^{tc} = 488,34 \text{ (kN/m}^2) \leq 1.2 \times R_{qu}^{II} = 1.2 \times 1452,41 = 1742,89 \text{ (kN/m}^2) \\ \sigma_{min}^{tc} = 333,32 \text{ (kN/m}^2) \geq 0 \end{cases}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện ổn định đất nền dưới đáy móng khối quy ước.

⇒ Biến dạng nền đất dưới đáy móng khối quy ước là biến dạng ổn định.

6.4.4. Kiểm tra độ lún của khối móng quy ước.

Ứng suất do trọng lượng bản thân đất tại đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{bt} = \sum \gamma_i \times h_i = \gamma_1 \times h_1 + \gamma_2 \times h_2 + \gamma_3 \times h_3 + \gamma_4 \times h_4 + \gamma_5 \times h_5 + \gamma_6 \times h_6 + \gamma_7 \times h_7 \text{ (kN / m}^2)$$

$$\sigma_{bt} = 10,1 \times 7,25 + 9,6 \times 2,85 + 6,9 \times 4 + 10,4 \times 2,45 + 8,7 \times 5,75 + 7,3 \times 13,75 + 10,3 \times 2,2$$

$$\sigma_{bt} = 326,725 \text{ (kN / m}^2)$$

Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{gl}^{z=0} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 410,83 - 326,725 = 84,10 \text{ (kN / m}^2)$$

Chia đất nền dưới đáy móng khối quy ước:

$$(0,4 \div 0,6) \times B_{qu} = (0,4 \div 0,6) \times 9,43 = (3,772 \div 5,658) \text{ (m)}$$

Lớp đất dưới đáy khối móng quy ước là lớp sét pha đồng nhất, nên chọn $h_i = 1 \text{ (m)}$

Ứng suất gây lún tại độ sâu $z \text{ (m)}$ kể từ đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{gl}^{zi} = k_0 \times \sigma_{gl}^{z=0}$$

k_0 phụ thuộc vào $\frac{z}{B_{qu}}; \frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{9,43}{9,43} = 1$, tra bảng 2.15 tài liệu “Phân tích và tính toán

Móng cọc”, PGS. TS. Võ Phán

$$\sigma_{bt}^i = \sigma_{bt} + z_i \times \gamma$$

Điều kiện tính lún trong phạm vi nền: $\sigma_{bt}^i \geq 5\sigma_{zi}^{gl}$

Độ lún của móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$s_i = \sum \frac{\beta_i}{E_i} \times \sigma_{gl}^{zi} \times h_i$$

Trong đó:

- + β : Hệ số không thứ nguyên lấy bằng 0.8
- + E_i : mô đun biến dạng của lớp đất thứ i , $E = 187 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$.

Bảng 6.13. Bảng tính ứng suất gây lún tại độ sâu $z(m)$.

Lớp đất	Điểm tính	Lớp phân tố	Chiều sâu $Z_i(m)$	Chiều dày $h_i(m)$	z B_{qu}	$L_{qu}/$ B_{qu}	k_o	S_{bt}^i (kN/m ²)	S_{gl}^{zi} (kN/m ²)	$S_{gl}^{zi}/$ S_{bt}^i
Sét pha	0		0		0	1	1	326.73	84.104	0.26
		1		1						
	1		1		0.106	1	0.919	337.03	77.292	0.23
		2		1						
	2		2		0.212	1	0.837	347.33	70.395	0.2
		3		1						
	3		3		0.318	1	0.778	357.63	65.433	0.18
		4		1						
	4		4		0.424	1	0.73	367.93	61.396	0.17
		5		1						
5		5		0.53	1	0.677	378.23	56.938	0.15	

Giới hạn tính lún lấy đến điểm 3 ở độ sâu 3 (m) kể từ đáy khối móng quy ước

Độ lún của khối móng quy ước:

Ta có độ lún tuyệt đối $S_{gh} = 10 \text{ (cm)}$ (phụ lục E TCVN 10304-2014)

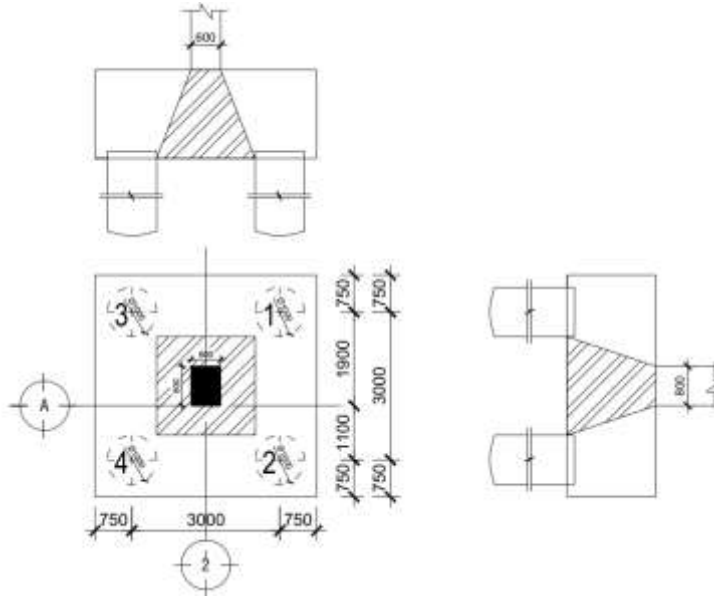
$$s_i = \sum \frac{\beta_i}{E_i} \times \sigma_{gl}^{zi} \times h_i$$

$$= \frac{0,8 \times 1}{18700} \times (84,104 + 77,292 + 70,395 + 65,433) = 0,0127(m) < s_{gh} = 10(cm) = 0,1(m)$$

⇒ Vậy độ lún dự báo của khối móng thỏa điều kiện cho phép.

6.4.5. Tính toán đài cọc.

6.4.5.1. Kiểm tra điều kiện phá hoại trên mặt phẳng nghiêng.



Hình 6.9. Tháp chọc thủng đài trên mặt phẳng nghiêng móng M2(C2-A).

Mặt phẳng nghiêng cần kiểm tra xuất phát từ mép trong của hàng cọc ngoài cùng đến mép cột, với bề rộng đài $b = 4,5$ (m), chọn $a = 15$ cm.

Kiểm tra điều kiện chọc thủng: có $b = 4,5$ (m) $> b_k + 2 \cdot h_0 = 0,6 + 2 \times 1,65 = 3,9$ (m)

Kiểm tra theo công thức sau:

$$P_{np} \leq (b_k + h_0) \cdot h_0 \cdot k \cdot R_k$$

Trong đó:

- + b : Cạnh đáy đài song song với b_k
- + b_k : Cạnh của tiết diện cột song song với mép của lăng thể chọc thủng.
- + P_{np} : tổng nội lực tại các đỉnh cọc nằm giữa mép đài và lăng thể chọc thủng.

$$P_{np} = P_{max} + P_{min} = 2489,14 + 1950,22 = 4439,36 \text{ (kN)}$$

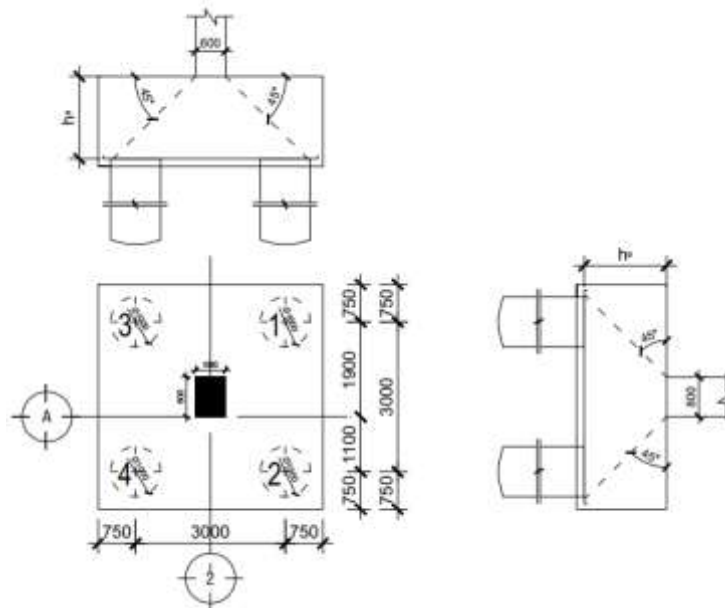
- + R_k : sức chịu kéo tính toán của bê tông $R_k = 1,05$ (Mpa).
- + k : hệ số phụ thuộc tỷ số c/h_0 (tra bảng 3.27 sách “Nền và móng” trang 150). với $c = 0,6$ m là khoảng cách từ mép cột đến mép hàng cọc đang xét, $c/h_0 = 0,36$ tra bảng $k = 1,184$.

Ta có : $4439,36$ (kN) $< (0,6 + 1,65) \times 1,65 \times 1,184 \times 1050 = 4615,38$ (kN) (**thỏa**)

6.4.5.2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng.

Theo điều kiện này người ta cho rằng nếu móng bị chọc thủng thì sự chọc thủng xảy ra theo bề mặt hình chóp cụt có các mặt bên xuất phát từ chân cột, và nghiêng 1 góc 45^0 so với phương thẳng đứng.

Vẽ tháp chọc thủng thì lăng thể chọc thủng trùm qua tất cả các cọc. như vậy đài cọc không bị đâm thủng tự do theo góc $\varphi = 45^0$ mà bị đâm thủng hạn chế theo góc $\alpha < 45^0$



Hình 6.10. Tháp chọc thủng đài cọc móng M2 (C2-A).

6.4.6. Tính toán cốt thép đài cọc.

Đài cọc được tính toán như cấu kiện chịu uốn, xem đài là bản công xôn có một đầu ngàm vào mép cột và đầu kia tự do, với giả thuyết đài móng tuyệt đối cứng.

Ngoại lực tác dụng lên đài là phản lực đầu cọc trong phạm vi của dầm công xôn.

Xác định mômen trong đài:

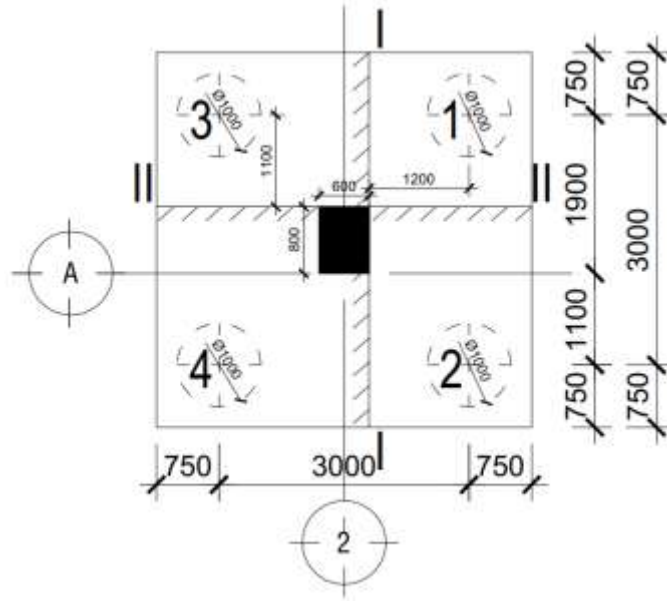
$$\text{Mômen tính cho cả hai phương : } M = \sum N_j L_i$$

Trong đó:

- + M : Mômen trong đài tại mép cột
- + N_j : Phản lực đầu cọc thứ i tác dụng lên bản công xôn
- + L_i : Khoảng cách từ lực đến mép ngàm của bản công xôn

Dùng giá trị phản lực của các cọc 1,2 để tính toán cốt thép theo phương X.

Dùng giá trị phản lực của các cọc 1,3 để tính toán cốt thép theo phương Y.



Hình 6.11. Sơ đồ thép móng M2 (C2-A).

Vì cặp nội lực 1 có giá trị phản lực của các cọc lớn hơn các cặp nội lực còn lại nên ta dùng để tính toán cốt thép.

Bảng 6.14. Bảng giá trị phản lực các đầu cọc của tổ hợp 1.

Cọc TH1	x_i	y_i	Sx_i^2	Sy_i^2	N_i (kN)
cọc 1	1.5	1.5	9	9	2489.14
cọc 2	1.5	-1.5	9	9	1952.19
cọc 3	-1.5	1.5	9	9	2487.17
cọc 4	-1.5	-1.5	9	9	1950.22

6.4.6.1. Tính toán cốt thép đài cọc theo phương X (mặt cắt I-I).

Tiết diện xét tính là tiết diện chữ nhật: $b \times h = 450 \times 180 \text{ cm}$

Chọn: $a = 15 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h_n - a = 180 - 15 = 165 \text{ cm}$.

Mômen tương ứng với mặt ngàm I-I:

$$M_{I-I} = l_1 P_1 + l_2 P_2 = 1,2 \times (2489,14 + 1952,19) = 5329,60 (\text{kN.m})$$

Tính các hệ số

$$\alpha_m = \frac{M_{I-I}}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{5329,60 \times 100}{0,9 \times 1,45 \times 450 \times 165^2} = 0,033$$

$$\zeta = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,033} \right) = 0,983$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s^I = \frac{M_{I-I}}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{5329,60 \times 100}{35 \times 0,983 \times 165} = 93,88(\text{cm}^2)$$

Chọn 30 Φ 20a100 có $A_s^{\text{ch}} = 94,25(\text{cm}^2)$.

6.4.6.2. Tính toán cốt thép đài cọc theo phương Y (mặt cắt II-II).

Tiết diện xét tính là tiết diện chữ nhật: $b \times h = 450 \times 180\text{cm}$

Chọn: $a = 15\text{cm} \rightarrow h_0 = h_a - a = 180 - 15 = 165\text{cm}$.

Mômen tương ứng với mặt ngàm II-II:

$$M_{I-I} = l_1 P_1 + l_3 P_3 = 1,1 \times (2489,14 + 2487,17) = 5473,94(\text{kN.m})$$

Tính các hệ số

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{II-II}}}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{5473,94 \times 100}{0,9 \times 1,45 \times 450 \times 165^2} = 0,034$$

$$\zeta = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,034} \right) = 0,983$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s^I = \frac{M_{\text{II-II}}}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{5473,94 \times 100}{35 \times 0,983 \times 165} = 96,43(\text{cm}^2)$$

Chọn 32 Φ 20a100 có $A_s^{\text{ch}} = 100,5(\text{cm}^2)$.

PHẦN II. CHUYÊN ĐỀ ỨNG DỤNG TIN HỌC TRONG XÂY DỰNG.



GVHD : PGS.TS TÔ THÚY NGA
SVTH : THÂN TRỌNG HUY
LỚP : 20THXD2
MSSV : 111200072

Xác nhận của GVHD:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

CHƯƠNG 1. LẬP TRÌNH API REVIT TRONG TÍNH TOÁN KẾT CẤU KHUNG TRỤC.

1.1. TỔNG QUAN VỀ REVIT API VÀ ADD-IN FOR REVIT.

1.1.1. Tổng quan về RevitAPI.

API là viết tắt của cụm từ Application Programming Interface hay giao diện lập trình ứng dụng. API đơn giản là một công cụ lập trình mà bạn có thể áp dụng trong quá trình làm việc. API cho phép người dùng và các nhà phát triển mở rộng khả năng của ứng dụng hiện có bằng cách viết chương trình hoặc tập lệnh bổ sung chức năng mới cho phần mềm. Revit API cho phép lập trình viên thay đổi trực tiếp các phần tử trong Mô hình thông tin tòa nhà (BIM) hoặc truy cập dữ liệu để thực hiện các tác vụ chuyên biệt. Hay nói một cách đơn giản hơn Revit API là một giao diện lập trình ứng dụng do Autodesk cung cấp với mục đích can thiệp vào quá trình sử dụng Revit bằng các lệnh ngoài.

Các nhà phát triển phần mềm đang tận dụng Revit API để tạo các công cụ tùy chỉnh của riêng họ. Bằng cách sử dụng Revit API, họ có thể nâng cao sức mạnh của Revit để cải thiện quy trình làm việc và tạo ra các thiết kế tòa nhà tốt hơn nhanh hơn.

Revit API cho phép người dùng tương tác với các đối tượng trong mô hình Revit, chẳng hạn như dầm, cột, cửa đi, cửa sổ, ống nước, v.v... bằng cách sử dụng mã lập trình. Nó cũng cho phép người dùng tạo các công cụ để tự động hóa các công việc trên Revit, giúp tăng tốc quá trình và giảm thời gian và chi phí của dự án.

1.1.2. Tổng quan về Add-in.

Add-in là một chương trình viết thêm, chạy phụ thuộc trong một ứng dụng khác để thực thi một số tác vụ chuyên biệt mà ứng dụng đó chưa hoặc không hỗ trợ.

Add-in hay Plugin đều có nghĩa là một chương trình phụ thuộc, bản thân nó không thể chạy độc lập, nó sử dụng các thư viện DLL, các lệnh mở, tài nguyên và dữ liệu của ứng dụng chính, nó thường được dùng để tự động hóa một số chuỗi thao tác có định hướng.

Add-in được sử dụng trong nhiều ứng dụng, đặc biệt trong lĩnh vực đồ họa, Add-in được dùng để vẽ bằng lệnh thay vì bằng chuột cho nhiều đối tượng đồ họa phức tạp khó vẽ bằng chuột hoặc tự động hóa thao tác chỉnh sửa khi các đối tượng liên quan có sự thay đổi,...

Viết Add-in bằng nhiều ngôn ngữ khác nhau tùy thuộc vào ứng dụng chính hỗ trợ. Trong Revit thì có 2 ngôn ngữ phổ biến được hỗ trợ là VBA và C Sharp (C#). Dù VB.net hay C# chỉ khác nhau về cú pháp của ngôn ngữ, lập trình viên có thể tùy chọn ngôn ngữ sở trường của mình để tận dụng lợi thế.

1.2. MỤC TIÊU VÀ PHẠM VI NGHIÊN CỨU.

1.2.1. Sự cần thiết phải xây dựng chương trình tính.

Ngành xây dựng cơ bản đang ngày một phát triển cả về quy mô lẫn chất lượng đã phần nào đáp ứng được nhu cầu về nhà ở và cơ sở vật chất cho sản xuất. Không những thế, nhiều công trình có tầm vóc thế kỷ cũng được xây dựng tạo nên nhiều điểm nhấn trong không gian môi trường sống. Để có được sự đột phá trong xây dựng như hiện nay, chúng ta không thể không nhắc đến sự hỗ trợ đắc lực của máy tính điện tử.

Autodesk là một trong những hãng phần mềm tiên phong và đang dẫn đầu trong việc phát triển các ứng dụng hỗ trợ cho quy trình BIM. Trong đó Autodesk Revit đang nổi lên trở thành một phần mềm không thể thiếu khi nhắc đến BIM.

Revit là phần mềm mạnh mẽ, hỗ trợ đắc lực cho các Kiến trúc sư - Kỹ sư, được xây dựng dựa theo hướng mô hình công trình gắn thông tin BIM (Building Information Modeling), cho phép các chuyên gia thiết kế những ý tưởng từ cách tiếp cận trên mô hình phối hợp nhất quán.

Hầu hết các phần mềm đều có một API (Application Programming Interface) cho phép can thiệp sâu hơn vào phần mềm để tạo ra các add-ins, tiện ích giúp giải quyết công việc của chúng ta nhanh và hiệu quả hơn. Bởi tính chất công việc, dự án, quy trình của mỗi công ty là khác nhau nên Autodesk không thể tạo ra quá nhiều công cụ cho Revit mà chỉ tạo ra những thứ chung cho số đông người dùng. Vì vậy, cá nhân hoặc doanh nghiệp nào muốn cải thiện việc xây dựng mô hình trong Revit đòi hỏi phải sử dụng các ngôn ngữ lập trình can thiệp sâu vào phần mềm.

Việc tính toán kết cấu khung trục, bao gồm cột và dầm, đóng vai trò thiết yếu trong quá trình thiết kế và thi công các công trình xây dựng. Đối với các dự án lớn, việc thực hiện các tính toán thủ công không chỉ tốn nhiều thời gian mà còn tiềm ẩn nguy cơ sai sót, ảnh hưởng đến chất lượng và sự an toàn của công trình. Ngoài ra, trong thực tế, việc kết hợp kết quả phân tích nội lực từ phần mềm ETABS với các dữ liệu thiết kế để xác định lượng cốt thép cần thiết là một quy trình phức tạp. Điều này yêu cầu một phương pháp tiếp cận tự động hóa, không chỉ giúp giảm khối lượng công việc của kỹ sư mà còn đảm bảo độ chính xác cao hơn trong tính toán.

Việc thiết kế “Add-in tự động tính toán kết cấu khung trục” là một giải pháp giúp các kỹ sư tự động hóa quy trình tính toán từ dữ liệu nội lực xuất ra từ ETABS, chương trình sẽ giúp tính toán lượng cốt thép cần thiết một cách nhanh chóng và chính xác. Giảm thiểu thời gian dành cho việc nhập liệu và xử lý dữ liệu, từ đó tối ưu hóa hiệu suất làm việc của kỹ sư. Đồng thời gợi ý số lượng thép phù hợp và cung cấp giao diện cho việc bố trí thép, giúp tăng cường khả năng tương tác và điều chỉnh thiết kế.

1.2.2. Mục tiêu cần đạt được.

- *Tự động hóa quy trình xử lý dữ liệu nội lực từ Etabs, giảm thiểu sự làm việc thủ công và tối ưu hóa thời gian làm việc.*
- *Xác định chính xác lượng cốt thép cần thiết, đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật, giúp thiết kế kết cấu đạt độ an toàn và bền vững cao.*
- *Cung cấp gợi ý thiết kế cho người dùng từ số lượng cốt thép đã tính toán.*
- *Xây dựng giao diện giúp người dùng bố trí thép, điều chỉnh thiết kế và kiểm tra kết quả, giúp tăng cường khả năng tương tác giữa kỹ sư và phần mềm.*

Với các yêu cầu về mục tiêu cần đạt được, tác giả sử dụng ngôn ngữ C# cùng với bộ công cụ REVITAPI do Autodesk hỗ trợ để lập trình các Add-in cho Revit.

1.3. THIẾT KẾ CƠ SỞ DỮ LIỆU.

1.3.1. Các khối dữ liệu đầu vào và mối quan hệ.

Dữ liệu đầu vào bao gồm: giá trị nội lực từ ETABS (moment, lực cắt, lực dọc), các thông số kỹ thuật và quy định thiết kế.

Mối quan hệ giữa các khối dữ liệu được tổ chức theo mô hình liên kết: nội lực từ ETABS được ánh xạ với thông số cấu kiện để tính toán lượng thép, đồng thời kết hợp với tiêu chuẩn thiết kế để đảm bảo an toàn và hiệu quả.

1.3.2. Thiết kế cơ sở dữ liệu đầu vào.

Tổ chức dữ liệu dạng bảng, phân nhóm theo loại kết cấu (cột, dầm).

Các cột dữ liệu điển hình: ID cấu kiện, nội lực (M, V, N), kích thước cấu kiện, mô đun đàn hồi và tiêu chuẩn kỹ thuật.

Ưu tiên thiết kế cơ sở dữ liệu linh hoạt, dễ dàng cập nhật và tương thích với các phần mềm liên quan như ETABS và Excel.

1.3.3. Các khối dữ liệu đầu ra.

Dữ liệu đầu ra bao gồm: lượng cốt thép cần thiết cho từng cấu kiện, danh sách gợi ý số lượng, kích thước thép và các thanh thép được bố trí trong phần mềm từ giao diện theo lựa chọn người dùng. Các thông tin này được hiển thị qua giao diện người dùng và trên môi trường Revit.

1.4. PHÂN TÍCH VÀ THIẾT KẾ GIẢI THUẬT.

1.4.1. Thiết kế giải thuật tổng thể của toàn bộ chương trình.

1.4.1.1. Công cụ xử lý giá trị nội lực.

Phân tích yêu cầu: Giao diện xử lý thép đảm nhận việc nhập, kiểm tra, và xử lý dữ liệu đầu vào, đặc biệt là các giá trị nội lực từ ETABS và thông số kỹ thuật của cấu kiện. Mục tiêu là tạo ra kết quả tính toán chính xác và gợi ý số lượng cốt thép cần thiết.

Thiết kế giải thuật:

- *Đọc và nhập dữ liệu file Excel từ Etabs.*
- *Phân tích và xử lý cấu kiện theo loại (cột, dầm), áp dụng các công thức tính toán theo tiêu chuẩn thiết kế để xác định lượng cốt thép cần thiết.*
- *Cung cấp gợi ý số lượng cốt thép dựa trên kết quả tính toán.*
- *Xử lý kết quả dưới dạng bảng, tương thích với các bước tiếp theo.*

1.4.1.2. Công cụ bố trí thép.

Phân tích yêu cầu: Giao diện bố trí thép hiển thị kết quả tính toán dưới dạng trực quan, đồng thời hỗ trợ người dùng điều chỉnh bố trí cốt thép theo yêu cầu thực tế.

Thiết kế giải thuật:

- *Đọc kết quả từ giao diện xử lý thép.*
- *Phát triển giải thuật hỗ trợ người dùng chỉnh khoảng cách, số lượng và đường kính thép, kiểm tra các điều kiện kỹ thuật để đảm bảo thiết kế đạt yêu cầu.*
- *Xử lý dữ liệu từ người dùng nhập vào và bố trí thép dựa trên thông số dữ liệu đó.*

1.4.2. Thiết kế giải thuật chi tiết của từng công cụ.

1.4.2.1. Hàm xử lý dữ liệu chính công cụ đọc file Excel.

```
private void ImportExcel(string path)
{
    using (ExcelPackage excelPackage = new ExcelPackage(new FileInfo(path)))
    {
        ExcelWorksheet excelWorksheet = excelPackage.Workbook.Worksheets[0];
    }
}
```

```
typeMembernha = excelWorksheet.Cells[2, 2].Value.ToString();
for (int i = excelWorksheet.Dimension.Start.Row + 3; i <=
excelWorksheet.Dimension.End.Row; i++)
{
    listSTORY.Add(excelWorksheet.Cells[i, 1].Value.ToString());
    listName.Add(excelWorksheet.Cells[i, 2].Value.ToString());
    listUNINAME.Add(excelWorksheet.Cells[i, 3].Value.ToString());
    listOUPUTCASE.Add(excelWorksheet.Cells[i, 4].Value.ToString());
    if (typeMembernha == "Beam")
    {
        listST_TYPE.Add(excelWorksheet.Cells[i, 6].Value.ToString());
        listSTATION.Add(excelWorksheet.Cells[i, 7].Value.ToString());
        listP.Add(excelWorksheet.Cells[i, 8].Value.ToString());
        listV2.Add(excelWorksheet.Cells[i, 9].Value.ToString());
        listV3.Add(excelWorksheet.Cells[i, 10].Value.ToString());
        listM2.Add(excelWorksheet.Cells[i, 12].Value.ToString());
        listM3.Add(excelWorksheet.Cells[i, 13].Value.ToString());
        dt.Rows.Add(excelWorksheet.Cells[i, 1].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 2].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
3].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 4].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 6].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
7].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 8].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 9].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
10].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 12].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 13].Value.ToString());
    }
    else if (typeMembernha == "Column")
    {
        listST_TYPE.Add(excelWorksheet.Cells[i, 5].Value.ToString());
        listSTATION.Add(excelWorksheet.Cells[i, 6].Value.ToString());
        listP.Add(excelWorksheet.Cells[i, 7].Value.ToString());
        listV2.Add(excelWorksheet.Cells[i, 8].Value.ToString());
        listV3.Add(excelWorksheet.Cells[i, 9].Value.ToString());
        listM2.Add(excelWorksheet.Cells[i, 11].Value.ToString());
        listM3.Add(excelWorksheet.Cells[i, 12].Value.ToString());
        dt.Rows.Add(excelWorksheet.Cells[i, 1].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 2].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
3].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 4].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 5].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
6].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 7].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 8].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
9].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 11].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 12].Value.ToString());
    }
}
}
GetSo(cbbSTORY, listSTORY);
GetSo(cbbFILTERDAM, listName);
GetSo(cbbUniNAME, listUNINAME);
GetSo(cbbOutputCase, listOUPUTCASE);
GetSo(cbbST_TYPE, listST_TYPE);
GetSo(cbbStation, listSTATION);
GetSo(cbbP, listP);
GetSo(cbbV2, listV2);
GetSo(cbbV3, listV3);
GetSo(cbbM2, listM2);
GetSo(cbbM3, listM3);
}
public void FILTER_LOC(ComboBox cbb, string CLname)
{
    String selectedItem = cbb.SelectedItem.ToString();
    if (dv != null)
    {
```

```
if (selectedItem != "Select All")
{
    dv.RowFilter = string.Format("[{0}] = '{1}'", CLname,
selectedItem.Replace("'", ""));
    dtgTOADO.DataSource = dv;
    cbb.Text = selectedItem.ToString().Trim();
    ImportCBB(lbLOPEN.Text, selectedItem);
}
else
{
    while (dv.Count > 0)
    {
        DataRowView row = dv[0];
        row.Delete();
    }
    dtgTOADO.DataSource = dt;
    ResetCBB(); INSERT_SelectALL(); dt.Rows.Clear();
    ImportExcel(lbLOPEN.Text);
}
}
```

Giải thuật:

- Tạo các danh sách `list<string>` để lưu giữ các giá trị nội lục đọc từ Excel, để có thể quản lý và tái sử dụng.
- Sử dụng `datatable` với biến gọi “dt” để ghi các giá trị đọc được và hiển thị lên vào `datagridview` trong giao diện.
- Tạo phương thức `Getso()` để lọc các giá trị trùng lặp trong dữ liệu và truyền vào các `combobox` phục vụ cho việc lọc các giá trị.
- Tạo phương thức `FILTER_LOC()` để có thể tìm gom nhóm các đối tượng có chung một item được chọn trong `combobox` và truyền vào `Datatable` hiển thị vào `Datagridview`.

1.4.2.2. Hàm xử lý dữ liệu chính công cụ xử lý file Excel.

```
List<ResultDam> listResultdam = new List<ResultDam>();
List<ResultCot> listResultCot = new List<ResultCot>();
private void dtgTOADO_CellDoubleClick_1(object sender,
DataGridViewCellEventArgs e)
{
    listResultdam.Clear();
    BoundingBoxXYZ boundingbox = Element_ele.get_BoundingBox(null);
    if (boundingbox.Max.X - boundingbox.Min.X > boundingbox.Max.Y -
boundingbox.Min.Y)
    {
        L_cot = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boundingBox.Max.Z -
boundingbox.Min.Z, UnitTypeId.Millimeters);
        H_cot = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boundingBox.Max.X -
boundingbox.Min.X, UnitTypeId.Millimeters);
        B_cot = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boundingBox.Max.Y -
boundingbox.Min.Y, UnitTypeId.Millimeters);
    }
    else
    {

```

```
        L_cot = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Z -
boudingbox.Min.Z, UnitTypeId.Millimeters);
        H_cot = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Y -
boudingbox.Min.Y, UnitTypeId.Millimeters);
        B_cot = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.X -
boudingbox.Min.X, UnitTypeId.Millimeters);
    }
    if (boudingbox.Max.X - boudingbox.Min.X > boudingbox.Max.Y -
boudingbox.Min.Y && boudingbox.Max.X - boudingbox.Min.X > boudingbox.Max.Z -
boudingbox.Min.Z)
    {
        L_Dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.X -
boudingbox.Min.X, UnitTypeId.Millimeters);
        if (boudingbox.Max.Z - boudingbox.Min.Z > boudingbox.Max.Y -
boudingbox.Min.Y)
        {
            H_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Z
- boudingbox.Min.Z, UnitTypeId.Millimeters);
            B_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Y
- boudingbox.Min.Y, UnitTypeId.Millimeters);
        }
        else
        {
            H_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Y
- boudingbox.Min.Y, UnitTypeId.Millimeters);
            B_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Z
- boudingbox.Min.Z, UnitTypeId.Millimeters);
        }
    }
    else if (boudingbox.Max.Y - boudingbox.Min.Y > boudingbox.Max.X -
boudingbox.Min.X && boudingbox.Max.Y - boudingbox.Min.Y > boudingbox.Max.Z -
boudingbox.Min.Z)
    {
        L_Dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Y -
boudingbox.Min.Y, UnitTypeId.Millimeters);
        if (boudingbox.Max.Z - boudingbox.Min.Z > boudingbox.Max.X -
boudingbox.Min.X)
        {
            H_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Z
- boudingbox.Min.Z, UnitTypeId.Millimeters);
            B_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.X
- boudingbox.Min.X, UnitTypeId.Millimeters);
        }
        else
        {
            H_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.X
- boudingbox.Min.X, UnitTypeId.Millimeters);
            B_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Z
- boudingbox.Min.Z, UnitTypeId.Millimeters);
        }
    }
}
if (e.RowIndex == -1)
{
    if (typeMembernha == "Beam")
    {
        for (int i = 0; i < dtgTOADO.Rows.Count - 1; i++)
        {
            M33 =
float.Parse(dtgTOADO.Rows[i].Cells[10].Value.ToString().Trim());
            AsThepDAM();
            ResultDam RS = new ResultDam();
            RS.TypeMember = typeMembernha;
```

```
RS.UniqueName =
dtgTOADO.Rows[i].Cells[2].Value.ToString().Trim();
RS.Station =
dtgTOADO.Rows[i].Cells[5].Value.ToString().Trim();
RS.B = B_dam;
RS.H = H_dam;
RS.M = M33;
RS.AS_cm2 = As_Dam;
if (float.TryParse(toolStripComboBox1.Text, out float
inputValue))
{
    RS.SoLuong =(float)Math.Ceiling(As_Dam*100 /
((float)(Math.PI*Math.Pow(inputValue,2)/4)));
}
listResultdam.Add(RS);
}
BindingList<ResultDam> bindingList = new BindingList<ResultDam>();
if (listResultdam != null && listResultdam.Count > 0)
{
    foreach (ResultDam dl in listResultdam)
    {
        bindingList.Add(dl);
    }
    dtgCAL_AS.DataSource = bindingList;
    MessageBox.Show("Đã tính toán cốt thép");
}
}
}
}
private void dtgCAL_AS_CellDoubleClick(object sender, DataGridViewCellEventArgs
e)
{
    dtgCAL_AS.DataSource = null;
    var merged = new List<ResultDam>();
    merged.AddRange(FilterM_min1(listResultdam));
    merged.AddRange(FilterM_max(listResultdam));
    merged.AddRange(FilterM_min2(listResultdam));
    var mergedSort = merged
.OrderByDescending(x => x.UniqueName)
.ToList();
    dtgCAL_AS.DataSource = mergedSort;
    MessageBox.Show("Đã lọc dữ liệu thép ");
}
}
```

Giải thuật:

- Tạo các danh sách `list<ResultDam>` với `ResultDam` là lớp được tạo ra với các trường lưu giữ các giá trị đầu ra của cấu kiện như (chiều rộng ,chiều cao, momen, diện tích,..)
- Dùng `BoundingBox` để lấy kích thước hình học của đối tượng được chọn.
- Duyệt qua tất các đối tượng trong `Datagridview` sau khi được lọc của công cụ đọc dữ liệu Excel để tính toán giá trị cốt thép cần thiết cho kết cấu.
- Tạo các phương thức `Filter` để lọc các vị trí cần tính toán cho kết cấu đảm thông qua thuật thuật toán sắp xếp.

1.4.2.3. Hàm tạo thép chính cho công cụ tạo thép trong môi trường Revit.

```
public void CreateREBAR(Document DOC, RebarShape RBS, RebarBarType RBT, Element
HOST, XYZ ORIGINAL, XYZ DIRECTION, XYZ DIRECTION2, double REBARLENGTH, string
SITE)
{
    Rebar rebar = Rebar.CreateFromRebarShape(DOC, RBS, RBT, HOST, ORIGINAL,
DIRECTION, DIRECTION2); //1
    rebar.GetShapeDrivenAccessor().ScaleToBox(ORIGINAL, DIRECTION *
REBARLENGTH, DIRECTION2);

    XYZ p1 = ORIGINAL;
    XYZ P2 = p1 + DIRECTION;
    Line AXIS = Line.CreateBound(p1, P2);
    double ANGLE = Math.PI / 2;
    if (SITE.Contains("dai"))
    {
        if (SITE == "daiDOWN")
        {
            rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiDOWN),
ChangeUnit(LengthNoiCot), true, true, true);
        }
        else if (SITE == "daiUP")
        {
            rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiUP), H -
ChangeUnit(LengthNoiCot + 2 * cover), true, true, true);
        }
        else if (SITE == "daiBOTTOM")
        {
            rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiDOWN), H
/ 4 - ChangeUnit(2 * cover), true, true, true); }
        else if (SITE == "daiMID")
        {
            rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiMID), H
/ 2 - ChangeUnit(2 * cover), true, true, true); }
        else if (SITE == "daiTOP")
        {
            rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiTOP), H
/ 4 - ChangeUnit(2 * cover), true, true, true); }
        }
        if (DIRECTION.IsAlmostEqualTo(XYZ.BasisY) && SITE == "down")
        {
            ANGLE = -Math.PI / 2;
        }
        else if (DIRECTION.IsAlmostEqualTo(XYZ.BasisX) ||
DIRECTION.IsAlmostEqualTo(XYZ.BasisZ))
        {
            if (SITE == "up")
            {
                ANGLE = -Math.PI / 2;
            }
        }
        rebar.Location.Rotate(AXIS, ANGLE);
    }
}
```

Giải thuật:

- Tạo các phương thức CreateREBAR để tạo các thanh thép thông qua tọa độ của đối tượng được chọn được tính toán từ boundingbox của nó.

- Sử dụng phương thức `SetLayoutAsMaximumSpacing()` để điều chỉnh khoảng cách thép theo thiết kế của cấu kiện.
- Sử dụng một số phương thức xoay đổi tượng trong API để xoay đổi tượng thép phù hợp với cấu kiện.

1.4.3. Giải thuật kết xuất và biểu diễn kết quả.

Vì đây là công cụ trực tiếp làm thay đổi mô hình Revit nên khi hoàn thành công cụ, các đối tượng thép sẽ được tạo trong môi trường revit, cũng như là số lượng thép sẽ được gợi ý trong giao diện người dùng sau khi hoàn thành công cụ xử lý giá trị nội lực.

1.5. LỰA CHỌN NGÔN NGỮ LẬP TRÌNH.

1.5.1. Lựa chọn ngôn ngữ lập trình.

C# là một ngôn ngữ lập trình hướng đối tượng được phát triển bởi Microsoft, là phần khởi đầu cho kế hoạch .NET của họ. Tên của ngôn ngữ bao gồm ký tự thăng theo Microsoft nhưng theo ECMA là C#, chỉ bao gồm dấu số thường. Microsoft phát triển C# dựa trên C++ và Java. C# được miêu tả là ngôn ngữ có được sự cân bằng giữa C++, Visual Basic, Delphi và Java.

C# được thiết kế chủ yếu bởi Anders Hejlsberg kiến trúc sư phần mềm nổi tiếng với các sản phẩm Turbo Pascal, Delphi, J++, WFC.

Ngôn ngữ lập trình C# có những đặc trưng cơ bản sau:

- Là một ngôn ngữ thuần hướng đối tượng.
- Là ngôn ngữ khá đơn giản, chỉ có khoảng 80 từ khóa và hơn mười mấy kiểu dữ liệu được dựng sẵn.
- Cung cấp những đặc tính hướng thành phần (component-oriented) như là Property, Event. C# không khuyến khích sử dụng con trỏ như trong C++ nhưng nếu bạn thực sự muốn sử dụng thì phải đánh dấu đây là mã không an toàn (unsafe).
- C# có bộ Garbage Collector sẽ tự động thu gom vùng nhớ khi không còn sử dụng nữa.
- C# đã loại bỏ đa kế thừa trong C++ mà thay vào đó C# sẽ hỗ trợ thực thi giao diện interface.

Một số ưu điểm nổi bật của C#:

- Gần gũi với các ngôn ngữ lập trình thông dụng (C++, Java, Pascal).

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

- Xây dựng dựa trên nền tảng của các ngôn ngữ lập trình mạnh nên thừa hưởng những ưu điểm của những ngôn ngữ đó.
- Cải tiến các khuyết điểm của C/C++ như con trỏ, các hiệu ứng phụ, . . . Dễ tiếp cận, dễ phát triển.
- Được sự chống lưng của .NET Framework.

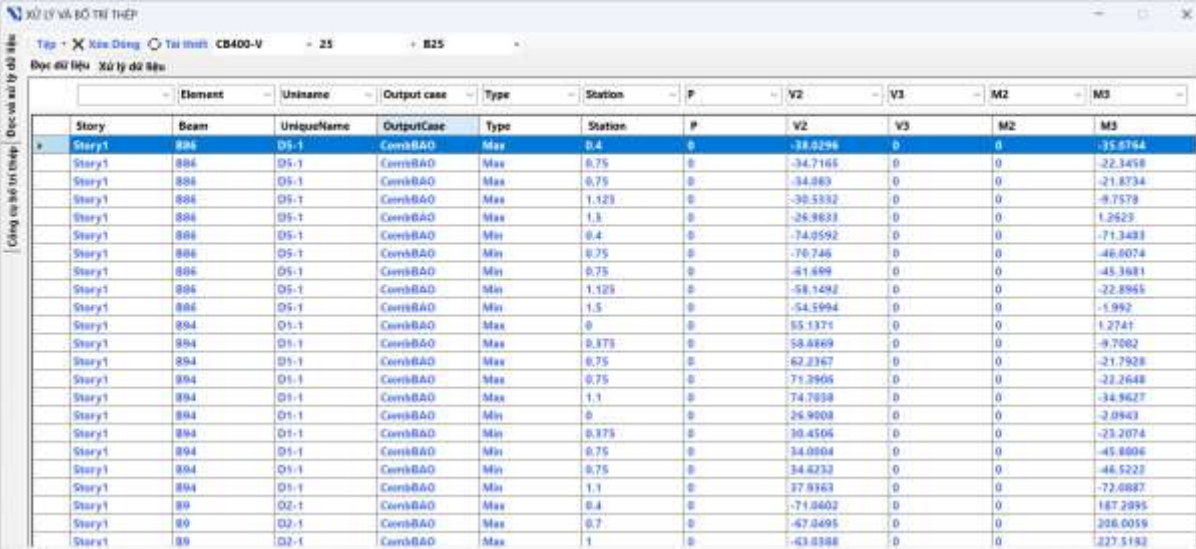
Đi kèm với những điểm mạnh trên thì C# cũng có những nhược điểm:

- Nhược điểm lớn nhất của C# là chỉ chạy trên nền Windows và có cài .NET Framework.
- Thao tác đối với phần cứng yếu hơn so với ngôn ngữ khác.
- Hầu hết phải dựa vào windows.

Tuy các nhược điểm như vậy, tại sao lại lựa chọn ngôn ngữ C#?

- C# là một ngôn ngữ đơn giản. C# là một ngôn ngữ hiện đại.
- C# là một ngôn ngữ mạnh mẽ và mềm dẻo.
- C# là một ngôn ngữ ít từ khóa. C# là một ngôn ngữ phổ biến.
- C# mang sức mạnh của nhiều ngôn ngữ (C++, Java, . . .) Mỗi ngôn ngữ sẽ có một thế mạnh phát triển riêng.
- Nhưng C# đang chứng minh cho thế giới thấy nó có khả năng thay thế một số ngôn ngữ khác và trở thành ngôn ngữ đa năng.

1.5.2. Tổ chức chương trình – hệ thống giao diện.



Element	Uniname	Output case	Type	Station	P	V2	V3	M2	M3	
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Max	0.4	0	-38.0296	0	0	-75.6764
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Max	0.75	0	-34.7165	0	0	-22.3458
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Max	0.75	0	34.883	0	0	-21.8734
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Max	1.125	0	-30.5332	0	0	-9.7579
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Max	1.5	0	-26.9833	0	0	1.2623
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Min	0.4	0	-74.0592	0	0	-71.3483
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Min	0.75	0	-70.746	0	0	-46.6074
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Min	0.75	0	-61.699	0	0	-45.3681
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Min	1.125	0	-58.1492	0	0	-22.8955
Story1	886	D5-1	ConstrBAO	Min	1.5	0	-54.5994	0	0	-1.992
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Max	0	0	55.1371	0	0	1.2741
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Max	0.375	0	-58.8869	0	0	-9.7062
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Max	0.75	0	62.2367	0	0	-21.7928
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Max	0.75	0	71.2905	0	0	-22.2648
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Max	1.1	0	74.7038	0	0	-34.9627
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Min	0	0	26.9008	0	0	-2.0943
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Min	0.375	0	30.4506	0	0	-23.2074
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Min	0.75	0	34.0504	0	0	-45.8006
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Min	0.75	0	34.6232	0	0	-46.5223
Story1	884	D5-1	ConstrBAO	Min	1.1	0	37.8363	0	0	-72.6882
Story1	89	D2-1	ConstrBAO	Max	0.4	0	-71.0402	0	0	187.2895
Story1	89	D2-1	ConstrBAO	Max	0.7	0	-67.0495	0	0	206.0059
Story1	89	D2-1	ConstrBAO	Max	1	0	-63.0388	0	0	227.5182

Hình 1.1. Giao diện đọc dữ liệu file Excel từ Etabs và chọn thông số vật liệu.

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

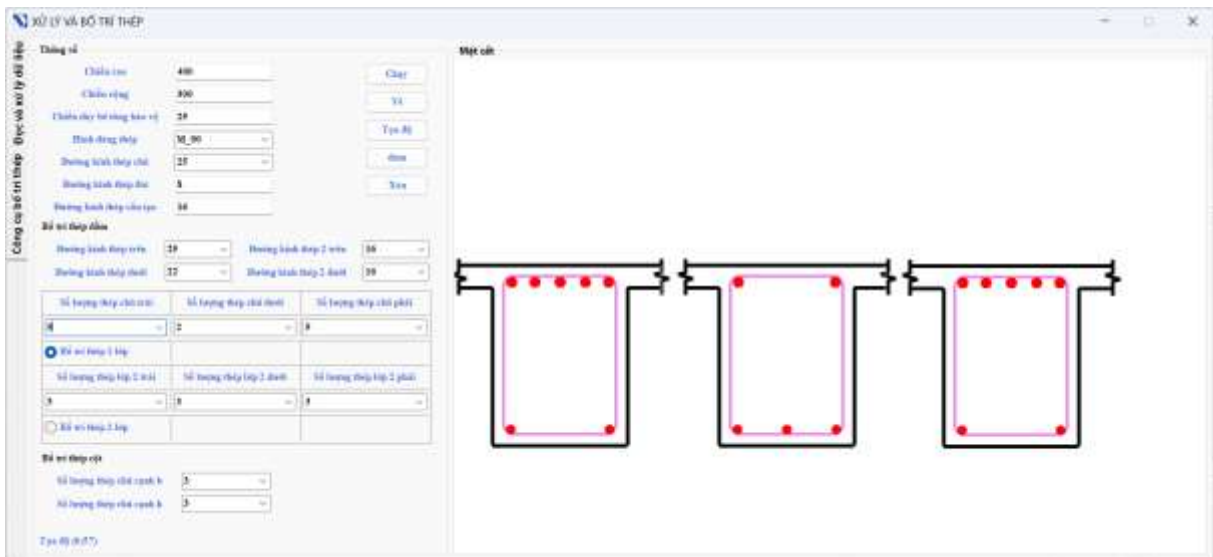
XỬ LÝ VÀ BỐ TRÍ THÉP

Tệp: Xám Đông Tài thớt CB400-V 25 B25

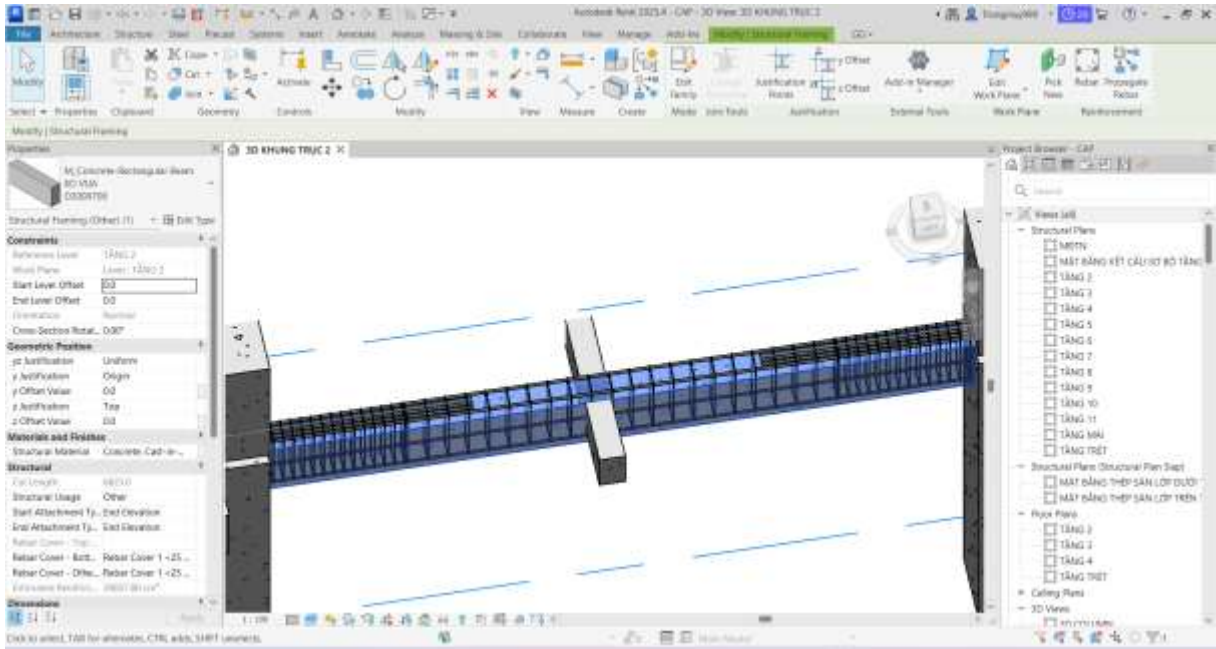
Doc dữ liệu Xử lý dữ liệu

TypeMember	UniqueName	Station	B	H	M	AS_cm2	SoLuong
Beam	D5-1	0.4	300	700	-71.3483	3.148119	1
Beam	D5-1	1.5	300	700	1.2823	2.97	1
Beam	D5-1	0.75	300	700	-46.0074	2.97	1
Beam	D4-1	0.35	300	700	-588.7382	38.38554	8
Beam	D4-1	5.	300	700	297.5383	13.089315	3
Beam	D4-1	7.6	300	700	-483.9174	38.767998	8
Beam	D3-1	0.35	300	700	-453.8729	36.368368	8
Beam	D3-1	3.	300	700	253.8095	11.130676	3
Beam	D3-1	8.15	300	700	-453.4778	36.33763	8
Beam	D2-1	7.65	300	700	-586.7705	39.05283	8
Beam	D2-1	3.	300	700	295.6391	13.064394	3
Beam	D2-1	0.4	300	700	-582.1761	38.8253	8
Beam	D1-1	1.1	300	700	-72.0887	3.1824537	1
Beam	D1-1	0.	300	700	1.2741	2.97	1
Beam	D1-1	0.75	300	700	-46.5222	2.97	1

Hình 1.2. Giao diện xử lý dữ liệu nội lực và tính toán cốt thép tại các vị trí tính toán.



Hình 1.3. Giao diện bố trí cốt thép dầm tại các vị trí tính toán.



Hình 1.4. Hình ảnh tạo thép dầm trong môi trường 3D Revit.

1.5.3. Mã thực thi chương trình chính của tất cả các công cụ.

Công cụ đọc và xử lý dữ liệu.

```
private void ImportExcel(string path)
{
    using (ExcelPackage excelPackage = new ExcelPackage(new FileInfo(path)))
    {
        ExcelWorksheet excelWorksheet = excelPackage.Workbook.Worksheets[0];
        typeMembernha = excelWorksheet.Cells[2, 2].Value.ToString();
        for (int i = excelWorksheet.Dimension.Start.Row + 3; i <=
        excelWorksheet.Dimension.End.Row; i++)
        {
            listSTORY.Add(excelWorksheet.Cells[i, 1].Value.ToString());
            listName.Add(excelWorksheet.Cells[i, 2].Value.ToString());
            listUNINAME.Add(excelWorksheet.Cells[i, 3].Value.ToString());
            listOUPUTCASE.Add(excelWorksheet.Cells[i, 4].Value.ToString());
            if (typeMembernha == "Beam")
            {
                listST_TYPE.Add(excelWorksheet.Cells[i, 6].Value.ToString());
                listSTATION.Add(excelWorksheet.Cells[i, 7].Value.ToString());
                listP.Add(excelWorksheet.Cells[i, 8].Value.ToString());
                listV2.Add(excelWorksheet.Cells[i, 9].Value.ToString());
                listV3.Add(excelWorksheet.Cells[i, 10].Value.ToString());
                listM2.Add(excelWorksheet.Cells[i, 12].Value.ToString());
                listM3.Add(excelWorksheet.Cells[i, 13].Value.ToString());
                dt.Rows.Add(excelWorksheet.Cells[i, 1].Value.ToString(),
                excelWorksheet.Cells[i, 2].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
                3].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 4].Value.ToString(),
                excelWorksheet.Cells[i, 6].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
                7].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 8].Value.ToString(),
                excelWorksheet.Cells[i, 9].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
                10].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 12].Value.ToString(),
                excelWorksheet.Cells[i, 13].Value.ToString());
            }
            else if (typeMembernha == "Column")
            {
            }
        }
    }
}
```

```
listST_TYPE.Add(excelWorksheet.Cells[i, 5].Value.ToString());
listSTATION.Add(excelWorksheet.Cells[i, 6].Value.ToString());
listP.Add(excelWorksheet.Cells[i, 7].Value.ToString());
listV2.Add(excelWorksheet.Cells[i, 8].Value.ToString());
listV3.Add(excelWorksheet.Cells[i, 9].Value.ToString());
listM2.Add(excelWorksheet.Cells[i, 11].Value.ToString());
listM3.Add(excelWorksheet.Cells[i, 12].Value.ToString());
dt.Rows.Add(excelWorksheet.Cells[i, 1].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 2].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
3].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 4].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 5].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
6].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 7].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 8].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i,
9].Value.ToString(), excelWorksheet.Cells[i, 11].Value.ToString(),
excelWorksheet.Cells[i, 12].Value.ToString());
    }
}
}
GetSo(cbbSTORY, listSTORY);
GetSo(cbbFILTERDAM, listName);
GetSo(cbbUniNAME, listUNINAME);
GetSo(cbbOutputCase, listOUPUTCASE);
GetSo(cbbST_TYPE, listST_TYPE);
GetSo(cbbStation, listSTATION);
GetSo(cbbP, listP);
GetSo(cbbV2, listV2);
GetSo(cbbV3, listV3);
GetSo(cbbM2, listM2);
GetSo(cbbM3, listM3);
}
public void FILTER_LOC(ComboBox cbb, string CLname)
{
    String selectedItem = cbb.SelectedItem.ToString();
    if (dv != null)
    {
        if (selectedItem != "Select All")
        {
            dv.RowFilter = string.Format("[{0}] = '{1}'", CLname,
selectedItem.Replace("'", "''"));
            dtgTOADO.DataSource = dv;
            cbb.Text = selectedItem.ToString().Trim();
            ImportCBB(lbLOPEN.Text, selectedItem);
        }
        else
        {
            while (dv.Count > 0)
            {
                DataRowView row = dv[0];
                row.Delete();
            }
            dtgTOADO.DataSource = dt;
            ResetCBB(); INSERT_SelectALL(); dt.Rows.Clear();
            ImportExcel(lbLOPEN.Text);
        }
    }
}
public void GetSo(ComboBox cbb, List<string> list)
{
    for (int i = 0; i < list.Count; i++)
    {
        if (cbb.Items.Contains(list[i]) == false)
        {
            cbb.Items.Add(list[i]);
        }
    }
}
```



```
        B_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.X
- boudingbox.Min.X, UnitTypeId.Millimeters);
    }
    else
    {
        H_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.X
- boudingbox.Min.X, UnitTypeId.Millimeters);
        B_dam = (float)UnitUtils.ConvertFromInternalUnits(boudingbox.Max.Z
- boudingbox.Min.Z, UnitTypeId.Millimeters);
    }
}
if (e.RowIndex == -1)
{
    if (typeMembernha == "Beam")
    {
        for (int i = 0; i < dtgTOADO.Rows.Count - 1; i++)
        {
            M33 =
float.Parse(dtgTOADO.Rows[i].Cells[10].Value.ToString().Trim());
            AsThepDAM();
            ResultDam RS = new ResultDam();
            RS.TypeMember = typeMembernha;
            RS.UniqueName =
dtgTOADO.Rows[i].Cells[2].Value.ToString().Trim();
            RS.Station =
dtgTOADO.Rows[i].Cells[5].Value.ToString().Trim();
            RS.B = B_dam;
            RS.H = H_dam;
            RS.M = M33;
            RS.AS_cm2 = As_Dam;
            if (float.TryParse(toolStripComboBox1.Text, out float
inputValue))
            {
                RS.SoLuong =(float)Math.Ceiling(As_Dam*100 /
((float)(Math.PI*Math.Pow(inputValue,2)/4)));
            }
            listResultdam.Add(RS);
        }
        BindingList<ResultDam> bindingList = new BindingList<ResultDam>();
        if (listResultdam != null && listResultdam.Count > 0)
        {
            foreach (ResultDam dl in listResultdam)
            {
                bindingList.Add(dl);
            }
            dtgCAL_AS.DataSource = bindingList;
            MessageBox.Show("Đã tính toán cốt thép");
        }
    }
}
}
private void dtgCAL_AS_CellDoubleClick(object sender, DataGridViewCellEventArgs)
{
    dtgCAL_AS.DataSource = null;
    var merged = new List<ResultDam>();
    merged.AddRange(FilterM_min1(listResultdam));
    merged.AddRange(FilterM_max(listResultdam));
    merged.AddRange(FilterM_min2(listResultdam));
    var mergedSort = merged
.OrderByDescending(x => x.UniqueName)
.ToList();
    dtgCAL_AS.DataSource = mergedSort;
}
```

```
MessageBox.Show("Đã lọc dữ liệu thép ");  
}
```

Công cụ bố trí cốt thép trong môi trường Revit.

```
public void CreateREBAR(Document DOC, RebarShape RBS, RebarBarType RBT, Element  
HOST, XYZ ORIGINAL, XYZ DIRECTION, XYZ DIRECTION2, double REBARLENGTH, string  
SITE)  
{  
  
    Rebar rebar = Rebar.CreateFromRebarShape(DOC, RBS, RBT, HOST, ORIGINAL,  
DIRECTION, DIRECTION2); //1  
    rebar.GetShapeDrivenAccessor().ScaleToBox(ORIGINAL, DIRECTION *  
REBARLENGTH, DIRECTION2);  
  
    XYZ p1 = ORIGINAL;  
    XYZ P2 = p1 + DIRECTION;  
    Line AXIS = Line.CreateBound(p1, P2);  
    double ANGLE = Math.PI / 2;  
    if (SITE.Contains("dai"))  
    {  
        if (SITE == "daiDOWN")  
        {  
  
rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiDOWN),  
ChangeUnit(LengthNoiCot), true, true, true);  
        }  
        else if (SITE == "daiUP")  
        {  
  
rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiUP), H -  
ChangeUnit(LengthNoiCot + 2 * cover), true, true, true);  
        }  
        else if (SITE == "daiBOTTOM")  
        {  
rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiDOWN), H  
/ 4 - ChangeUnit(2 * cover), true, true, true); }  
        else if (SITE == "daiMID")  
        {  
rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiMID), H  
/ 2 - ChangeUnit(2 * cover), true, true, true); }  
        else if (SITE == "daiTOP")  
        {  
rebar.GetShapeDrivenAccessor().SetLayoutAsMaximumSpacing(ChangeUnit(daiTOP), H  
/ 4 - ChangeUnit(2 * cover), true, true, true); }  
        }  
        if (DIRECTION.IsAlmostEqualTo(XYZ.BasisY) && SITE == "down")  
        {  
            ANGLE = -Math.PI / 2;  
        }  
        else if (DIRECTION.IsAlmostEqualTo(XYZ.BasisX) ||  
DIRECTION.IsAlmostEqualTo(XYZ.BasisZ))  
        {  
            if (SITE == "up")  
            {  
                ANGLE = -Math.PI / 2;  
            }  
        }  
        rebar.Location.Rotate(AXIS, ANGLE);  
    }  
}
```

1.6. KẾT QUẢ.

1.6.1. Áp dụng trong thiết kế công trình.

Công cụ hỗ trợ việc tính toán kết cấu khung trục và bố trí thép cho các cấu kiện đơn giản khi xây dựng bản vẽ , giảm thiểu được thời gian tính toán và gợi ý cho người dùng số lượng thép cần thiết tại từng tiết diện của cấu kiện.

1.6.2. Kết luận và kiến nghị.

Công cụ chỉ mới bước đầu tính toán và bố trí được các đối tượng kết cấu dầm cột đơn giản trong môi trường revit, vẫn chưa thể triển khai cho các kết cấu dầm cột có nhiều nhịp và tính liên tục.

Dựa trên các kiến thức đã tìm hiểu và thông qua dự án nhỏ này, tác giả sẽ tạo ra thêm các công cụ hỗ trợ cho việc xây dựng nhanh mô hình.

CHƯƠNG 2. ỨNG DỤNG PHẦN MỀM REVIT ĐỂ MÔ PHỎNG KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.

2.1. GIỚI THIỆU PHẦN MỀM.

2.1.1. Yêu cầu thực tiễn.

Sự phát triển vượt bậc của khoa học và công nghệ đã thay đổi cách con người sống và làm việc, đưa chúng ta đến một kỷ nguyên thông minh và hiện đại. Đặc biệt trong ngành xây dựng, nơi đòi hỏi độ chính xác cao và sự sáng tạo không ngừng, các kỹ sư và kiến trúc sư là những người thổi hồn vào các công trình, biến những ý tưởng thành hiện thực. Thế nhưng, phía sau những đôi tay khéo léo ấy luôn cần sự hỗ trợ từ các công cụ và phần mềm tiên tiến, giúp giảm bớt áp lực công việc và tối ưu hóa hiệu quả. Trong số đó, Revit nổi bật như một trợ thủ đắc lực, không chỉ giúp đơn giản hóa quy trình thiết kế mà còn nâng cao chất lượng và sự đồng bộ trong mô hình hóa thông tin công trình (BIM). Nó không chỉ là một công cụ, mà còn là một phần không thể thiếu của những nghệ nhân kiến tạo nên diện mạo tương lai.

2.1.2. Xuất sứ phần mềm.

Revit là phần mềm chuyên dụng cho BIM được hãng Autodesk nghiên cứu và phát triển. Đây là một công cụ mạnh mẽ cho phép bạn sử dụng các mô hình thông minh để hoạch định kế hoạch, thiết kế và xây dựng, quản lý tòa nhà và cơ sở hạ tầng. Revit hỗ trợ quá trình thiết kế đa chiều cho việc hợp tác cùng thiết kế. Revit bao gồm 3 sản phẩm cốt lõi: Revit Architecture (kiến trúc), Revit Structure (kết cấu) và Revit MEP (đường ống, nước, điện). Là một trong những phần mềm hỗ trợ thiết kế xây dựng thông dụng và hiện đại nhất hiện nay.

2.1.3. Tính năng của phần mềm.

Phần mềm Revit với ba hệ cơ bản là Revit Architecture, Revit Structure và Revit MEP. Các hệ cơ bản này bao gồm các tính năng nhằm hỗ trợ cho thiết kế về kiến trúc, kỹ thuật kết cấu và cơ điện.

Revit Architecture là phần mềm thiết kế kiến trúc mạnh mẽ cho các chuyên gia trong lĩnh vực thiết kế kiến trúc và các chuyên gia xây dựng.

Revit Structure là quy trình công việc từ thép thiết kế sang chế tạo, thiết kế bê tông cốt thép chi tiết,...Làm việc hiệu quả hơn, cải thiện độ chính xác của việc lắp đặt, và tăng cường tính xây dựng bằng cách kết nối thiết kế kết cấu với mô hình chi tiết.

Revit MEP giúp các kỹ sư, nhà thiết kế, quản lý về mạng cơ khí, điện, và hệ thống ống nước đến mức độ chi tiết cao, đồng bộ hóa với toàn bộ mô hình công trình để đảm bảo sự nhất quán.

Tích hợp công cụ quản lý tiến độ, phân công công việc và cộng tác giữa các đội nhóm, giúp tối ưu hóa quy trình làm việc.

Tạo các bản trình bày, hình ảnh 3D và mô phỏng thực tế, giúp truyền đạt ý tưởng một cách trực quan và thuyết phục.

2.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN.

Autodesk Revit Structure là một phần mềm mạnh mẽ hỗ trợ quy trình làm việc toàn diện từ thiết kế kết cấu thép, chế tạo đến chi tiết bê tông cốt thép. Phần mềm giúp cải thiện hiệu quả làm việc, tăng độ chính xác trong lắp đặt và nâng cao khả năng xây dựng nhờ kết nối chặt chẽ giữa thiết kế kết cấu và mô hình chi tiết.

Mô hình vật lý và phân tích: Cho phép tạo mô hình vật lý dùng để phối hợp và lập chứng từ, đồng thời tích hợp mô hình phân tích để thực hiện các tính toán kết cấu chính xác.

Phân tích kết cấu: Thực hiện phân tích tĩnh và trọng lực ngay trên nền tảng đám mây, hoặc chạy phân tích song song. Kết quả có thể được trực quan hóa ngay trong môi trường Revit.

Tài liệu cấu trúc: Cung cấp khả năng tạo tài liệu chi tiết và chính xác về thiết kế kết cấu, hỗ trợ quá trình thi công.

Mô hình hóa kết cấu thép: Cho phép kết nối mô hình kết cấu thép với mức độ chi tiết cao thông qua nhiều tham số linh hoạt.

Chi tiết cốt thép: Hỗ trợ tạo thiết kế cốt thép 3D chi tiết và sản xuất tài liệu bản vẽ cốt thép, bao gồm bảng thống kê cốt thép.

Liên kết hai chiều với phân tích: Tích hợp kết quả phân tích vào quy trình BIM, tạo điều kiện cho quy trình làm việc lặp lại hiệu quả.

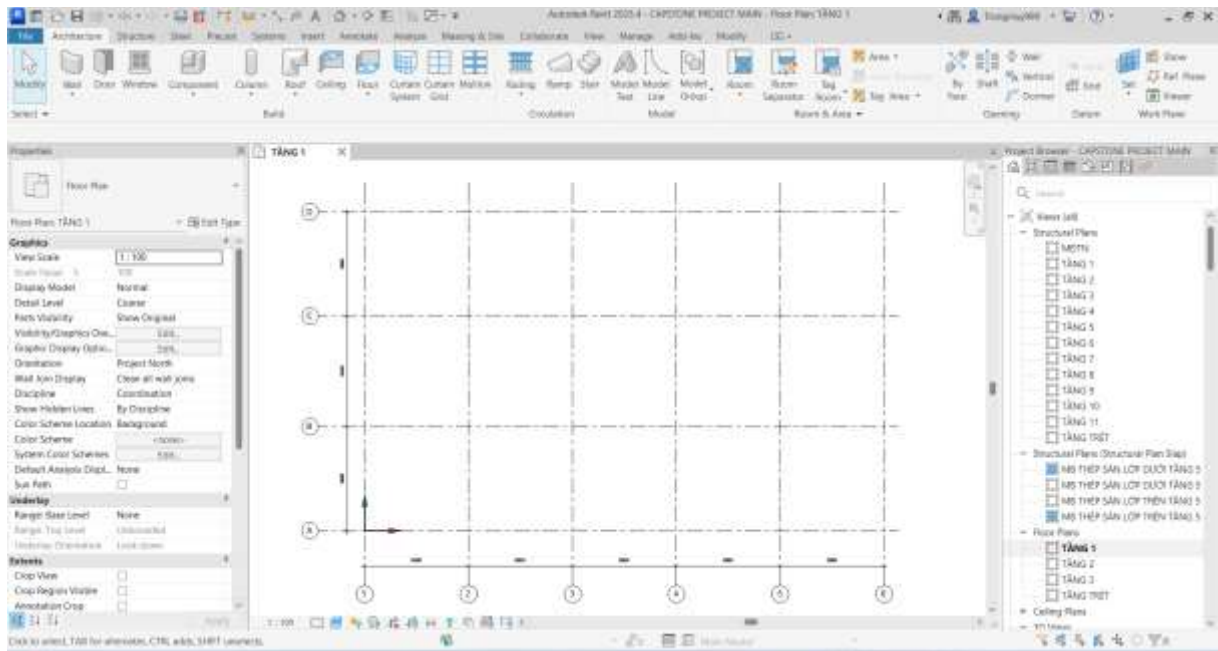
Liên kết với chế tạo kết cấu: Đảm bảo khả năng tương tác giữa Revit và Advance Steel, mang lại quy trình làm việc BIM từ thiết kế đến chế tạo thép liền mạch.

Dynamo cho kỹ thuật kết cấu: Dynamo cung cấp các công cụ mạnh mẽ giúp kỹ sư kết cấu phát triển hệ thống tối ưu hóa dựa trên logic tính toán.

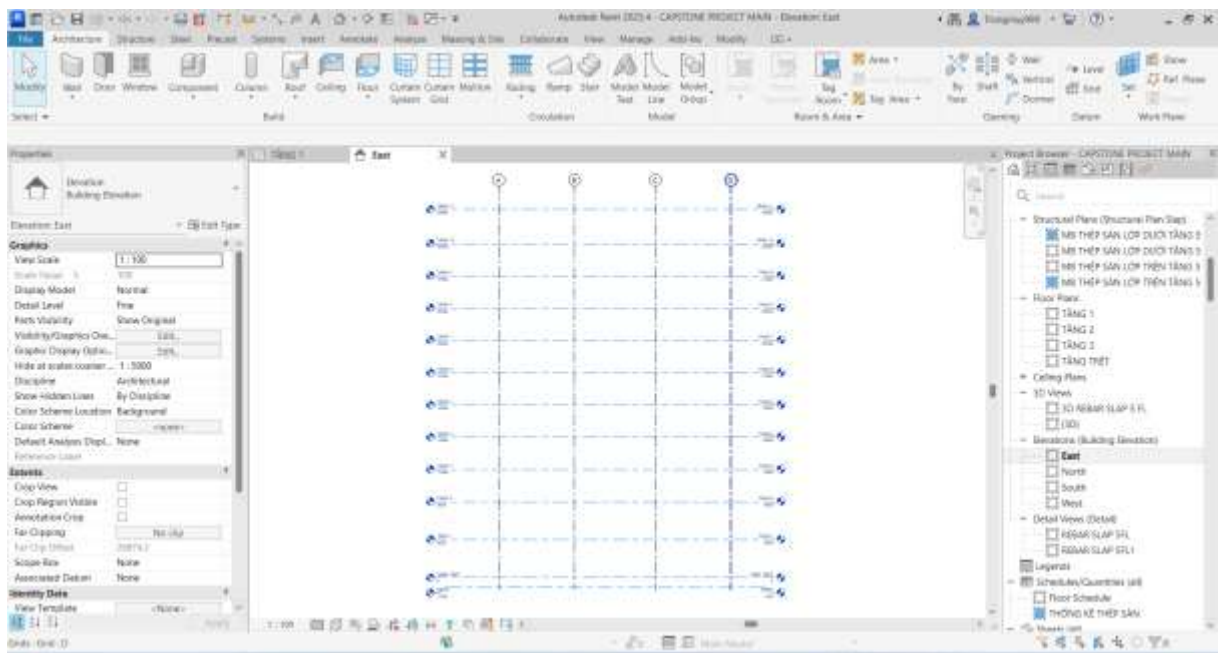
2.3. CÁC THAO TÁC SỬ DỤNG PHẦN MỀM.

- Bước 1: Tạo hệ lưới (Grid).
- Bước 2: Tạo cao trình (Level).
- Bước 3: Dựng kết cấu dầm, cột, vách.
- Bước 4: Dựng kết cấu sàn.
- Bước 5: Dựng kết cấu móng.
- Bước 6: Dựng kết cấu thang bộ.
- Bước 7: Vẽ các chi tiết thép cho cấu kiện cột, dầm, sàn, vách, cầu thang, móng...
- Bước 8: Quản lý đối tượng và xuất các bảng thống kê.
- Bước 9: Triển khai và trình bày bản vẽ kết cấu.

2.4. ỨNG DỤNG VÀ TRIỂN KHAI BẢN VẼ.

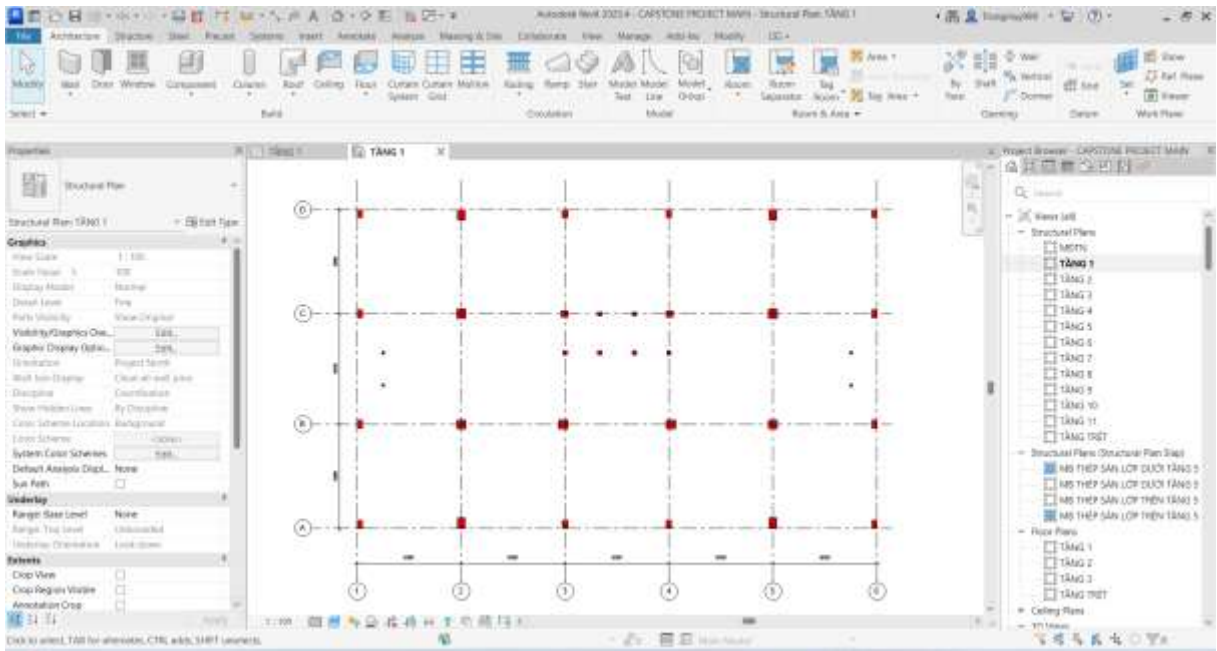


Hình 2.1. Tạo hệ lưới trục (Grid).

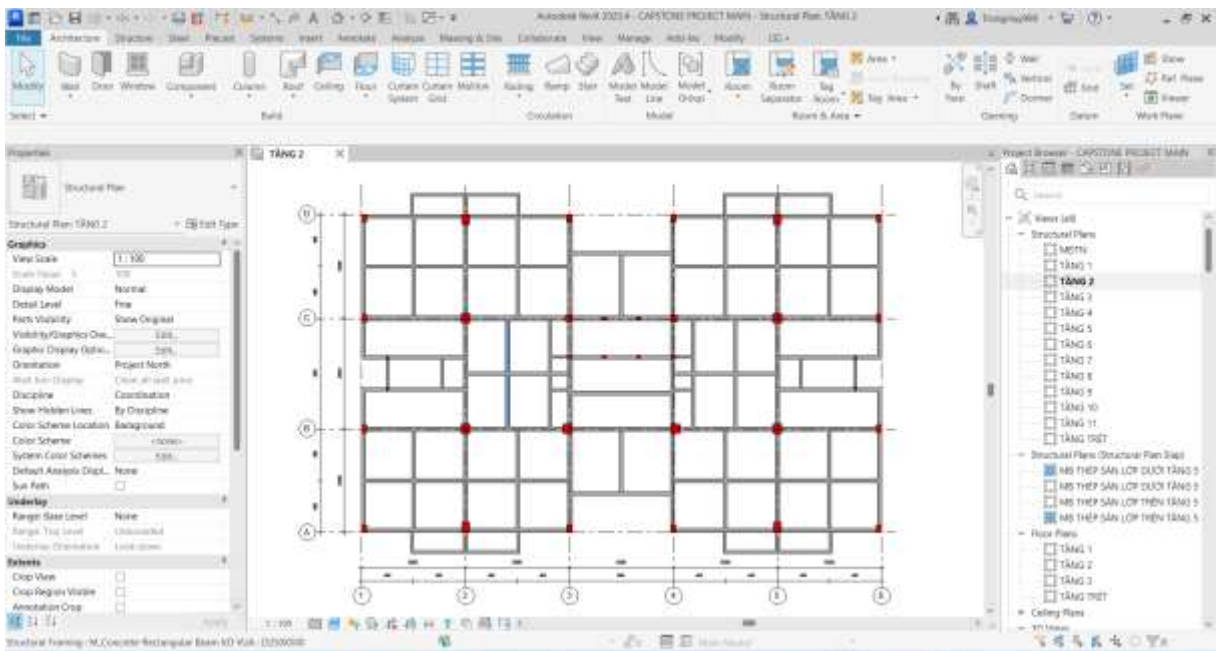


Hình 2.2. Tạo cao trình (Level).

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

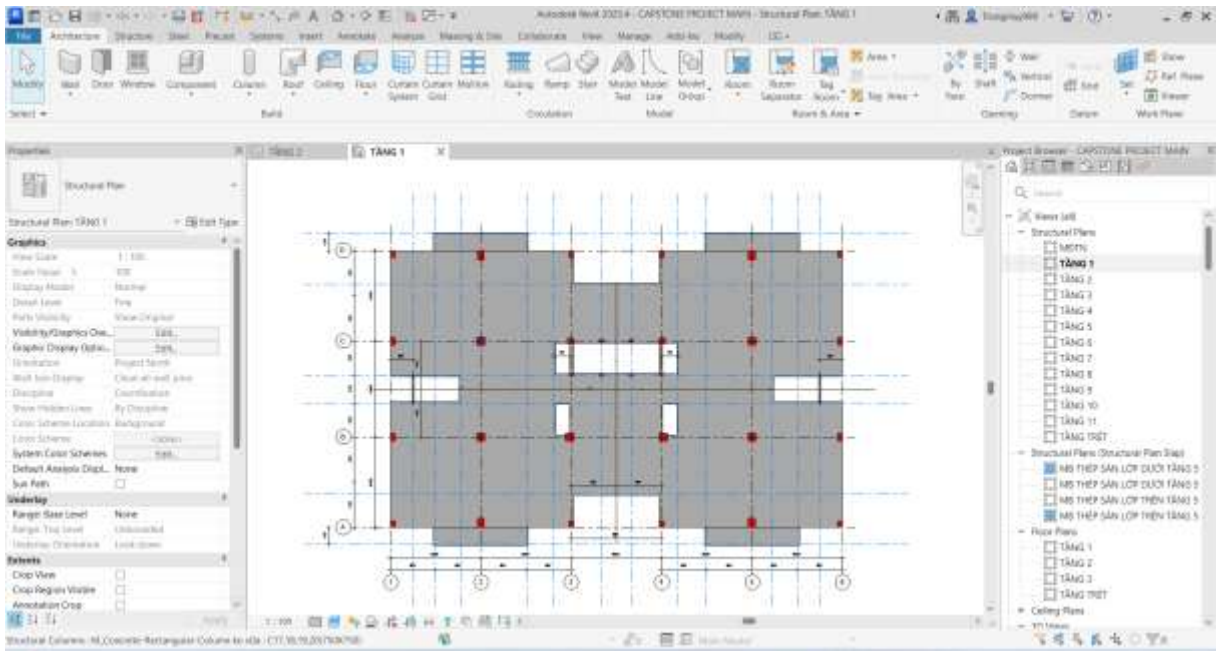


Hình 2.3. Dạng kết cấu cột (Column).

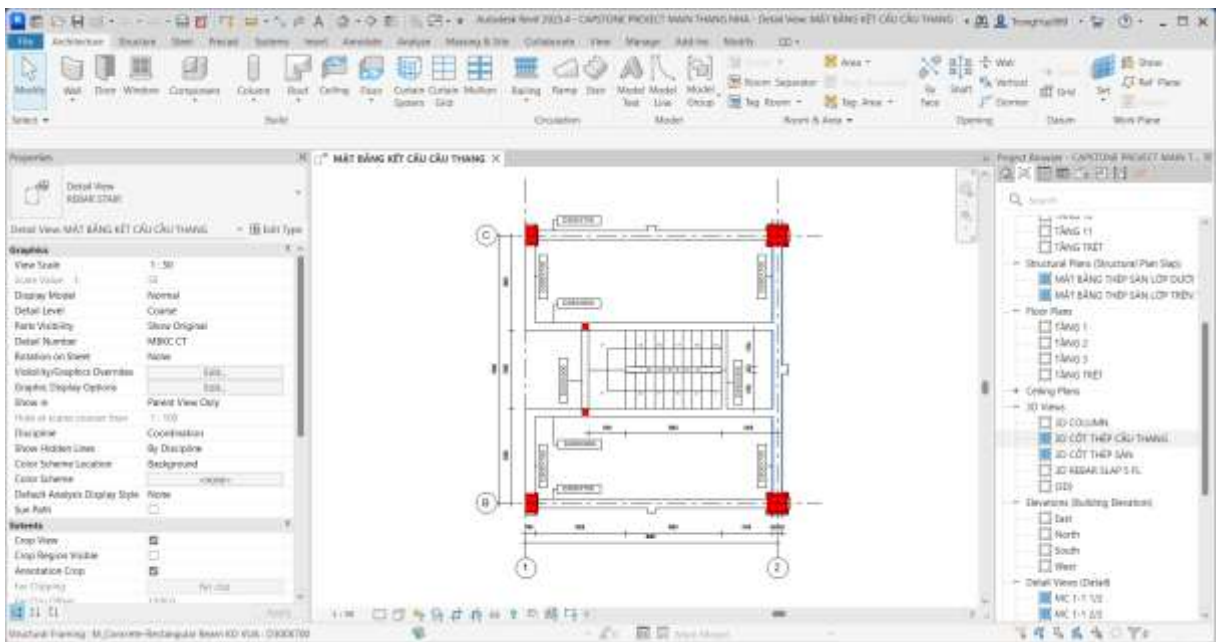


Hình 2.4. Dạng kết cấu dầm (Framing).

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

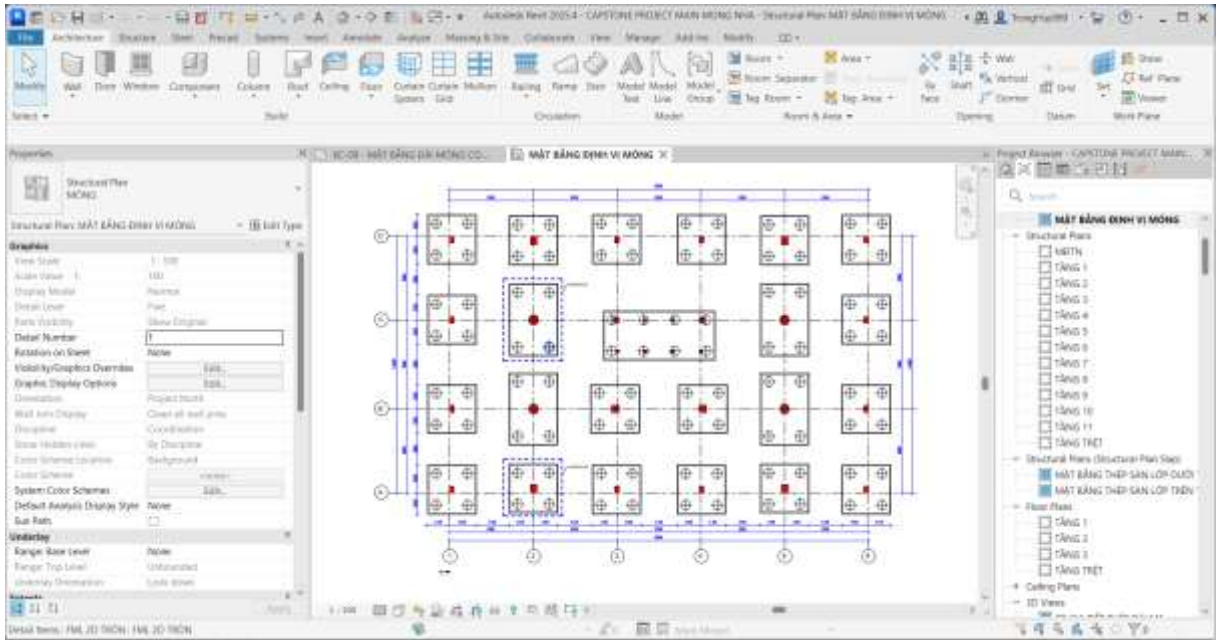


Hình 2.5. Dựng kết cấu sàn (Floors).

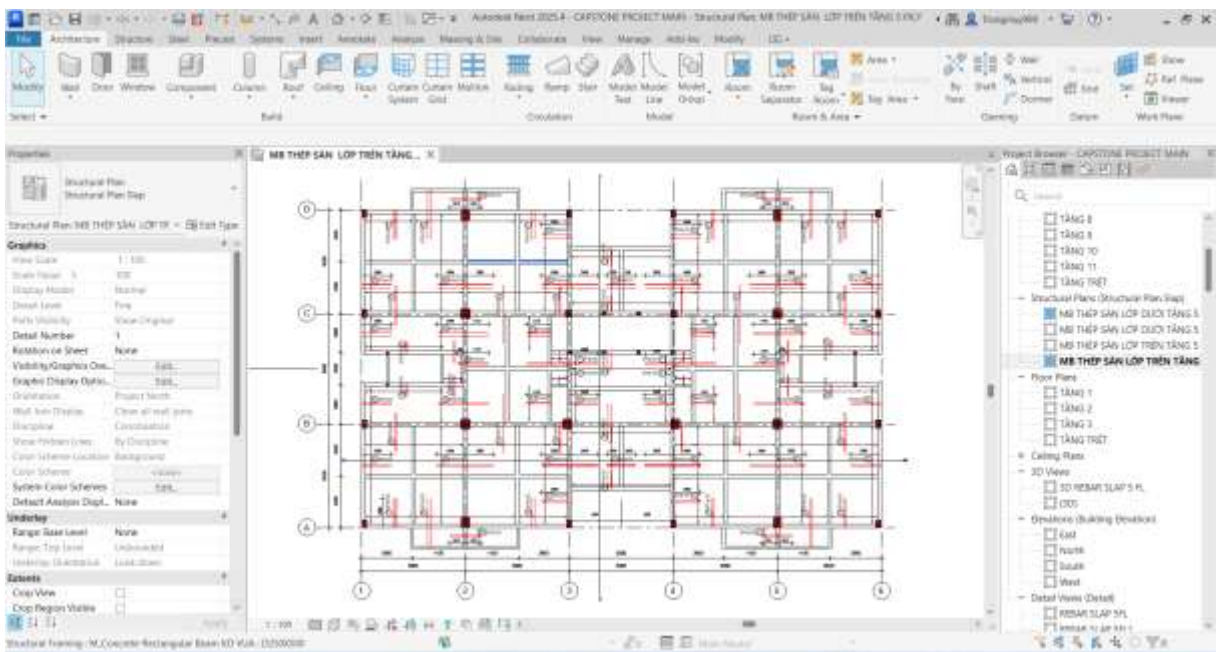


Hình 2.6. Dựng kết cấu cầu thang.

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

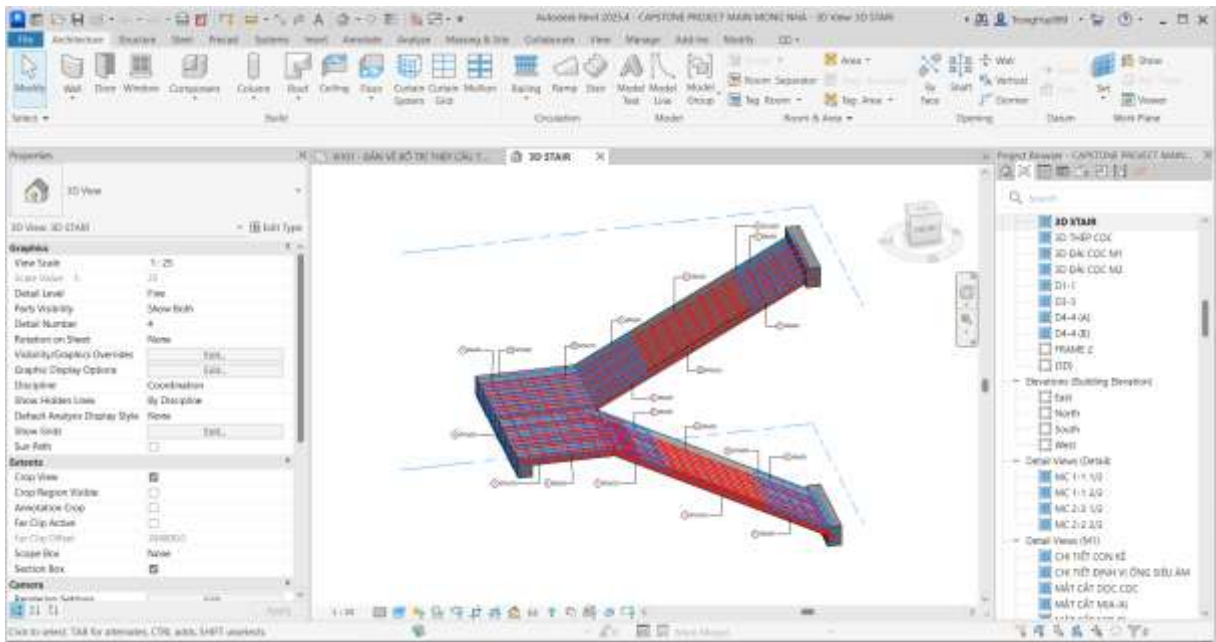


Hình 2.7. Dựng kết cấu móng (Structural Foundations).

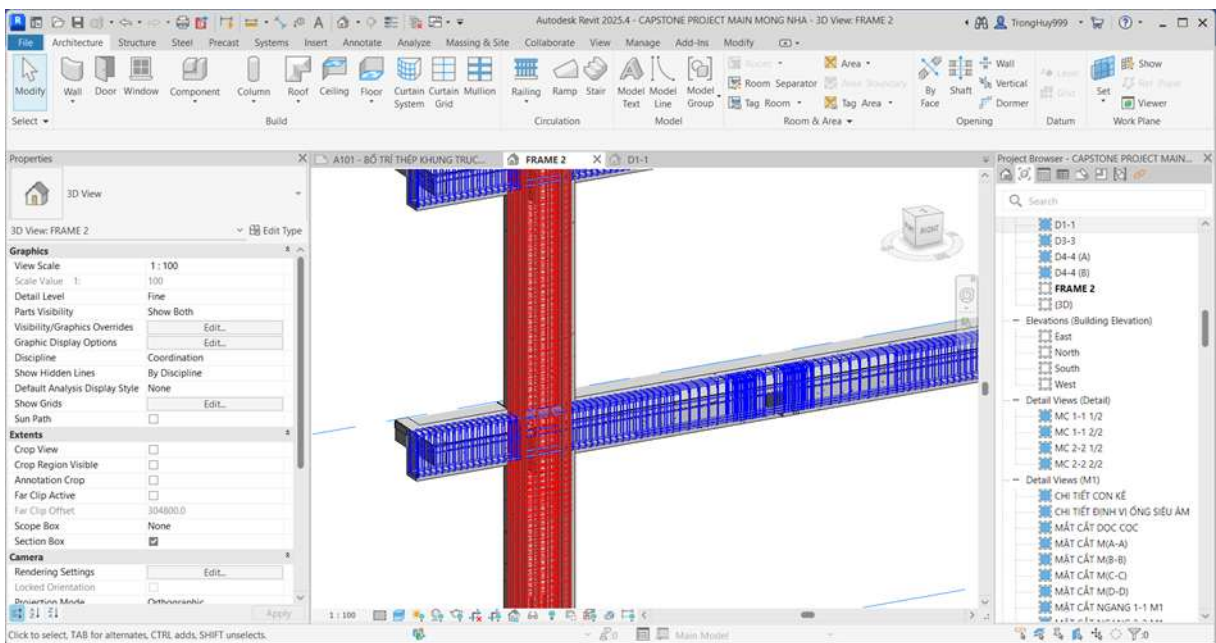


Hình 2.8. Vẽ chi tiết thép sàn tầng điển hình của công trình.

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

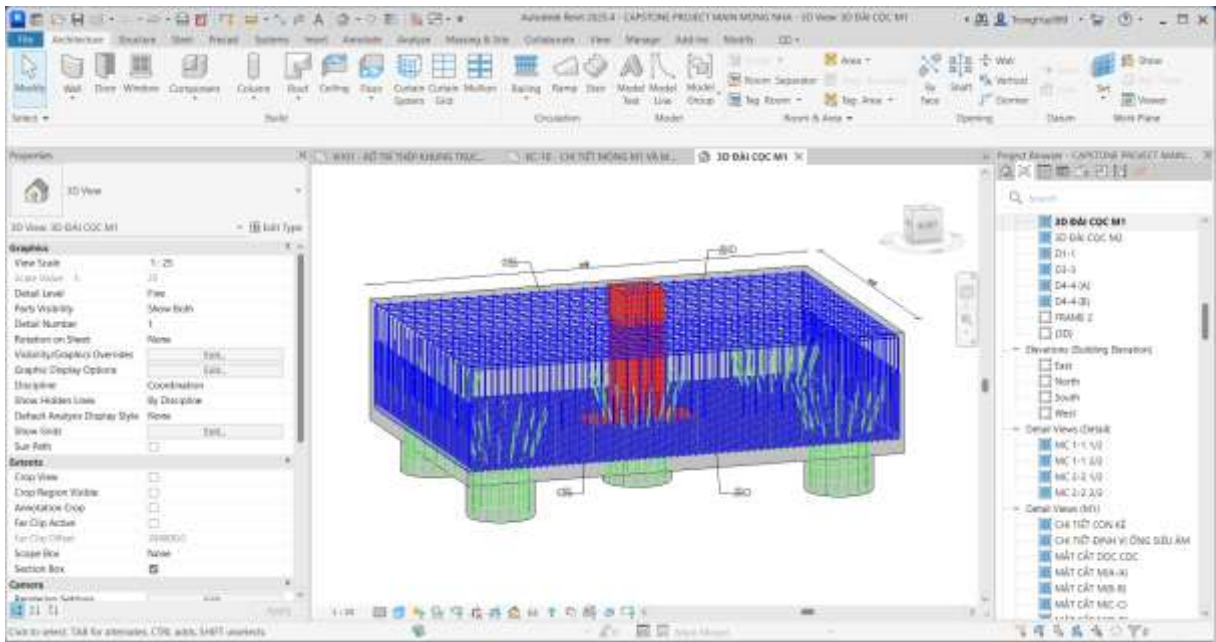


Hình 2.9. Vẽ chi tiết thép cầu thang của công trình (Structural Rebar).

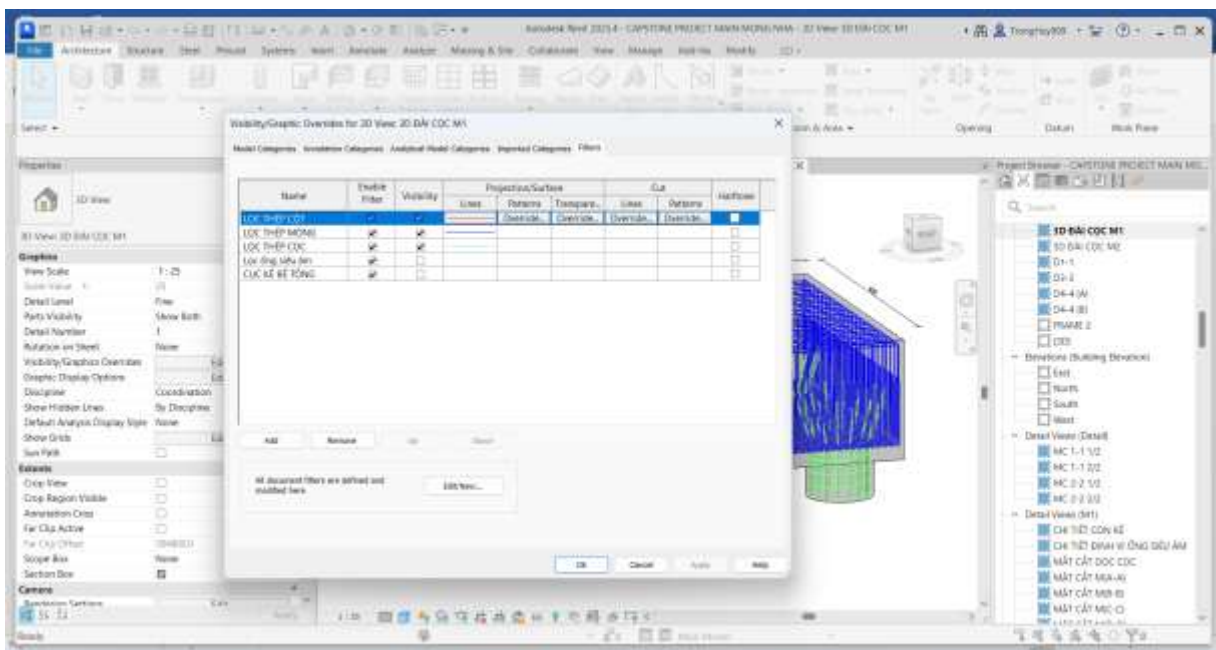


Hình 2.10. Vẽ chi tiết thép dầm, cột của công trình (Structural Rebar).

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

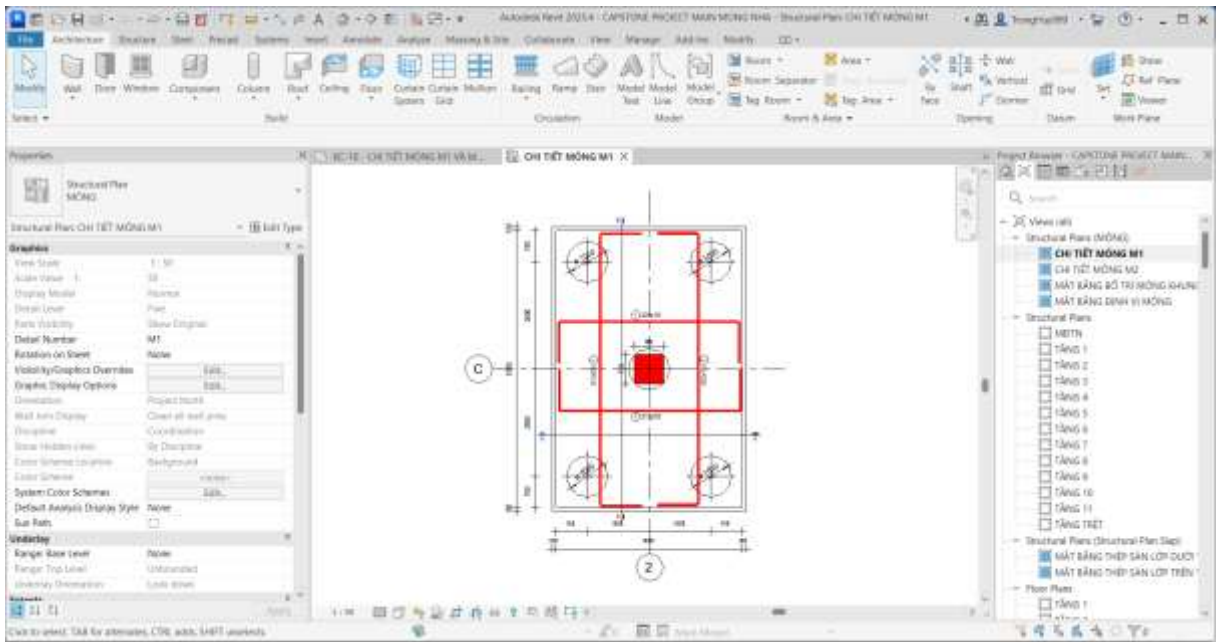


Hình 2.11. Vẽ chi tiết thép móng của công trình (Structural Rebar).

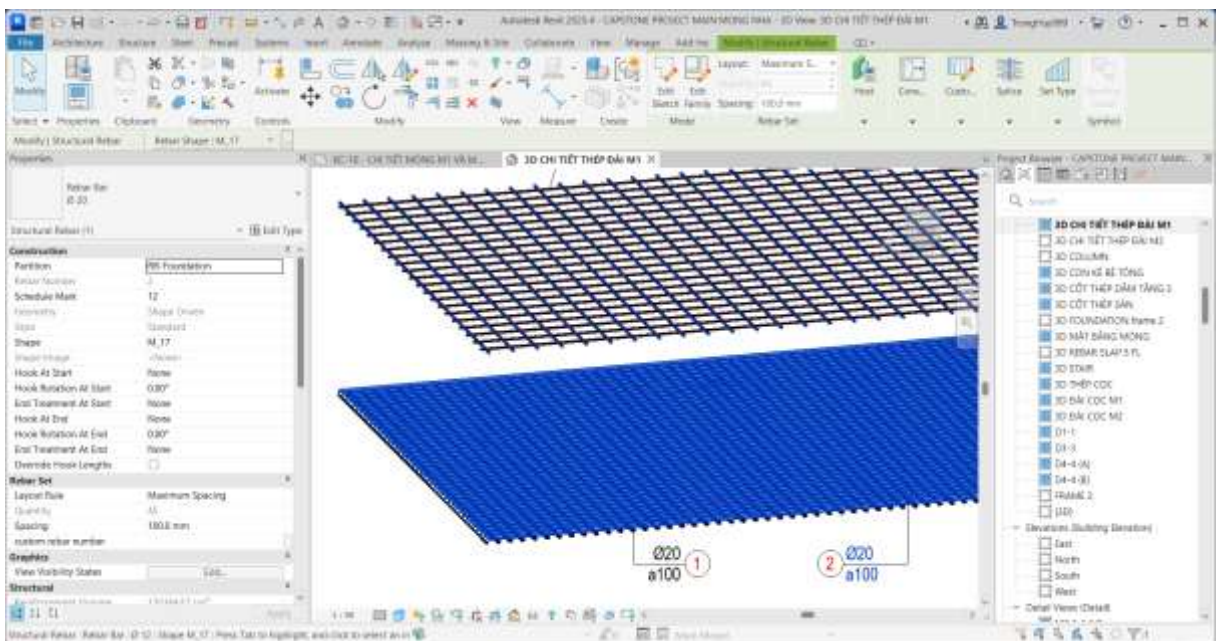


Hình 2.12. Quản lý hiển thị màu cho các đối tượng (Filter).

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.



Hình 2.13. Triển khai mặt bằng kết cấu bản vẽ cho các đối tượng (Structural Plans).

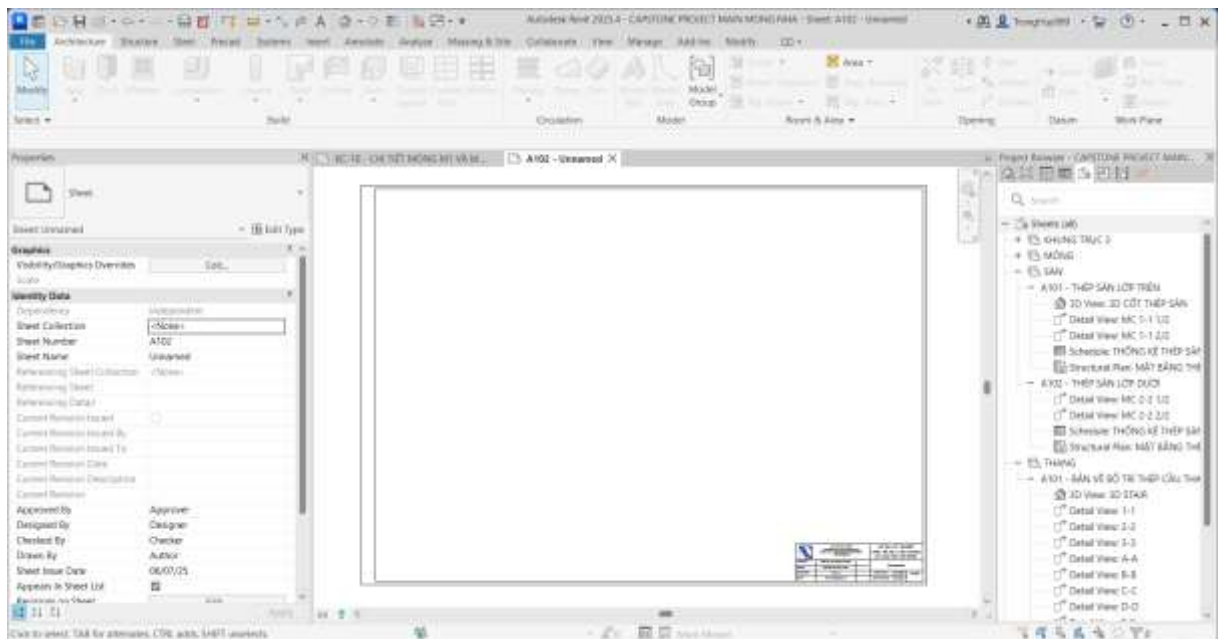


Hình 2.14. Quản lý đối tượng thép thông qua Partition.

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

Partition	BỘ HIỆU	HÌNH DẠNG	KÍCH T	ĐƯỜNG KÍNH	BỘ LƯỢNG	CHIỀU DÀI 1 THÂN	TỔNG CHIỀU DÀI
RF-DL	1	Bending Detail	10 mm	80	16 m	889 m	
RF-DL	2	Bending Detail	10 mm	80	48 m	1588 m	
RF-DL	3	Bending Detail	10 mm	80	15 m	675 m	
RF-DL	4	Bending Detail	10 mm	13	26 m	361 m	
RF-DL	5	Bending Detail	10 mm	13	8 m	190 m	
RF-DL	9	Bending Detail	10 mm	32	8 m	288 m	
RF-DL	10	Bending Detail	10 mm	52	2 m	127 m	
RF-DL	11	Bending Detail	10 mm	80	2 m	190 m	
RF-DL	12	Bending Detail	10 mm	90	2 m	180 m	
RF-DL	13	Bending Detail	10 mm	500	2 m	1200 m	
RF-DL	14	Bending Detail	10 mm	82	4 m	370 m	
RF-DL	15	Bending Detail	10 mm	300	2 m	720 m	
RF-DL	16	Bending Detail	10 mm	40	3 m	100 m	
RF-DL	17	Bending Detail	10 mm	44	6 m	240 m	
RF-DL	18	Bending Detail	10 mm	168	2 m	256 m	
RF-DL	19	Bending Detail	10 mm	150	11 m	1738 m	
RF-DL	20	Bending Detail	10 mm	84	24 m	1584 m	
RF-DL	21	Bending Detail	10 mm	18	3 m	88 m	
RF-DL	22	Bending Detail	10 mm	14	3 m	37 m	
RF-DL	23	Bending Detail	10 mm	38	8 m	290 m	
RF-DL	24	Bending Detail	10 mm	38	11 m	418 m	
RF-DL	25	Bending Detail	10 mm	39	5 m	308 m	
RF-DL	26	Bending Detail	10 mm	268	4 m	1088 m	

Hình 2.15. Xuất bảng thống kê cốt thép (Schedule).



Hình 2.16. Tạo Template khung bản vẽ (Sheet).

KẾT LUẬN

Qua việc lựa chọn và tính toán kết cấu cho công trình “Tòa nhà chung cư”, em nhận thấy công trình có quy mô không quá lớn vì phải đảm bảo yêu cầu kiến trúc và kết cấu chịu lực cho công trình. Dựa vào đó mà em đưa ra phương án kết cấu cho công trình là:

Phần móng: Dựa vào tải trọng tại chân cột và các chỉ tiêu cơ lý của đất chọn móng cọc khoan nhồi.

Phần thân: Chọn hệ kết cấu khung chịu lực BTCT đổ toàn khối.

Hệ thống cột có kích thước và hoạt tải sàn khác nhau theo mỗi cao trình và khu vực vì thế cần phải thận trọng trong quá trình thiết kế và thi công để không tránh khỏi những sai sót.

Kết quả tính toán được thực hiện dựa trên sự tổng hợp các kiến thức được học từ môn học cơ sở ngành đến các môn học chuyên ngành như: Cơ học đất, Cơ kết cấu, Kết cấu bê tông cốt thép, Nền và Móng, và sử dụng phần mềm Etabs, Excel.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Võ Bá Tâm (2005). Kết cấu bê tông cốt thép - Tập 3 (Cấu kiện đặc biệt), Nhà xuất bản Đại học quốc gia thành phố Hồ Chí Minh.*
2. (2014). *TCVN 10304:2014 “Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế”, Hà Nội.*
3. *TCVN 2737:2023 “Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế”, Hà Nội.*
4. (2012). *TCVN 9362:2012 “Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình”, Hà Nội.*
5. (2018) *TCVN 5574:2018 “ Tiêu chuẩn thiết kế bê tông cốt thép”.*

Thiết kế kết cấu tòa nhà chung cư.

PHỤ LỤC