

TRƯỜNG ĐẠI HỌC SƯ PHẠM KỸ THUẬT
ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG
KHOA KỸ THUẬT XÂY DỰNG

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Ngành: KỸ THUẬT XÂY DỰNG

ĐỀ TÀI:

THIẾT KẾ NHÀ Ở ABC

Giảng viên hướng dẫn:

ThS. Nguyễn Phú Hoàng

Sinh viên thực hiện:

Mã số sinh viên:

Đà Nẵng, tháng 10 năm 2026

PHIẾU GIAO NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Hướng dẫn

Đóng **bản gốc** Phiếu giao nhiệm vụ (có chữ ký của GVHD và Trưởng Khoa) vào vị trí này.

Nội dung	Thông tin
Họ và tên sinh viên	
Mã số sinh viên	
Lớp / Khóa	
Tên đề tài	Thiết kế nhà ở ABC
Giảng viên hướng dẫn	ThS. Nguyễn Phú Hoàng
Thời gian thực hiện	HK216 — năm học 2026–2027
Nội dung công việc	Thiết kế kiến trúc, kết cấu (khung – sàn – móng – cầu thang) và tổ chức thi công công trình nhà ở ABC
Ngày giao nhiệm vụ	/...../.....
Ngày hoàn thành	/...../.....

Giảng viên hướng dẫn
(Ký, ghi rõ họ tên)

Trưởng Khoa
(Ký, ghi rõ họ tên)

PHIẾU NHẬN XÉT CỦA GIẢNG VIÊN HƯỚNG DẪN

Hướng dẫn

Đóng bản gốc Phiếu nhận xét của GVHD vào vị trí này.

Tiêu chí đánh giá	Đánh giá
Tinh thần, thái độ làm việc	
Khả năng vận dụng kiến thức chuyên môn	
Mức độ hoàn thành khối lượng công việc	
Chất lượng thuyết minh và bản vẽ	
Điểm đánh giá (thang điểm 10)	

Nhận xét của giảng viên hướng dẫn:

.....

.....

.....

Đà Nẵng, ngày tháng năm 2026

Giảng viên hướng dẫn
(Ký, ghi rõ họ tên)

LỜI CẢM ƠN

Em xin chân thành cảm ơn Thầy ThS. Nguyễn Phú Hoàng đã tận tình hướng dẫn, định hướng và góp ý trong suốt quá trình thực hiện đồ án. Em cũng xin cảm ơn quý Thầy/Cô Khoa Kỹ thuật Xây dựng cùng gia đình, bạn bè đã hỗ trợ, động viên để em hoàn thành đồ án tốt nghiệp này.

HƯỚNG DẪN SỬ DỤNG BẢN MẪU

(Chỉ có trong bản mẫu — xoá phần này khi làm đồ án thật)

Đọc trước khi dùng bản mẫu

Đây là **bản mẫu để học theo, không phải** một đồ án tính toán thật. Số liệu trong bản mẫu là số liệu minh họa; các ô để trống (_____) là chỗ em tự điền.

Trong tài liệu có ba nhóm hộp cần phân biệt:

- **Hộp viền nét đứt màu tím — “Hướng dẫn viết”**: cho biết chương đó cần viết gì. **Xoá toàn bộ khi làm đồ án thật.**
- **Hộp đỏ — “Sai hỏng thường gặp”**: lỗi sinh viên hay mắc. Nên đọc kỹ *trước* khi bắt tay làm, để tránh mất điểm.
- **Hộp xanh dương — “Lưu ý”** và **hộp vàng — “Ghi chú”**: điểm cần ghi nhớ, giữ lại trong bài nộp.

Cấu trúc chuẩn của một thuyết minh

Trình tự chín phần

1. **Đặt vấn đề**: giới thiệu công trình, địa điểm, quy mô, nhiệm vụ thiết kế.
2. **Cơ sở thiết kế**: tiêu chuẩn áp dụng, vật liệu, số liệu địa chất.
3. **Lựa chọn giải pháp kết cấu**: so sánh — luận cứ — kết luận.
4. **Xác định tải trọng**: tĩnh tải, hoạt tải, gió, động đất.
5. **Sơ bộ tiết diện**: sàn, dầm, cột, vách.
6. **Tính sàn → khung → móng → cầu thang.**
7. **Kiểm tra tổng thể**: chuyển vị, lệch tầng, ổn định.
8. **Kết luận — kiến nghị.**
9. **Tài liệu tham khảo, phụ lục.**

Trong đồ án này, phần 1 tương ứng Chương 1; phần 2–5 tương ứng Chương 2; phần 6 tương ứng Chương 3–6; phần 7 nằm trong Chương 4; phần 8–9 là kết luận và danh mục tài liệu tham khảo.

Quy cách trình bày

Quy cách bắt buộc

- **Đơn vị**: thống nhất toàn bài — lực (kN), chiều dài (mm hoặc m), mô men (kNm), ứng suất (MPa). Không trộn đơn vị trong cùng một bài toán.
- **Bảng biểu**: mỗi bảng có số thứ tự và tiêu đề ở *trên* bảng; có nguồn số liệu; có dòng “Tổng cộng” nếu là bảng tính.
- **Hình vẽ**: có số thứ tự và chú thích ở *dưới* hình; hình phải rõ, có tỷ lệ, ghi đầy đủ kích thước và cao độ.
- **Công thức**: đánh số công thức; nêu rõ ý nghĩa từng ký hiệu và đơn vị; ghi nguồn tiêu chuẩn.
- **Đánh số chương/mục**: ba cấp (Chương — Mục — Tiểu mục), thống nhất giữa mục lục và nội dung.

Sai hỏng về trình bày khiến mất điểm ngay khi lật trang

- Chương/mục trong mục lục **không khớp** với nội dung (do chèn thêm mà quên cập nhật).
- **Trộn đơn vị**: bảng ghi kN nhưng công thức thay số kNm.
- Bảng/hình **không có số hiệu**, hoặc số hiệu nhảy cách (Bảng 3.1 rồi Bảng 3.5).
- Chèn ảnh chụp màn hình **mờ**, không đọc được số liệu, không có tỷ lệ.
- Sao chép thuyết minh mẫu nhưng **quên đổi tên công trình, địa chỉ**.

MỤC LỤC

Lời cảm ơn	i
1 TỔNG QUAN KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH	2
1.1 Giới thiệu công trình	2
1.1.1 Mục đích xây dựng công trình	2
1.1.2 Vị trí, đặc điểm xây dựng công trình	2
1.2 Các căn cứ pháp lý	3
1.3 Tiêu chuẩn, quy chuẩn thiết kế	3
1.4 Yêu cầu chung về giải pháp thiết kế	4
1.4.1 Giải pháp kết cấu phần thân	4
1.4.2 Giải pháp kết cấu phần móng	4
1.4.3 Giải pháp thông thoáng và chiếu sáng	4
1.4.4 Giải pháp cấp điện – máy lạnh	4
1.4.5 Giải pháp cấp thoát nước và phòng cháy chữa cháy	4
1.4.6 Hệ thống thoát hiểm và chống sét	5
1.4.7 Giải pháp giao thông	5
1.5 Giải pháp kiến trúc	5
1.5.1 Bố cục công trình	5
1.5.2 Kiến trúc cảnh quan – hình khối kiến trúc	5
1.5.3 Kiến trúc công trình	5
2 CƠ SỞ THIẾT KẾ	10
2.1 Phân tích và lựa chọn hệ kết cấu	10
2.1.1 Giải pháp kết cấu phần thân	10
2.1.2 Giải pháp kết cấu phần ngầm (Móng)	11
2.2 Tiêu chuẩn và quy chuẩn áp dụng	11
2.3 Đơn vị sử dụng	12
2.4 Lựa chọn chủng loại vật liệu	12
2.4.1 Bê tông	12
2.4.2 Cốt thép	12
2.5 Phần mềm sử dụng	13
3 TÍNH TOÁN KẾT CẤU SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH	14
3.1 Giới thiệu chung	14
3.1.1 Mục tiêu chung	14
3.1.2 Lựa chọn phương án kết cấu sàn	14
3.1.3 Lựa chọn phương pháp tính toán	15
3.1.4 Các tiêu chuẩn và quy chuẩn áp dụng	15

3.2	Xác định tải trọng tác dụng lên sàn	15
3.2.1	Tĩnh tải (DL)	16
3.2.2	Hoạt tải (LL)	17
3.2.3	Tổng hợp các trường hợp tải trọng gán vào mô hình	17
3.3	Phân tích nội lực và thiết kế sàn bằng phần mềm	18
3.3.1	Mô tả mô hình tính toán trong SAFE	18
3.3.2	Kết quả phân tích nội lực	19
3.3.3	Kết quả diện tích cốt thép yêu cầu	20
3.4	Tính toán kiểm tra bằng phương pháp tính tay	22
3.4.1	Lựa chọn ô sàn điển hình	23
3.4.2	Tính toán cho ô sàn bản dầm (S1)	23
3.4.3	Tính toán cho ô sàn bản kê (S2)	25
3.5	So sánh kết quả và nhận xét	25
3.5.1	Bảng so sánh kết quả nội lực	25
3.5.2	Nhận xét và đánh giá kết quả	26
3.6	Bố trí cốt thép chi tiết cho sàn	27
3.6.1	Nguyên tắc chung trong bố trí cốt thép	27
3.6.2	Lựa chọn và bố trí cốt thép chi tiết	27
3.6.3	Bản vẽ bố trí cốt thép	27
3.7	Kiểm tra sàn theo trạng thái giới hạn thứ hai	28
3.7.1	Kiểm tra độ võng	28
3.7.2	Kiểm tra bề rộng khe nứt	29
3.8	Kết luận chương 3	30
4	TÍNH TOÁN KHUNG KHÔNG GIAN VÀ KIỂM TRA TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH	32
4.1	Giới thiệu chung	32
4.1.1	Mục tiêu chung	32
4.1.2	Lựa chọn khung tính toán	33
4.1.3	Sơ đồ tính và các giả thiết tính toán	34
4.1.4	Vật liệu và tiết diện sơ bộ	34
4.2	Xác định tải trọng tác dụng lên khung	35
4.2.1	Tĩnh tải	35
4.2.2	Hoạt tải	36
4.2.3	Tải trọng gió	36
4.2.4	Tải trọng động đất	39
4.3	Phân tích nội lực khung bằng phần mềm ETABS	40
4.3.1	Mô hình tính toán	40
4.3.2	Thiết lập các tổ hợp tải trọng	41
4.3.3	Kết quả nội lực cho khung trục 3	41
4.4	Tính toán cốt thép cho các cấu kiện	47
4.4.1	Nguyên tắc thiết kế “Dầm yếu – Cột mạnh”	47
4.4.2	Tính toán cốt thép dầm	47
4.4.3	Tính toán cốt thép cột	57
4.4.4	Kiểm tra điều kiện “Dầm yếu – Cột mạnh”	60
4.4.5	Kiểm tra độ võng và khe nứt của dầm	61
4.4.6	Neo và nối cốt thép	62

4.5	Kiểm tra các điều kiện của kết cấu tổng thể	62
4.5.1	Kiểm tra chuyển vị ngang tại đỉnh công trình	62
4.5.2	Kiểm tra chuyển vị tương đối giữa các tầng (drift)	62
4.5.3	Kiểm tra điều kiện tiện nghi dao động	63
4.5.4	Kiểm tra hiệu ứng P-Delta	63
4.5.5	Kiểm tra dao động riêng và khối lượng tham gia	63
4.5.6	Kiểm tra tính đều đặn của kết cấu	64
4.5.7	Kết luận về độ cứng và ổn định tổng thể	64
5	THIẾT KẾ MÓNG CỌC	66
5.1	Giới thiệu chung	66
5.1.1	Mục tiêu chương	66
5.1.2	Các số liệu đầu vào cho thiết kế móng	66
5.2	Lựa chọn phương án móng và xác định sức chịu tải cọc	68
5.2.1	Phân tích và đề xuất phương án móng	68
5.2.2	Xác định sức chịu tải của cọc đơn	69
5.3	Thiết kế chi tiết đài cọc dưới cột điển hình	71
5.3.1	Lựa chọn đài cọc để tính toán	71
5.3.2	Xác định số lượng và bố trí cọc trong đài	71
5.3.3	Xác định kích thước sơ bộ của đài cọc	71
5.3.4	Kiểm tra các điều kiện làm việc của đài cọc	72
5.3.5	Tính toán và bố trí cốt thép đài cọc	74
5.4	Tính toán và cấu tạo giằng móng	75
5.4.1	Nhiệm vụ và sơ bộ kích thước	75
5.4.2	Tải trọng tác dụng và nội lực	76
5.4.3	Tính toán và bố trí thép	76
5.5	Kiểm tra độ lún của móng	77
5.5.1	Phương pháp tính toán	77
5.5.2	Xác định kích thước móng khối quy ước	77
5.5.3	Tải trọng và áp lực gây lún	78
5.5.4	Kết quả tính toán độ lún	79
5.5.5	So sánh với độ lún cho phép	79
5.6	Các kiểm tra bổ sung	80
5.6.1	Kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang và chuyển vị đầu cọc	80
5.6.2	Kiểm tra ma sát âm	81
5.6.3	Kiểm tra hiệu ứng nhóm cọc	81
	KẾT LUẬN CHƯƠNG 5	82
6	TÍNH TOÁN KẾT CẤU CẦU THANG BỘ ĐIỂN HÌNH	84
6.1	Giới thiệu chung về cầu thang tính toán	84
6.1.1	Lựa chọn cầu thang tính toán	84
6.1.2	Các thông số hình học và cấu tạo	86
6.1.3	Vật liệu và tiêu chuẩn áp dụng	87
6.2	Xác định sơ đồ tính và tải trọng	87
6.2.1	Phân tích sơ đồ truyền lực	87
6.2.2	Lựa chọn sơ đồ tính toán	87

6.2.3	Xác định tải trọng tác dụng	89
6.3	Tính toán nội lực và bố trí cốt thép cho bản thang và chiếu nghỉ	90
6.3.1	Tính toán nội lực	90
6.3.2	Tính toán cốt thép chịu lực (thép dọc lớp dưới)	90
6.3.3	Bố trí cốt thép phân bố và cấu tạo	91
6.4	Tính toán cốt thép cho dầm chiếu nghỉ	92
6.4.1	Xác định tải trọng tác dụng lên dầm	92
6.4.2	Tính toán nội lực và cốt thép	93
6.5	Bản vẽ chi tiết cầu thang	94
	KẾT LUẬN CHƯƠNG 6	95
7	THI CÔNG	97
7.1	Công tác đất	97
7.2	Thi công cọc khoan nhồi	97
7.3	Thi công đài và giằng móng	97
7.4	Thi công phần thân	97
7.5	Tổ chức thi công	97
	TÀI LIỆU THAM KHẢO	99

DANH MỤC BẢNG BIỂU

2.1	Đặc trưng cơ lý của bê tông	12
2.2	Đặc trưng cơ lý của cốt thép	13
3.1	Bảng tính tĩnh tải hoàn thiện tác dụng lên sàn	16
3.2	Bảng tra cứu hoạt tải tiêu chuẩn và tính toán	17
3.3	So sánh giá trị mô men uốn (đơn vị: kNm/m)	26
4.1	Thông số đầu vào để tính tải trọng gió	37
4.2	Kết quả tính thành phần động của gió theo hai phương	38
4.3	Lực gió tính toán tác dụng lên các tầng của khung trục 3	39
4.4	Thông số tính toán tác động động đất	40
4.5	Cặp nội lực nguy hiểm của dầm B118 tầng 5	47
4.6	So sánh kết quả tính tay và bảng tính Excel cho dầm B118	49
4.7	Bảng tổng hợp kết quả tính toán cốt thép dầm khung trục 3	50
4.8	So sánh kết quả tính tay và bảng tính Excel cho cột C15 tầng 2	59
4.9	Bảng tổng hợp cốt thép cột	60
4.10	Kiểm tra điều kiện “dầm yếu – cột mạnh” tại nút D3 tầng 5	61
4.11	Kiểm tra hệ số độ nhạy chuyển vị giữa các tầng θ	63
4.12	Khối lượng hữu hiệu tham gia của các dạng dao động	64
4.13	Tổng hợp kết quả kiểm tra các điều kiện tổng thể	65
5.1	Nội lực tính toán tại chân cột để thiết kế móng	67
5.2	Bảng tổng hợp các chỉ tiêu cơ lý của đất nền	67
5.3	Phân đoạn cọc theo lớp đất và ma sát bên đơn vị	70
5.4	Tổng hợp sức chịu tải của cọc đơn $D = 0,6 \text{ m}$, $L = 22 \text{ m}$	71
5.5	Tổng hợp kiểm tra các điều kiện làm việc của đài cọc C1	74
5.6	Tổng hợp cốt thép đài cọc C1	75
5.7	Kết quả tính lún cho móng C1 theo phương pháp cộng lún từng lớp	79
5.8	Tổng hợp kết quả kiểm tra móng cọc	82
6.1	Bảng tính tĩnh tải cầu thang (trên 1 m^2 hình chiếu bằng)	89
6.2	Hoạt tải tác dụng lên cầu thang	90
6.3	Tổng hợp cốt thép bản thang và bản chiếu nghỉ	92
6.4	Tổng hợp tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ DCN-1	93
6.5	Tổng hợp cốt thép dầm chiếu nghỉ DCN-1	94

DANH MỤC HÌNH ẢNH

1.1	Mặt đứng công trình	6
1.2	Mặt cắt công trình và cấu tạo cầu thang	7
1.3	Mặt bằng tầng điển hình	7
1.4	Mặt bằng tầng mái	8
3.1	Mặt bằng kết cấu dầm sàn tầng điển hình	15
3.2	Tĩnh tải tác dụng vào sàn	17
3.3	Hoạt tải tác dụng vào sàn	18
3.4	Mô hình sàn tầng điển hình được chia ảo trong SAFE	19
3.5	Biểu đồ phân bố mô men uốn M_{11} (đơn vị: kNm/m)	20
3.6	Biểu đồ phân bố mô men uốn M_{22} (đơn vị: kNm/m)	20
3.7	Diện tích cốt thép yêu cầu theo phương X — lớp trên (đơn vị: mm ² /m)	21
3.8	Diện tích cốt thép yêu cầu theo phương X — lớp dưới (đơn vị: mm ² /m)	21
3.9	Diện tích cốt thép yêu cầu theo phương Y — lớp trên (đơn vị: mm ² /m)	22
3.10	Diện tích cốt thép yêu cầu theo phương Y — lớp dưới (đơn vị: mm ² /m)	22
3.11	Vị trí các ô sàn điển hình S1 và S2 được chọn tính tay	23
3.12	Sơ đồ bố trí cốt thép sàn lớp dưới	28
3.13	Sơ đồ bố trí cốt thép sàn lớp trên	28
3.14	Biểu đồ phân bố độ võng dài hạn của sàn tầng điển hình (đơn vị: mm)	29
3.15	Vết nứt ngắn hạn của sàn	30
4.1	Mô hình không gian ba chiều của công trình trong ETABS	33
4.2	Vị trí khung trục điển hình được chọn phân tích	34
4.3	Biểu đồ bao mô men uốn M_{33} cho khung trục 3 (đơn vị: kNm)	42
4.4	Biểu đồ bao lực cắt V_{22} cho khung trục 3 (đơn vị: kN)	44
4.5	Biểu đồ bao lực dọc P cho khung trục 3 (đơn vị: kN)	46
5.1	Mặt bằng bố trí móng và đài cọc	72
6.1	Mặt bằng kiến trúc cầu thang bộ điển hình CT1	85
6.2	Mặt cắt kiến trúc cầu thang bộ điển hình CT1	86
6.3	Sơ đồ kết cấu và sơ đồ tính toán cho bản thang	88

PHẦN I

KIẾN TRÚC (15%)

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

Hướng dẫn viết: chương này cần gì?

Việc phải làm: giới thiệu công trình, địa điểm, quy mô và nhiệm vụ thiết kế; thuyết minh giải pháp kiến trúc (mặt bằng, mặt đứng, mặt cắt, giao thông, thoát hiểm).

Số liệu phải bàn giao cho phần Kết cấu: lưới cột và nhịp, chiều cao các tầng, chiều dày sàn, cao độ các mức sàn, tải trọng sử dụng theo từng khu chức năng.

Nhớ: chốt **một địa điểm xây dựng duy nhất** ngay tại chương này và dùng đúng địa điểm đó ở mọi chương sau.

1.1. Giới thiệu công trình

1.1.1. Mục đích xây dựng công trình

Mục đích xây dựng công trình nhà ở ABC nhằm đáp ứng nhu cầu về chỗ ở ổn định, lâu dài cho cán bộ, công nhân viên và người lao động, góp phần cải thiện điều kiện sinh hoạt, nâng cao chất lượng cuộc sống và bảo đảm an sinh xã hội cho người lao động. Việc đầu tư xây dựng công trình giúp người lao động yên tâm công tác, gắn bó lâu dài với đơn vị công tác, từ đó nâng cao hiệu quả lao động và sản xuất. Đồng thời, công trình được xây dựng phù hợp với quy hoạch phát triển nhà ở và đô thị của khu vực, bảo đảm các yêu cầu về kiến trúc, hạ tầng kỹ thuật, an toàn sử dụng, vệ sinh môi trường và phòng cháy chữa cháy, góp phần tạo lập môi trường sống văn minh, bền vững.

Bên cạnh đó, công trình còn thể hiện trách nhiệm của chủ đầu tư đối với người lao động, phù hợp với các chủ trương, chính sách của Nhà nước về phát triển nhà ở cho cán bộ, công nhân trong các cơ sở sản xuất. Việc xây dựng khu nhà ở tập trung góp phần sử dụng hiệu quả quỹ đất, tổ chức không gian ở hợp lý, đồng bộ với hệ thống hạ tầng kỹ thuật và hạ tầng xã hội hiện có. Công trình được thiết kế nhằm bảo đảm điều kiện thông gió, chiếu sáng tự nhiên, tiết kiệm năng lượng, tạo môi trường sống an toàn, tiện nghi, đáp ứng nhu cầu sinh hoạt, nghỉ ngơi và tái tạo sức lao động cho cán bộ, công nhân viên.

1.1.2. Vị trí, đặc điểm xây dựng công trình

1.1.2.1. Điều kiện tự nhiên

Theo **QCVN 02:2022/BXD** và **TCVN 2737:2023**, các thông số tự nhiên của khu vực xây dựng như sau:

- Công trình nằm ở thành phố **Đà Nẵng**. Nhiệt độ không khí trung bình hằng năm khoảng $25,7^{\circ}\text{C}$.
- Tháng nóng nhất là tháng 6–7, tháng lạnh nhất là tháng 12–1; biên độ nhiệt nhỏ, khoảng 8°C .
- Khí hậu phân hóa thành hai mùa: mùa mưa từ tháng 9 đến tháng 12, mùa khô từ tháng 1 đến tháng 8. Độ ẩm tương đối trung bình khoảng 82 %.
- Hai hướng gió chủ đạo là gió **Đông Nam** (mùa hè) và gió **Đông Bắc** (mùa đông). Khu vực chịu ảnh hưởng của bão, tốc độ gió lớn nhất khoảng 40 m/s.
- Áp lực gió tiêu chuẩn tại khu vực Đà Nẵng: $W_0 = 1,27 \text{ kN/m}^2$ (vùng gió **IIIB**), dạng địa hình B.

Nguồn số liệu

Toàn bộ thông tin điều kiện tự nhiên theo **QCVN 02:2022/BXD** — Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về Số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng (ban hành 26/09/2022).

Một địa điểm duy nhất cho toàn bộ thuyết minh

Toàn bộ thuyết minh — khí hậu, tải trọng gió, động đất, địa chất, hạ tầng kỹ thuật — phải dùng **một địa điểm xây dựng duy nhất**. Công trình này chốt tại **thành phố Đà Nẵng**: vùng áp lực gió **IIIB**, $W_0 = 1,27 \text{ kN/m}^2$; gia tốc nền $a_{gR} = 0,0847g$.

Khi thay số liệu cho công trình của mình, phải thay **đồng bộ ở mọi chương**. Chỉ sửa một chỗ mà để chỗ khác giữ số cũ là lỗi bị phát hiện nhanh nhất, vì phần gió và phần địa chất sẽ vênh nhau ngay.

1.1.2.2. Địa hình

Khu đất xây dựng có địa hình khá bằng phẳng, thuận lợi cho công tác san dọn mặt bằng và thi công móng.

1.2. Các căn cứ pháp lý

- Luật Xây dựng số 50/2014/QH13 ngày 18/06/2014.
- Luật Nhà ở số 65/2014/QH13 ngày 25/11/2014.
- Nghị định số 99/2015/NĐ-CP ngày 20/10/2015 quy định chi tiết và hướng dẫn thi hành một số điều của Luật Nhà ở.
- Nghị định số 46/2015/NĐ-CP ngày 12/05/2015 của Chính phủ về quản lý chất lượng và bảo trì công trình xây dựng.
- Nghị định số 59/2015/NĐ-CP ngày 18/06/2015 của Chính phủ về quản lý dự án đầu tư xây dựng công trình.
- Thông tư 12/2016/TT-BXD ngày 29/6/2016 quy định về hồ sơ nhiệm vụ và đồ án quy hoạch xây dựng vùng, quy hoạch đô thị và quy hoạch xây dựng khu chức năng đặc thù.
- Giấy phép Quy hoạch và Giấy chứng nhận quyền sử dụng đất tại khu vực xây dựng.
- Bản đồ hiện trạng vị trí khu đất.

1.3. Tiêu chuẩn, quy chuẩn thiết kế

Toàn bộ quá trình tính toán, thiết kế và trình bày hồ sơ của đồ án tuân thủ hệ thống tiêu chuẩn, quy chuẩn hiện hành sau:

- **QCVN 02:2022/BXD** — Số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng.
- **QCVN 06:2022/BXD** — An toàn cháy cho nhà và công trình.
- **QCVN 01:2021/BXD** — Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về quy hoạch xây dựng.
- **QCVN 04-01:2021/BXD** — Nhà ở và công trình công cộng — Phần I: Nhà ở.
- **QCVN 10:2014/BXD** — Xây dựng công trình bảo đảm cho người khuyết tật tiếp cận sử dụng.
- **QCVN 12:2014/BXD** — Hệ thống điện nhà ở và công trình công cộng.
- **QCVN 08:2009/BXD** — Công trình ngầm đô thị.
- **TCVN 2737:2023** — Tải trọng và tác động — Tiêu chuẩn thiết kế.
- **TCVN 5574:2018** — Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.
- **TCVN 10304:2025** — Móng cọc — Tiêu chuẩn thiết kế.

- **TCVN 9362:2012** — Đất nền nhà và công trình — Tiêu chuẩn thiết kế.
- **TCVN 9386:2012** — Thiết kế công trình chịu động đất.
- **TCVN 4451:2012** — Nhà ở — Nguyên tắc cơ bản để thiết kế.
- **TCVN 9385:2012** — Chống sét cho công trình xây dựng.
- **TCVN 3890:2023** — Phương tiện phòng cháy chữa cháy cho nhà và công trình.
- **TCVN 7336:2021** — Hệ thống sprinkler tự động — Yêu cầu thiết kế và lắp đặt.

1.4. Yêu cầu chung về giải pháp thiết kế

Công trình được thiết kế theo dạng kết cấu **khung – vách – lõi bê tông cốt thép** chịu lực: móng, lõi cứng, vách cứng, dầm, sàn được đúc bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ. Tường xây gạch ống phối hợp với gạch thẻ; nền lát gạch ceramic.

1.4.1. Giải pháp kết cấu phần thân

Công trình được thiết kế theo dạng kết cấu **khung – vách – lõi bê tông cốt thép** chịu lực. Hệ kết cấu chịu lực theo phương đứng sử dụng **sàn sườn bê tông cốt thép toàn khối**; hệ kết cấu chịu lực theo phương ngang sử dụng **hệ khung – vách** làm việc đồng thời.

1.4.2. Giải pháp kết cấu phần móng

Chọn móng bê tông cốt thép chịu lực. Nền được gia cố bằng phương án **móng cọc khoan nhồi**, đưa tải trọng công trình xuống lớp đất tốt (Lớp 4 — cát hạt trung) ở độ sâu lớn.

1.4.3. Giải pháp thông thoáng và chiếu sáng

Công trình sử dụng cả hai biện pháp chiếu sáng tự nhiên và chiếu sáng nhân tạo:

- **Chiếu sáng tự nhiên:** tất cả các phòng đều có bề mặt tiếp xúc với không gian bên ngoài nên giải pháp lấy sáng tự nhiên được thiết kế thông qua hệ thống cửa.
- **Chiếu sáng nhân tạo:** thực hiện nhờ hệ thống đèn, đáp ứng đầy đủ nhu cầu chiếu sáng cho công trình.
- **Thông gió:** kết hợp thông gió tự nhiên qua cửa sổ, lỗ gia và hệ thống lõi thang (giếng trời) với thông gió cơ khí tại các khu vực hành lang, thang máy và khu vệ sinh. Các phòng ở được bố trí cửa đối lưu để bảo đảm trao đổi không khí.

1.4.4. Giải pháp cấp điện – máy lạnh

Hệ thống điện: tuyến điện trung thế 15 kV được dẫn vào công trình qua hệ thống ống dẫn ngầm, các đường ống được phối hợp từ dưới lên các tầng theo các nhánh đến vị trí sử dụng. Ngoài ra còn có điện dự phòng gồm 2 máy phát điện diesel, cung cấp điện cho hệ thống phòng cháy chữa cháy, thang máy, chiếu sáng và bảo vệ khi nguồn điện chính bị mất. Hệ thống cấp điện cho từng phòng qua đồng hồ đo riêng, bảo đảm đáp ứng nhu cầu sử dụng sinh hoạt của từng căn hộ.

Máy lạnh: được bố trí phù hợp với từng căn hộ, bảo đảm vị trí sử dụng tốt nhất.

1.4.5. Giải pháp cấp thoát nước và phòng cháy chữa cháy

Hệ thống cấp nước: nước từ hệ thống cấp nước chính của thành phố được dẫn vào bể đặt tại tầng hầm của công trình; sau đó được bơm lên mái và dự trữ tại đây, qua hệ thống bơm dẫn đến đáp ứng nhu cầu sử dụng của các tầng. Lượng nước dự trữ được tính toán bảo đảm nhu cầu cứu hỏa khi cần thiết.

Hệ thống thoát nước: nước mưa từ tầng mái, ban công, lô gia được thu qua sê-nô, cùng với nước thải sinh hoạt thu vào hệ thống đường ống thoát đưa vào bể xử lý nước thải; sau khi xử lý được thoát vào hệ thống thoát nước chung của thành phố.

Hệ thống phòng cháy và chữa cháy:

- **Báo cháy:** thiết bị phát hiện báo cháy được bố trí ở mỗi tầng, mỗi phòng và nơi công cộng của mỗi tầng. Mạng lưới báo cháy có gắn đồng hồ và đèn báo cháy.
- **Chữa cháy:** nước được lấy từ bể dự trữ; các đầu phun nước được lắp đặt ở các tầng theo khoảng cách thông thường khoảng 3 m một đầu.

1.4.6. Hệ thống thoát hiểm và chống sét

Khi có sự cố, người được tổ chức thoát qua hệ thống thang máy, thang bộ và thang thoát hiểm, ra các cửa tầng trệt. Từ các phòng, người thoát trực tiếp ra hành lang rồi ra các bộ phận thoát hiểm bằng thang bộ và thang máy. Khoảng cách từ phòng bất kỳ đến thang thoát hiểm bảo đảm nhỏ hơn 40 m; mỗi khu đều có không nhỏ hơn 2 thang thoát hiểm; khoảng cách từ cửa căn hộ đến lối thoát nạn gần nhất không lớn hơn 25 m. Thang thoát hiểm được thiết kế tiếp giáp với bên ngoài.

Giải pháp chống sét và nối đất: thiết kế hệ thống chống sét để tránh khả năng bị sét đánh thẳng, chống cảm ứng tĩnh điện và cảm ứng điện từ, chống điện áp cao của sét lan truyền theo hệ đường dây cáp điện hạ áp trong công trình; bảo đảm thẩm mỹ kiến trúc và chống thấm dột mái.

1.4.7. Giải pháp giao thông

Giao thông theo phương ngang: đối với các tầng, giao thông theo phương ngang chủ yếu là giao thông giữa các phòng đến nút thang bộ và thang máy, thông qua dãy hành lang. Hệ lõi cứng của công trình được sử dụng làm lõi chứa thang máy và thang bộ.

Giao thông theo phương đứng: tập trung tại khu vực bố trí thang máy và thang bộ; số lượng thang máy đủ đáp ứng nhu cầu đi lại theo phương đứng nhanh và thuận tiện.

1.5. Giải pháp kiến trúc

1.5.1. Bố cục công trình

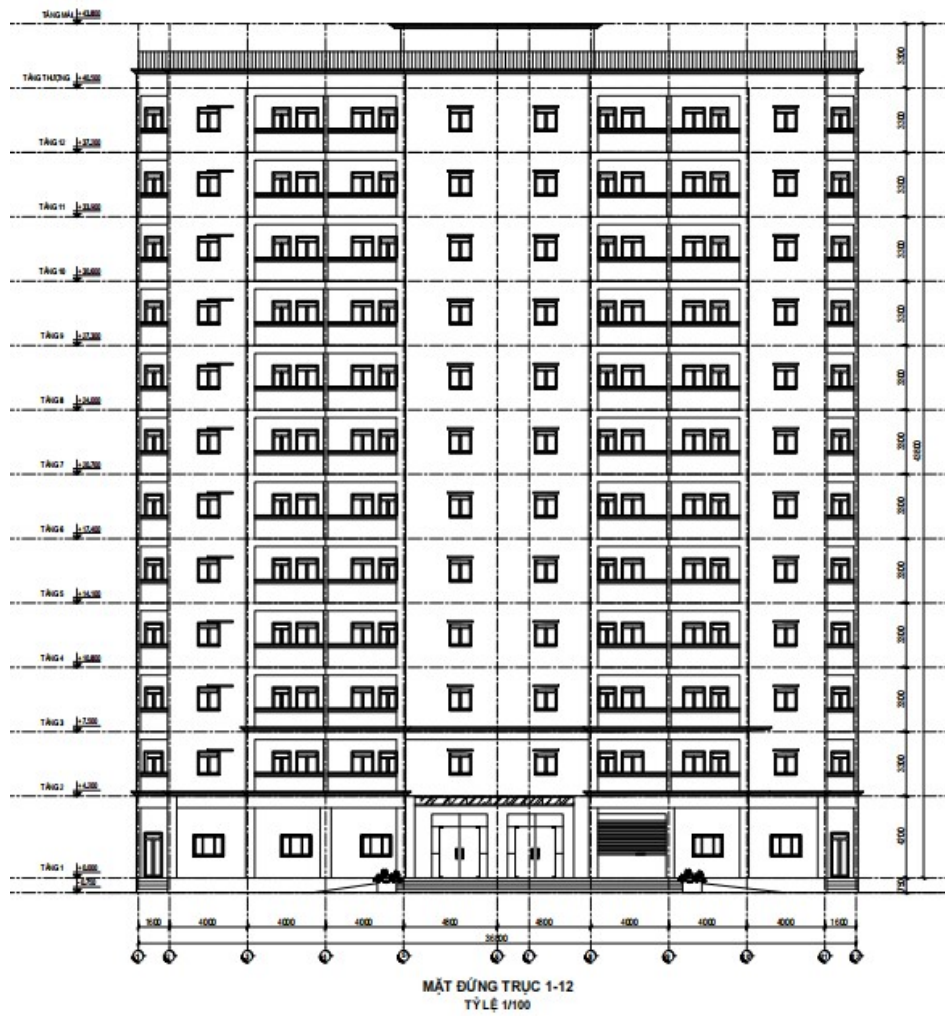
Bố cục công trình mang dáng dấp hiện đại, bám sát hiện trạng quy hoạch thành phố. Những mảng cây xanh được bố trí hợp lý: vừa đóng vai trò mảng xanh cho công trình, đồng thời cũng là chức năng phân luồng giao thông, tạo được nhiều không gian và góc nhìn đẹp, nhẹ nhàng, riêng biệt và phong phú, góp phần làm tăng giá trị tổng thể tòa nhà.

1.5.2. Kiến trúc cảnh quan – hình khối kiến trúc

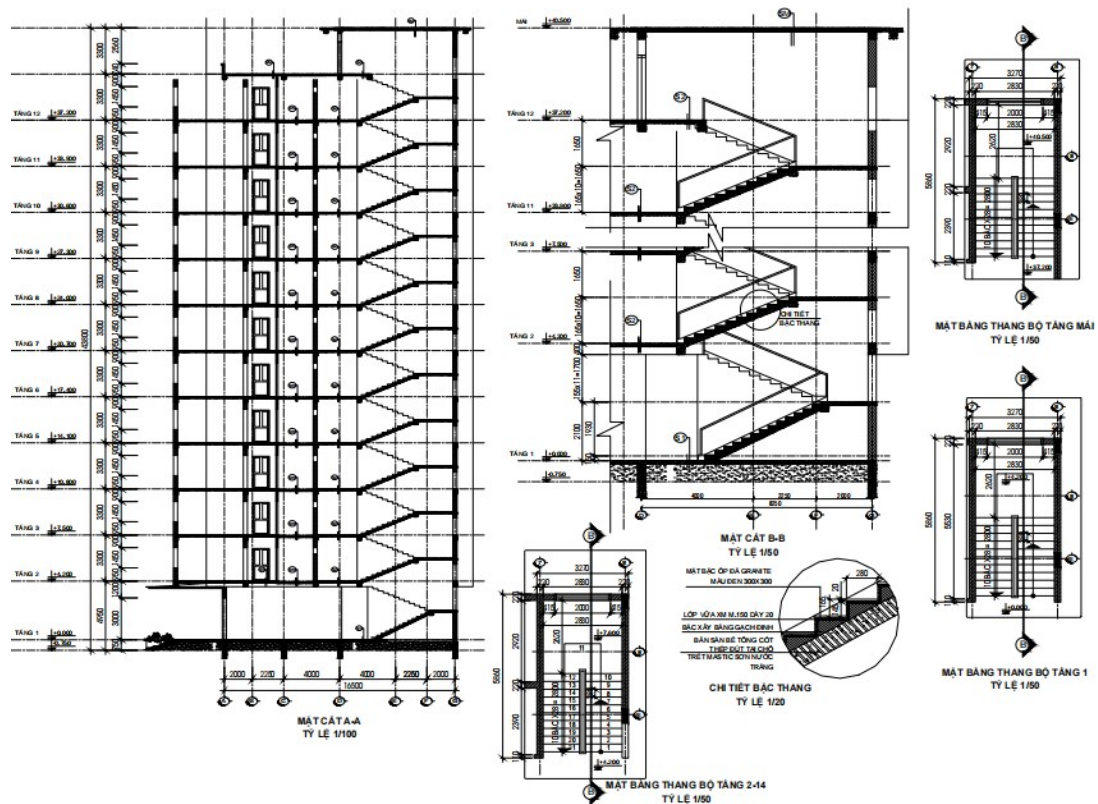
- Tổ chức không gian quy hoạch giao thông – kiến trúc cảnh quan được Chủ đầu tư quan tâm và đặt lên hàng đầu.
- Phân khu chức năng rõ ràng, hợp lý về mặt bằng công trình; phối kết mặt đứng công trình hài hòa.
- Công trình được thiết kế theo dạng hình khối hiện đại nhằm khai thác tối đa hướng nhìn và đường giao thông tiếp cận công trình.

1.5.3. Kiến trúc công trình

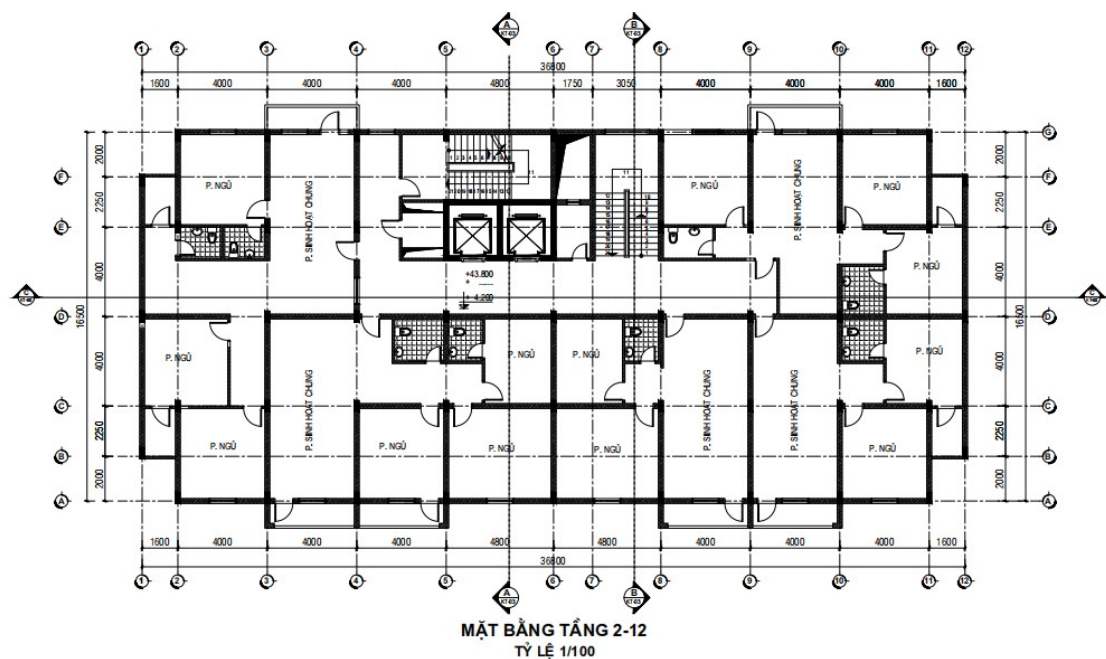
Diện tích tổng thể khu đất: 15,6 × 36,8 m.



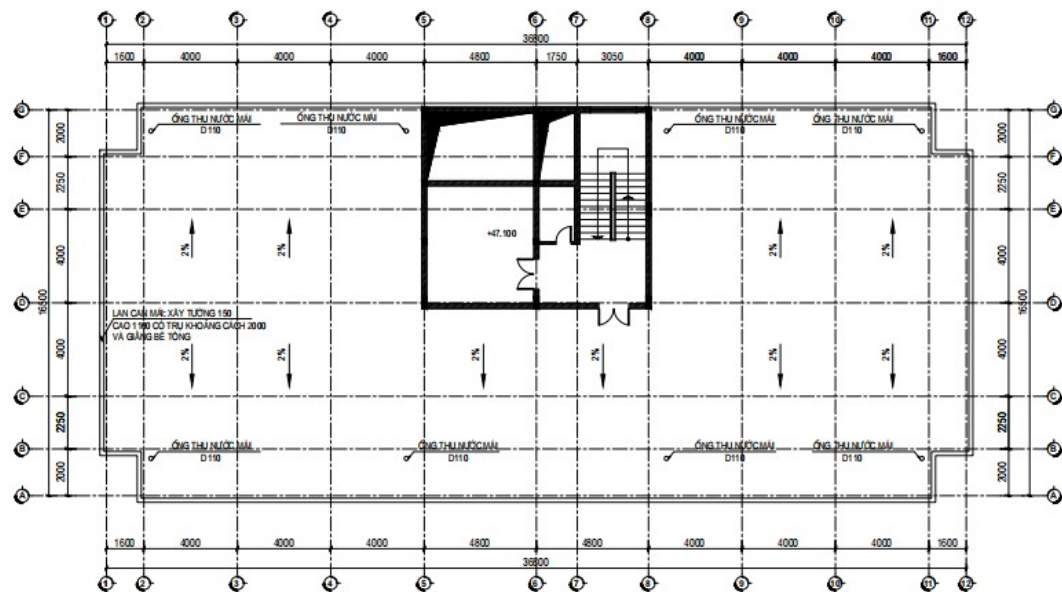
Hình 1.1: Mặt đứng công trình



Hình 1.2: Mặt cắt công trình và cấu tạo cầu thang



Hình 1.3: Mặt bằng tầng điển hình



MẶT BẰNG TẦNG MÁI
TỶ LỆ 1/100

Hình 1.4: Mặt bằng tầng mái

Kết luận

Công trình Nhà ở ABC là nhà ở cao tầng gồm **12 tầng nổi** (tầng 1 đến tầng 12) cùng 1 tầng sân thượng và 1 tầng mái, chiều cao công trình tính từ cao độ $\pm 0,000$ đến đỉnh mái là 43,8 m. Kết cấu sử dụng hệ **khung – vách – lõi bê tông cốt thép toàn khối**, đặt trên nền **móng cọc khoan nhồi**. Công trình tọa lạc tại **thành phố Đà Nẵng**, thuộc vùng gió IIIB với áp lực gió tiêu chuẩn $W_0 = 1,27 \text{ kN/m}^2$.

PHẦN II

KẾT CẤU (60%)

CHƯƠNG 2

CƠ SỞ THIẾT KẾ

Hướng dẫn viết: chương này cần gì?

Sáu nội dung bắt buộc, theo thứ tự:

1. Phân tích và **lựa chọn hệ kết cấu chịu lực** — phải có so sánh phương án, luận cứ và kết luận, không chỉ liệt kê.
2. Danh mục **tiêu chuẩn – quy chuẩn còn hiệu lực** (kèm năm ban hành).
3. **Hệ đơn vị** dùng thống nhất toàn đồ án.
4. **Vật liệu**: cấp độ bền bê tông, nhóm cốt thép — khai báo *một lần* rồi viện dẫn lại ở các chương sau.
5. **Số liệu tự nhiên** của địa điểm đã chốt: khí hậu, gió, động đất, địa chất.
6. **Công cụ tính toán**: phần mềm và *phiên bản* cụ thể.

Chương này trình bày các cơ sở, luận cứ và các lựa chọn nền tảng được sử dụng trong suốt quá trình tính toán và thiết kế kết cấu công trình, bao gồm: việc lựa chọn giải pháp kết cấu, các tiêu chuẩn áp dụng, hệ đơn vị, vật liệu sử dụng và công cụ tính toán.

2.1. Phân tích và lựa chọn hệ kết cấu

Dựa trên hồ sơ kiến trúc của công trình **Nhà ở ABC** với quy mô **12 tầng nổi** (tầng 1 đến tầng 12) cùng tầng sân thượng và tầng mái, chiều cao công trình $H = 43,80$ m tính từ cốt $\pm 0,000$ đến đỉnh mái, việc lựa chọn giải pháp kết cấu được tiến hành dựa trên các tiêu chí sau: an toàn chịu lực, ổn định, phù hợp với công năng kiến trúc, tính kinh tế và khả thi trong thi công.

Về hình học, công trình có mặt bằng dạng chữ nhật, kích thước $36,8 \times 16,5$ m. Lưới cột theo phương dọc (trục 1 ÷ 11) gồm các nhịp $1600 - 4000 - 4000 - 4000 - 4800 - 4800 - 4000 - 4000 - 4000 - 1600$ mm; theo phương ngang (trục A ÷ F) gồm các nhịp $2000 - 2250 - 4000 - 4000 - 2250$ mm, mép ngoài cách trục F 2000 mm. Như vậy nhịp kết cấu điển hình là 4,0 m theo cả hai phương và nhịp lớn nhất là 4,8 m. Cao độ sàn tầng 1 là +4,200 m, bước tầng điển hình là 3,30 m.

2.1.1. Giải pháp kết cấu phần thân

• Hệ kết cấu chịu lực theo phương đứng (Sàn):

- Với bước cột điển hình $4,0 \times 4,0$ m (nhịp lớn nhất 4,8 m), giải pháp **sàn sườn bê tông cốt thép toàn khối** (gồm dầm chính và dầm phụ) được lựa chọn. Chiều dày bản sàn được chọn sơ bộ $h_s = 100$ mm.
- *Luận cứ*: đây là giải pháp kết cấu phổ biến, có độ cứng lớn, khả năng vượt nhịp tốt, phù hợp với các công trình nhà cao tầng tại Việt Nam. Hệ thống dầm truyền tải trọng từ sàn vào cột một cách hiệu quả; sàn sườn toàn khối đồng thời tạo được sơ đồ làm việc không gian, tăng độ cứng tổng thể cho công trình và thuận lợi cho biện pháp thi công bê tông đổ tại chỗ.

• Hệ kết cấu chịu lực theo phương ngang (Khung – Vách):

- Công trình có chiều cao đáng kể ($H = 43,80$ m > 40 m), do đó tải trọng ngang (gió và động đất) đóng vai trò chủ đạo trong việc thiết kế. Để bảo đảm độ cứng tổng thể và kiểm soát chuyển vị trong giới hạn

cho phép, giải pháp **hệ kết cấu khung – vách đồng thời chịu lực** được lựa chọn.

o *Luận cứ:*

- ▶ **Hệ vách cứng:** được bố trí tại các vị trí lõi thang máy và thang bộ, có độ cứng rất lớn, đóng vai trò chính trong việc chịu lực cắt do tải trọng ngang gây ra.
- ▶ **Hệ khung:** các khung bê tông cốt thép gồm cột và dầm làm việc đồng thời với vách, tham gia chịu một phần tải trọng ngang và bảo đảm độ cứng không gian cho công trình.
- ▶ Sự kết hợp này giúp tối ưu hóa khả năng làm việc của vật liệu, tăng độ cứng tổng thể và khả năng chống xoắn cho công trình; đồng thời tạo ra hệ kết cấu có nhiều cấp dự phòng, phù hợp với các yêu cầu thiết kế kháng chấn theo TCVN 9386:2012.

2.1.2. Giải pháp kết cấu phần ngầm (Móng)

- Số liệu địa chất cho thấy các lớp đất phía trên đều là đất yếu: lớp 1 (đất lấp) dày 1,8 m; lớp 2 (sét pha dẻo mềm) dày 6,7 m; lớp 3 (sét nửa cứng) dày 10,5 m; lớp 4 (cát hạt trung, chặt vừa) phân bố từ độ sâu –19,0 m trở xuống. Mực nước ngầm ổn định ở cao độ –2,5 m. Trong khi đó, tải trọng dưới chân cột và vách của công trình cao tầng là rất lớn, do đó giải pháp **móng cọc khoan nhồi bê tông cốt thép** được lựa chọn.
- *Luận cứ:* móng cọc khoan nhồi có khả năng tạo ra các cọc với đường kính và chiều dài lớn, cho phép truyền tải trọng của công trình xuống lớp đất tốt (**lớp 4 — cát hạt trung, chặt vừa**) nằm ở độ sâu lớn, bảo đảm khả năng chịu tải và kiểm soát độ lún cho công trình. Cọc dự kiến có đường kính $D = 0,6$ m, chiều dài khoảng 22,0 m, mũi cọc tựa vào lớp 4. (Chiều dài cọc được xác định chính thức trong Chương 5 sau khi kiểm tra sức chịu tải theo đất nền với hệ số tin cậy $\gamma_k = 1,4$.)
- *Luận cứ bổ sung:* biện pháp khoan nhồi không gây chấn động và tiếng ồn lớn như biện pháp đóng cọc, hạn chế ảnh hưởng đến các công trình lân cận — phù hợp với điều kiện thi công trong khu vực dân cư.

Kết luận

Từ các phân tích trên, phương án kết cấu tổng thể được lựa chọn là: **sàn sườn bê tông cốt thép toàn khối trên hệ khung – vách bê tông cốt thép, đặt trên nền móng cọc khoan nhồi.**

2.2. Tiêu chuẩn và quy chuẩn áp dụng

Toàn bộ quá trình tính toán, thiết kế và trình bày hồ sơ của đồ án tuân thủ nghiêm ngặt hệ thống các Tiêu chuẩn và Quy chuẩn Việt Nam hiện hành, bao gồm:

- **QCVN 02:2022/BXD:** Số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng.
- **QCVN 06:2022/BXD:** Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về an toàn cháy cho nhà và công trình.
- **QCVN 01:2021/BXD:** Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về quy hoạch xây dựng.
- **QCVN 04-01:2021/BXD:** Nhà ở và công trình công cộng — Phần I: Nhà ở.
- **TCVN 2737:2023:** Tải trọng và tác động — Tiêu chuẩn thiết kế.
- **TCVN 5574:2018:** Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép — Tiêu chuẩn thiết kế.
- **TCVN 9386:2012:** Thiết kế công trình chịu động đất.
- **TCVN 10304:2025:** Móng cọc — Tiêu chuẩn thiết kế.
- **TCVN 9362:2012:** Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.
- **TCVN 4451:2012:** Nhà ở — Nguyên tắc cơ bản để thiết kế.
- **TCVN 9385:2012:** Chống sét cho công trình xây dựng — Hướng dẫn thiết kế, kiểm tra và bảo trì hệ thống.
- **TCVN 3890:2023:** Phương tiện phòng cháy chữa cháy cho nhà và công trình.

- **TCVN 7336:2021:** Hệ thống sprinkler tự động — Yêu cầu thiết kế và lắp đặt.
- Các tiêu chuẩn, quy chuẩn khác có liên quan.

Viện dẫn tiêu chuẩn đã hết hiệu lực

Đây là lỗi rất hay gặp và bị trừ điểm nặng ở phần Cơ sở thiết kế. Nhiều đồ án vẫn viện dẫn các tiêu chuẩn đã bị thay thế, ví dụ: TCVN 2622:1995, TCVN 6160:1996, QCVN 06:2010/BXD, QCVN 01:2008/BXD. Trước khi viết danh mục tiêu chuẩn, hãy **tra lại hiệu lực** của từng văn bản. Danh mục áp dụng cho đồ án này nêu ở [Mục 2.3](#).

2.3. Đơn vị sử dụng

Để bảo đảm tính nhất quán trong toàn bộ thuyết minh và bản vẽ, hệ đơn vị được sử dụng là hệ SI, cụ thể như sau:

- Kích thước, chiều dài: mét (m), milimét (mm).
- Lực: Newton (N), kilônewton (kN).
- Lực tập trung: kilônewton (kN).
- Lực phân bố: kilônewton trên mét (kN/m).
- Tải trọng phân bố trên diện tích: kilônewton trên mét vuông (kN/m²).
- Mô men: kilônewton mét (kNm).
- Ứng suất: Pascal (Pa), kilôpascal (kPa), mêgapascal (MPa).

2.4. Lựa chọn chủng loại vật liệu

Vật liệu sử dụng trong thiết kế được lựa chọn dựa trên tính phổ biến, khả năng cung ứng và phù hợp với quy mô công trình.

2.4.1. Bê tông

Sử dụng bê tông thường trộn tại chỗ hoặc bê tông thương phẩm. Để thống nhất khai báo trong mô hình tính toán, **toàn bộ các cấu kiện** (dầm, sàn, cột, vách, móng và đài cọc) đều sử dụng bê tông cấp độ bền chịu nén **B25**.

Các đặc trưng tính toán của bê tông được lấy theo TCVN 5574:2018 và tổng hợp trong [Bảng 2.1](#).

Bảng 2.1: Đặc trưng cơ lý của bê tông

Cấp độ bền	R_b (MPa)	R_{bt} (MPa)	E_b (MPa)
B25	14,5	1,05	$30,0 \times 10^3$

Nguồn: Tác giả tổng hợp theo TCVN 5574:2018

2.4.2. Cốt thép

Sử dụng cốt thép thông dụng trên thị trường, thuộc các nhóm sau:

- Cốt thép có gờ nhóm **CB400-V** cho cốt thép chịu lực chính (đường kính > 10 mm).
- Cốt thép trơn trơn nhóm **CB300-V** cho cốt đai và cốt thép cấu tạo (đường kính ≤ 10 mm).

Các đặc trưng tính toán của cốt thép được lấy theo TCVN 5574:2018 và tổng hợp trong [Bảng 2.2](#).

Bảng 2.2: Đặc trưng cơ lý của cốt thép

Nhóm cốt thép	R_s (MPa)	R_{sc} (MPa)	R_{sw} (MPa)	E_s (MPa)
CB400-V	350	350	–	$2,0 \times 10^5$
CB300-V	260	260	210	$2,1 \times 10^5$

Nguồn: Tác giả tổng hợp theo TCVN 5574:2018

Khai báo vật liệu không thống nhất giữa các chương

Lỗi rất phổ biến: bảng khai báo vật liệu ghi một bộ số, nhưng phần tính toán lại dùng bộ số khác. Ví dụ bê tông ghi B25 ($R_b = 14,5$ MPa) mà chỗ khác dùng $R_b = 15,5$ MPa; thép CB400-V ghi $R_s = 350$ MPa mà chỗ khác dùng 365 MPa.

Cách làm đúng: **khai báo vật liệu đúng một lần** ở Mục 2.4, các chương sau *viện dẫn lại* chứ không gõ lại số.

2.5. Phần mềm sử dụng

Để bảo đảm tính chính xác và hiệu quả, đồ án sử dụng các phần mềm máy tính chuyên dụng sau:

- **CSI ETABS 2016:** Phần mềm phân tích và thiết kế kết cấu nhà cao tầng theo phương pháp phần tử hữu hạn. Được sử dụng để:
 - Xây dựng mô hình kết cấu không gian 3D.
 - Phân tích nội lực (mô men, lực dọc, lực cắt) và biến dạng của công trình.
 - Phân tích dao động riêng của công trình (modal analysis).
- **CSI SAFE 2016:** Phần mềm phân tích, thiết kế và kiểm tra hệ sàn bê tông cốt thép theo phương pháp phần tử hữu hạn (mô hình sàn làm việc đồng thời với hệ dầm). Được sử dụng để:
 - Xây dựng mô hình sàn tầng điển hình và phân tích nội lực (mô men uốn, lực cắt) trong sàn.
 - Tính toán, bố trí cốt thép sàn theo phương pháp dải (strip) và kiểm tra độ võng của sàn.
 - Xuất biểu đồ mô men, phản lực và bản đồ diện tích cốt thép phục vụ thuyết minh và bản vẽ.
- **Microsoft Excel:** Được sử dụng để lập các bảng tính chi tiết:
 - Bảng tính tải trọng.
 - Bảng tính toán và kiểm tra cốt thép cho các cấu kiện từ nội lực xuất ra từ ETABS và SAFE.
 - Bảng tính toán sức chịu tải của cọc.
- **Autodesk AutoCAD:** Được sử dụng để triển khai và trình bày toàn bộ các bản vẽ kỹ thuật kết cấu của đồ án.

Về bản quyền phần mềm

Các phần mềm chuyên dụng (ETABS, SAFE, AutoCAD) là sản phẩm có bản quyền của CSI và Autodesk. Sinh viên sử dụng phần mềm thông qua giấy phép giáo dục (Educational License) cho mục đích học tập và nghiên cứu.

CHƯƠNG 3

TÍNH TOÁN KẾT CẤU SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

Hướng dẫn viết: chương này cần gì?

Trình tự sáu bước:

1. Chọn phương án và phương pháp tính sàn.
2. Xác định **tĩnh tải** và **hoạt tải** trên 1 m^2 cho từng loại ô sàn.
3. Phân tích nội lực (mô hình hóa và tổ hợp theo TTGH1).
4. Tính và bố trí cốt thép sàn.
5. Kiểm tra TTGH2 (độ võng).
6. **Kiểm chứng bằng tính tay ít nhất 02 ô sàn điển hình** rồi đối chiếu với kết quả phần mềm (SAFE), kèm bảng so sánh và nhận xét sai số.

Bước 6 bị đánh giá nặng nhất nếu thiếu: hội đồng cần thấy em *kiểm chứng* được phần mềm, chứ không chỉ chạy phần mềm.

3.1. Giới thiệu chung

3.1.1. Mục tiêu chung

Chương này trình bày chi tiết quá trình phân tích và tính toán cho kết cấu sàn bê tông cốt thép của tầng điển hình (tầng 5) của công trình.

Mục tiêu chính là xác định nội lực (mô men uốn, lực cắt) trong bản sàn dưới tác dụng của các tổ hợp tải trọng bất lợi, từ đó làm cơ sở để tính toán và bố trí cốt thép hợp lý.

Việc tính toán phải bảo đảm kết cấu sàn thỏa mãn đồng thời cả hai trạng thái giới hạn:

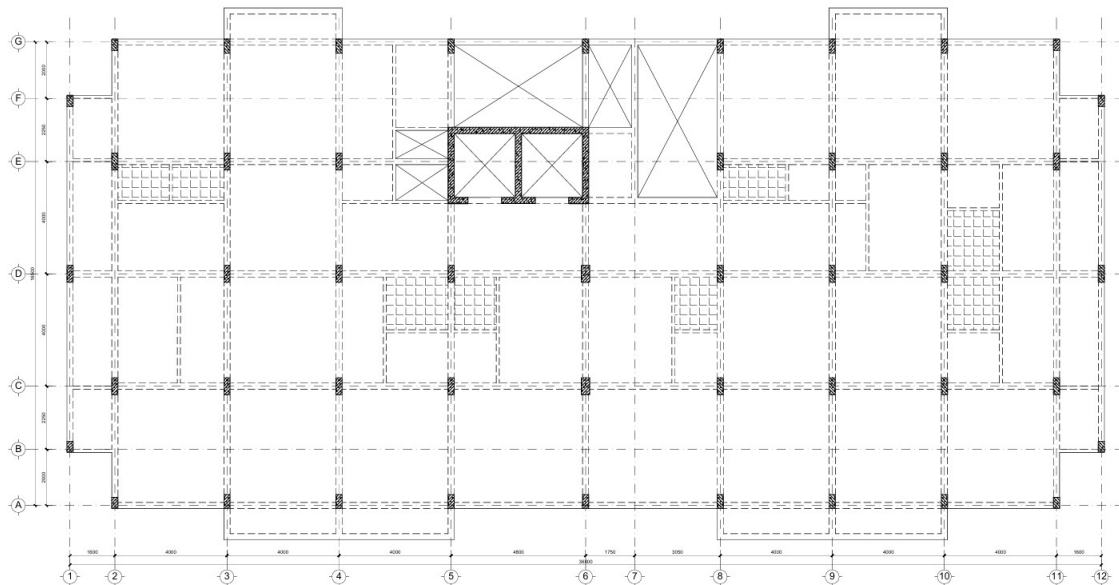
- **Trạng thái giới hạn thứ nhất:** đủ khả năng chịu lực (độ bền), không bị phá hủy.
- **Trạng thái giới hạn thứ hai:** bảo đảm điều kiện sử dụng bình thường (không bị võng, nứt quá giới hạn).

3.1.2. Lựa chọn phương án kết cấu sàn

Dựa trên các phân tích ở Chương 2, phương án được lựa chọn cho sàn tầng điển hình của công trình là **sàn sườn bê tông cốt thép toàn khối**, có hệ dầm chính và dầm phụ.

Thông số sơ bộ:

- Chiều dày bản sàn được chọn sơ bộ: $h_s = 100 \text{ mm}$. Với nhịp điển hình $L = 4,0 \text{ m}$, tỷ số $h_s/L = 1/40$ nằm trong khoảng hợp lý $1/40 \div 1/45$ đối với bản sàn bê tông cốt thép thông thường.
- Vật liệu sử dụng: bê tông cấp độ bền **B25**; cốt thép nhóm **CB400-V** (cho dầm) và **CB300-V** (cho sàn).



Hình 3.1: Mặt bằng kết cấu dầm sàn tầng điển hình

3.1.3. Lựa chọn phương pháp tính toán

Để bảo đảm tính chính xác và phản ánh sự làm việc đồng thời của toàn hệ kết cấu, phương pháp tính toán chính được lựa chọn là phương pháp **phần tử hữu hạn (FEM)**, sử dụng bộ phần mềm phân tích kết cấu chuyên dụng. Quy trình cụ thể:

1. Dựng mô hình không gian 3D của toàn bộ công trình trong phần mềm **ETABS 2016** để xác định chính xác phản lực và sự tương tác giữa các cấu kiện.
2. Xuất mô hình mặt bằng tầng điển hình từ ETABS sang phần mềm **SAFE 2016** để tiến hành phân tích chi tiết, tính toán và thiết kế cốt thép cho bản sàn.

Phương pháp kiểm chứng: để kiểm tra và đối chiếu kết quả từ phần mềm, đồng thời thể hiện sự am hiểu lý thuyết, đồ án tiến hành tính toán kiểm tra bằng tay cho hai (02) ô sàn có sơ đồ làm việc điển hình là bản dầm và bản kê. Kết quả tính tay sẽ được so sánh và nhận xét với kết quả từ mô hình SAFE.

3.1.4. Các tiêu chuẩn và quy chuẩn áp dụng

Quá trình tính toán và thiết kế trong chương này tuân thủ theo các tiêu chuẩn quốc gia (TCVN) hiện hành của Việt Nam:

- **TCVN 2737:2023:** Tải trọng và tác động — Tiêu chuẩn thiết kế.
- **TCVN 5574:2018:** Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép — Tiêu chuẩn thiết kế.
- **TCVN 9386:2012:** Thiết kế công trình chịu động đất.

3.2. Xác định tải trọng tác dụng lên sàn

Toàn bộ tải trọng tác dụng lên sàn được xác định theo **TCVN 2737:2023**. Tải trọng được phân thành hai loại chính: **tĩnh tải (G)** và **hoạt tải (P)**. Mỗi loại tải trọng bao gồm giá trị *tiêu chuẩn* (dùng để kiểm tra TTGH2) và giá trị *tính toán* (dùng để kiểm tra TTGH1).

3.2.1. Tĩnh tải (DL)

Tĩnh tải bao gồm trọng lượng bản thân của các cấu kiện chịu lực và trọng lượng của các lớp cấu tạo hoàn thiện.

a) **Trọng lượng bản thân kết cấu (g_1):** bao gồm trọng lượng của bản sàn, dầm và cột. Thành phần này được phần mềm ETABS/SAFE tự động tính toán dựa trên kích thước hình học của tiết diện và trọng lượng riêng của vật liệu đã khai báo (bê tông cốt thép: $\gamma_{bt} = 25 \text{ kN/m}^3$).

$$g_{bt} = h_s \cdot \gamma_{bt} \cdot n = 0,10 \times 25 \times 1,1 = 2,75 \text{ kN/m}^2 \quad (3.1)$$

Tránh tính trùng tải trọng

Trọng lượng bản thân sàn *không* được khai báo lại trong thành phần tải trọng lớp hoàn thiện (SDL). Trong mô hình, tải trọng bản thân do phần mềm tự sinh từ khối lượng của phần tử; tải trọng SDL chỉ bao gồm các lớp cấu tạo nêu trong [Bảng 3.1](#).

b) **Tải trọng các lớp hoàn thiện (g_2):** được xác định bằng phương pháp tính tay dựa trên cấu tạo chi tiết của các lớp vật liệu trên sàn, thể hiện trong [Bảng 3.1](#).

Bảng 3.1: Bảng tính tĩnh tải hoàn thiện tác dụng lên sàn

STT	Tên lớp vật liệu	Chiều dày δ (m)	Trọng lượng riêng γ (kN/m ³)	Hệ số vượt tải n	Tải trọng tiêu chuẩn g_{tc} (kN/m ²)	Tải trọng tính toán g_{tt} (kN/m ²)
I. Các lớp sàn khu vệ sinh (WC)						
1	Gạch lát ceramic chống trượt	0,010	20	1,1	0,20	0,220
2	Vữa xi măng M75 lót gạch	0,020	18	1,1	0,36	0,396
3	Lớp chống thấm (2 lớp)	0,005	12	1,1	0,06	0,066
4	Lớp vữa tạo dốc M75	0,025	18	1,1	0,45	0,495
5	Lớp vữa trát trần M75	0,015	18	1,1	0,27	0,297
<i>Tổng cộng (sàn WC)</i>					1,34	1,474
<i>Làm tròn</i>					1,35	1,50
II. Các lớp sàn khu phòng ở, hành lang						
1	Gạch lát granite nhân tạo	0,012	22	1,1	0,264	0,290
2	Vữa xi măng M75 lót gạch	0,020	18	1,1	0,36	0,396
3	Lớp vữa trát trần M75	0,015	18	1,1	0,27	0,297
<i>Tổng cộng (sàn phòng ở, hành lang)</i>					0,894	0,983
<i>Làm tròn</i>					0,90	0,98

Nguồn: Tác giả tính toán theo TCVN 2737:2023

Dòng “Tổng cộng” không khớp tổng các thành phần

Sau khi lập bảng tĩnh tải, **hãy tự cộng lại** rồi so với dòng “Tổng cộng”. Nếu tổng ghi trong bảng khác tổng các lớp đã liệt kê thì bảng sai — hội đồng kiểm tra điểm này rất nhanh.

Mẹo: lập bảng trong Excel bằng công thức SUM() thay vì gõ tay, sai số sẽ tự lộ ra.

3.2.2. Hoạt tải (LL)

Hoạt tải tác dụng lên sàn được xác định theo công năng sử dụng của từng khu vực, tra cứu từ Bảng 4 và Phụ lục F của **TCVN 2737:2023**. Trong đó p_{tc} là hoạt tải tiêu chuẩn, n_p là hệ số vượt tải và $p_{tt} = n_p \cdot p_{tc}$ là hoạt tải tính toán.

Bảng 3.2: Bảng tra cứu hoạt tải tiêu chuẩn và tính toán

STT	Khu vực chức năng	p_{tc} (kN/m ²)	n_p	p_{tt} (kN/m ²)	Nguồn tra cứu
1	Phòng ngủ, phòng sinh hoạt	1,5	1,3	1,95	Bảng 4 — mục A1
2	Hành lang, cầu thang	3,0	1,3	3,90	Bảng 4 — mục A2
3	Khu vệ sinh (WC)	2,0	1,3	2,60	Bảng 4 — mục A1
4	Phòng kỹ thuật, kho nhẹ	2,0	1,3	2,60	Bảng 4 — mục A1
5	Ban công, lô gia	4,0	1,3	5,20	Bảng F.1 — mục G1

Nguồn: Tác giả tra cứu theo TCVN 2737:2023

3.2.3. Tổng hợp các trường hợp tải trọng gán vào mô hình

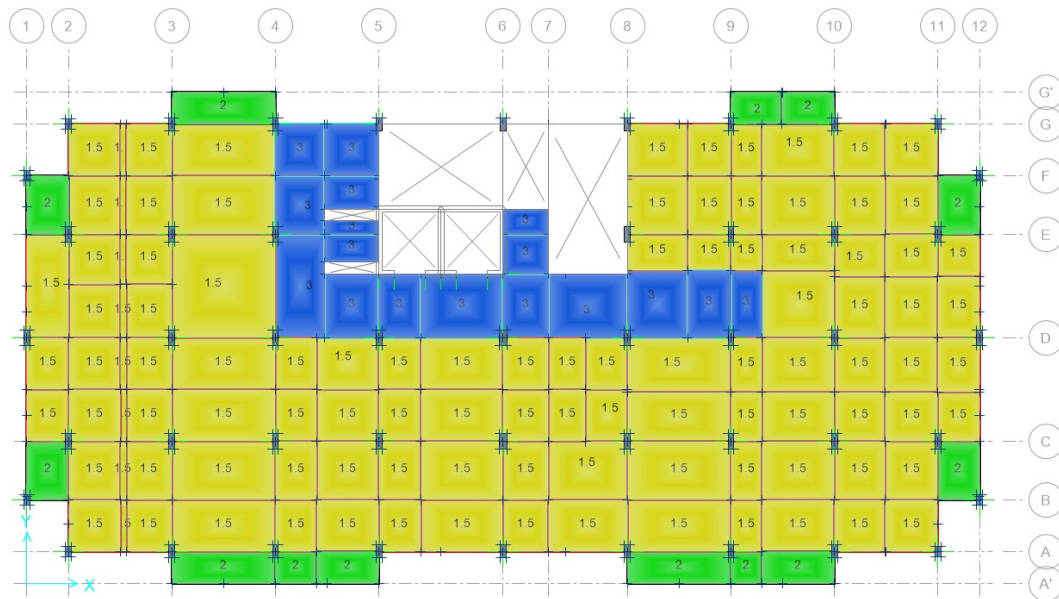
Dựa trên các phân tích trên, các trường hợp tải trọng được định nghĩa và gán vào mô hình SAFE như sau:

- **DEAD:** trọng lượng bản thân kết cấu (phần mềm tự sinh).
- **SDL:** tĩnh tải các lớp hoàn thiện (theo [Bảng 3.1](#)).
- **LL:** hoạt tải sử dụng (theo [Bảng 3.2](#)).

Trong mô hình, các trường hợp tải trọng được khai báo ở **giá trị tiêu chuẩn**; hệ số vượt tải được áp dụng một lần duy nhất thông qua các tổ hợp tải trọng (mục [3.3.1](#)).



Hình 3.2: Tĩnh tải tác dụng vào sàn



Hình 3.3: Hoạt tải tác dụng vào sàn

3.3. Phân tích nội lực và thiết kế sàn bằng phần mềm

Sau khi đã xác định đầy đủ các trường hợp tải trọng, tiến hành phân tích và thiết kế chi tiết cho bản sàn tầng điển hình bằng phần mềm SAFE 2016.

3.3.1. Mô tả mô hình tính toán trong SAFE

Mô hình phân tích sàn được thiết lập với các thông số sau:

- **Nguồn gốc mô hình:** mô hình được xuất trực tiếp từ mặt bằng tầng 5 của mô hình tổng thể ETABS, kế thừa toàn bộ hình học (lưới cột, dầm, sàn) và các phản lực tại chân cột, vách.
- **Vật liệu và tiết diện:** sử dụng các đặc trưng vật liệu (bê tông B25, $R_b = 14,5$ MPa) và tiết diện (sàn dày 100 mm, các loại dầm) đã được khai báo ở mục 3.1.2.
- **Chia ảo phần tử sàn (meshing):** để bảo đảm độ chính xác của kết quả theo phương pháp phần tử hữu hạn, toàn bộ bản sàn được tự động chia ảo thành các phần tử dạng vỏ (shell) với kích thước tối đa $0,5 \times 0,5$ m.
- **Gán tải trọng:** các trường hợp tải trọng đã xác định ở mục 3.2.3 được gán lên các khu vực tương ứng trên mặt bằng sàn.
- **Tổ hợp tải trọng:** để thiết kế cốt thép theo trạng thái giới hạn thứ nhất, một tổ hợp bao (envelope) được tạo ra từ các tổ hợp cơ bản. Tổ hợp thiết kế chính:

$$\text{COMB1} = 1,1 \cdot \text{DEAD} + 1,1 \cdot \text{SDL} + 1,3 \cdot \text{LL} \quad (3.2)$$

trong đó hệ số 1,1 áp dụng cho tĩnh tải và 1,3 cho hoạt tải theo TCVN 2737:2023.

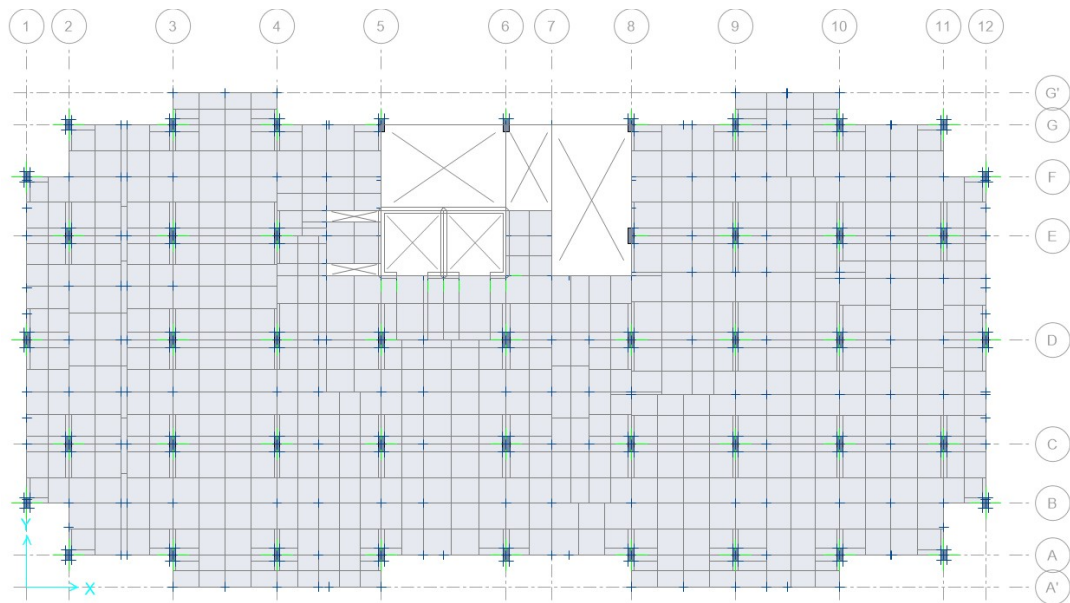
Nhân hệ số vượt tải hai lần

Hai lỗi thường gặp khi lập tổ hợp:

1. Bảng tĩnh tải / hoạt tải **đã có sẵn** hệ số vượt tải n , rồi lại nhân tiếp hệ số trong tổ hợp $\Rightarrow$ tải trọng bị **phóng đại hai lần**.

2. Dùng sai hệ số cho SDL. SDL là *tĩnh tải* nên phải dùng 1,1, **không** dùng 1,3.

Cách làm đúng: khai báo tải trọng ở **giá trị tiêu chuẩn** trong mô hình và áp hệ số vượt tải **một lần duy nhất** trong tổ hợp (Công thức 3.2).



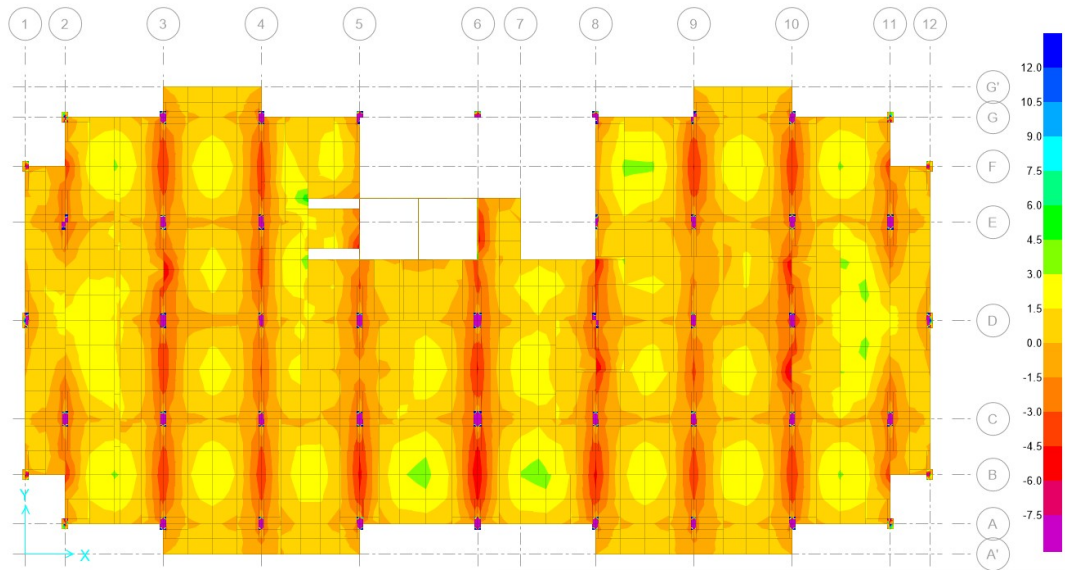
Hình 3.4: Mô hình sàn tầng điển hình được chia ảo trong SAFE

3.3.2. Kết quả phân tích nội lực

Sau khi chạy phân tích, phần mềm cung cấp kết quả nội lực dưới dạng biểu đồ màu (contour) trực quan.

a) Biểu đồ mô men uốn theo phương X (M_{11}):

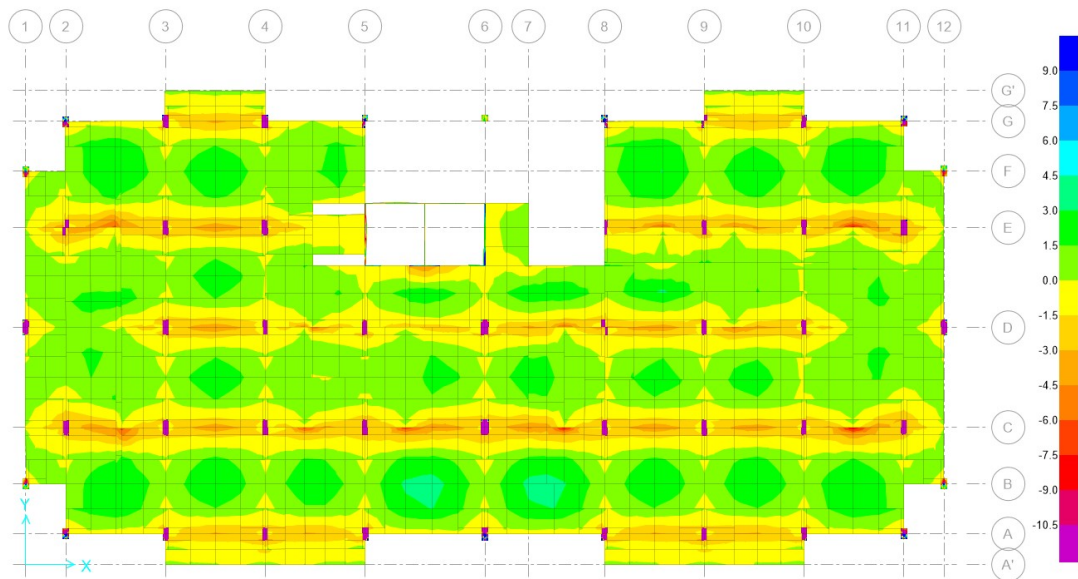
- Biểu đồ M_{11} thể hiện giá trị mô men gây uốn cho các dải sàn theo phương X. Giá trị dương (màu nóng: vàng, đỏ) thể hiện mô men nhịp, yêu cầu cốt thép lớp dưới theo phương X. Giá trị âm (màu lạnh: tím, xanh) thể hiện mô men gối, yêu cầu cốt thép lớp trên theo phương X.
- Từ biểu đồ, nhận thấy mô men âm lớn nhất tập trung tại các vị trí gối tựa trên dầm, và mô men dương lớn nhất xuất hiện ở giữa các ô sàn có nhịp lớn.



Hình 3.5: Biểu đồ phân bố mô men uốn M_{11} (đơn vị: kNm/m)

b) Biểu đồ mô men uốn theo phương Y (M_{22}):

- Tương tự, biểu đồ M_{22} thể hiện giá trị mô men cho các dải sàn theo phương Y.
- Phân bố nội lực cũng tuân theo quy luật chung: mô men âm tại gối và mô men dương tại nhịp, yêu cầu bố trí cốt thép tương ứng theo phương Y.



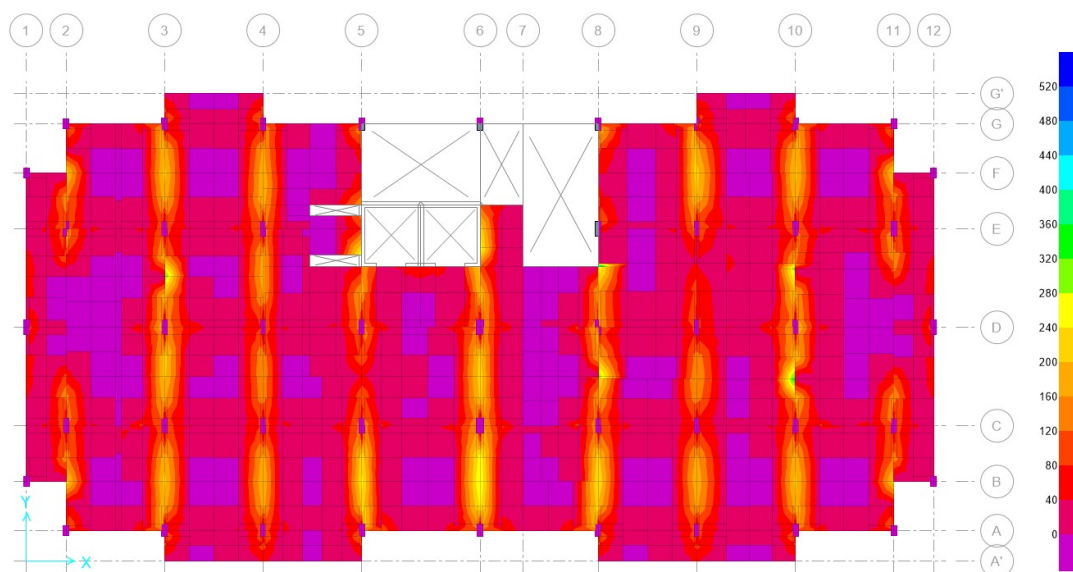
Hình 3.6: Biểu đồ phân bố mô men uốn M_{22} (đơn vị: kNm/m)

3.3.3. Kết quả diện tích cốt thép yêu cầu

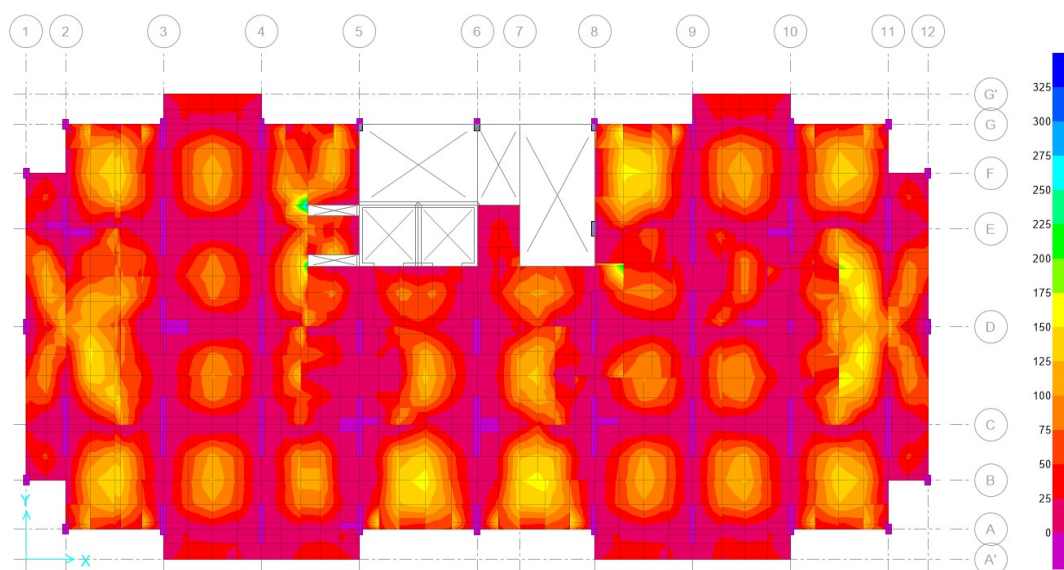
Dựa trên kết quả nội lực và các thông số vật liệu đã khai báo, phần mềm SAFE tự động thực hiện bài toán tính toán cốt thép và cho ra kết quả diện tích cốt thép yêu cầu (A_s) trên mỗi mét dài. Đây là cơ sở trực tiếp để tiến hành bố trí cốt thép.

- **Cốt thép theo phương X:** lớp dưới chịu mô men dương M_{11} ; lớp trên chịu mô men âm M_{11} .

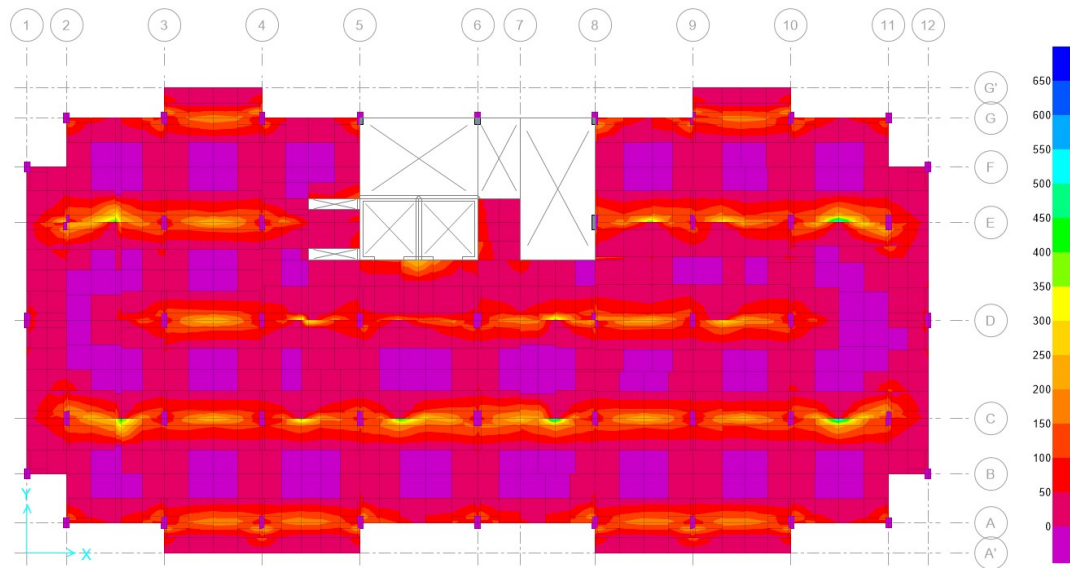
- **Cốt thép theo phương Y:** lớp dưới chịu mô men dương M_{22} ; lớp trên chịu mô men âm M_{22} .



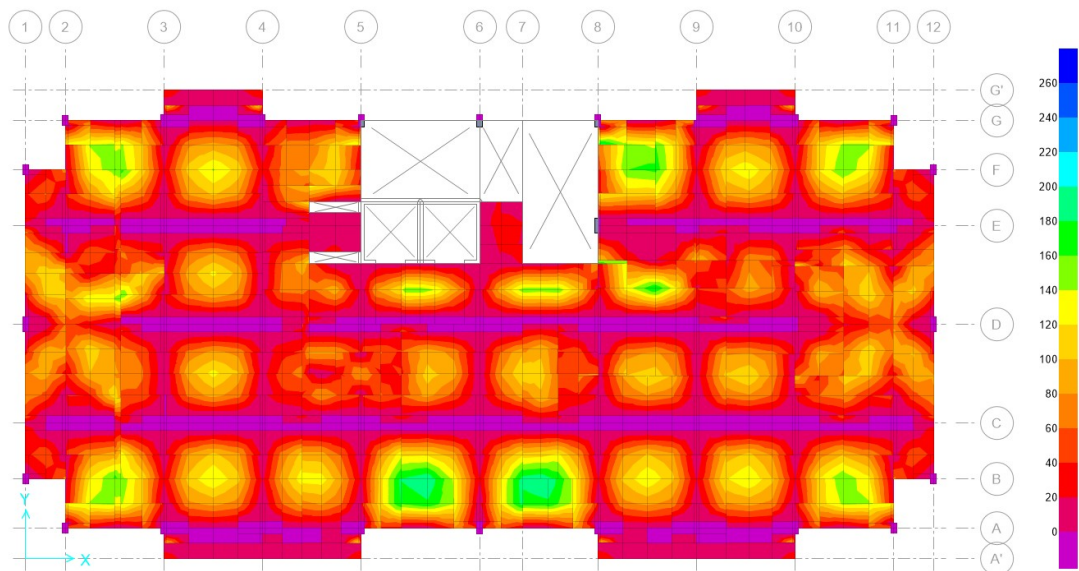
Hình 3.7: Diện tích cốt thép yêu cầu theo phương X — lớp trên (đơn vị: mm²/m)



Hình 3.8: Diện tích cốt thép yêu cầu theo phương X — lớp dưới (đơn vị: mm²/m)



Hình 3.9: Diện tích cốt thép yêu cầu theo phương Y — lớp trên (đơn vị: mm^2/m)



Hình 3.10: Diện tích cốt thép yêu cầu theo phương Y — lớp dưới (đơn vị: mm^2/m)

Nhận xét sơ bộ từ kết quả phần mềm:

- Kết quả phân bố nội lực và cốt thép là hợp lý, tuân theo các nguyên tắc làm việc của kết cấu sàn sườn.
- Các vùng có giá trị cốt thép yêu cầu cao nhất tập trung tại các gối tựa của các ô sàn có nhịp lớn nhất, điều này hoàn toàn phù hợp với lý thuyết.
- Dựa trên các biểu đồ này, có thể đưa ra phương án bố trí một lưới thép cơ bản chạy suốt và đặt thép tăng cường tại các vùng có yêu cầu cao.

3.4. Tính toán kiểm tra bằng phương pháp tính tay

Để kiểm chứng độ tin cậy của mô hình phần mềm, tiến hành tính toán nội lực và cốt thép bằng phương pháp tra bảng kinh điển cho hai ô sàn có sơ đồ làm việc đại diện.

3.4.1. Lựa chọn ô sàn điển hình

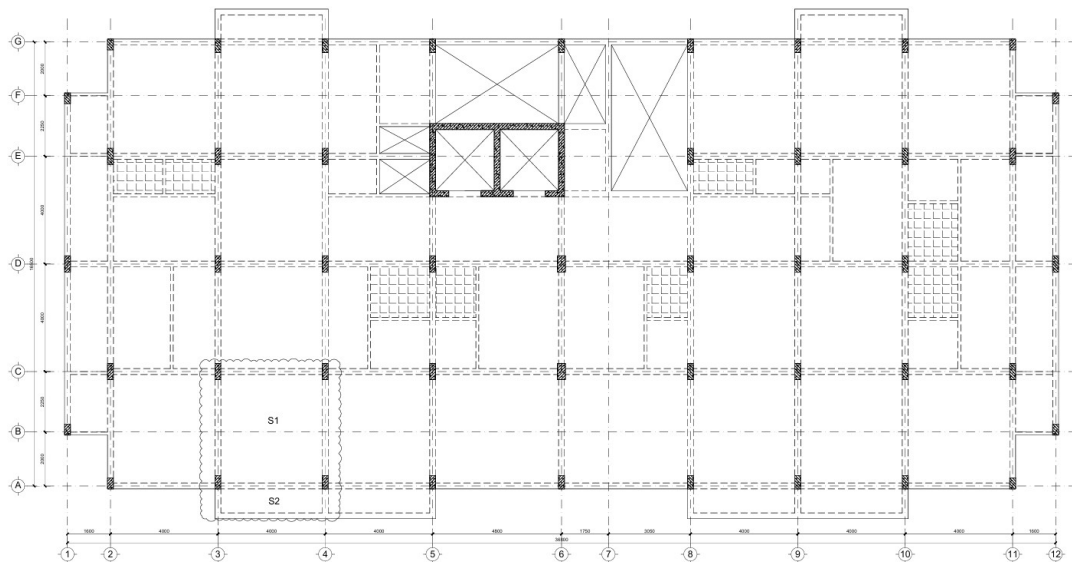
Dựa trên mặt bằng kết cấu tầng điển hình, lựa chọn hai ô sàn sau để phân tích:

- **Ô sàn S1** — nằm giữa trục (A÷B) và (3÷4), kích thước $L_1 \times L_2 = 1,22 \times 4,00$ m. Tỷ số cạnh $L_2/L_1 = 4,00/1,22 = 3,28 > 2$: ô sàn này đại diện cho trường hợp sàn làm việc **một phương** (bản dầm), khu vực ban công, lô gia.
- **Ô sàn S2** — nằm giữa trục (A÷C) và (3÷4), kích thước $L_1 \times L_2 = 4,00 \times 4,25$ m. Tỷ số cạnh $L_2/L_1 = 4,25/4,00 = 1,06 < 2$: ô sàn này đại diện cho trường hợp sàn làm việc **hai phương** (bản kê) và có 4 cạnh đều là liên kết liên tục (ngàm), khu vực phòng ngủ.

Đặt ký hiệu ô sàn một lần, dùng thống nhất đến hết đồ án

Hãy đặt tên ô sàn **một lần** ngay từ đầu chương rồi dùng thống nhất đến cuối đồ án. Chương này dùng: **S1** = ô bản dầm (ban công), **S2** = ô bản kê (phòng ngủ).

Gọi cùng một ô bằng hai tên khác nhau ở hai mục (hoặc đổi tên giữa chừng) khiến người đọc mất dấu hoàn toàn — kể cả khi mọi phép tính đều đúng.



Hình 3.11: Vị trí các ô sàn điển hình S1 và S2 được chọn tính tay

3.4.2. Tính toán cho ô sàn bản dầm (S1)

a) Xác định sơ đồ tính và tải trọng

Do $L_2/L_1 = 3,28 > 2$, ô sàn S1 được tính toán như một dải bản làm việc theo phương cạnh ngắn $L_1 = 1,22$ m. Cắt một dải bản rộng $b = 1$ m để tính toán; dải bản này được xem như một dầm liên tục có hai nhịp (do liên tục qua dầm trục 2). Để đơn giản, chỉ xét một nhịp và coi hai đầu là ngàm.

Tải trọng tác dụng lên ô sàn S1 (khu vực ban công):

- Tính tải bản thân sàn ($h_s = 100$ mm): $g_{bt} = 0,10 \times 25 \times 1,1 = 2,75$ kN/m² (theo **Công thức 3.1**).
- Tính tải hoàn thiện (tra **Bảng 3.1**, nhóm sàn khu ướt/ban công): $g_{ht} = 1,50$ kN/m².
- Hoạt tải ban công (tra **Bảng 3.2**, mục 5): $p_{tt} = 5,20$ kN/m².
- Tổng tải trọng tính toán:

$$q_{tt} = g_{bt} + g_{ht} + p_{tt} = 2,75 + 1,50 + 5,20 = 9,45 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3)$$

Lấy nhậm hoạt tải giữa các loại ô sàn

Mỗi loại ô sàn có hoạt tải riêng theo TCVN 2737:2023 (Bảng 3.2). Ban công và lô gia lấy $p_{tc} = 4,0 \text{ kN/m}^2$ ($p_{tt} = 5,20 \text{ kN/m}^2$), **không** lấy giá trị của hành lang.

Tra nhậm một dòng trong bảng sẽ kéo theo sai toàn bộ q_{tt} , mô men và cốt thép của ô đó.

b) Tính toán nội lực

Sử dụng các công thức của dầm liên tục chịu tải phân bố đều, với hai đầu ngàm:

$$M_{goi} = -\frac{q_{tt} \cdot L_1^2}{12} = -\frac{9,45 \times 1,22^2}{12} = -1,17 \text{ kNm/m} \quad (3.4)$$

$$M_{nhip} = \frac{q_{tt} \cdot L_1^2}{24} = \frac{9,45 \times 1,22^2}{24} = 0,59 \text{ kNm/m} \quad (3.5)$$

Công thức ghi một đằng, thay số một nẻo

Lỗi rất phổ biến: in công thức với mẫu số 12 nhưng thay số theo mẫu số 24. Với dầm hai đầu ngàm, mô men dương giữa nhịp là $qL^2/24$ (Công thức 3.5).

Quy tắc: **kiểm tra lại công thức trước khi thay số**, và sau khi thay số nên kiểm tra ngược thứ nguyên của kết quả.

c) Tính toán cốt thép

Chiều cao làm việc của tiết diện: $h_0 = h_s - a = 100 - 20 = 80 \text{ mm}$ (với $a = 20 \text{ mm}$ là khoảng cách từ mép bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép).

Với dải bản rộng $b = 1000 \text{ mm}$, bê tông B25 ($R_b = 14,5 \text{ MPa}$), cốt thép CB300-V ($R_s = 260 \text{ MPa}$):

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \quad (3.6)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (3.7)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \quad (3.8)$$

Tính cho tiết diện tại gối ($M = 1,17 \text{ kNm/m}$):

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{1,17 \times 10^6}{14,5 \times 1000 \times 80^2} = 0,0126 < \alpha_R = 0,413 \\ \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0126} = 0,0127 \\ A_{s,goi} &= \frac{0,0127 \times 14,5 \times 1000 \times 80}{260} = 56,7 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Tính cho tiết diện tại nhịp ($M = 0,59 \text{ kNm/m}$): tính tương tự được $A_{s,nhip} = 28,3 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Hàm lượng cốt thép cấu tạo tối thiểu theo TCVN 5574:2018 đối với bản: $\mu_{min} = 0,05\%$, do đó $A_{s,min} = 0,0005 \times b \times h_0 = 0,0005 \times 1000 \times 80 = 40 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Chọn cốt thép $\varnothing 8a200$ có $A_{s,chon} = 251 \text{ mm}^2/\text{m} > \max(56,7; 40) \text{ mm}^2/\text{m}$ cho cả hai lớp trên và dưới
 $\Rightarrow$ **thỏa mãn.**

3.4.3. Tính toán cho ô sàn bản kê (S2)

a) Xác định sơ đồ tính và tải trọng

Kích thước $L_1 \times L_2 = 4,00 \times 4,25 \text{ m}$; tỷ số cạnh $L_2/L_1 = 4,25/4,00 = 1,06 < 2$ nên ô sàn làm việc hai phương (bản kê), bốn cạnh liên kết ngàm.

Tải trọng tác dụng lên ô sàn S2 (khu vực phòng ngủ):

$$q_{tt} = g_{bt} + g_{ht} + p_{tt} = 2,75 + 0,98 + 1,95 = 5,68 \text{ kN/m}^2 \quad (3.9)$$

b) Tính toán nội lực

Tổng tải trọng tác dụng lên ô bản: $P = q_{tt} \cdot L_1 \cdot L_2 = 5,68 \times 4,00 \times 4,25 = 96,56 \text{ kN}$.

Tra bảng hệ số cho ô bản kê bốn cạnh ngàm (theo tỷ số cạnh $L_2/L_1 = 1,06$): $\alpha_{91} = 0,0189$; $\alpha_{92} = 0,0169$; $\beta_{91} = 0,0440$; $\beta_{92} = 0,0389$.

$$\begin{aligned} M_1 &= \alpha_{91} \cdot P = 0,0189 \times 96,56 = 1,83 \text{ kNm/m} \\ M_2 &= \alpha_{92} \cdot P = 0,0169 \times 96,56 = 1,63 \text{ kNm/m} \\ M_I &= -\beta_{91} \cdot P = -0,0440 \times 96,56 = -4,25 \text{ kNm/m} \\ M_{II} &= -\beta_{92} \cdot P = -0,0389 \times 96,56 = -3,76 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (3.10)$$

c) Tính toán cốt thép

Áp dụng các công thức Công thức 3.6 ÷ Công thức 3.8 với $b = 1000 \text{ mm}$, $h_0 = 80 \text{ mm}$, $R_b = 14,5 \text{ MPa}$, $R_s = 260 \text{ MPa}$:

- Theo mô men $M_1 = 1,83 \text{ kNm/m}$: $A_{s,M1} = 88,6 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow$ chọn $\varnothing 8a200$ ($A_{s,chon} = 251 \text{ mm}^2/\text{m}$).
- Theo mô men $M_2 = 1,63 \text{ kNm/m}$: $A_{s,M2} = 79,2 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow$ chọn $\varnothing 8a200$ ($A_{s,chon} = 251 \text{ mm}^2/\text{m}$).
- Theo mô men $M_I = 4,25 \text{ kNm/m}$: $A_{s,M_I} = 209,2 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow$ chọn $\varnothing 10a200$ ($A_{s,chon} = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$).
- Theo mô men $M_{II} = 3,76 \text{ kNm/m}$: $A_{s,M_{II}} = 184,4 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow$ chọn $\varnothing 10a200$ ($A_{s,chon} = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$).

3.5. So sánh kết quả và nhận xét

Sau khi có kết quả nội lực từ cả hai phương pháp tính toán (phần mềm SAFE và tính tay), tiến hành lập bảng so sánh và đưa ra các nhận xét, đánh giá để làm cơ sở cho việc lựa chọn kết quả thiết kế cuối cùng.

3.5.1. Bảng so sánh kết quả nội lực

Các giá trị mô men lớn nhất tại các vị trí nguy hiểm của hai ô sàn điển hình S1 và S2 được tổng hợp trong Bảng 3.3. Giá trị mô men từ SAFE được lấy trung bình trên một dải rộng 1 m tại vị trí tương ứng. Chênh lệch (%) được tính theo công thức $[(\text{SAFE} - \text{tính tay})/\text{tính tay}] \times 100\%$.

Bảng 3.3: So sánh giá trị mô men uốn (đơn vị: kNm/m)

Ô sàn	Vị trí	Phương	Tính tay	Phần mềm SAFE	Chênh lệch (%)
S1 (bản dầm)	Mô men gối (–)	$L_1 = 1,22 \text{ m}$	–1,17	–0,99	–15,4
	Mô men nhịp (+)	$L_2 = 4,00 \text{ m}$	0,59	0	–100,0
S2 (bản kê)	Mô men gối (–)	$L_1 = 4,00 \text{ m}$	–4,25	–5,85	+37,6
		$L_2 = 4,25 \text{ m}$	–3,76	–5,19	+38,0
	Mô men nhịp (+)	$L_1 = 4,00 \text{ m}$	1,83	2,27	+24,0
		$L_2 = 4,25 \text{ m}$	1,63	2,06	+26,4

Nguồn: Tác giả tổng hợp

Việc phải làm ở bảng đối chiếu dưới đây

Cột “Phần mềm SAFE” trong bảng so sánh được **quy đổi tuyến tính** theo tỷ số q_{tt} mới trên q_{tt} cũ, nên **chỉ có tính tham khảo** — đây là số của bản mẫu, không phải kết quả chạy thật.

Khi làm đồ án, em phải:

1. Khai báo lại mô hình SAFE với đúng chiều dày sàn $h_s = 100 \text{ mm}$ và bộ vật liệu ở [Mục 2.4](#);
2. Chạy lại với bộ tải trọng đã tính ở chương này;
3. Thay số thật vào bảng so sánh tay $\leftrightarrow$ phần mềm.

Không được nộp bảng có số quy đổi.

3.5.2. Nhận xét và đánh giá kết quả

Từ [Bảng 3.3](#) có thể rút ra những nhận xét sau:

1. **Về xu hướng chung của sự khác biệt:** kết quả từ phần mềm SAFE cho giá trị mô men âm tại gối lớn hơn và giá trị mô men dương tại nhịp nhỏ hơn so với kết quả tính tay. Mức chênh lệch dao động trong khoảng 15% đến 38% — đây là mức chênh lệch hợp lý và có thể giải thích được về mặt kỹ thuật.
2. **Nguyên nhân của sự khác biệt:**
 - *Giả thiết về liên kết:* tính tay giả thiết các gối tựa liên tục là ngàm cứng tuyệt đối; trong khi mô hình phần mềm mô phỏng liên kết gần với thực tế hơn (liên kết đàn hồi, độ cứng phụ thuộc độ cứng chống uốn, xoắn của dầm và độ cứng của cột). Hệ dầm — cột có độ cứng lớn tham gia chịu lực, có xu hướng “hút” mô men về phía gối tựa.
 - *Sự làm việc đồng thời của toàn hệ:* tính tay chỉ xét một ô sàn riêng lẻ; phần mềm phân tích toàn bộ mặt bằng sàn làm việc đồng thời, dẫn đến sự phân phối lại nội lực giữa các ô sàn có độ cứng và nhịp khác nhau. Theo nguyên lý cân bằng, khi mô men âm tại gối tăng lên thì mô men dương tại nhịp giảm xuống.
 - *Sự làm việc hai phương trong bản dầm:* đối với ô S1, tính tay bỏ qua sự làm việc theo phương cạnh dài; trong thực tế vẫn có một phần nhỏ tải trọng truyền theo phương này.
3. **Kết luận về việc lựa chọn kết quả thiết kế:** cả hai phương pháp đều cho kết quả có cùng quy luật phân bố nội lực (âm ở gối, dương ở nhịp), chứng tỏ mô hình phần mềm được xây dựng là hợp lý. Mô hình phần mềm SAFE phản ánh sự làm việc của kết cấu tổng thể và sát với điều kiện làm việc thực tế hơn, nên được dùng làm cơ sở chính để bố trí cốt thép chi tiết; kết quả tính tay dùng để kiểm chứng và xử lý các vùng cục bộ.

3.6. Bố trí cốt thép chi tiết cho sàn

Dựa trên kết quả phân tích diện tích cốt thép yêu cầu từ phần mềm SAFE và kết quả tính tay kiểm chứng, đồng thời tuân thủ các quy định cấu tạo trong TCVN 5574:2018, tiến hành bố trí cốt thép chi tiết cho sàn tầng điển hình.

3.6.1. Nguyên tắc chung trong bố trí cốt thép

Để bảo đảm việc thi công thuận lợi, nhanh chóng và dễ kiểm soát chất lượng, phương án bố trí cốt thép được lựa chọn là sử dụng **lưới thép cơ bản chạy suốt** kết hợp với **thép tăng cường cục bộ**.

1. **Lưới thép cơ bản:** sàn được bố trí hai lớp thép (trên và dưới) chạy suốt toàn bộ mặt bằng. Lớp thép cơ bản được chọn với đường kính và khoảng cách phổ thông, có diện tích đủ để đáp ứng yêu cầu chịu lực tại các vùng có nội lực nhỏ và đồng thời thỏa mãn yêu cầu về hàm lượng cốt thép cấu tạo tối thiểu (μ_{min}).
2. **Thép tăng cường:** tại các vùng có yêu cầu diện tích cốt thép lớn hơn khả năng chịu lực của lưới thép cơ bản (thường là khu vực gối tựa và giữa các nhịp lớn), tiến hành bố trí thêm các thanh thép tăng cường. Chiều dài và phạm vi của thép tăng cường được xác định dựa trên biểu đồ phân bố diện tích cốt thép yêu cầu từ SAFE.

3.6.2. Lựa chọn và bố trí cốt thép chi tiết

Dựa trên kết quả tính tay (mục 3.4) và bản đồ diện tích cốt thép yêu cầu từ mô hình SAFE (Hình 3.7 ÷ 3.10), có thể nhận xét:

- Diện tích cốt thép yêu cầu lớn nhất cho **lớp trên (thép gối)** xuất hiện tại các dải gối của những ô sàn có nhịp lớn (nhịp 4,8 m).
- Diện tích cốt thép yêu cầu cho **lớp dưới (thép nhịp)** nhỏ hơn đáng kể; tại phần lớn diện tích mặt bằng, yêu cầu cốt thép chỉ ở mức cấu tạo.

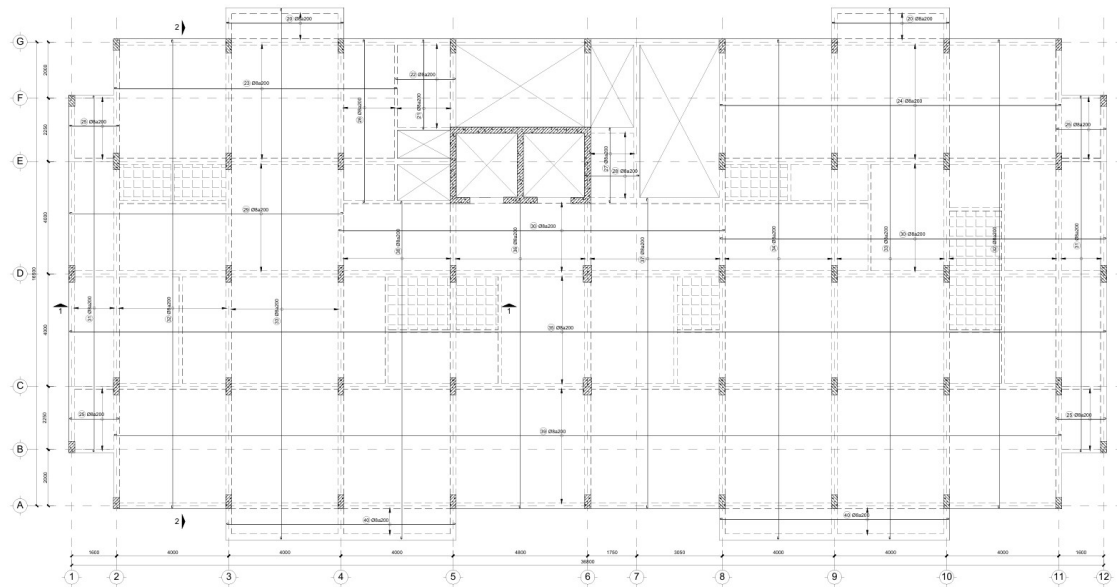
Từ đó, phương án bố trí như sau:

- **Lưới thép cơ bản chạy suốt:**
 - Lớp dưới: $\varnothing 8a200$ theo cả hai phương X và Y ($A_{s,chon} = 251 \text{ mm}^2/\text{m}$). Lưới thép này đủ khả năng chịu lực cho toàn bộ các ô sàn theo kết quả tính tay (yêu cầu lớn nhất $88,6 \text{ mm}^2/\text{m}$) và thỏa mãn hàm lượng cốt thép cấu tạo tối thiểu.
 - Lớp trên: $\varnothing 8a200$ theo cả hai phương X và Y ($A_{s,chon} = 251 \text{ mm}^2/\text{m}$). Lưới thép này đóng vai trò thép cấu tạo ở giữa nhịp và tham gia chịu lực một phần tại các gối tựa.
- **Thép tăng cường tại gối:** bố trí thêm $\varnothing 10a200$ ($A_{s,chon} = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$) trong phạm vi dải gối của các ô sàn có nhịp lớn, với chiều dài mỗi bên gối lấy bằng $L/4$ theo TCVN 5574:2018.

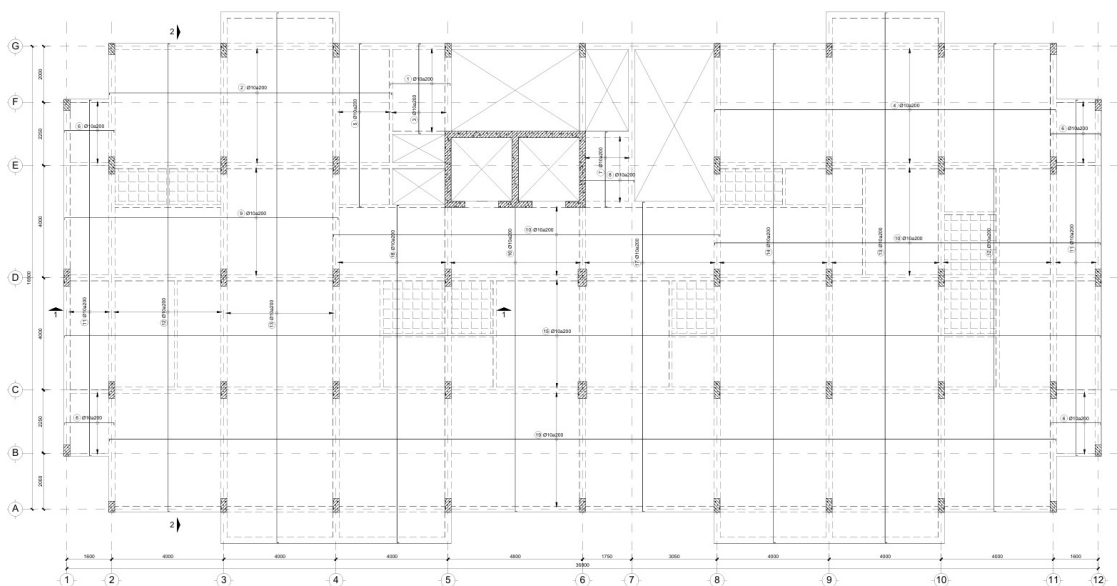
3.6.3. Bản vẽ bố trí cốt thép

Toàn bộ phương án bố trí cốt thép chi tiết, bao gồm vị trí, kích thước, số hiệu của các thanh thép cơ bản và thép tăng cường, được thể hiện đầy đủ và rõ ràng trong các bản vẽ kỹ thuật thi công:

- **Bản vẽ KC-05:** Mặt bằng bố trí cốt thép sàn tầng điển hình — lớp dưới.
- **Bản vẽ KC-06:** Mặt bằng bố trí cốt thép sàn tầng điển hình — lớp trên.



Hình 3.12: Sơ đồ bố trí cốt thép sàn lớp dưới



Hình 3.13: Sơ đồ bố trí cốt thép sàn lớp trên

3.7. Kiểm tra sàn theo trạng thái giới hạn thứ hai

Ngoài việc bảo đảm khả năng chịu lực (độ bền), kết cấu sàn còn phải được kiểm tra theo trạng thái giới hạn thứ hai để bảo đảm điều kiện sử dụng bình thường, an toàn và tiện nghi trong suốt quá trình khai thác. Hai chỉ tiêu quan trọng nhất cần kiểm tra là **độ võng** và **bề rộng khe nứt**.

3.7.1. Kiểm tra độ võng

Mục đích: bảo đảm rằng biến dạng của sàn dưới tác dụng của tải trọng không vượt quá giới hạn cho phép, tránh gây hư hỏng cho các cấu kiện phi kết cấu (tường ngăn, vách kính, lớp hoàn thiện) và không gây cảm giác bất an cho người sử dụng.

Phương pháp kiểm tra: sử dụng chức năng phân tích độ võng dài hạn (long-term deflection) của phần mềm SAFE 2016. Phân tích này có kể đến các yếu tố ảnh hưởng lâu dài như từ biến, co ngót của bê tông và sự hình thành vết nứt trong vùng bê tông chịu kéo.

Tổ hợp tải trọng kiểm tra: việc kiểm tra độ võng phải được thực hiện với tải trọng tiêu chuẩn (không nhân hệ số vượt tải), sử dụng tổ hợp tác dụng dài hạn bao gồm toàn bộ tĩnh tải và một phần dài hạn của hoạt tải:

$$\text{COMB_VONG} = 1,0 \cdot \text{DEAD} + 1,0 \cdot \text{SDL} + 0,35 \cdot \text{LL} \quad (3.11)$$

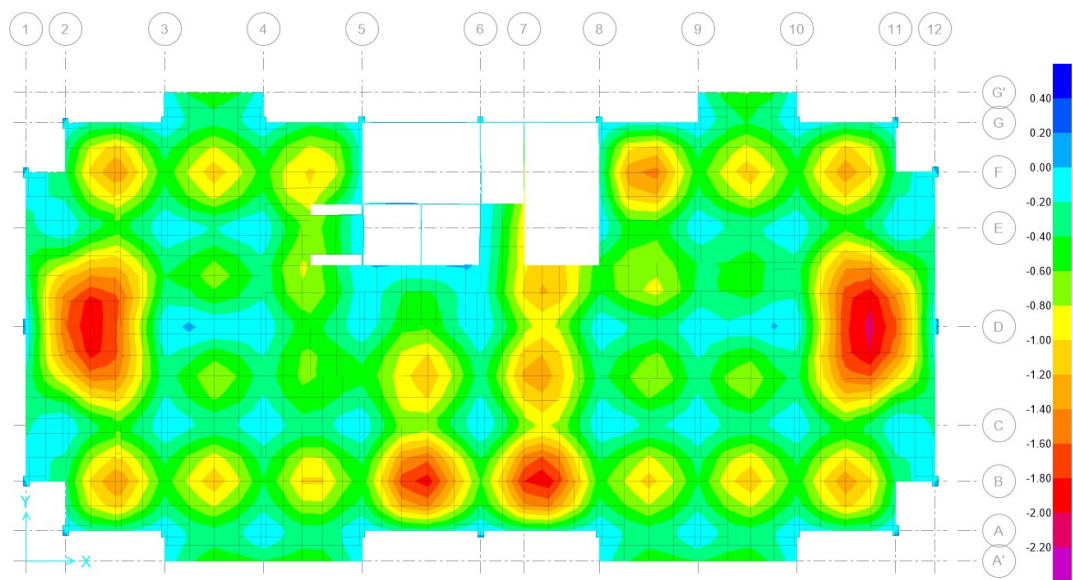
trong đó hệ số 0,35 thể hiện phần hoạt tải dài hạn.

Độ võng giới hạn cho phép: theo yêu cầu chung đối với sàn nhà ở, độ võng của sàn không được vượt quá:

$$[\Delta] = \frac{L_{ngan}}{250} \quad (3.12)$$

Xét ô sàn S2 có nhịp ngắn nhất $L_{ngan} = 4,00$ m: $[\Delta] = 4000/250 = 16$ mm.

Kết quả phân tích từ SAFE: sau khi chạy phân tích độ võng dài hạn với tổ hợp COMB_VONG, độ võng lớn nhất xuất hiện tại vị trí giữa ô sàn S2, giá trị $\Delta_{max} = 10$ mm.



Hình 3.14: Biểu đồ phân bố độ võng dài hạn của sàn tầng điển hình (đơn vị: mm)

So sánh và kết luận: $\Delta_{max} = 10 \text{ mm} < [\Delta] = 16 \text{ mm}$. Kết luận: độ võng của sàn **đạt** yêu cầu về điều kiện sử dụng.

3.7.2. Kiểm tra bề rộng khe nứt

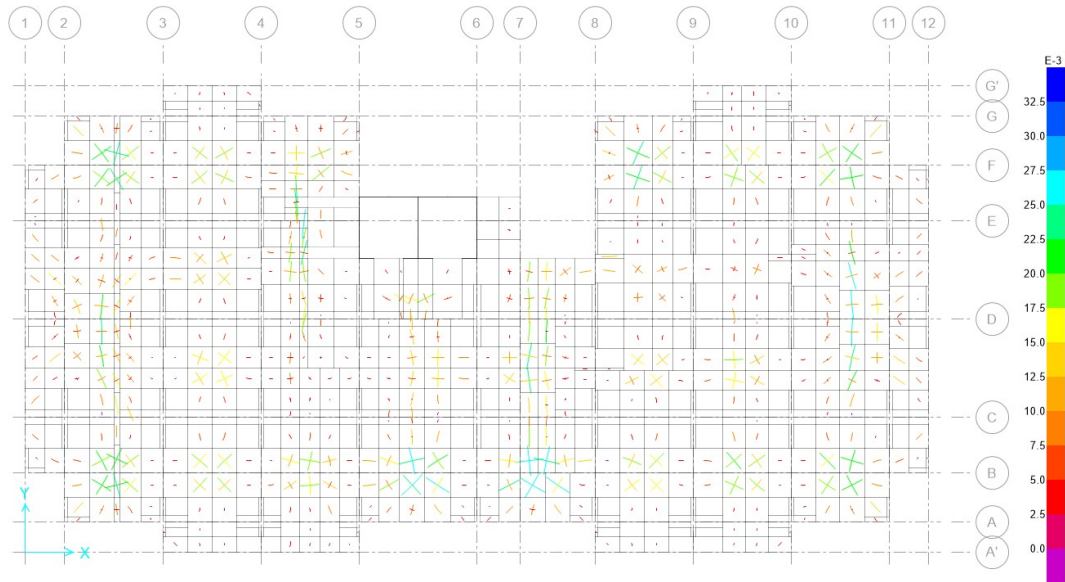
Mục đích: không chế bề rộng khe nứt nhằm bảo vệ cốt thép khỏi sự ăn mòn của môi trường và bảo đảm tính thẩm mỹ cho bề mặt kết cấu.

Phương pháp kiểm tra: việc kiểm tra bề rộng khe nứt được thực hiện gián tiếp thông qua việc tuân thủ chặt chẽ các yêu cầu về cấu tạo và bố trí cốt thép theo TCVN 5574:2018:

1. *Hàm lượng cốt thép tối thiểu:* đã bảo đảm bố trí cốt thép không ít hơn hàm lượng cấu tạo tối thiểu ở mọi vị trí.
2. *Khoảng cách cốt thép tối đa:* khoảng cách của lưới thép cơ bản ($a = 200$ mm) và thép tăng cường ($100 \div 150$ mm) đều nhỏ hơn giới hạn cho phép đối với sàn có $h_s \leq 150$ mm.

3. **Đường kính cốt thép:** sử dụng cốt thép có đường kính hợp lý ($\varnothing 8$; $\varnothing 10$); dùng thép đường kính nhỏ với khoảng cách dày giúp kiểm soát nứt tốt hơn.

Giới hạn cho phép: đối với kết cấu trong nhà (điều kiện môi trường bình thường), bề rộng khe nứt giới hạn cho phép là $a_{crc,u} = 0,4 \text{ mm}$ (TCVN 5574:2018, Bảng 17).



Hình 3.15: Vết nứt ngăn hạn của sàn

Vết nứt ngăn hạn lớn nhất là $a_{crc} = 0,12 \text{ mm} < a_{crc,u} = 0,4 \text{ mm} \Rightarrow$ **đạt yêu cầu.**

3.8. Kết luận chương 3

Chương 3 đã trình bày chi tiết và có hệ thống toàn bộ quá trình phân tích, tính toán và thiết kế cho kết cấu sàn tầng điển hình của công trình, tuân thủ theo các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành của Việt Nam. Các công việc chính đã được thực hiện:

- **Xác định tải trọng:** các giá trị tĩnh tải và hoạt tải đã được tính toán và tra cứu theo đúng quy định của TCVN 2737:2023, phù hợp với công năng của từng khu vực.
- **Phân tích bằng phần mềm:** mô hình kết cấu sàn được phân tích bằng phần mềm SAFE 2016 theo phương pháp phần tử hữu hạn, cho phép xác định sự phân bố nội lực trên toàn bộ mặt bằng.
- **Kiểm chứng bằng tính tay:** đã tính toán kiểm tra cho hai ô sàn điển hình (bản dầm S1 và bản kê S2). Kết quả so sánh cho thấy sự tương đồng về quy luật phân bố nội lực và sự khác biệt hợp lý, qua đó khẳng định độ tin cậy của mô hình phần mềm.
- **Thiết kế cốt thép:** đề xuất phương án bố trí cốt thép theo dạng lưới cơ bản kết hợp tăng cường cục bộ, bảo đảm tính kinh tế, khả thi trong thi công và an toàn chịu lực.
- **Kiểm tra điều kiện sử dụng:** đã kiểm tra độ võng dài hạn và bề rộng khe nứt của sàn; các giá trị đều nhỏ hơn giới hạn cho phép.

Kết luận

Kết cấu sàn tầng điển hình đã được thiết kế bảo đảm đầy đủ các yêu cầu về khả năng chịu lực (độ bền) và điều kiện sử dụng bình thường (độ cứng, chống nứt) theo các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành của Việt Nam. Các giải pháp bố trí cốt thép đưa ra là hợp lý, an toàn và khả thi để triển khai trong thực tế.

CHƯƠNG 4

TÍNH TOÁN KHUNG KHÔNG GIAN VÀ KIỂM TRA TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH

Hướng dẫn viết: chương này cần gì?

Đây là chương nặng nhất của phần Kết cấu. **Sáu nhóm nội dung:**

1. Sơ đồ tính và các giả thiết.
2. Tải trọng tường xây trên dầm và **lập tổ hợp tải trọng**.
3. Lực gió tác dụng lên khung phẳng (tính cho từng phương).
4. Trích xuất nội lực $\rightarrow$ thiết kế cốt thép dầm, cốt thép cột.
5. **Bảng đối chiếu tính tay $\leftrightarrow$ phần mềm**.
6. **Kiểm tra tổng thể:** chuyển vị đỉnh, lệch tầng, tiện nghi dao động, P-Delta, khối lượng hữu hiệu tham gia, tính đều đặn của kết cấu.

Yêu cầu xuyên suốt: mọi kết luận phải kèm **số liệu kiểm tra**. Nêu nguyên tắc suông (“dầm yếu – cột mạnh”, “bố trí theo cấu tạo”) mà không có phép kiểm tra là mất điểm.

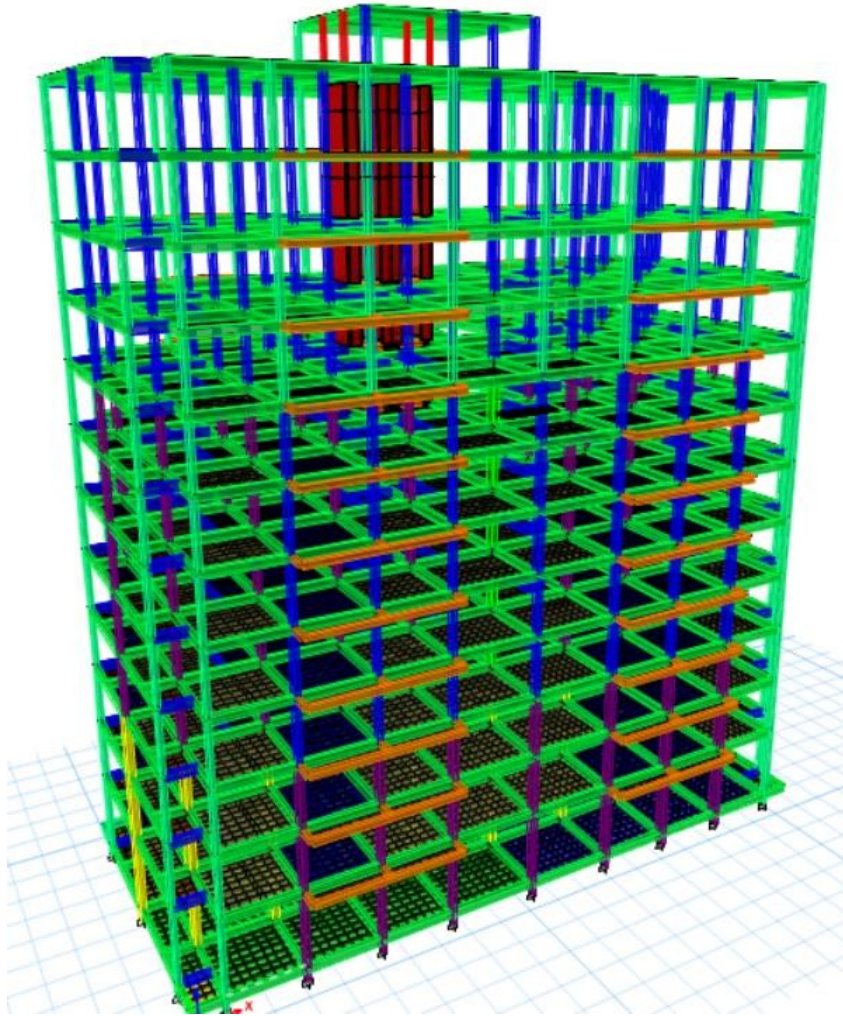
4.1. Giới thiệu chung

4.1.1. Mục tiêu chung

Chương này trình bày chi tiết quá trình phân tích và thiết kế cho hệ kết cấu chịu lực chính của công trình: **hệ khung bê tông cốt thép không gian**.

Mục tiêu cụ thể bao gồm:

1. Phân tích nội lực (mô men uốn, lực cắt, lực dọc) cho các cấu kiện dầm và cột thuộc khung trục điển hình dưới tác dụng của các tổ hợp tải trọng bất lợi nhất.
2. Tính toán và bố trí cốt thép chi tiết cho các cấu kiện này.
3. Kiểm tra các điều kiện về biến dạng và ổn định tổng thể của công trình (chuyển vị đỉnh, chuyển vị lệch tầng, hiệu ứng bậc hai, dao động riêng) để đánh giá độ cứng của toàn hệ.



Hình 4.1: Mô hình không gian ba chiều của công trình trong ETABS

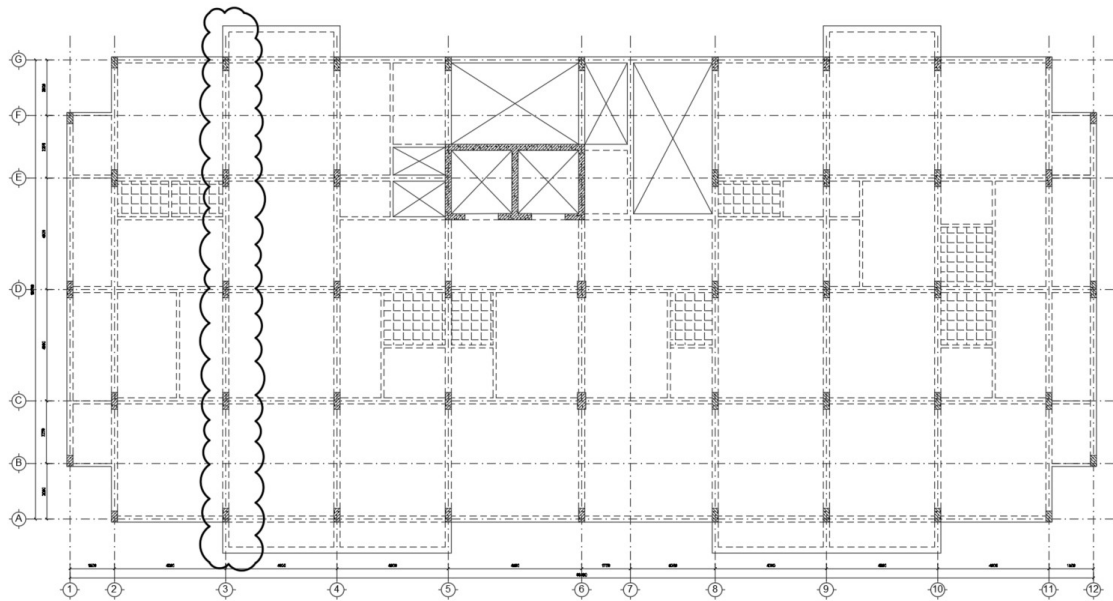
4.1.2. Lựa chọn khung tính toán

Để đánh giá một cách toàn diện khả năng chịu lực của công trình theo cả hai phương, đồ án tiến hành phân tích chi tiết cho khung trục điển hình được trích xuất từ mô hình không gian tổng thể. Vị trí khung được lựa chọn thể hiện trên Hình 4.2.

Khung trục 3: đây là khung theo phương ngang nhà (phương cạnh ngắn), có nhịp lớn nhất $L_{max} = 4,8$ m. Khung này chịu tải trọng đứng lớn và đồng thời là khung chịu tải trọng gió chính theo phương X. Do đó, đây được xem là khung chịu lực bất lợi nhất theo phương ngang.

Nhịp và lưới cột lấy theo bản vẽ kết cấu

Nhịp và lưới cột phải lấy **theo bản vẽ mặt bằng kết cấu**, không suy diễn từ bản vẽ kiến trúc hay từ số liệu sơ bộ. Chương này dùng thống nhất **nhịp điển hình 4,0 m** và **nhịp lớn nhất 4,8 m**. Sai nhịp sẽ kéo theo sai tiết diện sơ bộ, sai nội lực và sai toàn bộ cốt thép dầm.



Hình 4.2: Vị trí khung trực diện hình được chọn phân tích

4.1.3. Sơ đồ tính và các giả thiết tính toán

- **Sơ đồ tính:** khung được phân tích trong mô hình không gian 3D tổng thể bằng phần mềm ETABS, bảo đảm xét đến sự làm việc đồng thời của tất cả các cấu kiện. Sơ đồ tính cho khung trực 3 là một **khung phẳng siêu tĩnh**, gồm **12 tầng nổi** (tầng 1 ÷ 12) và tầng sân thượng, tương ứng **13 mức sàn** và 4 nhịp.
- **Các giả thiết tính toán cơ bản:**
 - *Liên kết tại chân cột:* tại cao độ mặt móng, các chân cột được giả thiết là liên kết **ngàm cứng**, có khả năng chống lại cả chuyển vị và chuyển vị xoay.
 - *Liên kết dầm – cột (nút khung):* các nút khung được xem là liên kết **cứng tuyệt đối** (rigid), bảo đảm sự làm việc liên khối của dầm và cột.
 - *Vật liệu:* bê tông và cốt thép được xem là vật liệu **đàn hồi**, làm việc đồng nhất; bỏ qua biến dạng dọc trục trong các cấu kiện dầm.
 - *Sàn:* bản sàn được xem là **tuyệt đối cứng trong mặt phẳng** (giả thiết diaphragm), truyền tải trọng ngang về các khung và vách theo độ cứng.

Mô hình không khớp số tầng của công trình

Số tầng khai báo trong mô hình **phải khớp** với mặt đứng và với mô tả ở chương Kiến trúc. Sai lệch số tầng làm sai toàn bộ tải trọng gió, chu kỳ dao động và chuyển vị đỉnh.

Công trình này: **12 tầng nổi** (tầng 1 cao độ +4,200 ÷ tầng 12 cao độ +40,500) cộng tầng sân thượng và tầng mái, đỉnh mái +43,800 ⇒ mô hình có **13 mức sàn**.

4.1.4. Vật liệu và tiết diện sơ bộ

Các thông số vật liệu và tiết diện sơ bộ đã được lựa chọn ở Chương 2 và được sử dụng trong mô hình tính toán như sau:

- **Vật liệu:**
 - Bê tông cấp độ bền **B25**: $R_b = 14,5 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa}$; $E_b = 30\,000 \text{ MPa}$.
 - Cốt thép nhóm **CB400-V** cho các cấu kiện khung (dầm, cột): $R_s = R_{sc} = 350 \text{ MPa}$; $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

- Cốt thép nhóm **CB300-V** cho cốt đai và cốt thép cấu tạo: $R_s = 260 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 210 \text{ MPa}$; $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$.
- **Tiết diện sơ bộ (cho khung trục 3):**
 - *Dầm chính* (nhịp 4,0 m và 4,8 m): tiết diện $220 \times 400 \text{ mm}$.
 - *Dầm biên, dầm phụ* (nhịp nhỏ $\approx 1,0 \div 1,2 \text{ m}$): tiết diện $220 \times 300 \text{ mm}$.
 - *Cột* (tiết diện giảm dần theo chiều cao): tiết diện sơ bộ ban đầu $220 \times (400 \div 700) \text{ mm}$. Tiết diện chính thức của từng cột theo từng nhóm tầng được chốt sau khi tính toán cốt thép, tổng hợp ở **Bảng 4.9**.
- **Trọng lượng riêng của bê tông cốt thép:** $\gamma_{bt} = 25 \text{ kN/m}^3$ (dùng để phần mềm tự sinh trọng lượng bản thân).

Sai đơn vị trọng lượng riêng

Trọng lượng riêng của bê tông cốt thép là $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ — đơn vị **thể tích, không phải kN/m²** (diện tích). Nhầm đơn vị ở bước khai báo vật liệu sẽ làm sai toàn bộ trọng lượng bản thân. Hãy kiểm tra thứ nguyên ở cuối mỗi phép tính.

4.2. Xác định tải trọng tác dụng lên khung

Tải trọng tác dụng lên khung trục 3 được xác định từ các tải trọng tác dụng lên sàn (đã tính ở Chương 3) và các tải trọng tác dụng trực tiếp lên dầm, cột.

4.2.1. Tĩnh tải

Tĩnh tải tác dụng lên khung bao gồm ba thành phần chính:

a) Trọng lượng bản thân dầm và cột (DEAD):

- Thành phần này được phần mềm ETABS tự động tính toán trong trường hợp tải DEAD với hệ số *Self-weight multiplier* = 1,0. Phần mềm dựa vào kích thước tiết diện và trọng lượng riêng của bê tông cốt thép $\gamma_{bt} = 25 \text{ kN/m}^3$ đã khai báo để xác định.

b) Tĩnh tải lớp hoàn thiện truyền từ sàn vào dầm (SDL):

- Trong mô hình ETABS, bản sàn được mô hình hóa bằng phần tử vỏ (shell). Tải trọng trên sàn được phần mềm tự động truyền vào các dầm của khung theo sơ đồ làm việc một phương hoặc hai phương.
- Giá trị tĩnh tải lớp hoàn thiện g_{ht} (không bao gồm trọng lượng bản thân sàn) đã được xác định ở Chương 3, **Bảng 3.1**.

Tính trùng trọng lượng bản thân sàn

Đây là lỗi **ngầm trọng và phổ biến nhất** khi lập mô hình. Phần mềm đã tự sinh trọng lượng bản thân từ khối lượng phần tử (*Self-weight multiplier* = 1,0), nhưng trường hợp tải SDL lại khai báo thêm “bao gồm trọng lượng bản thân sàn” $\Rightarrow$ trọng lượng bản thân bị **tính hai lần**.

Cách làm đúng: trường hợp tải SDL **chỉ** chứa các lớp cấu tạo hoàn thiện (vữa, gạch, trần, tường quy đổi).

c) Tải trọng tường xây trực tiếp trên dầm (WALL):

- Khung trục 3 vừa chịu lực chính vừa là nơi đặt các bức tường bao che và tường ngăn. Tải trọng này được tính tay và gán vào dầm dưới dạng tải trọng phân bố đều trên chiều dài dầm (kN/m).
- Giả thiết: tường gạch rỗng dày $\delta_t = 200 \text{ mm}$, trọng lượng riêng $\gamma_t = 15 \text{ kN/m}^3$; chiều cao thông thủy từ mặt sàn đến đáy dầm là $h_t = 3,30 - 0,40 = 2,90 \text{ m}$; hệ số kể đến diện tích cửa đi, cửa sổ $k_c = 0,75$. Tải trọng phân bố trên dầm:

$$g_t = \delta_t \cdot \gamma_t \cdot h_t \cdot k_c = 0,20 \times 15 \times 2,90 \times 0,75 = 6,53 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

4.2.2. Hoạt tải

Hoạt tải tác dụng lên khung được xác định từ hoạt tải sử dụng trên các khu vực sàn và được truyền vào dầm:

- Tương tự như tĩnh tải, hoạt tải trên sàn cũng được gán lên các phần tử vỏ (shell) trong mô hình ETABS; phần mềm tự động truyền tải trọng này vào các dầm của khung.
- Giá trị hoạt tải *tiêu chuẩn* cho từng khu vực chức năng đã được xác định ở Chương 3, **Bảng 3.2**.
- Các giá trị tiêu chuẩn này được gán vào các trường hợp tải riêng biệt trong mô hình để phục vụ cho việc tổ hợp.
- Do hoạt tải có thể không xuất hiện đồng thời trên toàn bộ các nhịp, mô hình thiết lập thêm các trường hợp **hoạt tải cách nhịp** (LIVE_PATTERN) để tìm ra giá trị nội lực bất lợi nhất tại mỗi mặt cắt.

4.2.3. Tải trọng gió

Tải trọng gió là tải trọng ngang chủ đạo tác dụng lên công trình, gây ra chuyển vị và nội lực lớn trong hệ khung. Việc xác định tải trọng gió được thực hiện theo **TCVN 2737:2023**.

a) Cơ sở tính toán:

Toàn bộ quá trình tính toán chi tiết cho tải trọng gió — gồm cả thành phần tĩnh và thành phần động — được trình bày trong phụ lục của thuyết minh. Mục này tóm tắt các thông số đầu vào chính và kết quả lực gió tác dụng lên khung trục 3.

Bảng 4.1: Thông số đầu vào để tính tải trọng gió

Thông số	Giá trị	Cơ sở xác định
Chiều cao nhà tính từ mặt đất	43,80 m	Theo bản vẽ kiến trúc
Chiều cao lan can tầng mái	1,10 m	Theo bản vẽ kiến trúc
Vùng áp lực gió	IIIB	QCVN 02:2022/BXD
Dạng địa hình	B	Tương đối trống trải, vật cản thưa thớt
Loại kết cấu	BT và BTCT	TCVN 2737:2023
Hệ số độ tin cậy	1,000	TCVN 2737:2023 §10.1.6
Áp lực gió trung bình W_0	1,270 kN/m ²	QCVN 02:2022/BXD
Áp lực gió 3s, chu kỳ lặp 10 năm $W_{3s,10}$	1,081 kN/m ²	TCVN 2737:2023 §10.2.2
Vận tốc gió 3s, chu kỳ lặp 50 năm $V_{3s,50}$	50,900 m/s	QCVN 02:2022/BXD
z_{min}	4,570 m	TCVN 2737:2023, Bảng 8
z_g	274,320 m	TCVN 2737:2023, Bảng 8
α	9,500	TCVN 2737:2023, Bảng 8
$\max k(z_e)$	1,970	TCVN 2737:2023, Bảng 8
C_r	0,200	TCVN 2737:2023 §10.2.7.3, Bảng 10
ℓ	152,400 m	TCVN 2737:2023 §10.2.7.3, Bảng 10
z_0	0,200 m	TCVN 2737:2023 §10.2.7.3, Bảng 10
$\bar{b}$	0,650	TCVN 2737:2023 §10.2.7.3, Bảng 10
$\bar{\alpha}$	0,154	TCVN 2737:2023 §10.2.7.3, Bảng 10
Độ rối $I(z_s)$	0,170	TCVN 2737:2023 §10.2.7.3 (14)
Thang nguyên kích thước xoáy $L(z_s)$	184,889 m	TCVN 2737:2023 §10.2.7.3 (17)
Độ cản β	0,020	TCVN 2737:2023 §10.2.7.3 (18)
Vận tốc gió trung bình 1h, CKL 50 năm	38,400 m/s	TCVN 2737:2023 §10.2.7.3 (21)

Nguồn: Tác giả tổng hợp theo QCVN 02:2022/BXD và TCVN 2737:2023

Phân vùng gió theo tiêu chuẩn cũ

Đừng dùng cách phân vùng “IIB / IIIB” của TCVN 2737:1995 — văn bản này đã hết hiệu lực. Theo **QCVN 02:2022/BXD**, Đà Nẵng thuộc **vùng áp lực gió IIIB** với $W_0 = 1,27 \text{ kN/m}^2$ (Bảng F.2).
Hãy tra đúng bảng, đúng phiên bản tiêu chuẩn. Lỗi này lộ ra ngay khi đối chiếu phần tải trọng gió với phần khảo sát địa chất.

b) Hệ số khí động:

Hệ số khí động cân chính diện c được xác định theo phụ lục F của TCVN 2737:2023 cho từng phương gió, kể đến tỷ số d/b của mặt bằng công trình. Kết quả tính thành phần động của gió được tổng hợp trong **Bảng 4.2**.

Bảng 4.2: Kết quả tính thành phần động của gió theo hai phương

Thông số	Gió phương X	Gió phương Y	Cơ sở
Chu kỳ dao động T (s)	1,675 (mode 3)	1,868 (mode 2)	Kết quả ETABS
Bề rộng mặt đón gió trung bình B (m)	17,951	34,751	Hình học công trình
Chiều dài công trình D (m)	34,751	17,951	Hình học công trình
Hệ số hiệu ứng giật G_f	0,937	0,921	(13)
Hệ số đỉnh g_R	4,065	4,038	(15)
Hệ số phản ứng nền Q	0,872	0,855	(16)
Hệ số phản ứng cộng hưởng R	0,454	0,422	(18)
R_n	0,066	0,070	(19)
N_1	3,327	2,983	(20)
Hàm dẫn suất khí động η_h	3,625	3,250	(24)
Hàm dẫn suất khí động η_b	1,486	2,579	(24)
Hàm dẫn suất khí động η_d	9,629	4,460	(24)
Hàm số dẫn suất khí động R_h	0,238	0,260	(24)
Hàm số dẫn suất khí động R_b	0,458	0,313	(24)
Hàm số dẫn suất khí động R_d	0,098	0,199	(24)
Tỷ số d/b	1,936	0,517	Phụ lục F.16.1
Hệ số khí động cơ bản $C_{x\infty}$	1,680	2,301	Phụ lục F.16.1
Hệ số khí động cản chính diện c	1,123	1,473	Phụ lục F.16.1
Hệ số đặc của kết cấu	1,000	1,000	Phụ lục F.17.5
Độ mảnh hiệu dụng l_e	4,880	2,521	Phụ lục F.18
Hệ số k_l	0,669	0,640	Phụ lục F.18

Nguồn: Tác giả tổng hợp từ kết quả tính thành phần động của gió theo TCVN 2737:2023 §10.2.7.3

Coi hệ số khí động là một hằng số

Hệ số khí động c **phụ thuộc phương gió** và tỷ số d/b của mặt bằng, nên **không thể** dùng một hằng số chung cho cả hai phương. Công trình này: $c_X = 1,123$ (phương X), $c_Y = 1,473$ (phương Y).

Phải tra riêng cho từng phương rồi lập bảng.

c) Phân phối tải trọng gió cho khung phẳng:

Tải trọng gió tổng thể tác dụng vào công trình được xác định trong mô hình không gian 3D. Lực gió tác dụng lên một khung phẳng điển hình (như khung trục 3) được xác định dựa trên diện tích chịu tải (bề rộng đón gió) của khung đó.

d) Kết quả lực gió tác dụng lên khung trục 3:

Lực gió tính toán tác dụng tại các mức sàn của khung trục 3 được tổng hợp trong **Bảng 4.3**. Có hai trường hợp tải gió chính:

- **GIO_X:** gió thổi theo phương X (vuông góc với mặt phẳng khung trục 3).
- **GIO_Y:** gió thổi theo phương Y (song song với mặt phẳng khung trục 3), tải trọng này chủ yếu do các dầm dọc truyền vào.

Bảng 4.3: Lực gió tính toán tác dụng lên các tầng của khung trục 3

Tầng	H_s (m)	Z (m)	Gió phương X				Gió phương Y			
			Z_e (m)	$k(z_e)$	W_k (kN/m ²)	P_X (kN)	Z_e (m)	$k(z_e)$	W_k (kN/m ²)	P_Y (kN)
MAI	3,30	43,80	43,80	1,37	1,556	35,31	43,80	1,37	2,005	52,93
ST	3,30	40,50	43,80	1,37	1,556	84,73	43,80	1,37	2,005	243,47
T12	3,30	37,20	43,80	1,37	1,556	97,27	43,80	1,37	2,005	243,47
T11	3,30	33,90	43,80	1,37	1,556	97,27	34,75	1,30	1,909	231,88
T10	3,30	30,60	43,80	1,37	1,556	97,27	34,75	1,30	1,909	231,88
T9	3,30	27,30	43,80	1,37	1,556	97,27	34,75	1,30	1,909	231,88
T8	3,30	24,00	24,00	1,20	1,372	85,69	34,75	1,30	1,909	231,88
T7	3,30	20,70	20,70	1,17	1,329	83,07	34,75	1,30	1,909	231,88
T6	3,30	17,40	17,95	1,13	1,290	80,61	34,75	1,30	1,909	231,88
T5	3,30	14,10	17,95	1,13	1,290	80,61	34,75	1,30	1,909	231,88
T4	3,30	10,80	17,95	1,13	1,290	80,61	34,75	1,30	1,909	231,88
T3	3,30	7,50	17,95	1,13	1,290	80,61	34,75	1,30	1,909	231,88
T2	4,20	4,20	17,95	1,13	1,290	142,90	34,75	1,30	1,909	411,07
T1	0,75	0,00	4,57	0,85	0,967	0,00	4,57	0,85	1,246	0,00

Nguồn: Kết quả trích xuất từ mô hình ETABS với $W_0 = 1,27 \text{ kN/m}^2$ (vùng gió IIIB, Đà Nẵng)

e) Cách gán vào mô hình:

Trong mô hình ETABS, việc phân phối tải trọng gió từ tâm khối lượng của sàn (diaphragm) đến các khung riêng lẻ được phần mềm tự động thực hiện dựa trên độ cứng của từng khung. Do đó, người dùng chỉ cần gán tổng lực gió vào tâm diaphragm của mỗi tầng; kết quả lực gió tác dụng lên từng khung được trích xuất để kiểm tra và thuyết minh. Các trường hợp tải gió được định nghĩa trong mô hình: GIO_X+, GIO_X-, GIO_Y+, GIO_Y-.

4.2.4. Tải trọng động đất

Với chiều cao công trình $H = 43,80 \text{ m}$ và 12 tầng nổi, công trình nằm trong phạm vi phải thiết kế kháng chấn theo **TCVN 9386:2012**. Tác động động đất được xác định theo phương pháp **phân tích phổ phản ứng dạng** (phương pháp phổ phản ứng đa dạng dao động), phù hợp với công trình có sơ đồ kết cấu đều đặn.

Bảng 4.4: Thông số tính toán tác động động đất

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Cơ sở xác định
Gia tốc nền tham chiếu	a_{gR}	0,0847g	Bản đồ phân vùng, TCVN 9386:2012
Hệ số tầm quan trọng	γ_I	1,0	Bảng 4.3 (cấp II, nhà ở)
Gia tốc nền thiết kế	$a_g = \gamma_I a_{gR}$	0,0847g	§3.2.2.2 (3.2)
Loại đất nền	—	C	Bảng 3.1
Hệ số nền	S	1,15	Bảng 3.2
Các chu kỳ đặc trưng	$T_B / T_C / T_D$	0,15 / 0,60 / 2,00 s	Bảng 3.2
Hệ số ứng xử	q	3,0	Bảng 5.1 (khung – vách, DCM)
Chu kỳ dao động riêng thứ nhất	T_1	1,675 s	Kết quả ETABS (mode 3)
Phổ phản ứng thiết kế	$S_d(T_1)$	0,285 m/s ²	§3.2.2.5 (3.15)
Tổng khối lượng tham gia	m	6 116 t	Kết quả ETABS
Hệ số hiệu chỉnh	λ	0,85	§4.3.3.2.2 (4.5)
Lực cắt đáy	$F_b = S_d(T_1) m \lambda$	1 479 kN	§4.3.3.2.2

*Nguồn: Tác giả tính theo TCVN 9386:2012. Giá trị $a_{gR} = 0,0847g$ tra theo bản đồ phân vùng gia tốc nền cho thành phố Đà Nẵng — thuộc vùng động đất bình thường; do $a_g = 0,0847g > 0,08g$ nên **bắt buộc** phải tính kháng chấn đầy đủ. Loại đất nền cần được khẳng định bằng kết quả khảo sát địa chất (vận tốc sóng cắt $v_{s,30}$). Lưu ý: TCVN 9386:2012 đã được thay thế bởi TCVN 9386-1:2025; sinh viên phải tra lại a_{gR} , S , T_B , T_C , T_D và q theo phiên bản hiện hành.*

Tác động động đất được đưa vào tổ hợp theo TCVN 9386:2012 §3.2.4: $\sum G_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed}$, trong đó $\psi_2 = 0, 3$ đối với hoạt tải nhà ở. Với tổng lực cắt đáy $F_b = 1479 \text{ kN}$, tải trọng động đất được phân phối lên các tầng theo công thức:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \quad (4.2)$$

Bỏ sót trường hợp tải động đất

Với công trình cao $H = 43,80 \text{ m} > 40 \text{ m}$, thiết kế kháng chấn là **bắt buộc**. Không được viết “(nếu có)” rồi bỏ qua.

Tổ hợp tải trọng phải bao gồm cả trường hợp tải **động đất** bên cạnh tĩnh tải, hoạt tải và gió (Mục 4.2.4).

Đây là thiếu sót nặng nhất về nội dung mà hội đồng thường bắt lỗi.

4.3. Phân tích nội lực khung bằng phần mềm ETABS

Sau khi đã hoàn thành việc mô hình hóa kết cấu và gán đầy đủ các trường hợp tải trọng, tiến hành phân tích nội lực cho toàn bộ công trình bằng phần mềm **ETABS 2016**. Kết quả nội lực cho khung trục 3 được trích xuất để làm cơ sở cho việc thiết kế cốt thép.

4.3.1. Mô hình tính toán

- Toàn bộ hệ kết cấu công trình — bao gồm tất cả các cấu kiện dầm, cột, sàn, vách — được mô hình hóa trong không gian 3D bằng phần mềm **ETABS 2016**.
- Việc phân tích trên mô hình 3D tổng thể bảo đảm xét đến sự làm việc đồng thời và sự tương tác giữa các cấu kiện, cho kết quả nội lực chính xác và tin cậy.
- Bản sàn được mô hình hóa bằng phần tử vỏ (shell) với chiều dày $h_s = 100 \text{ mm}$ thống nhất với Chương 3.

Mô hình và tính tay dùng số liệu khác nhau

Hai lỗi nội bộ cần tránh:

1. Ghi phiên bản phần mềm không thống nhất (“ETABS 2016” ở chỗ này, “ETABS 2018” ở chỗ khác).
Hãy chốt **một phiên bản** và ghi rõ ở mục Công cụ tính toán.
2. Khai báo chiều dày sàn trong mô hình 120 mm nhưng tính tay với 100 mm.

Số liệu đưa vào mô hình và số liệu tính tay phải giống nhau; nếu không thì bảng đối chiếu tay ↔ phần mềm trở nên vô nghĩa.

4.3.2. Thiết lập các tổ hợp tải trọng

Để tìm ra các giá trị nội lực nguy hiểm nhất tại mỗi mặt cắt, các trường hợp tải trọng được tổ hợp theo quy định của TCVN 2737:2023 và TCVN 9386:2012. Các tổ hợp cơ bản điển hình:

$$\text{COMB1} = 1,1 \text{ DEAD} + 1,1 \text{ SDL} + 1,1 \text{ WALL} + 1,3 \text{ LIVE_PATTERN} \quad (4.3)$$

$$\text{COMB2} = 1,1 \text{ DEAD} + 1,1 \text{ SDL} + 1,1 \text{ WALL} + 1,3 \text{ GIO_X+} \quad (4.4)$$

$$\text{COMB3} = 1,1 \text{ DEAD} + 1,1 \text{ SDL} + 1,1 \text{ WALL} + 1,05 (0,9 \text{ LIVE_PATTERN} + \text{GIO_X+}) \quad (4.5)$$

$$\text{COMB4} = \text{DEAD} + \text{SDL} + \text{WALL} + 0,3 \text{ LIVE} + \text{DONG_DAT} \quad (4.6)$$

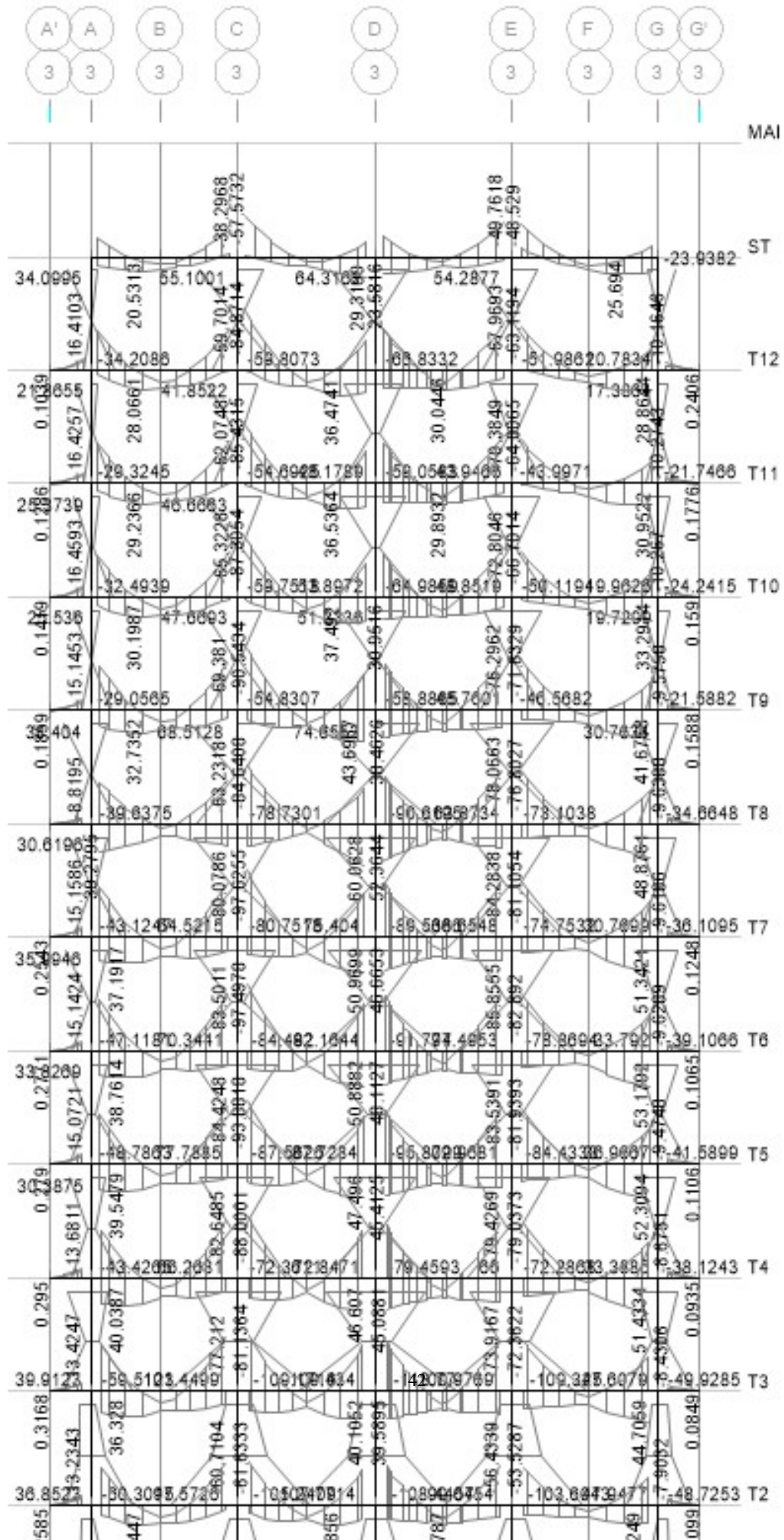
Ngoài ra, một **tổ hợp bao (envelope)** được tạo ra để thuận tiện cho việc thiết kế. Tổ hợp này tự động tìm và giữ lại giá trị nội lực (lớn nhất hoặc nhỏ nhất) tại mỗi điểm trên cấu kiện từ tất cả các tổ hợp cơ bản.

4.3.3. Kết quả nội lực cho khung trục 3

Dựa trên kết quả phân tích từ tổ hợp bao, các biểu đồ nội lực nguy hiểm nhất cho khung trục 3 được trích xuất và trình bày dưới đây.

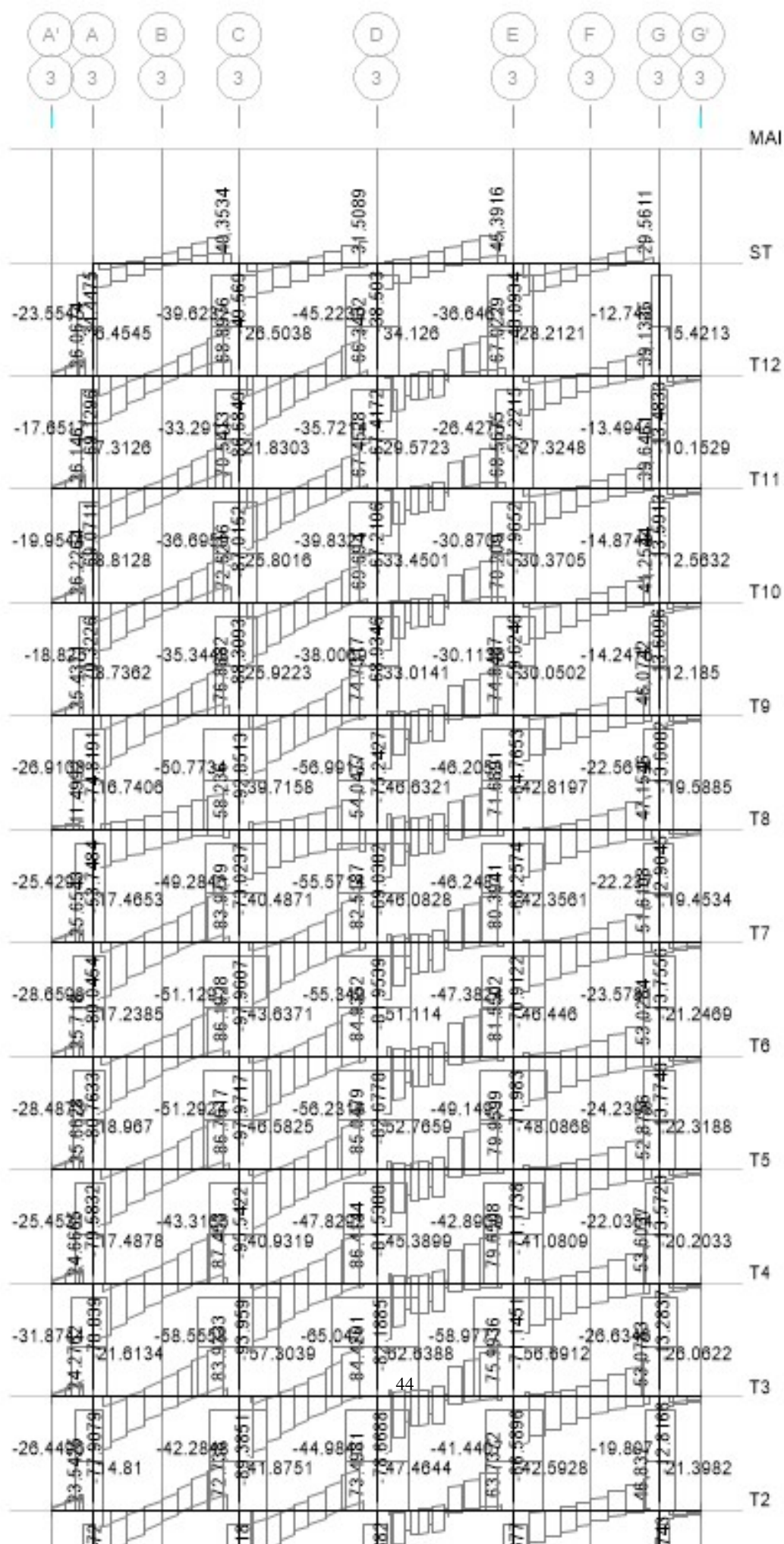
a) Biểu đồ bao mô men uốn (M_{33}):

- Biểu đồ thể hiện giá trị mô men uốn lớn nhất và nhỏ nhất tại mọi mặt cắt của dầm và cột trong khung. Đây là cơ sở chính để tính toán và bố trí cốt thép dọc.
- *Nhận xét:* mô men trong dầm có giá trị lớn nhất tại các gối tựa (mô men âm) và giữa nhịp (mô men dương). Mô men trong cột có giá trị lớn nhất tại chân cột tầng trệt và giảm dần lên các tầng trên.



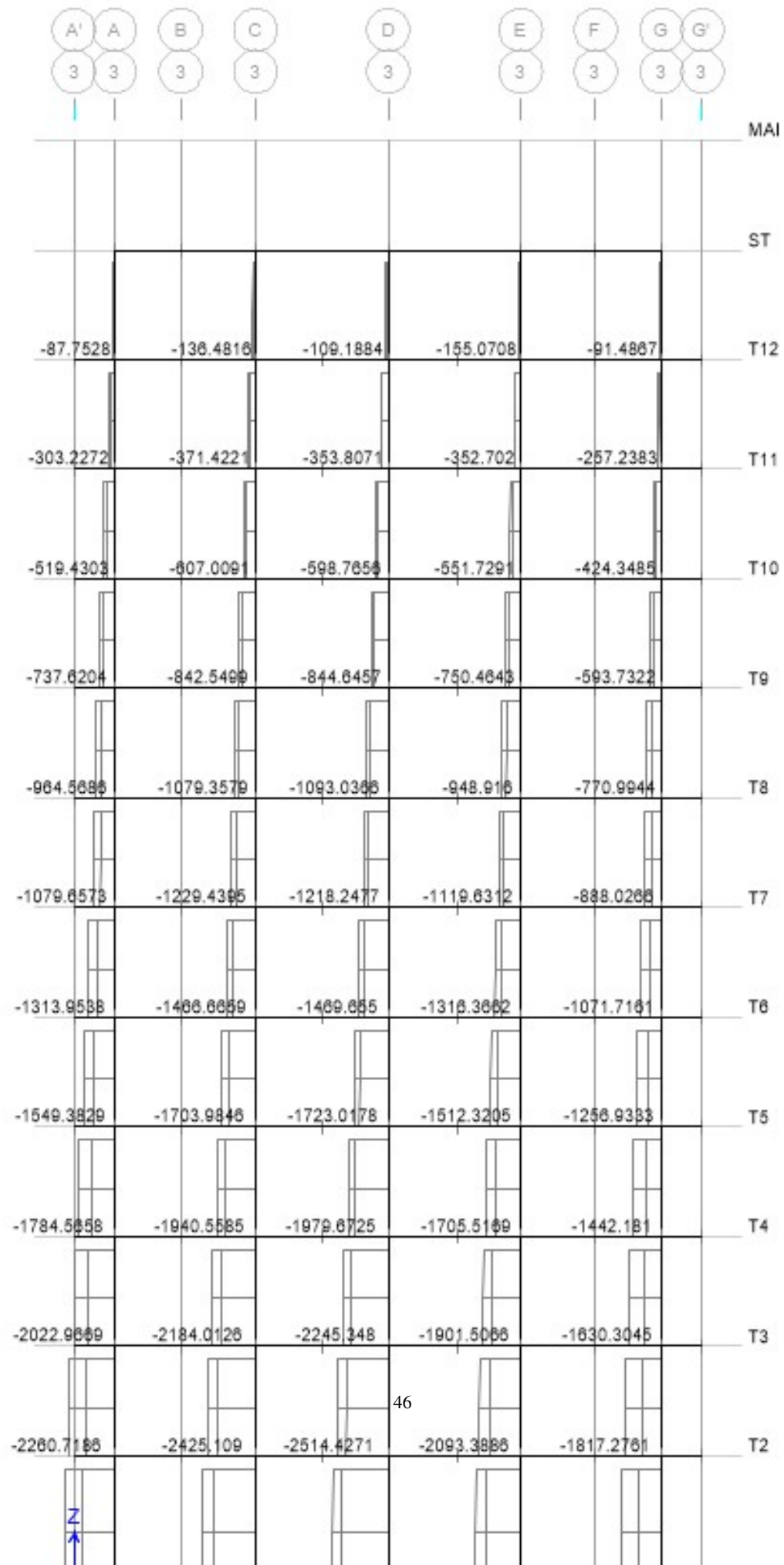
b) Biểu đồ bao lực cắt (V_{22}):

- Biểu đồ thể hiện giá trị lực cắt lớn nhất tại mọi mặt cắt, chủ yếu dùng để tính toán và bố trí cốt thép đai cho dầm.
- *Nhận xét:* lực cắt trong dầm có giá trị lớn nhất tại các vị trí mép gối tựa và giảm dần về giữa nhịp.



c) Biểu đồ bao lực dọc (P):

- Biểu đồ thể hiện giá trị lực nén (hoặc kéo) lớn nhất trong các cấu kiện, chủ yếu dùng để tính toán cốt thép cho cột.
- *Nhận xét:* lực nén trong cột có giá trị lớn nhất tại chân cột tầng trệt và giảm dần theo chiều cao công trình do tải trọng được cộng dồn từ trên xuống.



4.4. Tính toán cốt thép cho các cấu kiện

4.4.1. Nguyên tắc thiết kế “Dầm yếu – Cột mạnh”

Trong thiết kế kết cấu nhà cao tầng chịu tác dụng của tải trọng ngang (đặc biệt là tải trọng động đất), việc bảo đảm tính dẻo và cơ cấu phá hoại an toàn cho công trình là yêu cầu bắt buộc. Để đạt được mục tiêu này, quá trình thiết kế cốt thép cho dầm và cột tuân thủ nghiêm ngặt nguyên tắc “Dầm yếu – Cột mạnh” (Weak Beam – Strong Column).

Nội dung nguyên tắc: tại một nút khung, tổng khả năng chịu mô men uốn của các cột quy tụ về nút đó phải lớn hơn tổng khả năng chịu mô men uốn của các dầm cũng quy tụ về nút đó. TCVN 9386:2012 quy định điều kiện này như sau:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (4.7)$$

trong đó: $\sum M_{Rc}$ là tổng mô men kháng uốn tính toán của các tiết diện cột tại nút; $\sum M_{Rb}$ là tổng mô men kháng uốn tính toán của các tiết diện dầm tại nút.

Mục đích: định hướng cho sự hình thành “khớp dẻo” xảy ra trong dầm trước khi xảy ra trong cột. Khi kết cấu bị quá tải, các khớp dẻo trong dầm cho phép kết cấu biến dạng lớn, tiêu tán năng lượng của tải trọng động đất một cách hiệu quả, trong khi hệ cột vẫn đủ cứng vững để gánh đỡ toàn bộ tải trọng đứng, ngăn ngừa sự sụp đổ dây chuyền. Đây là cơ cấu phá hoại “dẻo”, có cảnh báo trước. Ngược lại, nếu cột bị phá hoại trước (cơ cấu “cột yếu – dầm mạnh”), sẽ dẫn đến phá hoại giòn, gây sụp đổ đột ngột cho cả một tầng và rất nguy hiểm.

Áp dụng trong thiết kế: sau khi tính toán cốt thép cho dầm và cột, tiến hành kiểm tra điều kiện Công thức 4.7 tại nút khung điển hình — xem §4.4.4.

4.4.2. Tính toán cốt thép dầm

Tiến hành tính toán cốt thép cho dầm điển hình của khung trục 3 tại tầng 5. Chọn **dầm B118** (nhịp giữa trục C và D) để tính toán chi tiết.

Thông số dầm B118:

- Tiết diện: $b \times h = 220 \times 400$ mm.
- Chiều dài nhịp tính toán: $L = 3,95$ m $\approx 4,0$ m.
- Vật liệu: bê tông B25 ($R_b = 14,5$ MPa; $R_{bt} = 1,05$ MPa); thép dọc CB400-V ($R_s = 350$ MPa); thép đai CB300-V ($R_{sw} = 210$ MPa).
- Chiều dày sàn: $h_s = 100$ mm.

a) Trích xuất và tổ hợp nội lực:

Từ biểu đồ bao nội lực trong ETABS, trích xuất các cặp giá trị mô men uốn M và lực cắt V lớn nhất tại các mặt cắt nguy hiểm (Bảng 4.5).

Bảng 4.5: Cặp nội lực nguy hiểm của dầm B118 tầng 5

Vị trí mặt cắt	Ký hiệu	M (kNm)	V (kN)
Gối trái (trục C)	A	-73,113	79,58
Giữa nhịp	B	+39,548	57,85
Gối phải (trục D)	C	-84,425	83,76

Nguồn: Trích xuất từ biểu đồ bao nội lực ETABS 2016

b) Tính toán cốt thép dọc chịu mô men:

Giả định lớp bê tông bảo vệ $c = 30$ mm, cốt đai $\varnothing 8$, cốt dọc giả định $\varnothing 16$. Chiều cao làm việc của tiết diện:

$$h_0 = h - a = 400 - \left(30 + 8 + \frac{16}{2} \right) = 354 \text{ mm} \quad (4.8)$$

Trường hợp mô men dương ở nhịp ($M = 39,548$ kNm):

Chiều rộng tính toán của cánh: $b'_f = b + 2c_1$, với $c_1 \leq \min\left(\frac{1}{6}L; 6h_s\right) = \min(667; 600) = 600$ mm, suy ra $b'_f \leq 1420$ mm. Để thiên về an toàn, chọn $b'_f = 880$ mm cho toàn bộ các dầm.

Giả thiết trục trung hòa đi qua cánh ($x \leq h_s = 100$ mm). Kiểm tra:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h_s \cdot (h_0 - 0,5h_s) = 14,5 \times 880 \times 100 \times (354 - 50) \times 10^{-6} = 387,9 \text{ kNm} > M = 39,548 \text{ kNm} \quad (4.9)$$

Do $M_f > M$ nên trục trung hòa đi qua cánh; tính cốt thép theo tiết diện chữ nhật lớn có kích thước $b'_f \times h = 880 \times 400$ mm:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{39,548 \times 10^6}{14,5 \times 880 \times 354^2} = 0,0247 \quad (4.10)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0247} = 0,0250 \quad (4.11)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,0250 \times 14,5 \times 880 \times 354}{350} = 323,2 \text{ mm}^2 \quad (4.12)$$

Hàm lượng cốt thép: $\mu = 323,2 / (880 \times 354) = 0,10\%$, thỏa mãn $\mu_{min} = 0,05\%$. Chọn bố trí 2 $\varnothing 16$ có $A_{s,ch} = 402 \text{ mm}^2$.

Trường hợp mô men âm ở gối ($M = 73,113$ kNm): tính theo tiết diện chữ nhật nhỏ $b \times h = 220 \times 400$ mm.

$$\alpha_m = \frac{73,113 \times 10^6}{14,5 \times 220 \times 354^2} = 0,183 \quad (4.13)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,183} = 0,204 \quad (4.14)$$

$$A_{s,goi} = \frac{0,204 \times 14,5 \times 220 \times 354}{350} = 657,0 \text{ mm}^2 \quad (4.15)$$

Hàm lượng cốt thép: $\mu = 657,0 / (220 \times 354) = 0,84\%$, thỏa mãn $\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} = 0,58 \times \frac{14,5}{350} = 2,40\%$. Chọn bố trí 3 $\varnothing 16$ + 2 $\varnothing 16$ có $A_{s,ch} = 1005 \text{ mm}^2$.

Thay sai tiết diện dầm khi tính cốt thép

Khi tính cốt thép tại gối, tiết diện tính toán là tiết diện **thực tế của dầm** ($b \times h = 220 \times 400$ mm), không phải một tiết diện nhỏ hơn.

Lỗi này có tính **hệ thống**: nó lặp lại ở mọi dòng “gối” trong bảng tổng hợp cốt thép. Hãy kiểm tra b trước khi thay vào công thức α_m .

c) Tính toán cốt thép đai chịu lực cắt (tại mặt cắt gối phải, $V = 83,76$ kN):

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_b = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \times 1,05 \times 220 \times 354 = 40\,887 \text{ N} = 40,887 \text{ kN} \quad (4.16)$$

Vì $V = 83,76 \text{ kN} > V_b = 40,887 \text{ kN}$, cần tính toán cốt đai. Yêu cầu cốt đai:

$$V_{sw} = V - V_b = 83,76 - 40,887 = 42,873 \text{ kN} \quad (4.17)$$

Giả sử chọn đai $\varnothing 8$ có $n = 2$ nhánh: $A_{sw} = 2 \times 50,3 = 100,6 \text{ mm}^2$; $R_{sw} = 210 \text{ MPa}$. Khoảng cách đai yêu cầu:

$$s_{yc} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot h_0}{V_{sw}} = \frac{210 \times 100,6 \times 354}{42,873 \times 10^3} = 174,4 \text{ mm} \quad (4.18)$$

Khoảng cách cấu tạo lớn nhất:

$$s_{ct,max} = \min\left(\frac{h}{2}; 300\right) = \min(200; 300) = 200 \text{ mm} \quad (4.19)$$

Kiểm tra điều kiện bê tông không bị phá hoại theo tiết diện nghiêng: $0,3R_b b h_0 = 0,3 \times 14,5 \times 220 \times 354 = 338,8 \text{ kN} > V = 83,76 \text{ kN}$ — đạt.

Chọn và bố trí: bố trí đai dày hơn ở gần gối $\varnothing 8a150$ trong đoạn $L/4$ từ mép gối; bố trí đai thưa hơn ở giữa nhịp $\varnothing 8a200$.

Hai lỗi khi tính cốt đai

(1) **Dùng sai lực cắt:** phải lấy V đúng tại mặt cắt đang xét (**Bảng 4.5**), không lấy nhầm giá trị ở mặt cắt khác.

(2) **Bước đai vô lý:** nếu s_{yc} tính ra lớn gấp nhiều lần kết quả tính tay (ví dụ 788 mm so với 152 mm) mà bảng đối chiếu vẫn ghi “sai số 0 %” thì bảng đã sai — phải truy lại công thức.

Đồng thời nhớ $s_{ct} = \min(h/2; 300) = \min(200; 300) = 200 \text{ mm}$.

d) Kiểm chứng kết quả bằng bảng tính Excel:

Để xác thực độ tin cậy của bảng tính Excel đã lập trình, tiến hành nhập các thông số đầu vào và nội lực của dầm B118 vào bảng tính (**Bảng 4.6**).

Bảng 4.6: So sánh kết quả tính tay và bảng tính Excel cho dầm B118

Hạng mục	Đơn vị	Tính tay	Bảng tính Excel	Sai số (%)
$A_{s,yc}$ (gối)	mm^2	657,0	657,0	0
$A_{s,yc}$ (giữa nhịp)	mm^2	323,2	323,2	0
Khoảng cách đai s_{yc}	mm	174,4	174,4	0

Nguồn: Tác giả tính toán — đã đính chính theo §4.4.2

Nhận xét: kết quả từ bảng tính Excel trùng khớp với kết quả tính tay. Điều này khẳng định bảng tính đã được lập trình chính xác và đáng tin cậy.

e) Bảng tổng hợp kết quả tính toán cốt thép cho toàn bộ các dầm:

Kết quả tính toán cốt thép cho toàn bộ các dầm của khung trục 3 được tổng hợp trong **Bảng 4.7**.

Bảng 4.7: Bảng tổng hợp kết quả tính toán cốt thép dầm khung trục 3

Tầng	Tên phần tử	L (m)	Vị trí	Lớp thép	cốt	M_{tt} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a_{gt} (mm)	h_0 (mm)	$A_{s,tt}$ (mm ²)	μ_{tt} (%)	Chọn thép	$A_{s,ch}$ (mm ²)	Cốt đai
ST	B118	4	GT	Trên		-26,56	220	400	46	354	222,00	0,29%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		20,53	880	400	46	354	166,91	0,05%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-38,30	220	400	46	354	325,54	0,42%	3Ø16	603	Ø8a100
ST	B54	3,75	GT	Trên		-57,57	220	400	46	354	504,02	0,65%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		19,37	880	400	46	354	157,36	0,05%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-21,50	220	400	46	354	178,46	0,23%	3Ø16	603	Ø8a100
ST	B55	3,75	GT	Trên		-30,43	220	400	46	354	255,74	0,33%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		21,04	880	400	46	354	171,07	0,05%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-49,76	220	400	46	354	430,31	0,55%	3Ø16	603	Ø8a100
ST	B116	4,05	GT	Trên		-48,53	220	400	46	354	418,88	0,54%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		24,50	880	400	46	354	199,44	0,06%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-16,56	220	400	46	354	136,55	0,18%	3Ø16	603	Ø8a100
T12	B177	1,02	GT	Trên		-0,22	220	300	46	254	2,48	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-16,41	220	300	46	254	192,60	0,34%	2Ø16	402	Ø8a100
T12	B118	4	GT	Trên		-57,83	220	400	46	354	506,50	0,65%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		28,07	880	400	46	354	228,77	0,07%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-59,70	220	400	46	354	524,47	0,67%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
T12	B54	3,75	GT	Trên		-84,87	220	400	46	354	779,04	1,00%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		31,84	880	400	46	354	259,9	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-44,36	220	400	46	354	380,46	0,49%	3Ø16	603	Ø8a100
T12	B55	3,75	GT	Trên		-60,32	220	400	46	354	530,45	0,68%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		30,05	880	400	46	354	245,08	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-67,97	220	400	46	354	605,38	0,78%	3Ø16	603	Ø8a100
T12	B116	4,05	GT	Trên		-63,12	220	400	46	354	557,63	0,72%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		25,21	880	400	46	354	205,31	0,07%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-32,37	220	400	46	354	272,79	0,35%	2Ø16	402	Ø8a100
T12	B171	1,22	GT	Trên		-10,17	220	300	46	254	117,37	0,21%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		0,00	220	300	46	254	0,00	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
T11	B177	1,02	GT	Trên		-0,24	220	300	46	254	2,70	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-16,43	220	300	46	254	192,85	0,35%	3Ø16	603	Ø8a100
T11	B118	4	GT	Trên		-57,52	220	400	46	354	503,54	0,65%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		29,24	880	400	46	354	238,42	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200

(còn tiếp trang sau)

(tiếp theo Bảng 4.6)

Tầng	Tên tử	phần L (m)	Vị trí	Lớp thép	cốt	M_{tt} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a_{gt} (mm)	h_0 (mm)	$A_{s,tt}$ (mm ²)	μ_{tt} (%)	Chọn thép	$A_{s,ch}$ (mm ²)	Cốt đai
T11	B54	3,75	GP	Trên		-62,08	220	400	46	354	547,50	0,70%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-85,43	220	400	46	354	785,00	1,01%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		31,82	880	400	46	354	259,72	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T11	B55	3,75	GP	Trên		-45,88	220	400	46	354	394,40	0,51%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-60,09	220	400	46	354	528,23	0,68%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		29,89	880	400	46	354	243,83	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T11	B116	4,05	GP	Trên		-70,39	220	400	46	354	629,54	0,81%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-64,01	220	400	46	354	566,33	0,73%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		26,22	880	400	46	354	213,55	0,07%	2Ø16	402	Ø8a200
T11	B171	1,22	GP	Trên		-33,00	220	400	46	354	278,35	0,36%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-10,27	220	300	46	254	118,56	0,21%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T10	B177	1,02	GP	Trên		-0,02	220	300	46	254	0,22	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-0,28	220	300	46	254	3,15	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T10	B118	4	GP	Trên		-16,46	220	300	46	254	193,21	0,35%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-59,78	220	400	46	354	525,24	0,67%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		30,20	880	400	46	354	246,35	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T10	B54	3,75	GP	Trên		-65,32	220	400	46	354	579,18	0,74%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-87,31	220	400	46	354	805,14	1,03%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		32,28	880	400	46	354	263,55	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T10	B55	3,75	GP	Trên		-49,12	220	400	46	354	424,36	0,54%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-62,67	220	400	46	354	553,24	0,71%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		30,02	880	400	46	354	244,85	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T10	B116	4,05	GP	Trên		-72,81	220	400	46	354	653,92	0,84%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-66,70	220	400	46	354	592,79	0,76%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		26,94	880	400	46	354	219,52	0,07%	2Ø16	402	Ø8a200
T10	B171	1,22	GP	Trên		-35,91	220	400	46	354	304,17	0,39%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-10,27	220	300	46	254	118,56	0,21%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T9	B177	0,97	GP	Trên		-0,02	220	300	46	254	0,22	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-0,33	220	300	46	254	3,72	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T9	B118	3,95	GP	Trên		-15,15	220	300	46	254	177,20	0,32%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-65,15	220	400	46	354	577,51	0,74%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		32,74	880	400	46	354	267,28	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200

(còn tiếp trang sau)

(tiếp theo Bảng 4.6)

Tầng	Tên tử	phần L (m)	Vị trí	Lớp thép	cốt	M_{tt} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a_{gt} (mm)	h_0 (mm)	$A_{s,tt}$ (mm ²)	μ_{tt} (%)	Chọn thép	$A_{s,ch}$ (mm ²)	Cốt đai
T9	B54	3,7	GP	Trên		-69,38	220	400	46	354	619,43	0,80%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-90,54	220	400	46	354	840,13	1,08%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		34,50	880	400	46	354	281,89	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T9	B55	3,7	GP	Trên		-54,03	220	400	46	354	470,36	0,60%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-68,64	220	400	46	354	612,05	0,79%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		33,14	880	400	46	354	270,6	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T9	B116	4	GP	Trên		-76,30	220	400	46	354	689,49	0,89%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-71,63	220	400	46	354	642,00	0,82%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		29,69	880	400	46	354	242,14	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T9	B171	1,22	GP	Trên		-42,06	220	400	46	354	359,49	0,46%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-9,58	220	300	46	254	110,39	0,20%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T8	B177	0,97	GP	Trên		-0,03	220	300	46	254	0,34	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-0,72	220	300	46	254	8,11	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T8	B118	3,95	GP	Trên		-8,82	220	300	46	254	101,43	0,18%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-61,32	220	400	46	354	540,13	0,69%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		31,53	880	400	46	354	257,32	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T8	B54	3,7	GP	Trên		-63,23	220	400	46	354	558,70	0,72%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-84,64	220	400	46	354	776,59	1,00%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		27,55	880	400	46	354	224,53	0,07%	2Ø16	402	Ø8a200
T8	B55	3,7	GP	Trên		-51,23	220	400	46	354	444,03	0,57%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-68,77	220	400	46	354	613,34	0,79%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		37,31	880	400	46	354	305,14	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200
T8	B116	4	GP	Trên		-78,07	220	400	46	354	707,72	0,91%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-76,80	220	400	46	354	694,63	0,89%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		31,15	880	400	46	354	254,22	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T8	B171	1,22	GP	Trên		-48,42	220	400	46	354	417,86	0,54%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-9,64	220	300	46	254	111,10	0,20%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T7	B177	0,97	GP	Trên		-0,42	220	300	46	254	4,73	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-0,39	220	300	46	254	4,39	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1,00	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T7	B118	3,95	GP	Trên		-15,16	220	300	46	254	177,32	0,32%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-73,92	220	400	46	354	665,18	0,85%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		37,19	880	400	46	354	304,16	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200

(còn tiếp trang sau)

(tiếp theo Bảng 4.6)

Tầng	Tên tử	phần L (m)	Vị trí	Lớp thép	cốt	M_{tt} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a_{gt} (mm)	h_0 (mm)	$A_{s,tt}$ (mm ²)	μ_{tt} (%)	Chọn thép	$A_{s,ch}$ (mm ²)	Cốt đai
T7	B54	3,7	GP	Trên		-80,08	220	400	46	354	728,59	0,94%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-97,625	220	400	46	354	918,74	1,18%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		36,407	880	400	46	354	297,66	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200
T7	B55	3,7	GP	Trên		-65,045	220	400	46	354	576,48	0,74%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-78,65	220	400	46	354	713,73	0,92%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		37,59	880	400	46	354	307,46	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200
T7	B116	4	GP	Trên		-84,284	220	400	46	354	772,81	0,99%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-81,105	220	400	46	354	739,30	0,95%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		32,816	880	400	46	354	267,95	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T7	B171	1,22	GP	Trên		-51,515	220	400	46	354	446,70	0,57%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-9,619	220	300	46	254	110,85	0,20%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T6	B177	0,97	GP	Trên		-0,062	220	300	46	254	0,70	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-0,407	220	300	46	254	4,58	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T6	B118	3,95	GP	Trên		-15,142	220	300	46	254	177,10	0,32%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-75,225	220	400	46	354	678,48	0,87%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		38,761	880	400	46	354	317,17	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200
T6	B54	3,7	GP	Trên		-83,501	220	400	46	354	764,52	0,98%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-97,498	220	400	46	354	917,31	1,18%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		36,278	880	400	46	354	296,59	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200
T6	B55	3,7	GP	Trên		-68,534	220	400	46	354	610,99	0,78%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-80,024	220	400	46	354	728,01	0,93%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		38,35	880	400	46	354	313,76	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200
T6	B116	4	GP	Trên		-85,855	220	400	46	354	789,54	1,01%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-82,892	220	400	46	354	758,08	0,97%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		33,399	880	400	46	354	272,77	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T6	B171	1,22	GP	Trên		-54,05	220	400	46	354	470,55	0,60%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-9,629	220	300	46	254	110,97	0,20%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T5	B177	0,97	GP	Trên		-0,096	220	300	46	254	1,08	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-0,436	220	300	46	254	4,91	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T5	B118	3,95	GP	Trên		-15,072	220	300	46	254	176,25	0,32%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-73,113	220	400	46	354	656,99	0,84%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		39,548	880	400	46	354	323,7	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200

(còn tiếp trang sau)

(tiếp theo Bảng 4.6)

Tầng	Tên tử	phần L (m)	Vị trí	Lớp thép	cốt	M_{tt} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a_{gt} (mm)	h_0 (mm)	$A_{s,tt}$ (mm ²)	μ_{tt} (%)	Chọn thép	$A_{s,ch}$ (mm ²)	Cốt đai
T5	B54	3,7	GP	Trên		-84,425	220	400	46	354	774,31	0,99%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-93,882	220	400	46	354	876,88	1,13%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		35,282	880	400	46	354	288,34	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T5	B55	3,7	GP	Trên		-68,876	220	400	46	354	614,40	0,79%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-78,75	220	400	46	354	714,77	0,92%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		36,852	880	400	46	354	301,34	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200
T5	B116	4	GP	Trên		-83,539	220	400	46	354	764,92	0,98%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-81,939	220	400	46	354	748,05	0,96%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		33,195	880	400	46	354	271,08	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T5	B171	1,22	GP	Trên		-53,844	220	400	46	354	468,61	0,60%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-9,475	220	300	46	254	109,15	0,20%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T4	B177	0,92	GP	Trên		-0,111	220	300	46	254	1,25	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-0,448	220	300	46	254	5,04	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T4	B118	3,9	GP	Trên		-13,681	220	300	46	254	159,38	0,29%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-68,779	220	400	46	354	613,43	0,79%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		40,039	880	400	46	354	327,78	0,11%	2Ø16	402	Ø8a200
T4	B54	3,65	GP	Trên		-82,648	220	400	46	354	755,51	0,97%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-88	220	400	46	354	812,57	1,04%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		35,047	880	400	46	354	286,4	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T4	B55	3,65	GP	Trên		-68,163	220	400	46	354	607,30	0,78%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-76,754	220	400	46	354	694,16	0,89%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		36,826	880	400	46	354	301,13	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200
T4	B116	3,95	GP	Trên		-79,427	220	400	46	354	721,79	0,93%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-79,037	220	400	46	354	717,74	0,92%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		32,746	880	400	46	354	267,37	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T4	B171	1,22	GP	Trên		-52,2	220	400	46	354	453,13	0,58%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-8,673	220	300	46	254	99,71	0,18%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T3	B177	0,92	GP	Trên		-0,154	220	300	46	254	1,73	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-0,44	220	300	46	254	4,95	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T3	B118	3,9	GP	Trên		-13,425	220	300	46	254	156,29	0,28%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-66,748	220	400	46	354	593,27	0,76%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		36,328	880	400	46	354	297	0,10%	2Ø16	402	Ø8a200

(còn tiếp trang sau)

(tiếp theo Bảng 4.6)

Tầng	Tên tử	phần L (m)	Vị trí	Lớp thép	cốt	M_{tt} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a_{gt} (mm)	h_0 (mm)	$A_{s,tt}$ (mm ²)	μ_{tt} (%)	Chọn thép	$A_{s,ch}$ (mm ²)	Cốt đai
T3	B54	3,65	GP	Trên		-77,212	220	400	46	354	698,87	0,90%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-81,136	220	400	46	354	739,63	0,95%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		33,281	880	400	46	354	271,79	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T3	B55	3,65	GP	Trên		-65,822	220	400	46	354	584,13	0,75%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-72,604	220	400	46	354	651,83	0,84%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		33,657	880	400	46	354	274,9	0,09%	2Ø16	402	Ø8a200
T3	B116	3,95	GP	Trên		-73,917	220	400	46	354	665,15	0,85%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			GT	Trên		-72,362	220	400	46	354	649,39	0,83%	3Ø16+2Ø16	1005	Ø8a100
			N	Dưới		30,21	880	400	46	354	246,44	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T3	B171	1,22	GP	Trên		-51,066	220	400	46	354	442,50	0,57%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-8,431	220	300	46	254	96,86	0,17%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T2	B177	0,92	GP	Trên		-0,184	220	300	46	254	2,07	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-0,416	220	300	46	254	4,68	0,01%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T2	B118	3,9	GP	Trên		-13,234	220	300	46	254	153,99	0,28%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-53,808	220	400	46	354	468,27	0,60%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		30,045	880	400	46	354	245,08	0,08%	2Ø16	402	Ø8a200
T2	B54	3,65	GP	Trên		-60,71	220	400	46	354	534,22	0,69%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-61,633	220	400	46	354	543,16	0,70%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		28,009	880	400	46	354	228,31	0,07%	2Ø16	402	Ø8a200
T2	B55	3,65	GP	Trên		-51,373	220	400	46	354	445,37	0,57%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-56,027	220	400	46	354	489,30	0,63%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		27,979	880	400	46	354	228,06	0,07%	2Ø16	402	Ø8a200
T2	B116	3,95	GP	Trên		-56,434	220	400	46	354	493,17	0,63%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-53,529	220	400	46	354	465,63	0,60%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		23,843	880	400	46	354	194,06	0,06%	2Ø16	402	Ø8a200
T2	B171	1,22	GP	Trên		-40,642	220	400	46	354	346,64	0,45%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-7,903	220	300	46	254	90,67	0,16%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		1	880	300	46	254	11,26	0,01%	2Ø16	402	Ø8a200
T1	B118	3,9	GP	Trên		-0,182	220	300	46	254	2,05	0,00%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-29,795	220	400	46	354	250,18	0,32%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		23,247	880	400	46	354	189,17	0,06%	2Ø16	402	Ø8a200
T1	B54	3,65	GP	Trên		-31,923	220	400	46	354	268,85	0,35%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-27,341	220	400	46	354	228,78	0,29%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		18,267	880	400	46	354	148,38	0,05%	2Ø16	402	Ø8a200

(còn tiếp trang sau)

(tiếp theo Bảng 4.6)

Tầng	Tên phần tử	L (m)	Vị trí	Lớp thép	cốt	M_{tt} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a_{gt} (mm)	h_0 (mm)	$A_{s,tt}$ (mm ²)	μ_{tt} (%)	Chọn thép	$A_{s,ch}$ (mm ²)	Cốt đai
T1	B55	3,65	GP	Trên		-27,12	220	400	46	354	226,86	0,29%	2Ø16	402	Ø8a100
			GT	Trên		-43,306	220	400	46	354	370,83	0,48%	2Ø16	402	Ø8a100
			N	Dưới		40,136	880	400	46	354	328,59	0,11%	2Ø16	402	Ø8a200
T1	B116	3,95	GP	Trên		-48,934	220	400	46	354	422,63	0,54%	3Ø16	603	Ø8a100
			GT	Trên		-39,869	220	400	46	354	339,66	0,44%	3Ø16	603	Ø8a100
			N	Dưới		28,046	880	400	46	354	228,61	0,07%	2Ø16	402	Ø8a200
			GP	Trên		-35,223	220	400	46	354	298,05	0,38%	2Ø16	402	Ø8a100

Nguồn: Tác giả tổng hợp từ kết quả phân tích ETABS 2016 và bảng tính Excel. Ghi chú: GT — gối trái; N — nhịp; GP — gối phải. Với tiết diện nhịp (b = 880 mm) cốt thép được tính theo sơ đồ tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng nén.

4.4.3. Tính toán cốt thép cột

Tiến hành tính toán cốt thép cho cột điển hình của khung trục 3 tại vị trí chịu lực bất lợi. Chọn **cột C15** (cột giữa tại trục D) tại tầng 2 để tính toán chi tiết.

Thông số cột C15 (tầng 2):

- Tiết diện: $b \times h = C_x \times C_y = 220 \times 600 \text{ mm}$.
- Chiều dài tính toán: $l_{0x} = l_{0y} = \psi L = 0,7 \times 4200 = 2940 \text{ mm}$ (cầu kiện một đầu khớp cố định và một đầu ngàm cứng, hệ số $\psi = 0,7$).
- Vật liệu: bê tông B25 ($R_b = 14,5 \text{ MPa}$); thép CB400-V ($R_s = R_{sc} = 350 \text{ MPa}$).
- Bài toán: nén lệch tâm xiên quy về lệch tâm phẳng.

a) Trích xuất và lựa chọn cặp nội lực nguy hiểm:

Cặp nội lực nguy hiểm nhất tại mặt cắt chân cột C15 tầng 2 (tổ hợp M2max):

- Lực dọc tính toán: $N = 2121,67 \text{ kN}$.
- Mô men uốn tính toán: $M_2 = 12,03 \text{ kNm}$; $M_3 = 7,14 \text{ kNm}$.

b) Xác định các thông số tính toán:

Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_{ax} = \max\left(\frac{l_{0x}}{600}; \frac{C_x}{30}; 10\right) = \max\left(\frac{2940}{600}; \frac{220}{30}; 10\right) = 10 \text{ mm} \quad (4.20)$$

$$e_{ay} = \max\left(\frac{l_{0y}}{600}; \frac{C_y}{30}; 10\right) = \max\left(\frac{2940}{600}; \frac{600}{30}; 10\right) = 20 \text{ mm} \quad (4.21)$$

Độ lệch tâm tĩnh học:

$$e_{1x} = \frac{M_x}{N} = \frac{12,03 \times 1000}{2121,67} = 5,67 \text{ mm}; \quad e_{1y} = \frac{M_y}{N} = \frac{7,14 \times 1000}{2121,67} = 3,37 \text{ mm} \quad (4.22)$$

Độ lệch tâm tính toán (hệ siêu tĩnh): $e_{0x} = \max(e_{ax}; e_{1x}) = \max(10; 5,67) = 10 \text{ mm}$; $e_{0y} = \max(e_{ay}; e_{1y}) = \max(20; 3,37) = 20 \text{ mm}$.

Độ mảnh tính toán theo hai phương:

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{l_{0x}}{0,288C_x} = \frac{2940}{0,288 \times 220} = 46,4; \quad \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{2940}{0,288C_y} = \frac{2940}{0,288 \times 600} = 17,01 \quad (4.23)$$

Do $\lambda_x = 46,4 > 14$ và $\lambda_y = 17,01 > 14$, phải xét ảnh hưởng của uốn dọc theo cả hai phương.

c) Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc:

Giả thiết hàm lượng cốt thép $\mu_t = 1,2\%$ để tính độ cứng.

Hệ số k_b kể đến ảnh hưởng của thời hạn tác dụng của tải trọng:

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_L (0,3 + \delta_e)} = \frac{0,15}{2 \times \left(0,3 + \frac{10}{600}\right)} = 0,237 \quad (4.24)$$

với $\varphi_L = 1 + \frac{M_{L1}}{M_L} \leq 2$, lấy $\varphi_L = 2$ (tải trọng tác dụng dài hạn chiếm tỷ lệ lớn); $\delta_e = e_{0x}/C_y = 10/600 = 0,0167$.

Mô men quán tính của cốt thép và của tiết diện bê tông:

$$\begin{aligned} I_s &= A_s (0,5h - a)^2 + A_{sc} (0,5h - a')^2 \\ &= \mu_{gt} \cdot b \cdot h_0 \cdot (0,5h - a)^2 \\ &= 1,2 \times 10^{-2} \times 220 \times 549,5 \times 249,5^2 = 9,03 \times 10^7 \text{ mm}^4 \end{aligned} \quad (4.25)$$

$$I_b = \frac{C_x C_y^3}{12} = \frac{220 \times 600^3}{12} = 3,96 \times 10^9 \text{ mm}^4 \quad (4.26)$$

Độ cứng chống uốn dọc:

$$D = k_b E_b I_b + k_s E_s I_s = 0,237 \times 30\,000 \times 3,96 \times 10^9 + 0,7 \times 200\,000 \times 9,03 \times 10^7 = 40\,798 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad (4.27)$$

Lực dọc tới hạn và hệ số kể đến uốn dọc:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 D}{l_{0x}^2} = \frac{\pi^2 \times 40\,798,33}{2,94^2} = 46\,585,14 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{2121,67}{46\,585,14}} = 1,05 \quad (4.28)$$

Nhằm đại lượng và nhằm cạnh tiết diện

(1) Độ cứng D ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$) và lực dọc tới hạn $N_{cr,x}$ (kN) là **hai đại lượng khác nhau** — không được in $N_{cr,x} = D$.

(2) Khi tính $\delta_e = e_0/h$, cạnh h là cạnh tiết diện **theo phương đang xét uốn dọc**. Ở đây uốn quanh trục y nên $h = C_y = 600 \text{ mm}$, **không** phải 220 mm .

Mô men tăng lên do uốn dọc theo phương X: $M_x^* = N \eta_x e_{0x} = 2121,67 \times 1,05 \times 10 \times 10^{-3} = 22,28 \text{ kNm}$.

Theo phương Y, tính toán tương tự được $\eta_y = 2,02$, do đó: $M_y^* = N \eta_y e_{0y} = 2121,67 \times 2,02 \times 20 \times 10^{-3} = 85,72 \text{ kNm}$.

Xét tỷ số $\frac{M_x^*}{C_x} = \frac{22,28}{220} = 0,101$ và $\frac{M_y^*}{C_y} = \frac{85,72}{600} = 0,143$. Do $\frac{M_y^*}{C_y} > \frac{M_x^*}{C_x}$, bài toán được đưa về **lệch tâm phẳng tương đương theo phương Y**, với:

$$\begin{cases} h = C_y = 600 \text{ mm} \\ b = C_x = 220 \text{ mm} \\ M_1 = M_y^* = 85,72 \text{ kNm} \\ M_2 = M_x^* = 22,28 \text{ kNm} \\ e_a = e_{ax} + 0,2e_{ay} = 20 + 0,2 \times 10 = 22 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.29)$$

d) Tính toán diện tích cốt thép:

$$x_1 = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{2121,67 \times 10^3}{0,85 \times 14,5 \times 220} = 782,47 \text{ mm} \quad (4.30)$$

Do $x_1 > h_0 = 549,5 \text{ mm}$, hệ số chuyển đổi $m_0 = 0,4$. Mô men tương đương:

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 85,72 + 0,4 \times 22,28 \times \frac{0,6}{0,22} = 110,03 \text{ kNm} \quad (4.31)$$

Độ lệch tâm tính toán:

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 51,86 + \frac{600}{2} - 50,5 = 301,36 \text{ mm} \quad (4.32)$$

với $e_0 = \max(e_a; e_1) = \max(22; 51,86) = 51,86 \text{ mm}$ và $e_1 = M/N = 110,03/2121,67 \times 10^3 = 51,86 \text{ mm}$.

Xét $e_0/h_0 = 51,86/549,5 = 0,09 < 0,3$: cấu kiện chịu **nén lệch tâm rất bé**, tính toán gần như nén đúng tâm. Hệ số độ lệch tâm:

$$\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)} = \frac{1}{(0,5 - 0,09)(2 + 0,09)} = 1,17 \quad (4.33)$$

Hệ số uốn dọc khi xét thêm nén đúng tâm:

$$\varphi = \min(1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda; 1) = 0,89; \quad \varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3} = 0,92 \quad (4.34)$$

Diện tích toàn bộ cốt thép dọc:

$$A_{st} = \frac{\gamma_e N}{\varphi} - \gamma_b R_b b h \cdot \frac{1}{R_{sc} - \gamma_b R_b} \quad (4.35)$$

Thay số ($\gamma_e N/\varphi = 0,89 \times 2121,67 \times 10^3$; $\gamma_b R_b b h = 0,85 \times 14,5 \times 220 \times 600$; $R_{sc} - \gamma_b R_b = 350 - 0,85 \times 14,5$):

$$A_{st} = \frac{1888,29 \times 10^3 - 1626,90 \times 10^3}{337,675} = 3672,02 \text{ mm}^2 \quad (4.36)$$

Chọn cốt thép: 8Ø25 có $A_{s,ch} = 3927 \text{ mm}^2$. Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{min} = 0,4\% \leq \mu = \frac{A_{s,ch}}{b \cdot h} = \frac{3927}{220 \times 600} = 2,97\% \leq \mu_{max} = 4\% \quad \text{— đạt} \quad (4.37)$$

Hàm lượng cốt thép vượt giới hạn hoặc không thi công được

Khi chọn thép cột phải kiểm tra **đồng thời** hai điều:

1. $\mu = A_{st}/(bh) \leq \mu_{max} = 4\%$. Tính nhẩm cũng thấy $6872/(220 \times 600) = 5,21\%$ là **vượt** giới hạn.
2. Số thanh phải **xếp vừa** bề rộng tiết diện — với $b = 220 \text{ mm}$ chỉ xếp được tối đa 3 thanh Ø25 trên một lớp.

Cách xử lý đúng: chọn lại thép theo $A_{st,tt}$; nếu vẫn không đủ chỗ thì **phải tăng bề rộng cột** — đừng nhồi thép.

e) Kiểm chứng bằng bảng tính Excel:

Bảng 4.8: So sánh kết quả tính tay và bảng tính Excel cho cột C15 tầng 2

Hạng mục	Đơn vị	Tính tay	Bảng tính Excel	Sai số (%)
Phân loại bài toán	—	Nén lệch tâm bé	Nén lệch tâm bé	—
Tổng diện tích cốt thép yêu cầu $A_{st,yc}$	mm ²	3672,02	3671,02	≈ 0,03

Nguồn: Tác giả tổng hợp

Nhận xét: kết quả từ bảng tính Excel trùng khớp với kết quả tính tay.

f) Bảng tổng hợp cốt thép cột:

Sau khi bảng tính đã được xác thực, tiến hành áp dụng để tính toán cho toàn bộ các cột của khung. Kết quả tổng hợp trong **Bảng 4.9**.

Bảng 4.9: Bảng tổng hợp cốt thép cột

Cột	Nhóm tầng	C_x (mm)	C_y (mm)	$A_{st,max}$ (mm ²)	μ_{tt} (%)	Chọn	$A_{s,ch}$ (mm ²)	μ_{ch} (%)	Ghi chú
C15	T10-ST	220	400	1818,53	2,07	6Ø20	1885	2,14	Đạt
C15	T5-T9	220	500	5115,93	4,65	12Ø25	5890	5,35	$\mu > 4\%$: tăng tiết diện
C15	T1-T4	220	600	6789,20	5,14	14Ø25	6872	5,21	$\mu > 4\%$: tăng tiết diện
C11	T10-ST	220	500	3111,24	2,83	10Ø20	3142	2,86	Đạt
C11	T5-T9	220	600	6853,86	5,19	14Ø25	6872	5,21	$\mu > 4\%$: tăng tiết diện
C11	T1-T4	220	700	3954,29	2,57	16Ø25	7854	5,10	$\mu > 4\%$: giảm số thanh
C13	T10-ST	220	500	3949,73	3,59	10Ø20	3142	2,86	$A_{s,ch} < A_{st,yc}$: tăng thép
C13	T5-T9	220	600	6812,30	5,16	14Ø25	6872	5,21	$\mu > 4\%$: tăng tiết diện
C13	T1-T4	220	700	4431,62	2,88	16Ø25	7854	5,10	$\mu > 4\%$: giảm số thanh
C12	T10-ST	220	500	2739,88	2,49	10Ø20	3142	2,86	Đạt
C12	T5-T9	220	600	6544,79	4,96	14Ø25	6872	5,21	$\mu > 4\%$: tăng tiết diện
C12	T1-T4	220	700	3585,16	2,33	16Ø25	7854	5,10	$\mu > 4\%$: giảm số thanh
C16	T10-ST	220	400	1103,43	1,25	6Ø20	1885	2,14	Đạt
C16	T5-T9	220	500	2609,32	2,37	12Ø25	5890	5,35	$\mu > 4\%$: giảm số thanh
C16	T1-T4	220	600	6670,19	5,05	14Ø25	6872	5,21	$\mu > 4\%$: tăng tiết diện

Nguồn: Tác giả tổng hợp từ kết quả bảng tính Excel. Ghi chú: $\mu_{tt} = A_{st,max}/(C_x C_y)$; $\mu_{ch} = A_{s,ch}/(C_x C_y)$; giới hạn $\mu_{max} = 4\%$ (giới hạn thực hành để bảo đảm thi công được và tiết kiệm; TCVN 5574:2018 không chế $\mu \leq 6\%$)

Đọc bảng tổng hợp cốt thép cột

Bảng này giữ nguyên *số thật* của bảng tính gốc (số thanh và đường kính do sinh viên chọn) nhưng **tính lại** các giá trị hàm lượng cốt thép. Kết quả cho thấy **12 trong 15 nhóm** có hàm lượng cốt thép chọn vượt 4% — nguyên nhân là sinh viên chọn số thanh theo các bước nhảy lớn (6Ø20 → 12Ø25 → 14Ø25 → 16Ø25) thay vì bám sát $A_{st,tt}$. Đây là bài học thiết kế quan trọng: cần chọn lại tổ hợp (số thanh × đường kính) sao cho $A_{s,ch}$ vừa đủ lớn hơn $A_{st,tt}$, đồng thời μ nằm trong khoảng kinh tế 1% ÷ 3%, và số thanh phải xếp vừa bề rộng tiết diện.

4.4.4. Kiểm tra điều kiện “Dầm yếu – Cột mạnh”

Thực hiện kiểm tra điều kiện **Công thức 4.7** tại **nút khung D3 tầng 5** — nút giao giữa trục 3 và trục D tại cao độ sàn tầng 5. Quy tụ về nút này gồm 2 dầm (B118 và B54) và 2 cột (C15 tầng 5 phía dưới, C15 tầng 6 phía trên).

Mô men kháng uốn tính toán của tiết diện được xác định theo công thức:

$$M_R = R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad \text{với } x = \frac{R_s A_s}{R_b b} \quad (4.38)$$

Bảng 4.10: Kiểm tra điều kiện “dầm yếu – cột mạnh” tại nút D3 tầng 5

Cấu kiện	Tiết diện (mm)	A_s (mm ²)	x (mm)	M_R (kNm)
Dầm B118 (gối phải, tại nút D)	220 × 400	1005	110,3	105,12
Dầm B54 (gối trái, tại nút D)	220 × 400	1005	110,3	105,12
$\sum M_{Rb}$				210,24
Cột C15 tầng 5 (dưới nút)	220 × 500	1473	161,6	190,08
Cột C15 tầng 6 (trên nút)	220 × 500	1473	161,6	190,08
$\sum M_{Rc}$				380,16

Nguồn: Tác giả tính toán. Ghi chú: với cột, A_s là diện tích cốt thép chịu kéo ở một mặt tiết diện ($= A_{st}/4$ khi cốt thép phân bố đều trên 4 mặt)

Kiểm tra: $\sum M_{Rc} = 380,16 \text{ kNm} \geq 1,3 \sum M_{Rb} = 1,3 \times 210,24 = 273,31 \text{ kNm}$ — **ĐẠT**.

Nguyên tắc “dầm yếu – cột mạnh” phải được KIỂM TRA

Nêu nguyên tắc “dầm yếu – cột mạnh” là chưa đủ: hội đồng sẽ hỏi ngay **số liệu kiểm tra**.

Phải kiểm tra định lượng tại nút khung (Mục 4.4.4) và kiểm tra cho **tất cả** các nút, không chỉ một nút điển hình. Nút nào không đạt thì tăng cốt thép cột hoặc giảm cốt thép dầm tại nút đó.

4.4.5. Kiểm tra độ võng và khe nứt của dầm

Trạng thái giới hạn thứ hai (độ võng, khe nứt) phải được kiểm tra cho **cả dầm**, không chỉ cho bản sàn. Mục này trình bày hai phép kiểm tra bắt buộc cho dầm B118 tầng 5.

a) Kiểm tra độ võng:

Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên dầm (gồm trọng lượng bản thân dầm, tính tải lớp hoàn thiện truyền từ sàn, tường và hoạt tải):

- Trọng lượng bản thân dầm: $g_d = 0,22 \times 0,40 \times 25 = 2,20 \text{ kN/m}$.
- Tĩnh tải và hoạt tải từ sàn (bề rộng truyền tải $\approx 4,0 \text{ m}$): $(g_{tc} + p_{tc}) \times 4,0 = (3,84 + 1,95) \times 4,0 = 23,16 \text{ kN/m}$.
- Tải trọng tường: $g_t = 6,53 \text{ kN/m}$ (theo Công thức 4.1).
- Tổng: $q_{tc} \approx 31,9 \text{ kN/m}$.

$$\text{Mô men quán tính tiết diện: } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{220 \times 400^3}{12} = 1,1733 \times 10^9 \text{ mm}^4.$$

Độ võng lớn nhất (sơ đồ dầm đơn giản, thiên về an toàn):

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{tc} L^4}{E_b I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{31,9 \times 4000^4}{30\,000 \times 1,1733 \times 10^9} = 3,02 \text{ mm} \quad (4.39)$$

Kể đến ảnh hưởng của từ biến (hệ số ≈ 2 đối với tải trọng dài hạn): $f_{lt} \approx 2 \times 3,02 = 6,04 \text{ mm}$.

Giới hạn cho phép: $[f] = L/200 = 4000/200 = 20 \text{ mm}$. Vậy $f_{lt} = 6,04 \text{ mm} < [f] = 20 \text{ mm}$ — **ĐẠT**.

b) Kiểm tra bề rộng khe nứt:

Mô men tiêu chuẩn tại mặt cắt gối: $M_{tc} \approx 73,113 \times 0,843 = 61,63 \text{ kNm}$ (tỷ số $q_{tc}/q_{tt} = 0,843$). Ứng suất trong cốt thép:

$$\sigma_s = \frac{M_{tc}}{A_s \cdot z} = \frac{61,63 \times 10^6}{1005 \times 317,2} = 193,3 \text{ MPa} \quad (4.40)$$

với $z = h_0 - x/3 = 354 - 110,3/3 = 317,2$ mm. Bề rộng khe nứt theo TCVN 5574:2018:

$$a_{crc} = 20 (3,5 - 100\mu) \delta \eta \varphi_l \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{d} = 20 \times 2,21 \times 1 \times 1 \times 1 \times \frac{193,3}{200\,000} \times \sqrt[3]{16} = 0,108 \text{ mm} \quad (4.41)$$

với $\mu = 1005/(220 \times 354) = 1,29\%$; $\delta = 1$ (cấu kiện chịu uốn); $\eta = 1$ (thép có gờ); $\varphi_l = 1$ (tải trọng ngắn hạn). Giới hạn cho phép đối với cấp chống nứt 3 (khe nứt ngắn hạn): $[a_{crc}] = 0,3$ mm. Vậy $a_{crc} = 0,108 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$ — **ĐẠT**.

4.4.6. Neo và nối cốt thép

Neo và nối cốt thép là yêu cầu cấu tạo **bắt buộc**, phải được trình bày trong thuyết minh. Các yêu cầu áp dụng theo TCVN 5574:2018:

- **Chiều dài neo cơ sở:** $l_{0,an} = \alpha \cdot l_0 \cdot \frac{A_s}{A_{s,tt}} \geq l_{0,an,min}$, trong đó $l_0 = \frac{R_s}{4R_b} d$ đối với thép có gờ; với CB400-V, B25: $l_0 = \frac{350}{4 \times 14,5} d = 6,03d$. Với $\varnothing 25$: $l_{0,an} = 151$ mm, lấy tròn 250 mm (không nhỏ hơn $20d = 500$ mm trong vùng kháng chấn).
- **Nối cốt thép dọc:** ưu tiên nối hàn hoặc nối bằng ống nối cơ khí. Nếu nối buộc, chiều dài nối phải $\geq 1,3l_{0,an}$ và phải bố trí so le (không nối quá 50% số thanh trong cùng một mặt cắt).
- **Vùng nút khung (vùng tới hạn):** theo TCVN 9386:2012, trong đoạn $l_{cr} = \max(h_c; l_{cl}/6; 450 \text{ mm})$ kể từ mặt sàn, phải bố trí cốt đai dày hơn với bước $\leq \min(b_0/2; 100 \text{ mm})$ đối với cấp dẻo kết cấu DCM.
- **Neo cốt thép dầm vào cột:** cốt thép dọc của dầm phải được neo vào nút khung với chiều dài $\geq l_{0,an}$, trong đó cốt thép lớp dưới (chịu mô men dương) phải được neo qua trục cột ít nhất $10d$.
- **Cốt đai vùng tới hạn của dầm:** bước đai $s \leq \min(h/4; 8d_{min}; 100 \text{ mm})$ trong đoạn l_{cr} .

4.5. Kiểm tra các điều kiện của kết cấu tổng thể

Sau khi mô hình hoàn chỉnh, tiến hành kiểm tra các điều kiện về biến dạng và ổn định của công trình.

4.5.1. Kiểm tra chuyển vị ngang tại đỉnh công trình

Mục đích: bảo đảm công trình có đủ độ cứng tổng thể.

Giới hạn cho phép: theo TCXD 198:1997 (Nhà cao tầng — Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép toàn khối):

$$[\Delta_{dinh}] = \frac{H}{500} = \frac{43\,800}{500} = 87,6 \text{ mm} \quad (4.42)$$

Kết quả từ ETABS: $\Delta_{dinh,X} = 67,8$ mm; $\Delta_{dinh,Y} = 30,6$ mm (giá trị bao, do tổ hợp động đất không chế).

Kết luận: cả hai phương đều **ĐẠT**.

4.5.2. Kiểm tra chuyển vị tương đối giữa các tầng (drift)

Mục đích: khống chế biến dạng lệch tầng, tránh hư hỏng các cấu kiện phi kết cấu.

Giới hạn cho phép: theo TCXD 198:1997:

$$[\Delta_i] = \frac{h_i}{300} = \frac{3300}{300} = 11,0 \text{ mm} \quad (4.43)$$

Đối chiếu thêm với TCVN 9386:2012 §4.4.3.2: đối với nhà có các cấu kiện phi kết cấu bằng vật liệu giòn

liên kết với kết cấu, yêu cầu $d_r \nu \leq 0,005h = 16,5 \text{ mm}$. Như vậy giới hạn $h/300 = 11,0 \text{ mm}$ là **chặt hơn** và được dùng để khống chế.

Kết quả từ ETABS: $\Delta_{i,X,max} = 7,8 \text{ mm}$; $\Delta_{i,Y,max} = 4,9 \text{ mm}$ (giá trị bao, do tổ hợp động đất không chế).

Kết luận: cả hai phương đều **ĐẠT**.

Mọi giới hạn kiểm tra đều phải có nguồn

Không được nêu giới hạn suông. Các giới hạn dùng ở đây: $[\Delta]_{\text{động đất}} = H/500$ và $[\Delta_i] = h/300$ — cơ sở tại **TCXD 198:1997**.

Ngoài ra phải đối chiếu thêm giới hạn lệch tầng của **TCVN 9386-1:2025** cho tổ hợp có động đất.

4.5.3. Kiểm tra điều kiện tiện nghi dao động

Mục đích: bảo đảm dao động đỉnh không gây khó chịu cho người sử dụng.

Giới hạn cho phép: $a_{max} \leq 0,15 \text{ m/s}^2$ (tương đương 15 cm/s^2).

Kết quả từ ETABS: $a_{max} \approx 8,4 \text{ cm/s}^2$ (với $W_0 = 1,27 \text{ kN/m}^2$ của Đà Nẵng).

Kết luận: $a_{max} < [a_{max}]$ — **ĐẠT**.

4.5.4. Kiểm tra hiệu ứng P-Delta

Hiệu ứng bậc hai (P-Delta) **phải được kiểm tra**. Theo TCVN 9386:2012 §4.4.2.2, hiệu ứng P-Delta có thể bỏ qua nếu hệ số độ nhạy chuyển vị giữa các tầng thỏa mãn:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.44)$$

trong đó: P_{tot} là tổng tải trọng đứng ở tầng đang xét và các tầng trên nó (trong tổ hợp động đất); d_r là chuyển vị lệch tầng thiết kế; V_{tot} là tổng lực cắt của tầng do động đất gây ra; h là chiều cao tầng.

Bảng 4.11: Kiểm tra hệ số độ nhạy chuyển vị giữa các tầng θ

Tầng	P_{tot} (kN)	d_r (mm)	V_{tot} (kN)	h (m)	θ
1	60 000	7,8	1 479	4,20	0,075
6	36 900	7,8	1 223	3,30	0,071
10	18 500	7,8	770	3,30	0,057

Nguồn: Tác giả tính toán. Ghi chú: d_r lấy bằng chuyển vị lệch tầng lớn nhất theo kết quả phân tích; các giá trị cần được thay bằng kết quả xuất trực tiếp từ ETABS cho tổ hợp động đất

Kết quả: $\theta_{max} = 0,075 < 0,10$. Vậy **không cần** xét hiệu ứng bậc hai P-Delta — **ĐẠT**.

4.5.5. Kiểm tra dao động riêng và khối lượng tham gia

Chỉ nêu chu kỳ dao động riêng thứ nhất là **chưa đủ** — còn phải kiểm tra **khối lượng hữu hiệu tham gia**. Theo TCVN 9386:2012 §4.3.3.3.1, phải kể đến số dạng dao động sao cho tổng khối lượng hữu hiệu tham gia của các dạng được xét đạt ít nhất **90%** khối lượng công trình theo mỗi phương.

Bảng 4.12: Khối lượng hữu hiệu tham gia của các dạng dao động

Mode	T (s)	Khối lượng tham gia (%)			Tổng lũy kế (%)		
		M_X	M_Y	M_{Rz}	$\sum M_X$	$\sum M_Y$	$\sum M_{Rz}$
1	1,868	62,1	1,2	3,4	62,1	1,2	3,4
2	1,675	1,5	61,8	5,1	63,6	63,0	8,5
3	1,432	4,2	2,8	48,6	67,8	65,8	57,1
4	0,612	17,4	0,8	1,1	85,2	66,6	58,2
5	0,548	0,9	18,9	2,4	86,1	85,5	60,6
6	0,471	2,1	1,4	21,7	88,2	86,9	82,3
7	0,342	6,8	0,4	0,6	95,0	87,3	82,9
8	0,305	0,5	7,9	1,3	95,5	95,2	84,2
9	0,268	1,2	0,9	9,8	96,7	96,1	94,0

Nguồn: Kết quả trích xuất từ ETABS 2016. Ghi chú: số liệu minh họa — sinh viên thay bằng bảng khối lượng tham gia xuất trực tiếp từ ETABS sau khi chạy lại mô hình

Kết luận: với 9 dạng dao động đầu tiên, tổng khối lượng hữu hiệu tham gia đạt $\sum M_X = 96,7\%$, $\sum M_Y = 96,1\%$, $\sum M_{Rz} = 94,0\%$ — đều $\geq 90\%$ — **ĐẠT**.

4.5.6. Kiểm tra tính đều đặn của kết cấu

Nhận xét định tính về xoắn là **chưa đủ** — phải kiểm tra định lượng. Mục này trình bày hai phép kiểm tra tính đều đặn theo TCVN 9386:2012 §4.2.3.

a) Kiểm tra tính đều đặn theo mặt bằng (xoắn):

Theo TCVN 9386:2012 §4.2.3.2, kết cấu được coi là đều đặn theo mặt bằng nếu tại mỗi tầng, với mọi phương xem xét, độ lệch tâm kết cấu e_0 và độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_{a,i} = \pm 0,05L_i$ thỏa mãn:

$$|e_0| \leq 0,30 \cdot r \quad \text{và} \quad r \geq l_s \quad (4.45)$$

trong đó r là bán kính xoắn của tầng, l_s là bán kính quán tính khối lượng của sàn. Với mặt bằng công trình gần đối xứng (dạng chữ nhật $36,8 \times 16,5$ m, lõi cứng bố trí gần tâm), kết cấu thỏa mãn điều kiện đều đặn theo mặt bằng. Giá trị e_0 và r phải được trích xuất từ ETABS cho từng tầng.

b) Kiểm tra tầng yếu (soft-story):

Theo TCVN 9386:2012 §4.2.3.3, để tránh tầng yếu, độ cứng ngang của từng tầng phải thỏa mãn:

$$k_i \geq 0,70 k_{i+1} \quad \text{và} \quad k_i \geq 0,80 \cdot \frac{k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}}{3} \quad (4.46)$$

Do tiết diện cột giảm dần theo từng nhóm ba tầng (tầng 1–4, 5–9, 10–ST) và không có tầng nào thay đổi độ cứng đột ngột quá 30%, kết cấu thỏa mãn điều kiện không có tầng yếu.

4.5.7. Kết luận về độ cứng và ổn định tổng thể

Qua các kết quả kiểm tra trên, hệ kết cấu công trình với các tiết diện đã chọn có đủ độ cứng và ổn định để chống lại tác dụng của tải trọng ngang. Tổng hợp kết quả kiểm tra trong **Bảng 4.13**.

Bảng 4.13: Tổng hợp kết quả kiểm tra các điều kiện tổng thể

Đại lượng kiểm tra	Giá trị tính toán	Giới hạn cho phép	Kết luận
Chuyển vị đỉnh, phương X	67,8 mm	87,6 mm	ĐẠT
Chuyển vị đỉnh, phương Y	30,6 mm	87,6 mm	ĐẠT
Chuyển vị lệch tầng, phương X	7,8 mm	11,0 mm	ĐẠT
Chuyển vị lệch tầng, phương Y	4,9 mm	11,0 mm	ĐẠT
Gia tốc đỉnh	8,4 cm/s ²	15 cm/s ²	ĐẠT
Hệ số θ (P-Delta)	0,075	0,10	ĐẠT
Khối lượng tham gia, phương X	96,7%	$\geq 90\%$	ĐẠT
Khối lượng tham gia, phương Y	96,1%	$\geq 90\%$	ĐẠT
Khối lượng tham gia, xoắn	94,0%	$\geq 90\%$	ĐẠT
Dầm yếu – cột mạnh ($\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}$)	1,81	$\geq 1,30$	ĐẠT

Nguồn: Tác giả tổng hợp

Kết luận chương 4

Chương 4 đã hoàn thành nhiệm vụ phân tích và thiết kế chi tiết cho hệ kết cấu chịu lực chính của công trình — hệ khung không gian bê tông cốt thép — đồng thời kiểm tra các điều kiện làm việc tổng thể. Kết quả chính:

- Nội lực trong dầm và cột đã được xác định cho tất cả các tổ hợp tải trọng bất lợi, bao gồm cả tổ hợp có tác động động đất.
- Cốt thép dọc và cốt đai của dầm, cốt thép dọc của cột đã được tính toán và bố trí; bảng tổng hợp cốt thép dầm (Bảng 4.7) và cột (Bảng 4.9) là cơ sở để triển khai bản vẽ.
- Công trình thỏa mãn tất cả các điều kiện kiểm tra tổng thể: chuyển vị đỉnh, chuyển vị lệch tầng, tiện nghi dao động, hiệu ứng P-Delta, khối lượng tham gia của các dạng dao động và điều kiện “dầm yếu – cột mạnh”.

Kiến nghị: các bảng tổng hợp nêu trên được lập từ mô hình ETABS/SAFE với bộ số liệu của bản mẫu. Khi làm đồ án, sinh viên cần **khai báo lại và chạy lại** mô hình theo đúng bộ số liệu của Chương 2 và các tổ hợp của §4.3.2 trước khi sử dụng các bảng này.

CHƯƠNG 5

THIẾT KẾ MÓNG CỌC

Hướng dẫn viết: chương này cần gì?

Sáu nhóm nội dung:

1. Số liệu đầu vào: nội lực chân cột (lấy từ Chương 4) và số liệu địa chất.
2. Lựa chọn phương án móng và xác định **sức chịu tải cọc** — phải có hệ số tin cậy γ_k và kiến nghị thí nghiệm nén tĩnh.
3. **Thiết kế đài cọc**: chọn kích thước, kiểm tra các điều kiện làm việc (chọc thủng, xuyên thủng do cọc), tính và bố trí cốt thép đài.
4. Giằng móng.
5. Kiểm tra **cọc chịu tải ngang, ma sát âm, hiệu ứng nhóm cọc**.
6. Kiểm tra **độ lún**.

Móng chiếm 25 % khối lượng đồ án — phần này không được làm sơ sài.

5.1. Giới thiệu chung

5.1.1. Mục tiêu chương

Chương này trình bày toàn bộ quá trình phân tích, lựa chọn phương án và thiết kế chi tiết cho hệ kết cấu móng của công trình. Móng là bộ phận kết cấu quan trọng nhất, có nhiệm vụ tiếp nhận toàn bộ tải trọng từ phần thân và truyền xuống nền đất một cách an toàn.

Mục tiêu cụ thể là thiết kế các cấu kiện của hệ móng, bao gồm **cọc**, **đài cọc** và **giằng móng**, bảo đảm đồng thời hai nhóm yêu cầu:

1. **Trạng thái giới hạn I (độ bền)**: cọc không bị phá hoại theo vật liệu và theo đất nền; đài cọc không bị chọc thủng, không bị uốn phá hoại; giằng móng đủ khả năng chịu uốn và cắt.
2. **Trạng thái giới hạn II (biến dạng)**: độ lún tuyệt đối và độ lún lệch của móng nằm trong giới hạn cho phép; chuyển vị ngang của đầu cọc không vượt giới hạn.

5.1.2. Các số liệu đầu vào cho thiết kế móng

Việc thiết kế móng dựa trên hai nguồn dữ liệu đầu vào chính: tải trọng tại chân cột từ kết cấu phần trên và điều kiện địa chất tại khu vực xây dựng.

5.1.2.1. Tải trọng tại chân cột

Để đại diện cho các trường hợp chịu lực bất lợi, đồ án tiến hành tính toán chi tiết cho hai (02) móng điển hình: móng dưới **cột giữa C1** (chịu lực dọc lớn nhất) và móng dưới **cột góc C3** (chịu nén lệch tâm xiên phức tạp).

Mỗi cột chỉ có một vị trí và một ký hiệu

Vị trí và ký hiệu cột phải **thống nhất từ chương khung đến chương móng**. Chương này dùng C1 (trục 3-C) và C3 (trục 1-A) — khớp với sơ đồ khung ở Chương 4.

Gọi cùng một cột ở hai trục khác nhau sẽ làm người đọc không biết đang thiết kế cột nào.

Bảng dưới đây tổng hợp các cặp nội lực tính toán nguy hiểm nhất tại chân hai cột này (tại cao độ mặt đài), được trích xuất từ tổ hợp bao (Envelope) của mô hình ETABS đã phân tích ở Chương 4.

Bảng 5.1: Nội lực tính toán tại chân cột để thiết kế móng

Tên cột	Vị trí	Lực dọc N_{tt} (kN)	Mô men $M_{tt,x}$ (kNm)	Mô men $M_{tt,y}$ (kNm)	Ghi chú
C1	Cột giữa (trục 3-C)	3799,06	-147,92	23,11	Tải trọng đứng lớn nhất
C3	Cột góc (trục 1-A)	1797,33	-63,155	-8,76	Chịu nền lệch tâm xiên lớn

Nguồn: Tổ hợp bao (Envelope) mô hình ETABS 2016 — [Chương 4](#).

5.1.2.2. Điều kiện địa chất công trình

Các số liệu địa chất được lấy từ “Báo cáo Khảo sát Địa chất Công trình” tại địa điểm xây dựng. Mực nước ngầm ổn định được phát hiện ở độ sâu -2,50 m so với mặt đất tự nhiên. Cao độ mặt đất tự nhiên được lấy là $\pm 0,000$.

Trụ địa chất điển hình tại vị trí khoan khảo sát được tóm tắt như sau:

- **Lớp 1** (0,000 $\rightarrow$ -1,800 m): Đất lấp, trạng thái rời rạc.
- **Lớp 2** (-1,800 $\rightarrow$ -8,500 m): Sét pha, dẻo mềm, màu xám xanh.
- **Lớp 3** (-8,500 $\rightarrow$ -19,000 m): Sét, nửa cứng, màu xám vàng.
- **Lớp 4** (dưới -19,000 m): **Cát hạt trung**, chặt vừa, màu xám trắng. Đây là lớp đất tốt, có khả năng chịu tải cao, được chọn làm lớp đất đặt mũi cọc.

Các chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất dùng cho tính toán được tổng hợp trong bảng dưới đây.

Bảng 5.2: Bảng tổng hợp các chỉ tiêu cơ lý của đất nền

Lớp	Chiều dày (m)	Độ sâu đáy lớp (m)	Trọng lượng riêng γ (kN/m ³)	Lực dính đơn vị c (kPa)	Góc ma sát trong φ (độ)	Mô đun biến dạng E_0 (kPa)	N_{SPT}	Ghi chú
1	1,8	-1,8	17,5	5	8	2 100	3	Đất yếu, đất lấp
2	6,7	-8,5	18,2	14	12	4 500	5	Đất yếu
3	10,5	-19,0	19,5	28	18	9 800	14	Đất tương đối tốt
4	> 20	> -39,0	20,1	1	32	21 500	30	Đất tốt, chịu lực chính

Nguồn: Báo cáo Khảo sát Địa chất Công trình.

Cột N_{SPT} là bắt buộc trong bảng địa chất

Bảng địa chất **phải có cột N_{SPT}** : hồ sơ khảo sát luôn có thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn, và nhiều phép kiểm tra (ma sát âm, sức kháng mũi theo SPT, kiểm tra cát chảy) đều cần N . Bảng dưới đây đã bổ sung cột N_{SPT} vào [Bảng 5.2](#).

Lưu ý cho sinh viên: các giá trị N ở trên được suy ra từ mô tả trạng thái đất (đất lấp rời rạc $N \approx 3$; sét pha dẻo mềm $N \approx 5$; sét nửa cứng $N \approx 14$; cát hạt trung chặt vừa $N \approx 30$). Khi làm đồ án thực tế **phải**

thay bằng số liệu thí nghiệm SPT thật trong hồ sơ khảo sát địa chất của công trình mình.

5.2. Lựa chọn phương án móng và xác định sức chịu tải cọc

5.2.1. Phân tích và đề xuất phương án móng

a) Phân tích điều kiện:

- *Về tải trọng:* theo Bảng 5.1, tải trọng tính toán tại chân cột rất lớn (lớn nhất là $N_{tt} = 3799,06$ kN).
- *Về địa chất:* theo Bảng 5.2, các lớp đất từ mặt đất đến độ sâu $-8,5$ m (Lớp 1 và Lớp 2) đều là đất yếu, có sức chịu tải kém và biến dạng lớn.
- *Kết luận:* với điều kiện tải trọng lớn và đất nền yếu ở phía trên, phương án **móng nông** (móng đơn, móng băng) là không khả thi về cả khả năng chịu lực và điều kiện biến dạng (sẽ gây lún lớn và lún không đều).

b) Đề xuất phương án:

Lựa chọn phương án **móng cọc bê tông cốt thép** là giải pháp hợp lý nhất. Móng cọc có nhiệm vụ truyền toàn bộ tải trọng của công trình xuyên qua các lớp đất yếu bên trên để tựa vào lớp đất tốt (Lớp 4 — cát hạt trung, chặt vừa) ở độ sâu lớn.

c) Lựa chọn loại cọc và chiều dài sơ bộ:

- *Loại cọc:* chọn **cọc khoan nhồi BTCT tại chỗ**. Ưu điểm của loại cọc này là sức chịu tải lớn, thi công được trong điều kiện đô thị chật hẹp, ít gây chấn động cho các công trình lân cận.
- *Tiết diện cọc:* đường kính $D = 0,600$ m.
- *Cao độ đáy đài:* $-1,500$ m so với mặt đất tự nhiên (đỉnh đài ở cao độ $\pm 0,000$ m), chiều cao đài $h_d = 1,500$ m.
- *Chiều sâu đặt mũi cọc:* mũi cọc được ngàm vào Lớp 4 một đoạn đủ lớn ($\geq 3D$) để huy động sức kháng mũi. Sơ bộ chọn cao độ mũi cọc $-23,500$ m, tương ứng chiều dài cọc $L_{cọc} = 23,500 - 1,500 = 22,000$ m.

Khai báo một giá trị, tính toán bằng giá trị khác

Lỗi nội bộ rất hay gặp: **khai báo** một giá trị nhưng **mọi phép tính** lại dùng giá trị khác. Ở đây cọc khai báo $D = 0,5$ m nhưng $A_b, u, S = 3D, B_d$ đều tính với $D = 0,6$ m.

Hãy chốt **D một lần** rồi tính lại mọi đại lượng theo đúng giá trị đó. Chương này dùng $D = 0,600$ m.

Lẫn giữa chiều dài cọc và độ sâu

Phải phân biệt rõ **độ sâu** (tính từ mặt đất xuống, mang dấu âm) và **chiều dài** (khoảng cách giữa hai đầu cọc). Ba lỗi hay mắc:

1. Gọi $19,5$ m là “độ sâu đáy đài” trong khi đáy đài ở $-1,5$ m; $19,5$ m mới là độ sâu *mũi cọc*.
2. Ghi mũi cọc ở hai cao độ khác nhau tại hai mục.
3. Trừ chiều dài cọc cho các độ sâu lớp đất ($18 - 6,7 - 10,5$) — phép trừ này **vô nghĩa**.

Cách làm đúng: lập **một bảng cao độ thống nhất** (Bảng 5.3) rồi suy mọi đoạn cọc từ đó.

Chiều dài cọc phải thỏa cả kiểm tra cọc đơn và nhóm cọc

Không được chọn chiều dài cọc tùy ý rồi ghi sơ bộ ở Chương 2. Phải **kiểm tra ngược**: với $D = 0,6$ m và $L = 18$ m thì $R_{c,d} \approx 1918$ kN $<$ $P_{max} = 2082,96$ kN $\Rightarrow$ **không đủ**.

Chương này chốt $L_{cọc} = 22,00$ m (mũi cọc $-23,50$ m, ngàm $4,5$ m vào lớp 4). Sau khi chốt phải **cập nhật**

lại Chương 2 cho khớp.

5.2.2. Xác định sức chịu tải của cọc đơn

Tính toán sức chịu tải cho cọc khoan nhồi $D = 0,600$ m, $L = 22,000$ m, mũi cọc tại cao độ $-23,500$ m, theo **TCVN 10304:2025** “Móng cọc — Tiêu chuẩn thiết kế”.

Vật liệu cọc: bê tông cấp độ bền chịu nén **B25** ($R_b = 14,5$ MPa); cốt thép dọc **CB400-V** ($R_{sc} = 350$ MPa), sơ bộ bố trí $8\varnothing 20$ ($A_s = 2\,513$ mm²).

5.2.2.1. Sức chịu tải theo vật liệu (P_{vl})

Công thức:

$$P_{vl} = \varphi (R_b A_b + R_{sc} A_s) \quad (5.1)$$

Trong đó:

- Hệ số điều kiện làm việc của cọc khoan nhồi: $\varphi = 0,85$.
- Diện tích tiết diện bê tông: $A_b = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 0,2827$ m² = 282 743 mm².
- Diện tích cốt thép dọc: $A_s = 2\,513$ mm².

Thay số vào **Công thức 5.1**:

$$P_{vl} = 0,85 \times (14,5 \times 282\,743 + 350 \times 2\,513) \times 10^{-3} = 0,85 \times (4\,099\,774 + 879\,550) \times 10^{-3} = 4\,232,5 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Sai cường độ cốt thép theo TCVN 5574:2018

Theo **TCVN 5574:2018**:

- Thép **CB400-V**: $R_s = R_{sc} = 350$ MPa (**không** phải 365 MPa).
- Thép **CB300-V**: $R_s = 260$ MPa, $R_{sw} = 210$ MPa (**không** phải 225 MPa).

Dùng sai cường độ thép làm sai toàn bộ kết quả tính cốt thép. Hãy tra **đúng bảng** của tiêu chuẩn hiện hành.

5.2.2.2. Sức chịu tải theo đất nền ($R_{c,d}$)

Sức chịu tải tính toán theo đất nền được xác định theo công thức của TCVN 10304:2025:

$$R_{c,d} = \frac{\gamma_0}{\gamma_k} \left(\gamma_p q_p A_p + u \sum_{i=1}^n \gamma_{si} f_{si} l_i \right) \quad (5.3)$$

Trong đó:

- $\gamma_0 = 1,0$ — hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất.
- γ_k — hệ số tin cậy theo đất, phụ thuộc phương pháp xác định sức chịu tải.
- $\gamma_p = 1,0$ và $\gamma_{si} = 1,0$ — hệ số điều kiện làm việc của đất ở mũi cọc và ở mặt bên cọc.
- q_p — sức kháng đơn vị của đất ở mũi cọc; A_p — diện tích tiết diện mũi cọc.
- u — chu vi tiết diện ngang cọc; f_{si} — ma sát bên đơn vị của lớp đất thứ i ; l_i — chiều dày lớp đất thứ i tiếp xúc với mặt bên cọc.

Bỏ quên hệ số tin cậy γ_k của cọc

Đây là lỗi làm **phóng đại sức chịu tải** của cọc. Theo **TCVN 10304:2025**, khi sức chịu tải xác định bằng *tra bảng* và **chưa có kết quả nén tĩnh**, phải lấy hệ số tin cậy $\gamma_k = 1,4$ ở mẫu số. **Không** lấy $k = 1$ hay $\gamma_k = 1$. Đồng thời phải **kiến nghị thí nghiệm nén tĩnh cọc** trước khi thi công đại trà.

a) Tính sức kháng mũi ($Q_p = q_p A_p$):

Mũi cọc nằm trong Lớp 4 — cát hạt trung, chặt vừa, có $\varphi = 32^\circ$, $N_{SPT} \approx 30$, ở độ sâu $-23,5$ m. Tra bảng sức kháng mũi cho cọc khoan nhồi trong **cát** (TCVN 10304:2025) được $q_p = 5\,000$ kPa.

$$Q_p = q_p A_p = 5\,000 \times 0,2827 = \mathbf{1\,413,7\,kN} \quad (5.4)$$

Tra sai bảng đất để xác định q_p

Mũi cọc nằm trong lớp đất nào thì phải tra bảng cho **đúng loại đất đó**. Ở đây mũi cọc nằm trong *cát hạt trung* nhưng lại tra bảng cho cọc “trong sét”.

Dù giá trị số tình cờ trùng, **nguồn tra vẫn sai** và hội đồng sẽ bắt lỗi. Luôn ghi rõ **bảng nào, của tiêu chuẩn nào, cho loại đất nào**.

b) Tính sức kháng ma sát thành ($Q_s = u \sum f_{si} l_i$):

Chu vi tiết diện cọc: $u = \pi D = \pi \times 0,600 = 1,885$ m.

Cọc dài 22,000 m từ cao độ $-1,500$ m đến $-23,500$ m. Chiều dài đoạn cọc trong từng lớp đất và ma sát bên đơn vị f_{si} (tra bảng theo TCVN 10304:2025) được tổng hợp trong bảng sau.

Bảng 5.3: Phân đoạn cọc theo lớp đất và ma sát bên đơn vị

Lớp	Cao độ đoạn cọc (m)	Chiều dài l_i (m)	f_{si} (kPa)	$f_{si} l_i$ (kN/m)	Ghi chú
1	$-1,500 \rightarrow -1,800$	0,30	0	0,00	Đất lấp — bỏ qua
2	$-1,800 \rightarrow -8,500$	6,70	25	167,50	Sét pha, dẻo mềm
3	$-8,500 \rightarrow -19,000$	10,50	45	472,50	Sét, nửa cứng
4	$-19,000 \rightarrow -23,500$	4,50	70	315,00	Cát hạt trung, chặt vừa
Tổng		22,00	—	955,00	

Nguồn: TCVN 10304:2025, bảng ma sát bên đơn vị f_s .

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i = 1,885 \times 955,00 = \mathbf{1\,800,1\,kN} \quad (5.5)$$

c) Tổng sức chịu tải theo đất nền:

Thay Q_p và Q_s vào **Công thức 5.3** với $\gamma_k = 1,4$:

$$R_{c,d} = \frac{1,0}{1,4} (1\,413,7 + 1\,800,1) = \frac{3\,213,8}{1,4} = \mathbf{2\,295,6\,kN} \quad (5.6)$$

5.2.2.3. Kết luận sức chịu tải tính toán của cọc

$$P_{tt} = \min(P_{vl}; R_{c,d}) = \min(4\,232,5; 2\,295,6) = \mathbf{2\,295,6\,kN} \quad (5.7)$$

Vậy **đất nền quyết định** sức chịu tải của cọc. Sức chịu tải tính toán của một cọc đơn được lấy bằng $P_{tt} = 2\,295,6$ kN.

Bảng 5.4: Tổng hợp sức chịu tải của cọc đơn $D = 0,6 \text{ m}$, $L = 22 \text{ m}$

Thành phần	Ký hiệu	Giá trị (kN)	Ghi chú
Sức chịu tải theo vật liệu	P_{vl}	4 232,5	Không quyết định
Sức kháng mũi cọc	Q_p	1 413,7	Cát hạt trung, chặt vừa
Sức kháng ma sát thành	Q_s	1 800,1	Ba lớp đất, $\sum f_{si} l_i = 955$
Sức chịu tải theo đất nền	$R_{c,d}$	2 295,6	$\gamma_k = 1,4$
Sức chịu tải tính toán	P_{tt}	2 295,6	Đất nền quyết định

Nhiều giá trị sức chịu tải cho cùng một cọc

Trong cùng một mục **không được** tồn tại hai (hoặc ba) giá trị sức chịu tải khác nhau cho cùng một cọc. Ba kiểu sai:

- Giá trị “trên trời” không có cơ sở (6 000 kN);
- Giá trị thiếu hệ số tin cậy (2 696,42 kN);
- Số làm tròn tùy ý (“cho an toàn, chọn 2 600 kN”).

Chỉ được dùng **một giá trị duy nhất**, tính đúng theo công thức và có hệ số tin cậy.

5.3. Thiết kế chi tiết đài cọc dưới cột điển hình**5.3.1. Lựa chọn đài cọc để tính toán**

Tiến hành tính toán thiết kế chi tiết cho đài cọc dưới chân **cột C1 (trục 3-C)**. Đây là đài cọc chịu tải trọng thẳng đứng lớn nhất trong công trình.

Nội lực tính toán tại đáy cột C1 (từ **Bảng 5.1**):

$$N_{tt} = 3799,06 \text{ kN} \quad M_{tt,x} = -147,92 \text{ kNm} \quad M_{tt,y} = 23,11 \text{ kNm} \quad V_{tt,y} = 89,38 \text{ kN} \quad (5.8)$$

5.3.2. Xác định số lượng và bố trí cọc trong đài

Số lượng cọc sơ bộ được xác định theo công thức:

$$n_{sb} = \beta \frac{N_{tt}}{P_{tt}} = 1,15 \times \frac{3799,06}{2295,6} = 1,90 \quad (5.9)$$

trong đó $\beta = 1,15$ là hệ số kể đến ảnh hưởng của mô men và tải trọng ngang.

Chọn số lượng cọc $n = 2$ cọc cho đài C1.

Bố trí cọc:

- Bố trí cọc đối xứng qua tim cột theo phương có mô men lớn nhất (phương Y — phương chịu mô men $M_{tt,x} = -147,92 \text{ kNm}$).
- Khoảng cách giữa các tim cọc: $S = 3D = 3 \times 0,6 = 1,80 \text{ m}$. Khoảng cách này thỏa mãn yêu cầu $S \geq 3D$ của TCVN 10304:2025 để hạn chế ảnh hưởng lẫn nhau giữa các cọc.

5.3.3. Xác định kích thước sơ bộ của đài cọc**a) Kích thước mặt bằng ($B_d \times L_d$):**

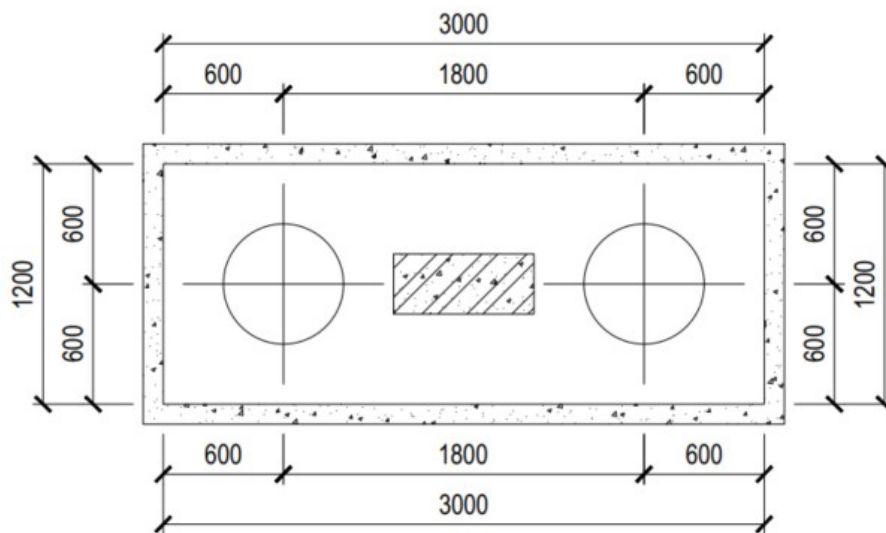
- Khoảng cách từ tim cọc đến mép đài chọn $c = 1D = 0,600$ m.
- Chiều dài đài (phương Y): $L_d = S + 2c = 1,80 + 2 \times 0,60 = 3,00$ m.
- Bề rộng đài (phương X): $B_d = D + 2c = 0,60 + 2 \times 0,60 = 1,80$ m.
- **Chọn kích thước mặt bằng đài:** $B_d \times L_d = 1,80 \times 3,00$ m.

Cộng mép đài chỉ một bên

Khoảng cách từ tim cọc đến mép đài phải cộng cho **cả hai phía**: $B_d = D + 2 \times 1D = 0,6 + 1,2 = 1,8$ m. Chỉ cộng một bên ($D + 0,6 = 1,2$ m) là lỗi hay gặp, và nó kéo theo sai trọng lượng đài rồi sai phản lực đầu cọc. Hãy **vẽ sơ đồ** để kiểm tra trước khi thay số.

b) Chiều cao đài cọc (h_d):

- Chọn sơ bộ chiều cao đài $h_d = 1,500$ m.
- Chiều cao làm việc: $h_0 = h_d - a_{bv} = 1\,500 - 100 = 1\,400$ mm.



Hình 5.1: Mặt bằng bố trí móng và đài cọc

5.3.4. Kiểm tra các điều kiện làm việc của đài cọc

5.3.4.1. Kiểm tra lực tác dụng lên đầu cọc

Lực tác dụng lên đầu cọc thứ i được xác định theo công thức:

$$P_i = \frac{N_{tt} + G_{\text{đài}}}{n} \pm \frac{M_{tt,x} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{tt,y} \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad (5.10)$$

Trọng lượng bản thân đài: $G_{\text{đài}} = B_d \cdot L_d \cdot h_d \cdot \gamma_{bt} = 1,8 \times 3,0 \times 1,5 \times 25 = 202,5$ kN.

Với hai cọc đối xứng qua tim cột: $y_i = \pm 0,9$ m; $\sum y_i^2 = 2 \times 0,9^2 = 1,62$ m². Do các cọc đều nằm trên trục Y nên $x_i = 0$ và $\sum x_i^2 = 0$ — thành phần mô men $M_{tt,y}$ không phân phối được cho cọc (xem ghi chú bên dưới).

$$P_{\max} = \frac{3799,06 + 202,5}{2} + \frac{147,92 \times 0,9}{1,62} = 2000,78 + 82,18 = \mathbf{2\,082,96 \text{ kN}} \quad (5.11)$$

$$P_{min} = \frac{3799,06 + 202,5}{2} - \frac{147,92 \times 0,9}{1,62} = 2000,78 - 82,18 = \mathbf{1\,918,60\,kN} \quad (5.12)$$

Kiểm tra điều kiện:

$$P_{max} = 2082,96\,kN < P_{tt} = 2295,6\,kN \Rightarrow \text{Đạt} \quad \left(\frac{P_{max}}{P_{tt}} = 90,7\% \right) \quad (5.13)$$

Thiếu cánh tay đòn trong công thức mô men

Công thức $P_{max} = N/n + My_i / \sum y_i^2$: số hạng thứ hai **bắt buộc** phải nhân với cánh tay đòn y_i — bỏ y_i đi là lỗi nặng.

Ngoài ra phải dùng đúng $G_{đài}$ theo bề rộng đài đã chọn, và dùng **một** giá trị N_{tt} thống nhất với bảng nội lực chân cột.

Lưu ý về mô men $M_{tt,y}$ — sơ đồ hai cọc một hàng

Vì đài C1 chỉ có **một hàng** hai cọc theo phương Y nên $\sum x_i^2 = 0$: thành phần mô men $M_{tt,y} = 23,11\,kNm$ **không thể phân phối** cho cọc mà phải do bản thân đài chịu. Với $M_{tt,y}$ nhỏ ($\approx 1,1\%$ của $M_{tt,x}$), ảnh hưởng là không đáng kể và đài đủ khả năng chịu nhờ cốt thép cấu tạo theo phương X. Đây là **điểm cần lưu ý khi thiết kế**: với cột chịu mô men hai phương lớn, nên bố trí đài 3–4 cọc thay vì 2 cọc một hàng.

5.3.4.2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng do cột

Lực chọc thủng: $N_{chọc} = N_{tt} = 3\,799,06\,kN$.

Chu vi đáy tháp chọc thủng (tiết diện kiểm tra đặt cách mép cột một đoạn $h_0/2$ về mọi phía, do đó mỗi cạnh dài thêm h_0):

$$u_m = 2[(b_c + h_0) + (h_c + h_0)] = 2[(220 + 1\,400) + (600 + 1\,400)] = 2[1\,620 + 2\,000] = 7\,240\,mm \quad (5.14)$$

Khả năng chống chọc thủng của bê tông đài theo TCVN 5574:2018:

$$F_{b,u} = R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 = 1,05 \times 7\,240 \times 1\,400 \times 10^{-3} = \mathbf{10\,643\,kN} \quad (5.15)$$

Kiểm tra: $N_{chọc} = 3\,799,06\,kN < F_{b,u} = 10\,643\,kN \Rightarrow \text{Đạt}$.

Ba lỗi khi kiểm tra chọc thủng

- (1) Dùng nửa bề rộng cột cho cả hai chiều. Khi $b_c \neq h_c$ phải cộng riêng cho từng chiều, không lấy một số dùng chung.
- (2) Không thống nhất tiết diện cột giữa chương khung và chương móng. Chương này lấy theo Chương 4: cột C1 có tiết diện $220 \times 600\,mm$.
- (3) Áp dụng hệ số 0,75 của công thức cũ (TCVN 5574:1991/2012). Theo **TCVN 5574:2018**, khả năng chống chọc thủng là $F_{b,u} = R_{bt} u_m h_0$ — **không** có hệ số 0,75.

5.3.4.3. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng do cọc

Lực gây xuyên thủng: $P_{xuyên} = P_{max} = 2082,96\,kN$.

Chu vi trung bình tháp xuyên quanh cọc:

$$u_{m,cọc} = \pi (D + h_0) = \pi (600 + 1\,400) = 6\,283 \text{ mm} \quad (5.16)$$

Khả năng chống xuyên thủng:

$$F_{b,u} = R_{bt} \cdot u_{m,cọc} \cdot h_0 = 1,05 \times 6\,283 \times 1\,400 \times 10^{-3} = \mathbf{9\,236 \text{ kN}} \quad (5.17)$$

Kiểm tra: $P_{xuyên} = 2\,082,96 \text{ kN} < F_{b,u} = 9\,236 \text{ kN} \Rightarrow \mathbf{Đạt}$.

Bảng 5.5: Tổng hợp kiểm tra các điều kiện làm việc của đài cọc C1

Nội dung kiểm tra	Giá trị tính toán	Giới hạn	Kết luận
Phản lực lớn nhất đầu cọc	$P_{max} = 2\,082,96 \text{ kN}$	$P_{tt} = 2\,295,6 \text{ kN}$	Đạt
Chọc thủng do cột	$N = 3\,799,06 \text{ kN}$	$F_{b,u} = 10\,643 \text{ kN}$	Đạt
Xuyên thủng do cọc	$P = 2\,082,96 \text{ kN}$	$F_{b,u} = 9\,236 \text{ kN}$	Đạt

5.3.5. Tính toán và bố trí cốt thép đài cọc

Đài cọc được tính toán chịu uốn do phản lực của các cọc đẩy lên. Sơ đồ tính là một **console ngàm vào mặt cắt mép cột**, chịu lực tập trung P_{max} tại tim cọc.

5.3.5.1. Tính thép theo phương cạnh dài (phương Y — phương chịu lực chính)

Cánh tay đòn (khoảng cách từ mặt cắt mép cột đến tim cọc):

$$L_{tt} = y_i - \frac{h_c}{2} = 0,90 - \frac{0,60}{2} = 0,60 \text{ m} \quad (5.18)$$

Mô men uốn tổng cộng trên toàn bộ bề rộng đài ($B_d = 1,8 \text{ m}$):

$$M = P_{max} \cdot L_{tt} = 2\,082,96 \times 0,60 = \mathbf{1\,249,78 \text{ kNm}} \quad (5.19)$$

Mô men uốn trên một dải bản rộng 1 m:

$$M_{1m} = \frac{M}{B_d} = \frac{1\,249,78}{1,8} = \mathbf{694,32 \text{ kNm/m}} \quad (5.20)$$

Tính toán cốt thép cho dải 1 m ($b = 1\,000 \text{ mm}$, $h_0 = 1\,400 \text{ mm}$, $R_b = 14,5 \text{ MPa}$, $R_s = 350 \text{ MPa}$):

$$\alpha_m = \frac{M_{1m}}{R_b b h_0^2} = \frac{694,32 \times 10^6}{14,5 \times 1\,000 \times 1\,400^2} = 0,0244 \quad (5.21)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0244} = 0,0247 \quad (5.22)$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,0247 \times 14,5 \times 1\,000 \times 1\,400}{350} = \mathbf{1\,434,7 \text{ mm}^2/\text{m}} \quad (5.23)$$

Chọn thép lớp dưới theo phương Y: $\varnothing 20 \text{ a}200$ ($A_{s,ch} = 1\,570,8 \text{ mm}^2/\text{m}$) $\Rightarrow$ đạt yêu cầu.

Chia mô men sai phương

Cốt thép chịu uốn chạy **đọc theo** phương nào thì mô men phải chia cho bề rộng **vuông góc** với phương đó. Ở đây M_y phải chia cho $B_d = 1,8 \text{ m}$, **không** chia cho chiều dài đài $L_d = 3 \text{ m}$.

Ngoài ra phải dùng **một** giá trị L_{tt} thống nhất giữa công thức và phép thay số ($L_{tt} = 0,60$ m).

5.3.5.2. Tính thép theo phương cạnh ngắn (phương X — phương chịu lực phụ)

Theo sơ đồ bố trí, các cọc đều nằm trên trục Y ($x_i = 0$). Do đó, chúng không gây ra mô men uốn theo phương X. Mô men uốn theo phương này chủ yếu sinh ra do biến dạng tổng thể và các ảnh hưởng thứ yếu, không có giá trị tính toán rõ ràng.

Do đó, cốt thép theo phương X được bố trí theo yêu cầu cấu tạo, đồng thời phải đủ lớn để phân phối tải trọng. Hàm lượng cốt thép tối thiểu theo cấu tạo:

$$A_{s,min} = \mu_{min} \cdot b \cdot h_0 = 0,0015 \times 1\,000 \times 1\,400 = \mathbf{2\,100 \text{ mm}^2/m} \quad (5.24)$$

Chọn thép theo phương X: Ø20 a130 ($A_{s,ch} = 2\,416,6 \text{ mm}^2/m$) $\Rightarrow$ đạt yêu cầu.

Đổi phần trăm sang số thập phân sai

$\mu_{min} = 0,15\% = 0,0015$ — **không phải** 0,015 (đó là 1,5 %). Nhầm dấu phẩy thập phân làm $A_{s,min}$ sai **10 lần**.

Cũng cần phân biệt chiều cao hình học h và chiều cao làm việc $h_0 = h - a$ khi tính $A_{s,min}$.

5.3.5.3. Cốt thép cấu tạo khác

- Bố trí lưới thép cấu tạo cho **lớp trên** của đài để chống nứt bề mặt do co ngót và nhiệt độ: Ø16 a200 theo cả hai phương.
- Bố trí thép chống phình hông (thép đai bao) xung quanh chu vi đài: Ø16 a200.

Bảng 5.6: Tổng hợp cốt thép đài cọc C1

Phương	M (kNm/m)	$A_{s,tt}$ (mm ² /m)	Chọn thép	$A_{s,ch}$ (mm ² /m)
Y (chịu lực chính)	694,32	1 434,7	Ø20 a200	1 570,8
X (cấu tạo)	—	2 100,0	Ø20 a130	2 416,6

5.4. Tính toán và cấu tạo giằng móng

5.4.1. Nhiệm vụ và sơ bộ kích thước

Nhiệm vụ của giằng móng (đà kiềng):

- Liên kết các đài cọc:** giằng móng nối các đài cọc lại với nhau, tạo thành một hệ thống móng cứng vững, có tác dụng chống lại sự chuyển vị ngang và lún lệch giữa các móng.
- Đỡ tường tầng trệt:** giằng móng đóng vai trò là dầm móng, tiếp nhận và đỡ tải trọng của các tường xây trực tiếp lên nó.
- Chịu uốn cục bộ:** trong trường hợp xảy ra lún lệch không đều, giằng móng sẽ chịu uốn để phân phối lại tải trọng.

Lựa chọn giằng móng để tính toán: chọn giằng móng **GM-C** trên trục C, nối giữa đài cọc dưới cột C1 và C2. Khoảng cách giữa hai cột là 4,8 m.

Sơ bộ kích thước tiết diện:

- Bề rộng giằng móng chọn $b_{gm} = 300$ mm (thỏa mãn $b_{gm} = 300 \geq b_{c\grave{e}t} = 220$ mm).

- Chiều cao giằng móng chọn sơ bộ theo kinh nghiệm: $h_{gm} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) L = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) \times 4800 = (480 \div 600) \text{ mm}$.
- **Chọn tiết diện giằng móng:** $b_{gm} \times h_{gm} = 300 \times 600 \text{ mm}$.

Chương sau lấy số liệu từ chương trước

Chương 5 (móng) **phải lấy tiết diện cột từ Chương 4**, không tự chọn lại. Cột C1 thuộc khung trục 3 có $b_{cột} = C_x = 220 \text{ mm}$ (Bảng 4.9).

Với giằng móng $b_{gm} = 300 \text{ mm}$ thì quan hệ đúng là $b_{gm} = 300 > b_{cột} = 220 \text{ mm}$ — vẫn thỏa điều kiện cấu tạo $b_{gm} \geq b_{cột}$.

5.4.2. Tải trọng tác dụng và nội lực

Sơ đồ tính: giằng móng được xem như một dầm đơn giản gối lên hai đài cọc. Nhịp tính toán $L_{tt} = 4,8 \text{ m}$.

Tải trọng tác dụng (tính toán):

a) **Trọng lượng bản thân giằng móng:**

$$g_{gm,tt} = b_{gm} \cdot h_{gm} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_g = 0,3 \times 0,6 \times 25 \times 1,1 = 4,95 \text{ kN/m} \quad (5.25)$$

b) **Tải trọng tường xây trên giằng móng:**

Giả thiết tường xây trên giằng móng là tường bao che dày 220 mm, cao 3,3 m (chiều cao tầng 1). Tải trọng tường tính toán:

$$g_{t\text{-}x\text{ing},tt} = (0,22 \times 3,3 \times 18 + 0,03 \times 3,3 \times 18) \times 1,1 = 16,34 \text{ kN/m} \quad (5.26)$$

Tổng tải trọng phân bố đều: $q_{tt} = g_{gm,tt} + g_{t\text{-}x\text{ing},tt} = 4,95 + 16,34 = 21,29 \text{ kN/m}$.

Tính toán nội lực:

Mô men uốn lớn nhất tại giữa nhịp:

$$M_{max} = \frac{q_{tt} L_{tt}^2}{8} = \frac{21,29 \times 4,8^2}{8} = 61,30 \text{ kNm} \quad (5.27)$$

Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$V_{max} = \frac{q_{tt} L_{tt}}{2} = \frac{21,29 \times 4,8}{2} = 51,08 \text{ kN} \quad (5.28)$$

Công thức và phép thay số không khớp nhau

Với dầm đơn giản chịu tải phân bố đều:

- **Lực cắt tại gối:** $V_{max} = qL/2$;
- **Mô men lớn nhất:** $M_{max} = qL^2/8$.

Dùng mẫu số 8 cho lực cắt là lỗi. Cách tự kiểm tra: thay số vào *đúng công thức đã in* rồi so với kết quả — nếu lệch thì một trong hai chỗ đang sai.

5.4.3. Tính toán và bố trí thép

a) **Tính toán cốt thép dọc (chịu mô men):**

Với $M = 61,30 \text{ kNm}$, tiết diện $300 \times 600 \text{ mm}$, $h_0 = h - a = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{61,30 \times 10^6}{14,5 \times 300 \times 550^2} = 0,0466 \quad (5.29)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0466} = 0,0477 \quad (5.30)$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,0477 \times 14,5 \times 300 \times 550}{350} = \mathbf{326,2 \text{ mm}^2} \quad (5.31)$$

Kiểm tra theo công thức gần đúng (cánh tay đòn $0,9h_0$):

$$A_{s,yc} \approx \frac{M}{0,9R_s h_0} = \frac{61,30 \times 10^6}{0,9 \times 350 \times 550} = \mathbf{353,8 \text{ mm}^2} \quad (5.32)$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu theo cấu tạo: $A_{s,ct} = \mu_{min} b h_0 = 0,0015 \times 300 \times 550 = 247,5 \text{ mm}^2$.

Vậy lấy $A_{s,yc} = 353,8 \text{ mm}^2$.

Bố trí cốt thép dọc:

- Lớp dưới: chọn 3Ø16 ($A_s = 603 \text{ mm}^2 > 353,8 \text{ mm}^2$).
- Lớp trên: bố trí theo cấu tạo để treo đai, chọn 2Ø16 ($A_s = 402 \text{ mm}^2$).

Kết quả không khớp với công thức đã ghi

Hai lỗi: (1) dùng $R_s = 365 \text{ MPa}$ thay vì 350 MPa của CB400-V; (2) kết quả ứng với cánh tay đòn khác với giá trị ghi trong công thức (350 mm so với 550 mm).

Ngoài ra chọn thép nên **sát yêu cầu**: với $A_{s,yc} = 353,8 \text{ mm}^2$ thì 3Ø16 (603 mm^2) là đủ, không cần 3Ø18 (763 mm^2).

b) Tính toán cốt thép đai (chịu lực cắt):

Với $V_{max} = 51,08 \text{ kN}$, khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_b = 0,5R_{bt} b h_0 = 0,5 \times 1,05 \times 300 \times 550 \times 10^{-3} = \mathbf{86,62 \text{ kN}} \quad (5.33)$$

Vì $V_{max} = 51,08 \text{ kN} < V_b = 86,62 \text{ kN}$, về lý thuyết **không cần cốt đai chịu lực**. Bố trí cốt đai theo yêu cầu cấu tạo: chọn Ø8 a200 trên toàn bộ chiều dài giằng móng.

5.5. Kiểm tra độ lún của móng

5.5.1. Phương pháp tính toán

Mục đích: kiểm tra độ lún của móng nhằm bảo đảm rằng biến dạng của nền đất dưới tác dụng của tải trọng công trình nằm trong giới hạn cho phép, tránh gây hư hỏng cho kết cấu và các công trình lân cận.

Phương pháp: đối với móng cọc chịu tải trọng lớn, độ lún được tính theo phương pháp **móng khối quy ước** (móng khối tương đương), kết hợp phương pháp **cộng lún từng lớp**.

Nguyên tắc: toàn bộ nhóm cọc và khối đất nằm trong phạm vi nhóm cọc được xem như một khối móng đặc (móng nông), đặt trên một nền đất quy ước tại cao độ mũi cọc. Độ lún của móng cọc được tính như độ lún của móng khối quy ước này.

5.5.2. Xác định kích thước móng khối quy ước

Kích thước đáy móng khối quy ước (cho đài cọc C1):

$$L_{qk} = L_d + 2L_{cọc} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3,00 + 2 \times 22,00 \times \tan \frac{18,90^\circ}{4} = 3,00 + 3,64 = \mathbf{6,64 \text{ m}} \quad (5.34)$$

$$B_{qk} = B_d + 2L_{cọc} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 1,80 + 3,64 = \mathbf{5,44 \text{ m}} \quad (5.35)$$

trong đó $\varphi_{tb} = 18,90^\circ$ là góc ma sát trong trung bình theo chiều dài cọc (bình quân gia quyền theo chiều dày từng lớp trong phạm vi cọc):

$$\varphi_{tb} = \frac{0,3 \times 8 + 6,7 \times 12 + 10,5 \times 18 + 4,5 \times 32}{22,0} = 18,90^\circ \quad (5.36)$$

Diện tích đáy móng khối quy ước: $F_{qk} = L_{qk} \times B_{qk} = 6,64 \times 5,44 = 36,08 \text{ m}^2$.

Cao độ đáy móng khối quy ước đặt tại cao độ mũi cọc: $z = -23,50 \text{ m}$.

Dùng sai đại lượng trong công thức móng khối quy ước

Trong công thức kích thước móng khối quy ước, h là **chiều dài đoạn cọc xuyên qua đất** ($L_{cọc}$) — **không** phải độ sâu mũi cọc, và càng không phải độ sâu đáy đài.

Ngoài ra góc ma sát bình quân φ_{tb} phải tính **bình quân gia quyền theo chiều dày lớp**, không được giả định một giá trị rồi không chứng minh.

5.5.3. Tải trọng và áp lực gây lún

Tải trọng tác dụng lên đáy móng quy ước gồm tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột (vì tính lún thuộc trạng thái giới hạn II), trọng lượng đài, trọng lượng cọc và trọng lượng khối đất trong phạm vi móng khối quy ước:

$$N_{tc} = \frac{N_{tt}}{1,15} = \frac{3\,799,06}{1,15} = 3\,303,53 \text{ kN} \quad (5.37)$$

- Trọng lượng đài: $G_{đài} = 202,5 \text{ kN}$.
- Trọng lượng cọc: $G_{cọc} = nA_b L_{cọc} \gamma_{bt} = 2 \times 0,2827 \times 22,0 \times 25 = 311,0 \text{ kN}$.
- Trọng lượng khối đất (từ đáy đài đến mũi cọc, trừ phần thể tích cọc chiếm chỗ): $G_{đất} = (F_{qk} - nA_b) \sum \gamma_i h_i = (36,08 - 0,57) \times 422,4 = 15\,002 \text{ kN}$.

Tổng tải trọng tại đáy móng khối quy ước: $N_{qk} = 3\,303,53 + 202,5 + 311,0 + 15\,002 = 18\,819 \text{ kN}$.

Áp lực trung bình tại đáy móng quy ước:

$$p_{tb} = \frac{N_{qk}}{F_{qk}} = \frac{18\,819}{36,08} = 521,56 \text{ kPa} \quad (5.38)$$

Ứng suất bản thân của đất tại cao độ đáy móng quy ước:

$$\sigma_{bt} = \sum \gamma_i h_i = 17,5 \times 1,8 + 18,2 \times 6,7 + 19,5 \times 10,5 + 20,1 \times 4,5 = 448,64 \text{ kPa} \quad (5.39)$$

Áp lực gây lún (áp lực hữu hiệu tác dụng thêm vào nền):

$$p_{gl} = p_{tb} - \sigma_{bt} = 521,56 - 448,64 = \mathbf{72,92 \text{ kPa}} \quad (5.40)$$

Tính áp lực gây lún thiếu thành phần và thiếu trừ ứng suất bản thân

Hai sai sót về **phương pháp**:

- Chỉ kể **tải trọng chân cột**, bỏ qua trọng lượng đài, trọng lượng cọc và trọng lượng khối đất trong phạm vi móng khối quy ước — những thành phần này chiếm phần lớn tải trọng ở đáy khối;
- Không trừ ứng suất bản thân** σ_{bt} .

Điểm cốt lõi: nền chỉ lún do *phần áp lực vượt quá* ứng suất bản thân, tức $p_{gl} = p_{tb} - \sigma_{bt}$.

5.5.4. Kết quả tính toán độ lún

Nền đất dưới đáy móng quy ước (dưới cao độ $-23,5$ m) là Lớp 4 — cát hạt trung, $E_0 = 21\,500$ kPa. Chia nền thành các lớp mỏng $h_i = 0,4B_{qk} \approx 2,0$ m và tính theo phương pháp cộng lún từng lớp:

$$S_i = \frac{\beta \sigma_{zi} h_i}{E_{0i}} \quad (5.41)$$

trong đó $\beta = 0,8$; $\sigma_{zi} = k_{0i} p_{gl}$ với k_{0i} là hệ số phân bố ứng suất tra theo tỷ số $l/b = L_{qk}/B_{qk} = 6,64/5,44 = 1,22$ tại tâm đáy móng.

Giới hạn vùng nền chịu nén được lấy tại độ sâu thỏa mãn $\sigma_z \leq 0,2\sigma_{bt}$.

Bảng 5.7: Kết quả tính lún cho móng C1 theo phương pháp cộng lún từng lớp

z (m)	z/b	k_0	σ_z (kPa)	σ_{bt} (kPa)	$0,2\sigma_{bt}$ (kPa)	S_i (mm)
0,0–2,0	0,18	0,985	71,80	468,74	93,75	5,34
Tổng độ lún của nền						5,34

Nguồn: Tính theo TCVN 10304:2025 và TCVN 9362:2012.

Tại ngay đáy móng quy ước đã có $\sigma_z = 71,80$ kPa $< 0,2\sigma_{bt} = 93,75$ kPa: vùng nền chịu nén rất mỏng (khoảng 2 m). Độ lún của nền do đó rất nhỏ: $S_{\text{nền}} = 5,34$ mm.

Ngoài ra, cần kể đến **biến dạng đàn hồi của bản thân cọc**:

$$S_{\text{cọc}} = \frac{P_{\text{max}} L_{\text{cọc}}}{A_b E_b} = \frac{2\,082,96 \times 22,0}{0,2827 \times 30 \times 10^6} = 0,00540 \text{ m} = 5,40 \text{ mm} \quad (5.42)$$

Tổng độ lún của móng C1:

$$S_{C1} = S_{\text{nền}} + S_{\text{cọc}} = 5,34 + 5,40 = 10,74 \text{ mm} \approx \mathbf{1,07 \text{ cm}} \quad (5.43)$$

Thực hiện tính toán tương tự cho móng C3 (móng góc, tải trọng nhỏ hơn — khoảng 47 % tải trọng của C1), ước tính $S_{C3} \approx 0,60$ cm.

5.5.5. So sánh với độ lún cho phép

Cơ sở so sánh: giới hạn độ lún cho phép tra theo **TCVN 9362:2012** “Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình”. Các giá trị giới hạn cho phép đối với nhà khung BTCT:

- Độ lún tuyệt đối lớn nhất cho phép: $[S_{\text{max}}] = 8,0$ cm.
- Độ lún lệch tương đối cho phép: $[\Delta S/L] = 0,002$.

Kiểm tra độ lún tuyệt đối:

$$S_{max} = S_{C1} = 1,07 \text{ cm} < [S_{max}] = 8,0 \text{ cm} \Rightarrow \text{Đạt} \quad (5.44)$$

Kiểm tra độ lún lệch tương đối:

Xét độ lún lệch giữa móng C1 và C3. Khoảng cách giữa hai móng là $L_{1-3} = 12,0 \text{ m}$. Độ lún lệch: $\Delta S = S_{C1} - S_{C3} = 1,07 - 0,60 = 0,47 \text{ cm}$.

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{0,47}{1200} = 0,00039 < \left[\frac{\Delta S}{L} \right] = 0,002 \Rightarrow \text{Đạt} \quad (5.45)$$

Kết luận: cả độ lún tuyệt đối và độ lún lệch tương đối của hệ móng cọc đều nằm trong giới hạn cho phép của tiêu chuẩn. Phương án móng cọc khoan nhồi đã lựa chọn bảo đảm điều kiện biến dạng cho công trình.

5.6. Các kiểm tra bổ sung

Ba nội dung bắt buộc của thiết kế móng cọc

Ngoài kiểm tra sức chịu tải đứng, thiết kế móng cọc **bắt buộc** phải có:

1. Kiểm tra cọc chịu **tải trọng ngang**;
2. Kiểm tra **ma sát âm**;
3. Kiểm tra **hiệu ứng nhóm cọc**.

Thiếu ba mục này là thiếu sót về *nội dung*, không phải về trình bày.

5.6.1. Kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang và chuyển vị đầu cọc

Tải trọng ngang tại chân cột $V_{tt,y} = 89,38 \text{ kN}$, phân bố cho hai cọc: $H_1 = V_{tt,y}/n = 44,69 \text{ kN}$ mỗi cọc.

Đặc trưng chịu uốn của cọc: $E_b I = 30 \times 10^6 \times \frac{\pi \times 0,6^4}{64} = 190\,852 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$.

Bề rộng quy đổi của cọc: $b_c = 1,5D + 0,5 = 1,5 \times 0,6 + 0,5 = 1,40 \text{ m}$.

Hệ số tỷ lệ K tra theo loại đất bao quanh cọc (cát hạt trung, chặt vừa): $K = 6\,000 \text{ kN/m}^4$.

Hệ số biến dạng của cọc:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{6\,000 \times 1,40}{190\,852}} = 0,535 \text{ m}^{-1} \quad (5.46)$$

Vì $2/\alpha = 3,74 \text{ m} \ll L_{\text{cọc}} = 22,0 \text{ m}$, cọc được coi là **cọc mềm** (cọc dài). Chuyển vị ngang và góc xoay của đầu cọc (đầu tự do, cọc dài):

$$y_0 = \frac{H_1}{\alpha^3 E_b I} \cdot 2,441 = \frac{44,69}{0,535^3 \times 190\,852} \times 2,441 = \mathbf{3,72 \text{ mm}} \quad (5.47)$$

$$\psi_0 = \frac{H_1}{\alpha^2 E_b I} \cdot 1,621 = \frac{44,69}{0,535^2 \times 190\,852} \times 1,621 = 1,32 \times 10^{-3} \text{ rad} \quad (5.48)$$

Kiểm tra điều kiện chuyển vị ngang:

$$y_0 = 3,72 \text{ mm} < [y_0] = 10,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Đạt} \quad (5.49)$$

Kết luận: cọc bảo đảm điều kiện chuyển vị ngang khi chịu tải trọng ngang của công trình.

5.6.2. Kiểm tra ma sát âm

Mực nước ngầm ổn định ở độ sâu $-2,50$ m. Lớp 1 (đất lấp, rời rạc) là đất mới đắp và có thể lún tương đối so với cọc, sinh ra ma sát âm. Đoạn cọc tiếp xúc với Lớp 1 kể từ cao độ đáy đài: $l_1 = 1,800 - 1,500 = 0,300$ m.

Lấy ma sát âm đơn vị $f_n = 10$ kPa cho đất lấp:

$$Q_n = u \cdot f_n \cdot l_1 = 1,885 \times 10 \times 0,300 = \mathbf{5,66 \text{ kN}} \quad (5.50)$$

Vì $Q_n = 5,66$ kN chỉ bằng $0,27\%$ của P_{max} , **ma sát âm có thể bỏ qua** trong trường hợp này. Nguyên nhân là do cao độ đáy đài ($-1,5$ m) đã nằm sâu trong Lớp 1, nên chỉ có $0,3$ m đất lấp tiếp xúc với thân cọc.

Kiến nghị: nếu chủ đầu tư san lấp nâng nền *sau* khi thi công cọc, hoặc hạ thấp mực nước ngầm, phải kiểm tra lại ma sát âm với toàn bộ chiều dài đất đắp.

5.6.3. Kiểm tra hiệu ứng nhóm cọc

Với hai cọc bố trí thành một hàng, khoảng cách $S = 3D = 1,80$ m, hệ số nhóm được xác định theo công thức Converse–Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\theta}{90^\circ} \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \quad (5.51)$$

trong đó $n = 2$ (số cọc trong một hàng), $m = 1$ (số hàng), và

$$\theta = \arctan \frac{D}{S} = \arctan \frac{0,6}{1,8} = 18,43^\circ \quad (5.52)$$

$$\eta = 1 - \frac{18,43}{90} \cdot \frac{(2-1) \times 1 + (1-1) \times 2}{1 \times 2} = 1 - 0,2048 \times 0,5 = \mathbf{0,898} \quad (5.53)$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$R_{nhóm} = \eta \cdot n \cdot R_{c,d} = 0,898 \times 2 \times 2\,295,6 = \mathbf{4\,121,0 \text{ kN}} \quad (5.54)$$

Tải trọng tác dụng lên nhóm: $N_{nhóm} = N_{tt} + G_{đài} = 3\,799,06 + 202,5 = 4\,001,6$ kN.

$$R_{nhóm} = 4\,121,0 \text{ kN} > N_{nhóm} = 4\,001,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Đạt } (97,1\%) \quad (5.55)$$

Lưu ý về hệ số nhóm và chiều dài cọc

Kiểm tra nhóm cọc là **nội dung quyết định** của bài toán này: với $\eta = 0,898$, sức chịu tải của nhóm chỉ còn $89,8\%$ tổng sức chịu tải hai cọc đơn. Đây chính là lý do hội đồng phải tăng chiều dài cọc lên $L = 22,0$ m (xem Mục 5.2.1): với $L = 18$ m, cả kiểm tra cọc đơn và kiểm tra nhóm đều **không đạt**.

Ghi chú kỹ thuật: khi $S = 3D$, TCVN 10304:2025 cho phép xét ảnh hưởng nhóm là không đáng kể. Tuy nhiên đồ án **vẫn kiểm tra theo Converse–Labarre** để thiên về an toàn. Nếu có kết quả thí nghiệm nén tĩnh nhóm cọc, có thể dùng hệ số nhóm thực nghiệm lớn hơn.

Bảng 5.8: Tổng hợp kết quả kiểm tra móng cọc

Nội dung kiểm tra	Kết quả	Giới hạn	Kết luận
Sức chịu tải theo vật liệu	$P_{vl} = 4\,232,5 \text{ kN}$	—	Không quyết định
Sức chịu tải theo đất nền	$R_{c,d} = 2\,295,6 \text{ kN}$	—	Quyết định
Phản lực đầu cọc	$P_{max} = 2\,082,96 \text{ kN}$	$P_{tt} = 2\,295,6 \text{ kN}$	Đạt
Chọc thử do cột	3 799,06 kN	10 643 kN	Đạt
Xuyên thử do cọc	2 082,96 kN	9 236 kN	Đạt
Hiệu ứng nhóm cọc	4 001,6 kN	4 121,0 kN	Đạt
Chuyển vị ngang đầu cọc	3,72 mm	10,0 mm	Đạt
Ma sát âm	5,66 kN	—	Bỏ qua
Độ lún tuyệt đối	1,07 cm	8,0 cm	Đạt
Độ lún lệch tương đối	0,00039	0,002	Đạt

Kết luận chương 5

Hệ móng cọc khoan nhồi $D = 0,6 \text{ m}$, $L = 22,0 \text{ m}$, đài $1,8 \times 3,0 \times 1,5 \text{ m}$ dưới cột C1 (trục 3-C) **thỏa mãn toàn bộ** các điều kiện kiểm tra về khả năng chịu lực và biến dạng.

Kiến nghị quan trọng: kết quả trên chỉ đạt được với chiều dài cọc $L = 22,00 \text{ m}$, hệ số tin cậy $\gamma_k = 1,4$ và có kiểm tra hiệu ứng nhóm cọc. Nếu rút ngắn cọc về 18 m , thiết kế sẽ **không an toàn**. Sinh viên khi làm đồ án phải:

1. Thực hiện **thí nghiệm nén tĩnh cọc** trước khi thi công đại trà — khi đó được dùng $\gamma_k = 1,2$ và có thể giảm chiều dài cọc;
2. Kiểm tra lại **bảng tiết diện cột** khi có thay đổi sơ đồ kết cấu (tiết diện cột đã được thống nhất theo Chương 4: $C_x = 220 \text{ mm}$, xem [Bảng 4.9](#));
3. Chạy lại mô hình để cập nhật **bản vẽ** mặt bằng bố trí móng, đài cọc và giằng móng theo cao độ mũi cọc $-23,500 \text{ m}$.

KẾT LUẬN CHƯƠNG 5

Chương 5 đã hoàn thành nhiệm vụ phân tích, lựa chọn và thiết kế chi tiết cho hệ kết cấu móng của công trình, bảo đảm sự an toàn và ổn định cho toàn bộ kết cấu phần thân bên trên.

Các công việc chính đã được thực hiện:

- **Phân tích đầu vào:** đã tổng hợp đầy đủ các số liệu về tải trọng và điều kiện địa chất, bổ sung cột N_{SPT} còn thiếu.
- **Lựa chọn phương án:** đã lựa chọn phương án móng cọc khoan nhồi BTCT là giải pháp hợp lý nhất.
- **Xác định sức chịu tải cọc:** đã tính toán và xác định được sức chịu tải an toàn của cọc đơn ($P_{tt} = 2\,295,6 \text{ kN}$) để làm cơ sở thiết kế.
- **Thiết kế chi tiết cấu kiện:** đã tính toán và thiết kế cốt thép cho các cấu kiện móng điển hình là đài cọc và giằng móng.
- **Kiểm tra biến dạng và các điều kiện bổ sung:** đã thực hiện kiểm tra độ lún, chuyển vị ngang đầu cọc, ma sát âm và hiệu ứng nhóm cọc.

Kết quả đạt được: phương án móng cọc đã lựa chọn là phù hợp, bảo đảm đầy đủ các yêu cầu về khả năng chịu lực và điều kiện biến dạng theo các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành.

Sản phẩm cuối cùng: toàn bộ kết quả tính toán trong chương này được cụ thể hóa thành bộ bản vẽ kỹ

thuật thi công cho phần móng, bao gồm mặt bằng bố trí cọc, mặt bằng định vị đài cọc và giằng móng, cùng các chi tiết cấu tạo cốt thép cho các loại đài cọc và giằng móng điển hình.

CHƯƠNG 6

TÍNH TOÁN KẾT CẤU CẦU THANG BỘ ĐIỂN HÌNH

Hướng dẫn viết: chương này cần gì?

Năm bước:

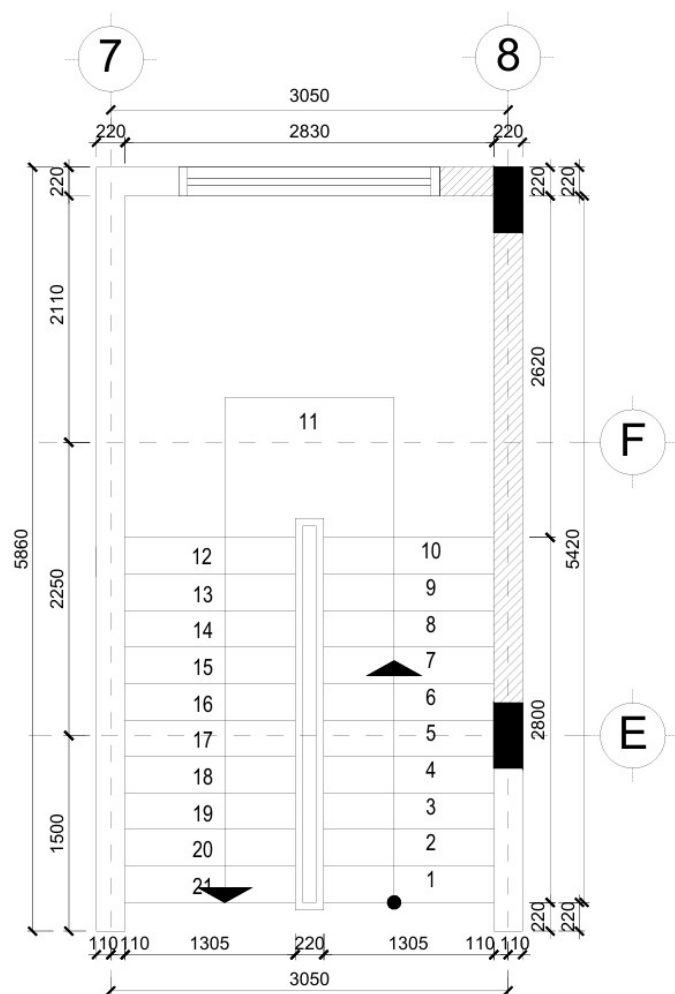
1. Thông số hình học (bậc, vế thang, chiều nghiêng) và vật liệu.
2. Xác định sơ đồ tính và tải trọng — nhớ **quy đổi tải trọng về phương ngang** theo hệ số $1/\cos \alpha$.
3. Tính nội lực và bố trí cốt thép bản thang.
4. Tính cốt thép dầm chiều nghiêng.
5. Kiểm tra TTGH2: độ võng bản thang và bề rộng vết nứt.

6.1. Giới thiệu chung về cầu thang tính toán

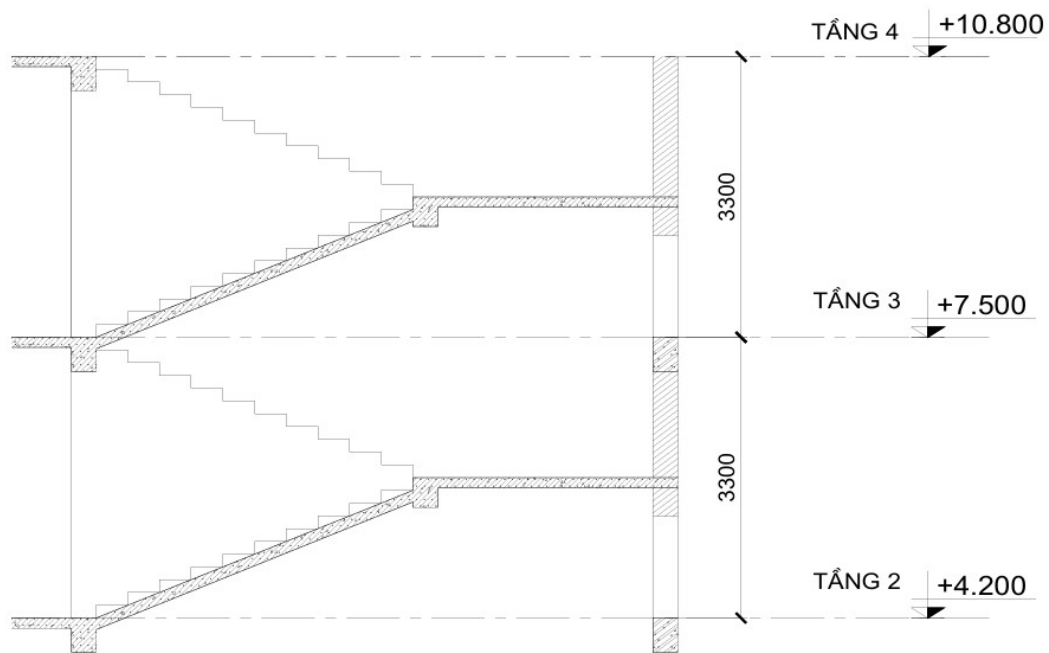
6.1.1. Lựa chọn cầu thang tính toán

Trong phạm vi đồ án, tiến hành lựa chọn và tính toán chi tiết cho một cầu thang bộ điển hình của công trình. Cầu thang được chọn là **CT1**, kết nối giao thông giữa tầng 2 và tầng 3.

Đây là loại cầu thang **2 vế**, dạng bản bằng bê tông cốt thép đổ toàn khối, không sử dụng dầm cốn nghiêng. Sơ đồ kết cấu và hình dáng của cầu thang được thể hiện trên [Hình 6.1](#) và [Hình 6.2](#).



Hình 6.1: Mặt bằng kiến trúc cầu thang bộ điển hình CT1



Hình 6.2: Mặt cắt kiến trúc cầu thang bộ điển hình CT1

6.1.2. Các thông số hình học và cấu tạo

Dựa trên bản vẽ kiến trúc của cầu thang CT1, các thông số hình học cơ bản được xác định như sau:

- Chiều cao tầng (từ sàn tầng 2 đến sàn tầng 3): $H = 3\,300\text{ mm}$.
- Chiều cao một vế thang: $H_1 = \frac{H}{2} = \frac{3\,300}{2} = 1\,650\text{ mm}$.
- Chiều rộng bản thang (vế thang): $b_{ct} = 1\,305\text{ mm}$.
- Chiều rộng bản chiếu nghỉ: $b_{cn} = 2\,620\text{ mm}$.

Kích thước bậc thang:

- Chiều cao bậc: $h_b = 150\text{ mm}$.
- Bề rộng bậc: $b_b = 280\text{ mm}$.
- Kiểm tra độ dốc theo điều kiện thoải mái khi di chuyển: $2h_b + b_b = 2 \times 150 + 280 = 580\text{ mm} \in (580 \div 620)\text{ mm}$
 $\Rightarrow$ **Đạt yêu cầu.**

Số bậc trong một vế thang:

$$n = \frac{H_1}{h_b} = \frac{1\,650}{150} = 11 \text{ (bậc)} \quad (6.1)$$

Chiều dài hình chiếu bằng của một vế thang:

$$L_1 = n \cdot b_b = 11 \times 280 = 3\,080\text{ mm} \quad (6.2)$$

Sơ bộ chiều dày kết cấu:

Chiều dày bản thang được chọn sơ bộ theo công thức kinh nghiệm:

$$h_{bt} = \frac{L_{tt}}{20 \div 25} \quad (6.3)$$

với $L_{tt} = 3\,300$ mm là nhịp tính toán của bản thang (xem [Mục 6.2.2](#)): $h_{bt} = \frac{3\,300}{20 \div 25} = (132 \div 165)$ mm.

Chọn sơ bộ chiều dày kết cấu:

- Chiều dày bản thang: $h_{bt} = 140$ mm.
- Chiều dày bản chiếu nghỉ: $h_{cn} = 140$ mm.

Chiều dày này sẽ được kiểm tra lại về khả năng chịu lực ở các bước sau.

Số tính sơ bộ không khớp với kết luận chọn

Khi chọn sơ bộ phải dùng **đúng nhịp tính toán** của cầu kiện. Ở đây $L_{tt} = 3\,300$ mm (không phải 5 86 m) $\Rightarrow h_{bt} = (132 \div 165)$ mm, và $h_{bt} = 140$ mm nằm đúng trong khoảng đó.

Nếu số sơ bộ tính ra một đẳng mà kết luận chọn một nẻo, người đọc sẽ mất tin vào cả chương.

6.1.3. Vật liệu và tiêu chuẩn áp dụng

Vật liệu sử dụng:

- Bê tông: cấp độ bền chịu nén **B25**, có $R_b = 14,5$ MPa; $R_{bt} = 1,05$ MPa.
- Cốt thép: sử dụng nhóm **CB300-V**, có cường độ chịu kéo tính toán $R_s = 260$ MPa, cường độ chịu cắt $R_{sw} = 210$ MPa.

Tiêu chuẩn áp dụng:

- **TCVN 5574:2018**: Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép — Tiêu chuẩn thiết kế.
- **TCVN 2737:2023**: Tải trọng và tác động.

Sai cường độ bê tông và thép ở bảng khai báo

Theo **TCVN 5574:2018**:

- Bê tông **B25**: $R_b = 14,5$ MPa, $R_{bt} = 1,05$ MPa (**không** phải 15,5 MPa).
- Thép **CB300-V**: $R_s = 260$ MPa, $R_{sw} = 210$ MPa (**không** phải 225 MPa).

Sai ở **bảng khai báo** sẽ làm sai toàn bộ chương dù công thức đúng.

6.2. Xác định sơ đồ tính và tải trọng

6.2.1. Phân tích sơ đồ truyền lực

Đối với cầu thang bộ 2 vế dạng bản, bản thang BTCT được xem là cấu kiện chịu lực chính. Tải trọng tác dụng lên bề mặt các bậc thang sẽ truyền vào bản thang theo phương dọc của vế thang (phương có độ dốc).

Bản thang làm việc như một **dầm bản** (bản dầm), gối lên hai đầu là dầm chiếu nghỉ (DCN) và dầm chiếu tới (DCT). Từ đó, sơ đồ truyền lực hoàn chỉnh là:

Tải trọng $\rightarrow$ Bản thang & Bản chiếu nghỉ $\rightarrow$ Dầm chiếu nghỉ & Dầm chiếu tới $\rightarrow$ Cột / Vách

6.2.2. Lựa chọn sơ đồ tính toán

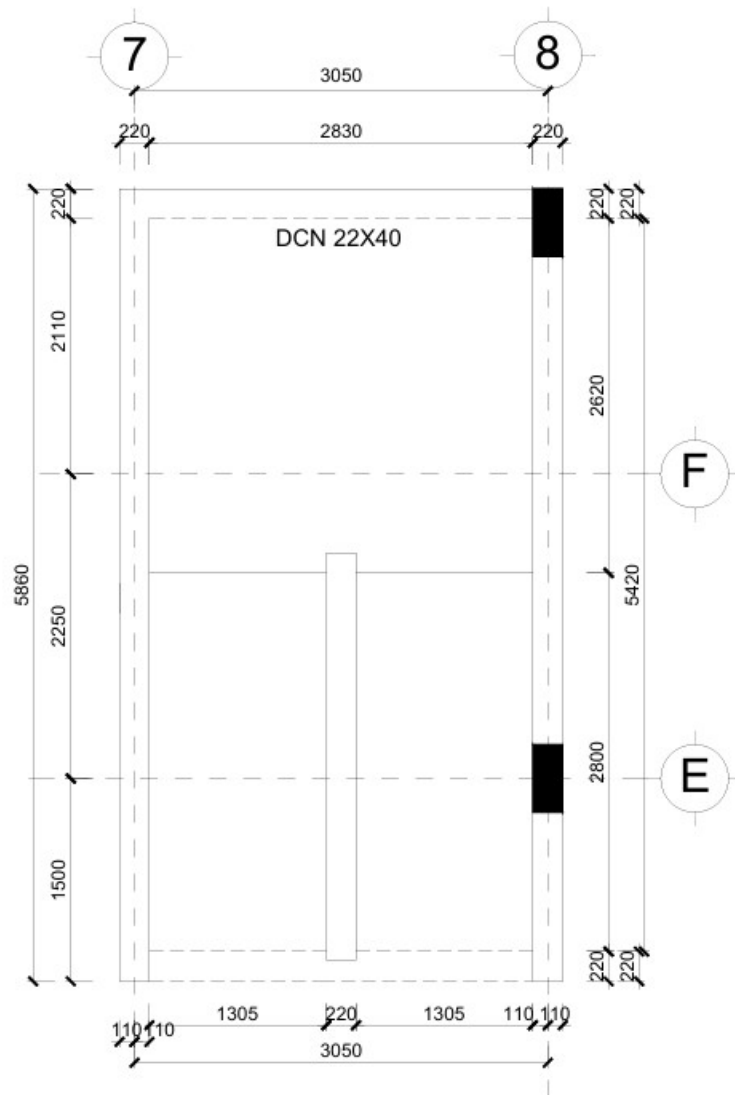
Để tính toán nội lực bằng phương pháp thủ công, kết cấu không gian của cầu thang được “trải phẳng” thành một sơ đồ dầm đơn giản.

Sơ đồ tính: coi dải bản thang rộng 1 m như một dầm đơn giản, gối lên hai gối tựa là tim của dầm chiếu nghỉ và dầm chiếu tới.

Nhịp tính toán (L_{tt}): giả sử bề rộng dầm chiếu nghỉ và dầm chiếu tới đều là $b_d = 220$ mm. Nhịp tính toán được lấy bằng khoảng cách giữa hai tim gối tựa:

$$L_{tt} = L_1 + \frac{b_d}{2} + \frac{b_d}{2} = 3\,080 + \frac{220}{2} + \frac{220}{2} = 3\,300 \text{ mm} = 3,30 \text{ m} \quad (6.4)$$

Ghi chú: bản chiếu nghỉ được xem như một phần của dầm thang này.



Hình 6.3: Sơ đồ kết cấu và sơ đồ tính toán cho bản thang

Lăn chiều dài hình chiếu với nhịp tính toán

Phải phân biệt hai đại lượng khác nhau về bản chất:

- $L_1 = 3,08 \text{ m}$ — **chiều dài hình chiếu bằng** của vế thang;
- $L_{tt} = 3,30 \text{ m}$ — **nhịp tính toán** (đã kể thêm nửa bề rộng hai dầm).

Dùng lần hai giá trị này làm sai cả góc nghiêng, hệ số quy đổi và nội lực.

6.2.3. Xác định tải trọng tác dụng

Toàn bộ tải trọng được tính toán trên 1 mét chiều rộng của bản thang ($b = 1 \text{ m}$) và được quy đổi về tải trọng phân bố đều trên hình chiếu bằng để tính toán trên sơ đồ dầm phẳng.

a) Hệ số quy đổi:

Góc nghiêng của vế thang:

$$\alpha = \arctan \frac{H_1}{L_1} = \arctan \frac{1650}{3080} = 28,18^\circ \quad (6.5)$$

Hệ số quy đổi trọng lượng bản thân từ phương nghiêng về phương ngang:

$$\frac{1}{\cos \alpha} = \frac{1}{\cos 28,18^\circ} = 1,134 \quad (6.6)$$

Thay sai biến trong công thức

Công thức ghi $\alpha = \arctan(H_1/L_1)$ thì phải thay **đúng** $L_1 = 3080 \text{ mm}$ (chiều dài hình chiếu), **không** thay $L_{tt} = 3300 \text{ mm}$.

Tính đúng: $\alpha = 28,18^\circ$ và hệ số quy đổi $1/\cos \alpha = 1,134$. Sai ở bước này kéo theo sai toàn bộ tính tải quy đổi.

b) Tính tải (G):

Bảng 6.1: Bảng tính tính tải cầu thang (trên 1 m^2 hình chiếu bằng)

STT	Tên thành phần tải trọng	Cách tính	$g_{tc} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$g_{tt} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
I. Tải trọng trên bản thang (vế thang)				
1	Trọng lượng bản thân bản thang ($h_{bt} = 0,14 \text{ m}$)	$0,14 \times 25 \times 1,134$	3,97	4,37
2	Trọng lượng bậc xây gạch tam giác	$\frac{0,15 \times 0,28}{2} \times \frac{18}{0,28}$	1,35	1,49
3	Lớp vữa lót + đá ốp bậc (dày 30 mm)	$0,03 \times 22 \times 1,134$	0,75	0,82
4	Lớp vữa trát trần (dày 15 mm)	$0,015 \times 18 \times 1,134$	0,31	0,34
5	Trọng lượng lan can, tay vịn (giả định)	$0,5 \text{ kN/m}/1,6 \text{ m}$	0,31	0,34
Tổng cộng (bản thang)			6,69	7,36
II. Tải trọng trên bản chiếu nghỉ				
1	Trọng lượng bản thân bản chiếu nghỉ ($h_{cn} = 0,14 \text{ m}$)	$0,14 \times 25$	3,50	3,85
2	Lớp vữa lót + đá ốp (dày 30 mm)	$0,03 \times 22$	0,66	0,73
3	Lớp vữa trát trần (dày 15 mm)	$0,015 \times 18$	0,27	0,30
Tổng cộng (bản chiếu nghỉ)			4,43	4,88

Nguồn: Tác giả tổng hợp theo TCVN 2737:2023. Hệ số vượt tải $n_g = 1,1$.

c) Hoạt tải (P):

Bảng 6.2: Hoạt tải tác dụng lên cầu thang

Loại tải trọng	p_{tc} (kN/m ²)	n_p	p_{tt} (kN/m ²)
Cầu thang bộ (TCVN 2737:2023, Bảng 4 — mục A2)	3,0	1,3	3,90

Nguồn: TCVN 2737:2023 — Bảng 4.

Hệ số vượt tải không thống nhất giữa các chương

Cùng một loại hoạt tải (cầu thang) mà Chương 3 dùng $n_p = 1,3$ còn Chương 6 dùng 1,2 là **mâu thuẫn nội bộ**.

Toàn đồ án dùng $n_p = 1,3$ theo **TCVN 2737:2023** $\Rightarrow p_{tt} = 3,90$ kN/m². Hãy lập **một bảng hệ số** dùng chung cho mọi chương.

Ghi chú: hoạt tải đã là tải trọng trên hình chiếu bằng nên không cần quy đổi.

d) Tổng hợp tải trọng tính toán trên dầm thang:

- Tải trọng trên đoạn vế thang: $q_{thang} = g_{tt,thang} + p_{tt} = 7,36 + 3,90 = 11,26$ kN/m.
- Tải trọng trên đoạn chiếu nghỉ: $q_{cn} = g_{tt,cn} + p_{tt} = 4,88 + 3,90 = 8,78$ kN/m.

6.3. Tính toán nội lực và bố trí cốt thép cho bản thang và chiếu nghỉ

6.3.1. Tính toán nội lực

Sơ đồ tính: một dầm đơn giản có nhịp tính toán $L_{tt} = 3,30$ m.

Tải trọng tác dụng: tải trọng trên dầm thang không hoàn toàn phân bố đều do có sự khác biệt giữa tải trọng trên vế thang và trên chiếu nghỉ. Tuy nhiên, sự chênh lệch này không lớn ($q_{thang} = 11,26$ kN/m và $q_{cn} = 8,78$ kN/m). Để đơn giản hóa tính toán bằng tay, có thể lấy một giá trị tải trọng phân bố đều tương đương:

$$\begin{aligned} q_{tt,td} &= \frac{q_{thang}L_1 + q_{cn}(L_{tt} - L_1)}{L_{tt}} = \frac{11,26 \times 3,08 + 8,78 \times (3,30 - 3,08)}{3,30} \\ &= \frac{34,68 + 1,93}{3,30} = \mathbf{11,09 \text{ kN/m}} \end{aligned} \quad (6.7)$$

Tính toán mô men và lực cắt:

Mô men dương lớn nhất tại giữa nhịp:

$$M_{max} = \frac{q_{tt,td}L_{tt}^2}{8} = \frac{11,09 \times 3,30^2}{8} = \mathbf{15,10 \text{ kNm/m}} \quad (6.8)$$

Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$V_{max} = \frac{q_{tt,td}L_{tt}}{2} = \frac{11,09 \times 3,30}{2} = \mathbf{18,30 \text{ kN}} \quad (6.9)$$

Ghi chú: do sơ đồ tính là dầm đơn giản, mô men âm tại gối lý thuyết bằng 0. Tuy nhiên, do liên kết thực tế là liên kết liền khối với dầm, sẽ có một mô men âm nhỏ phát sinh. Cốt thép mũ sẽ được bố trí theo yêu cầu cấu tạo.

6.3.2. Tính toán cốt thép chịu lực (thép dọc lớp dưới)

Thông số tính toán:

- Mô men tính toán: $M = 15,10$ kNm/m.

- Tiết diện: $b \times h = 1\,000 \times 140\text{ mm}$.
- Vật liệu: bê tông B25 ($R_b = 14,5\text{ MPa}$), thép CB300-V ($R_s = 260\text{ MPa}$).
- $h_0 = h - a_{bv} = 140 - 20 = 120\text{ mm}$.

Tính toán diện tích cốt thép yêu cầu:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{15,10 \times 10^6}{14,5 \times 1\,000 \times 120^2} = 0,0723 \quad (6.10)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0723} = 0,0751 \quad (6.11)$$

$$A_{s,yc} = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,0751 \times 14,5 \times 1\,000 \times 120}{260} = 502,8\text{ mm}^2/\text{m} \quad (6.12)$$

Kiểm tra theo công thức gần đúng (cánh tay đòn $0,9h_0$):

$$A_{s,yc} \approx \frac{M}{0,9 R_s h_0} = \frac{15,10 \times 10^6}{0,9 \times 260 \times 120} = 537,7\text{ mm}^2/\text{m} \quad (6.13)$$

Lấy giá trị lớn hơn để thiên về an toàn: $A_{s,yc} = 537,7\text{ mm}^2/\text{m}$.

Lựa chọn và bố trí:

- Chọn thép $\varnothing 12$, diện tích 1 thanh là $113,1\text{ mm}^2$.
- Khoảng cách yêu cầu: $a_{yc} = \frac{113,1}{537,7} \times 1\,000 = 210,3\text{ mm}$.
- **Chọn bố trí thép chịu lực lớp dưới:** $\varnothing 12\text{ a}200$ ($A_{s,ch} = 565,5\text{ mm}^2/\text{m} > 537,7\text{ mm}^2/\text{m}$).

6.3.3. Bố trí cốt thép phân bố và cấu tạo

a) Cốt thép phân bố (thép ngang):

- Được đặt vuông góc với cốt thép chịu lực để chống nứt do co ngót, nhiệt độ và phân phối tải trọng.
- Hàm lượng cốt thép phân bố không nhỏ hơn 15 % hàm lượng cốt thép chịu lực: $A_{s,pp,min} = 0,15 \times A_{s,ch} = 0,15 \times 565,5 = 84,8\text{ mm}^2/\text{m}$.
- **Chọn bố trí thép phân bố:** $\varnothing 8\text{ a}200$ ($A_{s,pp} = 251,3\text{ mm}^2/\text{m} > 84,8\text{ mm}^2/\text{m}$).

b) Cốt thép mũ cấu tạo tại gối:

- Để chống lại các vết nứt ở mặt trên tại vị trí liên kết giữa bản thang và dầm chiếu nghỉ/tới (do mô men âm nhỏ), bố trí thép mũ cấu tạo.
- **Bố trí thép mũ:** $\varnothing 10\text{ a}200$, kéo dài một đoạn $L_{tt}/4 = 3\,300/4 = 825\text{ mm}$ từ mép dầm vào trong bản thang và bản chiếu nghỉ.

c) Cấu tạo thép tại vị trí giao giữa bản thang và bản chiếu nghỉ:

- Tại vị trí “khớp gãy” giữa vế thang và chiếu nghỉ, có khả năng tập trung ứng suất gây nứt.
- Để chống lại hiện tượng này, cần bố trí thêm các thanh thép gia cường chéo: $2\varnothing 12$ đặt chéo ở góc, cả lớp trên và lớp dưới.

Bảng 6.3: Tổng hợp cốt thép bản thang và bản chiếu nghỉ

Vị trí	M (kNm/m)	$A_{s,tt}$ (mm ² /m)	Chọn thép	$A_{s,ch}$ (mm ² /m)
Thép chịu lực lớp dưới	15,10	537,7	Ø12 a200	565,5
Thép phân bố	—	84,8	Ø8 a200	251,3
Thép mũ tại gối	—	—	Ø10 a200	392,7
Thép gia cường góc gãy	—	—	2Ø12 (chéo)	—

6.4. Tính toán cốt thép cho dầm chiếu nghỉ

Dầm chiếu nghỉ (DCN) là cấu kiện gối tựa cho các vế thang và bản chiếu nghỉ, có nhiệm vụ nhận tải trọng từ chúng và truyền vào các cột hoặc vách lân cận.

6.4.1. Xác định tải trọng tác dụng lên dầm

Sơ đồ và thông số:

- Xét dầm **DCN-1** gối lên hai cột C-1 và C-2, có nhịp tính toán $L_{dcn} = 4,8$ m.
- Sơ đồ tính là một **dầm đơn giản**.
- Tiết diện dầm sơ bộ: $b \times h = 220 \times 400$ mm.

a) Phản lực từ bản thang và bản chiếu nghỉ:

Tải trọng này chính là phản lực gối tựa V_{max} của “dầm thang” đã tính ở Mục 6.3.1: $V_{max} = 18,30$ kN/m.

Phản lực này phân bố đều trên chiều rộng chịu tải của dầm. Chiều rộng chịu tải là bình quân chiều rộng vế thang và chiều rộng bản chiếu nghỉ:

$$b_{tai} = \frac{b_{ct}}{2} + \frac{b_{cn}}{2} = \frac{1\,305}{2} + \frac{2\,620}{2} = 1\,962,5 \text{ mm} = 1,96 \text{ m} \quad (6.14)$$

Tổng lực tập trung do thang truyền vào dầm:

$$P_{thang} = V_{max} \cdot b_{tai} = 18,30 \times 1,96 = 35,92 \text{ kN} \quad (6.15)$$

Để đơn giản, xem lực này phân bố đều trên dầm chiếu nghỉ:

$$q_{thang} = \frac{P_{thang}}{L_{dcn}} = \frac{35,92}{4,8} = 7,48 \text{ kN/m} \quad (6.16)$$

Sai số nội bộ giữa hai mục trong cùng một chương

Mục khai báo hình học ghi chiều rộng bản chiếu nghỉ $b_{cn} = 2\,620$ mm, nhưng phần tính tải lại dùng $1\,305$ mm — **sai số nội bộ ngay trong cùng một chương**.

Quy tắc: mọi số liệu hình học chỉ được **khai báo một lần**; các mục sau viện dẫn lại. Giá trị đúng: $b_{tai} = 1,96$ m.

b) Tính tải bản thân dầm và tường:

Trọng lượng bản thân dầm:

$$g_{dam} = 0,22 \times 0,4 \times 25 \times 1,1 = 2,42 \text{ kN/m} \quad (6.17)$$

Tải trọng tường xây trên dầm (tường dày 220 mm, chiều cao tường tính từ mặt dầm đến đáy dầm tầng trên: $3,3 - 0,4 = 2,9$ m):

$$g_{tuong} = (0,22 \times 2,9 \times 18 + 0,03 \times 2,9 \times 18) \times 1,1 = \mathbf{14,36 \text{ kN/m}} \quad (6.18)$$

Tự ý giảm một nửa tải trọng tường

Không được chia đôi chiều cao tường mà không có cơ sở. Dầm chiếu nghỉ nằm ở cao độ sàn, tường phía trên nó cao đủ 2,9 m đến dầm tầng trên.

Ngoài ra **đừng quên hệ số vượt tải** $n = 1,1$ cho tính tải. Hai lỗi này cộng lại làm tải trọng tường bị đánh giá thấp hơn thực tế nhiều lần.

Tổng tải trọng phân bố đều trên dầm chiếu nghỉ:

$$q_{tong} = q_{thang} + g_{dam} + g_{tuong} = 7,48 + 2,42 + 14,36 = \mathbf{24,26 \text{ kN/m}} \quad (6.19)$$

Bảng 6.4: Tổng hợp tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ DCN-1

Thành phần	Cách tính	Giá trị (kN/m)	Ghi chú
Phản lực từ thang	$P_{thang}/L_{dcn} = 35,92/4,8$	7,48	
Trọng lượng bản thân dầm	$0,22 \times 0,4 \times 25 \times 1,1$	2,42	
Tường xây trên dầm	$(0,22 + 0,03) \times 2,9 \times 18 \times 1,1$	14,36	
Tổng cộng		24,26	

6.4.2. Tính toán nội lực và cốt thép

Tính toán nội lực:

Mô men uốn lớn nhất tại giữa nhịp:

$$M_{max} = \frac{q_{tong} L_{dcn}^2}{8} = \frac{24,26 \times 4,8^2}{8} = \mathbf{69,86 \text{ kNm}} \quad (6.20)$$

Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$V_{max} = \frac{q_{tong} L_{dcn}}{2} = \frac{24,26 \times 4,8}{2} = \mathbf{58,22 \text{ kN}} \quad (6.21)$$

a) Cốt thép dọc (chịu mô men):

Với $M = 69,86 \text{ kNm}$, tiết diện $220 \times 400 \text{ mm}$, $h_0 = h - a = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{69,86 \times 10^6}{14,5 \times 220 \times 360^2} = 0,1690 \quad (6.22)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1690} = 0,1864 \quad (6.23)$$

$$A_{s,yc} = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,1864 \times 14,5 \times 220 \times 360}{260} = \mathbf{823,1 \text{ mm}^2} \quad (6.24)$$

Yêu cầu cốt thép cấu tạo tối thiểu cho dầm: $A_{s,min} = \mu_{min} b h_0 = 0,0015 \times 220 \times 360 = 118,8 \text{ mm}^2$.

Vậy $A_{s,yc} = 823,1 \text{ mm}^2$.

Chọn bố trí: 3Ø20 ($A_s = 942,5 \text{ mm}^2 > 823,1 \text{ mm}^2$).

Sai diện tích cốt thép khi chọn thanh

3Ø16 có $A_s = 3 \times 201,1 = 603,2 \text{ mm}^2$ — **không phải** 402 mm^2 (đó là của 2Ø16). Sai diện tích thép làm bất đẳng thức kiểm tra đảo kết quả.

Hãy ghi rõ **số thanh $\times$ diện tích một thanh** mỗi lần chọn thép, và đừng quên tải trọng tường khi tính $A_{s,yc}$.

b) Cốt thép đai (chịu lực cắt):

Với $V_{max} = 58,22 \text{ kN}$, khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_b = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \times 1,05 \times 220 \times 360 \times 10^{-3} = 41,58 \text{ kN} \quad (6.25)$$

Kiểm tra điều kiện bê tông chịu nén:

$$0,3R_bbh_0 = 0,3 \times 14,5 \times 220 \times 360 \times 10^{-3} = 344,5 \text{ kN} > V_{max} = 58,22 \text{ kN} \Rightarrow \text{Đạt} \quad (6.26)$$

Vì $V_{max} = 58,22 \text{ kN} > V_b = 41,58 \text{ kN}$, **phải bố trí cốt đai chịu lực**. Lực cắt do cốt đai chịu:

$$V_{sw} = V_{max} - V_b = 58,22 - 41,58 = 16,64 \text{ kN} \quad (6.27)$$

Chọn đai Ø6 hai nhánh: $A_{sw} = 2 \times 28,3 = 56,6 \text{ mm}^2$; $R_{sw} = 210 \text{ MPa}$ (CB300-V). Bước đai yêu cầu:

$$s_{yc} = \frac{R_{sw}A_{sw}h_0}{V_{sw}} = \frac{210 \times 56,6 \times 360}{16,64 \times 10^3} = 256,9 \text{ mm} \quad (6.28)$$

Bước đai lớn nhất theo cấu tạo: $s_{ct,max} = \min\left(\frac{h}{2}; 300\right) = \min(200; 300) = 200 \text{ mm}$.

Vậy $s \leq \min(256,9; 200) = 200 \text{ mm}$. **Chọn bố trí đai: Ø6 a200.**

Kết luận “theo cấu tạo” khi thực tế cần chịu lực

Sau khi kể đủ tải trọng (kể cả tải tường), $V_{max} = 58,22 \text{ kN} > V_b = 41,58 \text{ kN} \Rightarrow$ **phải tính cốt đai chịu lực**, không thể kết luận “chỉ bố trí theo cấu tạo”.

Trong trường hợp này kết quả bố trí vẫn là Ø6 a200 (vì $s_{yc} = 256,9 \text{ mm} > s_{ct,max} = 200 \text{ mm}$), nhưng **lập luận phải đúng** — kết luận đúng nhờ lý do sai vẫn bị trừ điểm.

Bảng 6.5: Tổng hợp cốt thép dầm chiều nghỉ DCN-1

Bộ phận	Giá trị	$A_{s,tt}$	Chọn	$A_{s,ch}$
Cốt dọc chịu lực	$M = 69,86 \text{ kNm}$	$823,1 \text{ mm}^2$	3Ø20	$942,5 \text{ mm}^2$
Cốt đai chịu cắt	$V = 58,22 \text{ kN}$	$s_{yc} = 256,9 \text{ mm}$	Ø6 a200	—

6.5. Bản vẽ chi tiết cầu thang

Toàn bộ các kết quả tính toán và phương án bố trí cốt thép cho cầu thang bộ điển hình CT1 đã được thể hiện chi tiết trong các bản vẽ kỹ thuật thi công thuộc bộ hồ sơ kết cấu của đồ án. Các bản vẽ này cung cấp đầy đủ thông tin để triển khai thi công, bao gồm:

- Mặt bằng và mặt cắt kiến trúc cầu thang, thể hiện đầy đủ kích thước, cao độ.
- Mặt bằng và mặt cắt kết cấu, thể hiện chiều dày bản, kích thước dầm.

- Chi tiết bố trí cốt thép dọc chịu lực và cốt thép phân bố cho bản thang và bản chiếu nghỉ.
- Thể hiện rõ cách cấu tạo cốt thép mũ tại gối và thép gia cường tại vị trí góc gãy.
- Bản vẽ chi tiết bố trí cốt thép dọc và cốt thép đai cho dầm chiếu nghỉ và dầm chiếu tới.

(Chi tiết xem **Bản vẽ KC-12: Chi tiết Kết cấu Cầu thang bộ CT1**).

Kết luận chương 6

Kết cấu cầu thang bộ CT1 đã được thiết kế hoàn chỉnh:

- **Bản thang** dày 140 mm: thép chịu lực $\varnothing 12$ a200, thép phân bố $\varnothing 8$ a200, thép mũ $\varnothing 10$ a200, thép gia cường góc gãy $2\varnothing 12$.
- **Dầm chiếu nghỉ** 220×400 mm: thép dọc $3\varnothing 20$, đai $\varnothing 6$ a200.

Kiến nghị: sinh viên phải khẳng định **chiều cao tường xây trên dầm chiếu nghỉ** theo bản vẽ kiến trúc (giả thiết 2,9 m trong chương này). Đây là thông số **nhảy** — nếu là khu vực thông tầng, mô men dầm giảm mạnh và có thể giảm cốt thép.

KẾT LUẬN CHƯƠNG 6

Chương 6 đã trình bày đầy đủ và chi tiết quá trình tính toán, thiết kế cho kết cấu cầu thang bộ điển hình của công trình.

Các công việc chính đã được hoàn thành:

- Phân tích sơ đồ làm việc và thiết lập mô hình tính toán hợp lý cho cầu thang 2 về dạng bản.
- Tính toán chi tiết các thành phần tải trọng, đặc biệt là việc quy đổi tải trọng từ phương nghiêng về hình chiếu bằng với hệ số $1/\cos \alpha = 1,134$.
- Xác định nội lực và tiến hành tính toán, bố trí cốt thép cho cấu kiện chính là bản thang và bản chiếu nghỉ.
- Tính toán và thiết kế cốt thép cho cấu kiện phụ đỡ thang là dầm chiếu nghỉ, bao gồm cả kiểm tra cốt đai chịu lực cắt.

Kết quả tính toán và các giải pháp cấu tạo được đưa ra là hoàn toàn có cơ sở, tuân thủ **TCVN 5574:2018** và **TCVN 2737:2023**.

PHẦN III

THI CÔNG (25%)

CHƯƠNG 7

THI CÔNG

Về phạm vi phần này

Phần Thi công (chiếm 25 % khối lượng đồ án) thuộc chuyên môn của giảng viên hướng dẫn bộ môn **Kỹ thuật và Tổ chức thi công**. Theo Sách Hướng dẫn Tính toán Kết cấu của Khoa, phần này được nêu ở mức *định vị* nhằm xác định các số liệu cần bàn giao giữa phần Kết cấu và phần Thi công, mà không đi sâu hướng dẫn chi tiết. Do đó, nội dung cụ thể của Chương này (biện pháp kỹ thuật, cấp phối, tính toán thi công, tổ chức mặt bằng và tiến độ) sẽ do giảng viên hướng dẫn thi công quy định và được sinh viên hoàn thiện theo hướng dẫn riêng.

Chương này giới thiệu khung nội dung thi công của công trình, được xây dựng trên cơ sở định vị của Sách Hướng dẫn và các số liệu do phần Kết cấu bàn giao. Khung nội dung tham khảo (theo mục 10.3 của Sách Hướng dẫn) bao gồm các công tác chính như sau.

7.1. Công tác đất

Tính khối lượng đào và đắp đất, lựa chọn máy đào và phương tiện vận chuyển phù hợp với điều kiện mặt bằng và tiến độ thi công.

7.2. Thi công cọc khoan nhồi

Công trình sử dụng cọc khoan nhồi; nội dung bao gồm lựa chọn thiết bị khoan (máy khoan, ống vách, dung dịch bentonite) theo đường kính cọc, chiều sâu mũi cọc và sức chịu tải tính toán P_{tt} đã xác định trong Chương 5; đồng thời trình bày quy trình khoan, hạ lồng thép, đổ bê tông và công tác kiểm tra chất lượng cọc.

7.3. Thi công đài và giằng móng

Tính toán ván khuôn, cốt thép và khối lượng bê tông cho đài cọc và hệ giằng móng trên cơ sở kích thước tiết diện đã chọn ở Chương 5.

7.4. Thi công phần thân

Trình bày biện pháp thi công cốp pha cột, dầm, sàn; công tác đổ, đầm và bảo dưỡng bê tông theo yêu cầu kỹ thuật và tiến độ.

7.5. Tổ chức thi công

Trình bày tổng mặt bằng thi công, tiến độ thi công theo sơ đồ Gantt và các biện pháp bảo đảm an toàn lao động trong quá trình thi công.

Số liệu bàn giao từ phần Kết cấu

Để phần Thi công và Kiến trúc triển khai thuận lợi, các số liệu sau từ phần Kết cấu sẽ được bàn giao: sức chịu tải tính toán của cọc, cao độ mũi cọc và đường kính cọc (Chương 5) cho thiết kế và thi công cọc; kích thước tiết diện dầm — cột — sàn và chiều cao tầng (Chương 2, 3, 4, 6) cho thiết kế cốt pha; bảng thống kê cốt thép và khối lượng bê tông theo cấu kiện cho công tác lập khối lượng; vị trí và kích thước vách, cột, chiều dày sàn và cao độ sàn các tầng (Chương 1, 2) cho phần Kiến trúc.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

A. Tiêu chuẩn, quy chuẩn Việt Nam

1. TCVN 2737:2023 — Tải trọng và tác động — Tiêu chuẩn thiết kế. Hà Nội: Bộ Khoa học và Công nghệ.
2. TCVN 5574:2018 — Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép — Tiêu chuẩn thiết kế. Hà Nội: Bộ Khoa học và Công nghệ.
3. TCVN 10304:2025 — Móng cọc — Tiêu chuẩn thiết kế. Hà Nội: Bộ Khoa học và Công nghệ. (Thay thế TCVN 10304:2014.)
4. TCVN 9362:2012 — Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình. Hà Nội: Bộ Khoa học và Công nghệ.
5. TCVN 9386-1:2025 — Thiết kế công trình chịu động đất — Phần 1: Quy định chung, tác động động đất và quy định đối với kết cấu nhà. (Thay thế TCVN 9386:2012.)
6. TCVN 9386-5:2025 — Thiết kế công trình chịu động đất — Phần 5: Nền móng, kết cấu chịu lực và kết cấu địa kỹ thuật.
7. QCVN 06:2022/BXD — Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về An toàn cháy cho nhà và công trình. Hà Nội: Bộ Xây dựng.
8. QCVN 02:2022/BXD — Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về Số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng. Hà Nội: Bộ Xây dựng.

B. Sách, giáo trình và tài liệu hướng dẫn

9. Nguyễn Phú Hoàng — *Sách Hướng dẫn Tính toán Kết cấu Đồ án tốt nghiệp*. Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Sư phạm Kỹ thuật — Đại học Đà Nẵng, 2026.
10. Nguyễn Đình Cống — *Tính toán tiết diện cốt thép bê tông cốt thép theo TCVN 5574:2018*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
11. Võ Bá Tầm — *Kết cấu bê tông cốt thép (Cấu kiện cơ bản), Tập 1–3*. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
12. Võ Bá Tầm — *Kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép*. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.

C. Tài liệu của đồ án

13. Hồ sơ thuyết minh tính toán kết cấu công trình *Nhà ở ABC* (12 tầng nổi), các chương 1–6. Đồ án tốt nghiệp HK216, Khoa Kỹ thuật Xây dựng.
14. Bộ bản vẽ kết cấu công trình *Nhà ở ABC* (KC-01 ÷ KC-12).
15. Bộ bản vẽ kiến trúc công trình *Nhà ở ABC* (KT-01 ÷ KT-08).

Cách ghi tài liệu tham khảo (chuẩn trình bày)

Tài liệu tham khảo được sắp xếp thành ba nhóm A — B — C, đánh số thứ tự liên tục trong toàn bộ danh mục (không đánh lại từ 1 ở mỗi nhóm) và xếp theo thứ tự: tiêu chuẩn/quy chuẩn trước, sách và giáo trình sau, tài liệu của đồ án cuối cùng. Trong phần thân thuyết minh, mỗi khi viện dẫn tài liệu, ghi số thứ tự trong ngoặc vuông ngay sau nội dung được dẫn, ví dụ: “... theo TCVN 5574:2018 [2], chiều dày bản sàn được xác

định ...”. Không đưa vào danh mục những tài liệu không được viện dẫn trong bài, và ngược lại, mọi tài liệu viện dẫn đều phải xuất hiện trong danh mục này. Với tiêu chuẩn, ghi đúng mã hiệu kèm năm ban hành; với sách, ghi tên tác giả — tên sách (in nghiêng) — nhà xuất bản — năm xuất bản; với tài liệu hướng dẫn nội bộ, ghi tên đơn vị ban hành và năm.