
TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI
KHOA XÂY DỰNG

TÀI LIỆU GIẢNG DẠY
HƯỚNG DẪN ĐỒ ÁN KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

Chủ biên: **TS. ĐẶNG VŨ HIỆP**

BỘ MÔN:
KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP và GẠCH ĐÁ

HÀ NỘI- 2017

MỤC LỤC

DANH MỤC BẢNG BIỂU	4
DANH MỤC HÌNH VẼ	6
PHẦN MỘT	10
HƯỚNG DẪN CHUNG	10
I. MỤC TIÊU CỦA ĐỒ ÁN	10
II. NHIỆM VỤ CỦA ĐỒ ÁN	10
III. HƯỚNG DẪN PHƯƠNG PHÁP LÀM ĐỒ ÁN	11
TRANG NÀY ĐỂ TRẮNG	13
PHẦN HAI	14
HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ KHUNG	14
CHƯƠNG 1	14
HỆ KẾT CẤU KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP	14
1.1 Giới thiệu	14
1.2 Lập các mặt bằng kết cấu sàn	14
1.3 Hình thức kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối	15
1.4 Các bước thiết kế khung bê tông cốt thép	17
CHƯƠNG 2	21
LẬP SƠ ĐỒ TÍNH KHUNG	21
2.1 Giới thiệu	21
2.2 Các giả thiết và đơn giản hóa	21
2.3 Sơ đồ khung phẳng	23
2.4 Sơ đồ khung không gian	25
CHƯƠNG 3	26
XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN KHUNG	26
3.1 Giới thiệu	26
3.2 Tải trọng đơn vị	26
3.3 Tải trọng tác dụng lên khung phẳng	32
CHƯƠNG 4	41
XÁC ĐỊNH NỘI LỰC VÀ TỔ HỢP NỘI LỰC	41
4.1 Giới thiệu	41
4.2 Xác định nội lực bằng phần mềm tính toán kết cấu	41
4.3 Một số phương pháp xác định sơ bộ nội lực trong khung	47
4.4 Phân phối lại mô men cho khung	54
4.5 Tổ hợp nội lực và lựa chọn nội lực cho thiết kế	55
CHƯƠNG 5	59
TÍNH TOÁN VÀ THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO KHUNG	59
5.1 Giới thiệu	59
5.2 Thiết kế thép cho dầm khung	59

5.3 Thiết kế thép cho cột.....	68
5.4 Chỉ dẫn cấu tạo khung	75
CHƯƠNG 6.....	91
VÍ DỤ THỰC HÀNH.....	91
Ví dụ 1. Thiết kế khung phẳng của một trường học	91
1. Giải pháp kết cấu và lập các mặt bằng kết cấu	96
2. Lựa chọn vật liệu và sơ bộ kích thước các cấu kiện.....	100
3. Tính toán tải trọng khung trục 3.....	103
4. Xác định nội lực và tổ hợp nội lực khung trục 3.....	132
5. Thiết kế thép khung trục 3	138
6. Thể hiện bản vẽ	153
7. Phụ lục tính toán.....	153
CHƯƠNG 7.....	154
PHÂN TÍCH KHUNG CÓ KỀ ĐẾN SỰ PHÂN PHỐI LẠI MÔ MEN	154
7.1 Giới thiệu.....	154
7.2 Khớp dẻo	155
7.3 Phân phối lại mô men trong dầm.....	156
7.4 Ví dụ tính toán	167
PHỤ LỤC	186
TÀI LIỆU THAM KHẢO	249

DANH MỤC BẢNG BIỂU

DANH MỤC BẢNG BIỂU	4
Bảng 1.1. Tải trọng sơ bộ trên $1m^2$ sàn	19
Bảng 3.1. Trọng lượng riêng và hệ số độ tin cậy của một số loại vật liệu xây dựng.....	27
Bảng 3.3. Tải trọng đơn vị sàn mái	29
Bảng 3.4. Tải trọng đơn vị mái	29
Bảng 3.5. Hoạt tải đứng đơn vị	30
Bảng 4.1. Bảng tổ hợp nội lực phân tử cột	57
Bảng 4.2. Bảng tổ hợp nội lực phân tử dầm	57
Bảng 5.1. Các hệ số để xác định chiều dài đoạn neo cốt thép	89
Bảng 6.1. Tải trọng đơn vị sàn phòng, hành lang	103
Bảng 6.2. Tải trọng đơn vị sàn vệ sinh	103
Bảng 6.3. Tải trọng đơn vị sàn mái	104
Bảng 6.4. Tải trọng đơn vị sàn công xôn	104
Bảng 6.5. Tải trọng tường xây 220mm	105
Bảng 6.6. Tải trọng tường xây 110mm	105
Bảng 6.7. Tải trọng tường thu hồi 110mm	105
Bảng 6.8. Hoạt tải sàn đơn vị	106
Bảng 6.9. Tĩnh tải phân bố sàn tầng 2 trên khung trục 3	108
Bảng 6.10. Tĩnh tải tập trung sàn tầng 2 lên khung trục 3	109
Bảng 6.11. Tĩnh tải phân bố sàn tầng 3,4,5,6 trên khung trục 3	111
Bảng 6.12. Tĩnh tải tập trung sàn tầng 3,4,5,6 lên khung trục 3	113
Bảng 6.13. Tĩnh tải phân bố sàn tầng mái trên khung trục 3	115
Bảng 6.14. Tĩnh tải tập trung sàn tầng mái trên khung trục 3	116
Bảng 6.15. Hoạt tải phân bố phương án 1, tầng 2,4,6	121
Bảng 6.16. Hoạt tải phân bố phương án 1, tầng 3,5 và mái	122
Bảng 6.17. Hoạt tải tập trung sàn tầng 2,4,6	123
Bảng 6.18. Hoạt tải tập trung sàn tầng 3,5, mái	125
Bảng 6.19. Tải trọng gió phân bố tác dụng lên khung	130
Bảng 6.20. Tổ hợp nội lực phân tử cột tầng 1, đơn vị: kN, m	136

Bảng 6.21. Tổ hợp nội lực phần tử dầm tầng 1, đơn vị: kN, m	137
Bảng 6.22. Kết quả tính thép cho dầm khung, vị trí tầng 3 và tầng 5.....	150
Bảng 6.23. Kết quả tính thép cho cột khung, vị trí tầng 3 và tầng 5.....	151
Bảng 6.24. Tải trọng đơn vị các lớp hoàn thiện sàn.....	
Bảng 6.25. Tải trọng tường xây	
Bảng 6.26. Hoại tải sử dụng đơn vị.....	
Bảng 6.27. Tải trọng gió phân bố tác dụng tại các mức sàn.....	
Bảng 6.28. Nội lực và tổ hợp nội lực cột C2 tầng 1 thuộc khung trục 1.....	Error! Bookmark not defined.
Bảng 6.29. Nội lực và tổ hợp nội lực dầm B25 tầng 1 thuộc khung trục 1.....	Error! Bookmark not defined.
Bảng 7.2. Kết quả tính toán hằng số k	173
Bảng 7.3. Kết quả phân tích sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm tầng 2 với $k=153798 \text{ kN.m}^2$ (phần tử 34).....	175
Bảng 7.4. Bảng tính toán cốt thép vòng 1 dầm tầng 2 (phần tử 34)	176
Bảng 7.5. Bảng tính mô men giới hạn M_u , các góc xoay giới hạn ψ_u, ψ_y cho tiết diện đầu phải dầm (vòng 1)	176
Bảng 7.6. Kết quả tính toán hằng số k (vòng 1).....	177
Bảng 7.7. Kết quả phân tích sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm tầng 2 tại vòng 1 với $k = 182598 \text{ kN.m}^2$ (phần tử 34)	179
Bảng 7.8. Bảng tính mô men giới hạn M_u , các góc xoay giới hạn ψ_u, ψ_y cho tiết diện đầu phải dầm	180
Bảng 7.9. Kết quả tính toán hằng số k	181
Bảng 7.10. Kết quả phân tích sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm tầng 2(phần tử 34) với $k = 272110 \text{ kN.m}^2$	183

DANH MỤC HÌNH VẼ

Hình 1.1. Ví dụ cho một phương án mặt bằng kết cấu.....	15
Hình 1.2. Một vài kiểu khung một tầng, một nhịp.....	16
Hình 1.3. Một vài kiểu khung trong nhà thi đấu	16
Hình 1.4. a) Phá hoại do chuyển vị ngang lớn; b) Giải pháp hạn chế chuyển vị ngang.....	16
Hình 1.5. Khung nhiều nhịp, nhiều tầng: a) Khung cứng; b) Khung có thanh giằng chéo.....	17
Hình 1.6. Các bước thiết kế kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối.....	17
Hình 1.7. Xác định diện chịu tải sơ bộ cột B-2.....	19
Hình 2.1. Khung bê tông cốt thép: a) Sơ đồ hình học; b) Sơ đồ tính.....	22
Hình 2.3. Đơn giản hóa khi phân tích khung phẳng: a) khung đầy đủ; b) khung phân nhỏ	24
Hình 3.1. Cấu tạo các lớp sàn phòng, hành lang.....	28
Bảng 3.2. Tải trọng đơn vị sàn phòng, hành lang	28
Hình 3.2. Cấu tạo các lớp sàn mái.....	28
Hình 3.3. Cấu tạo lớp mái	29
Hình 3.5. Mặt bằng truyền tĩnh tải của sàn kê bốn cạnh vào dầm khung trục 2	33
Hình 3.7. Mặt bằng truyền tĩnh tải gây ra tải tập trung và vị trí các tải tập trung trên khung trục 3 (a); Tải trọng gây ra lực tập trung G_C (b); Tải trọng gây ra lực tập trung G_{CB} (c).....	35
Hình 3.9. Mặt bằng truyền tải của hoạt tải sàn vào dầm khung trục 3.....	37
Hình 3.10. Mặt bằng truyền hoạt tải gây ra tải tập trung và vị trí các tải tập trung trên khung trục 3.....	37
Hình 3.11. Một quan niệm xác định tải gió tập trung từ mái tôn.....	39
Hình 3.12. Sơ đồ tác dụng của hoạt tải gió.....	40
Hình 4.1. Hai phương án xếp hoạt tải đứng lên khung phẳng.....	44
Hình 4.2. Vị trí hoạt tải trong khung để có được mô men nguy hiểm nhất.....	45
Hình 4.3. Hai phương án xếp hoạt tải đứng lên khung không gian [26].....	45
.....	48
Hình 4.5. Biến dạng và biểu đồ mômen trong dầm	48
Hình 4.6. Sơ đồ tính và mô men gần đúng cho dầm	49
Hình 4.7. Phân phối mômen cho các cột biên.....	49

Hình 4.8. Phân phối mômen cho các cột giữa	50
(vị trí điểm uốn được đánh dấu tròn).....	51
Hình 4.11. Phân tích khung bằng phương pháp khung cứng (PM).....	52
Hình 4.12. Khung chịu tải ngang a); Cân bằng phân khung cắt bởi mặt cắt A-A và ứng suất trong các cột b).....	54
Hình 5.1. Sơ đồ xác định chiều dài vùng giằng đứt.....	68
Hình 5.2. Hình dạng của biểu đồ tương tác (N, M_{tu})	72
Hình 5.3. Đường cong tương tác (e_x, e_y) cho tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm xiên, lực nén không đổi	73
Hình 5.4. Quy đổi tính toán nén lệch tâm xiên về nén lệch tâm phẳng [18]	74
Hình 5.5. Một số quy định bố trí cốt thép dọc trên tiết diện dầm	76
Hình 5.6. Chỉ dẫn cắt thép dọc trong dầm liên tục theo AS3600:1994 [15]	76
Hình 5.7. Chỉ dẫn cắt thép dọc trong dầm liên tục theo BS8110-1:1997 [18]	77
Hình 5.8. Chỉ dẫn cắt thép dọc trong dầm liên tục dựa theo ACI 318-2011 (theo [27])	78
Hình 5.9. Một số trường hợp bố trí cốt thép trên tiết diện ngang của cột	79
Hình 5.10. Một số trường hợp bố trí cốt thép dọc theo chiều dài cột (Tham khảo [30])	80
.....	81
Hình 5.11. Phân bố ứng suất và vết nứt trong nút khung đóng	81
Hình 5.12. Cấu tạo nút góc khung tầng mái	83
Hình 5.13. Phân bố ứng suất và vết nứt trong nút khung mở	84
Hình 5.14. Cấu tạo nút giữa khung tầng mái	84
.....	85
Hình 5.15. Cấu tạo nút biên khung tầng trung gian	85
Hình 5.16. Cấu tạo nút giữa khung tầng trung gian	87
.....	87
Hình 5.17. Cấu tạo nút khung liên kết cột với móng	87
Hình 5.18. Cấu tạo nút khung gãy khúc	88
Hình 6.1. Các mặt bằng kiến trúc công trình	94
Hình 6.2. Các mặt cắt ngang công trình	95
Hình 6.3. Các mặt bằng kết cấu công trình.....	99
Hình 6.5. Mặt bằng tính tải sàn tầng 2 truyền lên khung (tải phân bố).....	107
Hình 6.6. Mặt bằng tính tải sàn tầng 2 truyền lên khung (tải tập trung)	109

Hình 6.7. Mặt bằng tĩnh tải sàn tầng 3,4,5,6 truyền lên khung (tải phân bố).....	111
Hình 6.8. Mặt bằng tĩnh tải sàn tầng 3,4,5,6 truyền lên khung (tải tập trung)	112
Hình 6.9. Mặt bằng tĩnh tải sàn tầng mái truyền lên khung (tải phân bố).....	114
Hình 6.10. Mặt bằng truyền tĩnh tải sàn tầng mái truyền lên khung (tải tập trung) ...	116
Hình 6.11. Sơ đồ tĩnh tải tác dụng lên khung trục 3.....	119
Hình 6.12. Mặt bằng hoạt tải phương án 1 truyền lên khung (tải phân bố) trên tầng 2,4,6	120
Hình 6.13. Mặt bằng hoạt tải phương án 1 truyền lên khung (tải phân bố) trên tầng 3,5 (a) và mái (b).....	122
Hình 6.14. Mặt bằng hoạt tải sàn tầng 2,4,6 truyền lên khung (tải tập trung).....	123
Hình 6.15. Mặt bằng hoạt tải truyền lên khung (tải tập trung) trên tầng 3,5 (a) và mái (b).....	125
Hình 6.16. Sơ đồ hoạt tải phương án I tác dụng lên khung	127
Hình 6.17. Sơ đồ hoạt tải phương án II tác dụng lên khung.....	129
Hình 6.18. Sơ đồ tải trọng gió trái tác dụng lên khung	131
Hình 6.19. Sơ đồ tải trọng gió phải tác dụng lên khung.....	132
Hình 6.20. Sơ đồ phần tử khung	134
Hình 6.21. Biểu đồ tương tác (BĐTT) cho phần tử cột 250×500 , tầng 1.....	141
Hình 7.1. Minh họa khớp dẻo trong dầm.....	155
Hình 7.2. Khớp dẻo và mô men trong dầm liên tục hai nhịp	156
Hình 7.3. Lý tưởng hóa quan hệ mô men-độ cong	157
Hình 7.4. Sự biến đổi mô men uốn khi tải trọng tăng.....	159
Hình 7.5. a) Khớp dẻo tại đầu dầm trong khung;.....	163
b) Hằng số k , biểu thị khả năng xoay và chịu mô men của khớp dẻo	163
Hình 7.6. Nội lực trong dầm chịu uốn chữ nhật đặt cốt kép.....	164
Hình 7.7. Khung 2 nhịp 8 tầng.....	168
Hình 7.8. Biểu đồ mô men khi phân tích theo lý thuyết đàn hồi, đơn vị là T.m, (a) Tĩnh tải; (b) Hoạt tải; (c) Gió trái; (d) Gió phải	169
Hình 7.9. Hằng số lò xo k tại tiết diện đầu phải dầm	174
Hình 7.10. Biểu đồ mô men sau khi giải phóng một phần liên kết.....	175
ở đầu phải dầm, đơn vị là T.m; (a) Tĩnh tải; (b) Hoạt tải; (c) Gió trái; (d) Gió phải ...	175
Hình 7.11. Biểu đồ mô men sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm tại vòng 1, đơn vị là T.m; (a) Tĩnh tải; (b) Hoạt tải; (c) Gió trái; (d) Gió phải	179

Hình 7.12. Biểu đồ mô men sau khi giải phóng một phân liên kết ở đầu phải dầm, đơn vị là T.m; (a) Tĩnh tải; (b) Hoạt tải; (c) Gió trái; (d) Gió phải.....	183
Hình 7.13. Biểu đồ mô men trước và sau khi phân phối.....	185

PHẦN MỘT

HƯỚNG DẪN CHUNG

I. Mục tiêu của đồ án

Hướng dẫn người học thực hành triển khai các bước thiết kế kết cấu một công trình xây dựng bằng bê tông cốt thép cụ thể.

Cung cấp cho người học kỹ năng phân tích, lựa chọn hệ kết cấu, quan niệm tính toán phù hợp với đặc điểm hệ kết cấu, có kỹ năng tính toán thực hành từng bước thiết kế cho công trình thực, có khả năng đánh giá sự hợp lý kết quả thiết kế cuối cùng. Hơn nữa, giúp người học nắm vững cấu tạo các cấu kiện khung bê tông cốt thép toàn khối, thể hiện bản vẽ khung, thống kê cốt thép và các ghi chú cần thiết.

II. Nhiệm vụ của đồ án

Trong bản thuyết minh cần nêu đầy đủ các luận cứ khoa học, cách giải quyết và tính toán cần thiết để đáp ứng được các nhiệm vụ được giao. Nhiệm vụ của thuyết minh bao gồm các bước từ 1 đến 5 như sau:

1. Đưa ra giải pháp thiết kế kết cấu cho công trình thuần khung có mặt bằng đơn giản. Đưa ra quan niệm về sự làm việc của hệ kết cấu.

2. Lập sơ đồ tính khung: Từ sơ đồ kết cấu thực xây dựng sơ đồ hình học và sơ đồ tính toán đã đơn giản hóa. Yêu cầu chọn khung nguy hiểm để tính hoặc giáo viên giao nhiệm vụ cụ thể cho sinh viên một khung.

3. Tính toán các loại tải trọng thông thường tác dụng lên một khung đã chọn để thiết kế, bao gồm:

- Tĩnh tải: Vẽ mặt bằng truyền tải các tầng. Bảng tính số liệu có diễn giải.
- Hoạt tải: Vẽ mặt bằng truyền tải các tầng theo các phương án tải. Lập bảng tính số liệu có diễn giải.
- Tải trọng gió: Tính toán số liệu có diễn giải.
- Lập các sơ đồ chất tải lên khung.

4. Xác định nội lực và tổ hợp nội lực.

- Tính toán nội lực khung bằng phần mềm tính toán, trình bày các biểu đồ nội lực tương ứng sơ đồ tải trọng.

- Lập bảng các kết quả nội lực cho các trường hợp tải trọng.

- Tổ hợp nội lực cho một vài phần tử cột, dầm trong khung.

5. Thiết kế cốt thép cho khung.

- Thiết kế cốt dọc, ngang, treo...cho một vài phần tử cột, dầm điển hình.
- Lập bảng kết quả tính thép cho các phần tử còn lại trong khung.
- Chọn và cấu tạo thép cho toàn khung. Trình bày cấu tạo cho một vài nút khung cụ thể.
- Nếu cần thiết thì kiểm tra độ võng cho dầm, chuyển vị ngang của đỉnh khung.

6. Thể hiện bản vẽ trên giấy khổ A1 (594x841mm).

- Các mặt bằng kết cấu công trình (tỷ lệ 1/150-1/100).
- Mặt cắt dọc khung và các mặt cắt ngang chi tiết cột, dầm khung (tỷ lệ 1/50-1/20).
- Chi tiết cấu tạo nút khung.

Bản vẽ cần thể hiện đầy đủ, rõ ràng các kích thước, tỷ lệ, quy cách.

III. Hướng dẫn phương pháp làm đồ án

III.1. Lựa chọn giải pháp hệ kết cấu

Lựa chọn giải pháp kết cấu đóng vai trò quan trọng. Lựa chọn đúng đắn giải pháp kết cấu có ảnh hưởng đến tính kinh tế và độ bền công trình. Khi nghiên cứu giải pháp kết cấu có thể lưu ý các vấn đề sau:

-Đối với hệ sàn các tầng và sàn mái: căn cứ vào kích thước dài, rộng của bản sàn, vị trí các tường ngăn chia, bao che để cân nhắc sử dụng hệ sàn sườn một phương hay hai phương, sàn ô cò, sàn không dầm.... Nên bắt đầu từ phương án sàn sườn vừa dễ dàng cho việc tính toán vừa thuận lợi cho việc thi công.

-Đối với hệ khung: vì tường xây chỉ có tác dụng ngăn chia, bao che (tường tự mang) nên toàn bộ tải trọng tường sẽ truyền lên khung. Như vậy, hệ khung sẽ chịu toàn bộ tải trọng đứng và ngang tác dụng lên công trình. Chọn khung có liên kết cứng (rigid frame) cần được ưu tiên vì khung cứng có khả năng chịu tải cao hơn, ổn định hơn khung có liên kết khớp. Lựa chọn kích thước cấu kiện trong khung cần chú ý đến độ cứng đơn vị.

III.2. Xác định tải trọng và xác định nội lực

Các loại tải trọng tác dụng lên công trình cần phải xác định theo tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành. Khi xác định tải trọng tác dụng lên khung phẳng thì cần lập mặt bằng truyền tải. Tính toán tải trọng nên lập bảng diễn giải cụ thể cho từng trường hợp tải trọng. Cần chú ý đến dạng tải trọng tác dụng lên khung: dạng tải phân bố hay tải tập trung. Nếu là tải phân bố thì dạng tam giác hay hình thang; nếu là tải tập trung thì chú ý phương chiều, điểm đặt của lực.

Trong phạm vi đồ án môn học, việc xác định tải trọng bản thân của công trình có thể

không đảm bảo chính xác do thiếu bản vẽ cấu tạo kiến trúc. Chẳng hạn trọng lượng của mảng tường có cửa ra vào, cửa sổ có thể lấy gần đúng bằng xấp xỉ 70% trọng lượng của mảng tường đặc tương ứng. Trọng lượng của lan can, tay vịn cầu thang có thể xem như tải phân bố theo chiều dài.

Trong giai đoạn xác định nội lực tác dụng lên khung cần xây dựng sơ đồ tải trọng cho từng trường hợp tải trọng. Trên sơ đồ thể hiện đầy đủ thông tin như: vị trí tải, dạng tải, phương chiều tác dụng. Đánh số phần tử và tính nội lực trong khung có thể được thực hiện trong phần mềm tính nội lực như SAP2000, ETABS, KCW... Xuất kết quả nội lực phần tử cần lưu ý đến đặc điểm chịu tải của từng phần tử. Ví dụ phần tử dầm chịu tải tập trung tại nhịp dầm thì cần xuất thêm kết quả nội lực tại vị trí này nữa. Thông thường phần tử cột chỉ cần xuất kết quả nội lực tại hai vị trí: chân cột và đỉnh cột. Lưu ý hệ đơn vị sử dụng cần nhất quán, tránh sử dụng nhiều hệ đơn vị khác nhau trong tính toán.

III.3. Tính toán, cấu tạo và thống kê cốt thép

Vận dụng kiến thức đã được học trong môn học “Kết cấu bê tông cốt thép phần 1” để thiết kế các cấu kiện trong khung. Tính toán về độ bền và biến dạng (nếu cần) cho khung. Đối với dầm khung nhịp lớn thì nhất thiết phải kiểm tra trạng thái giới hạn thứ 2, so sánh với tiêu chuẩn. Sinh viên nên lập biểu đồ tương tác để kiểm tính cột. Cần kiểm tra lại kích thước tiết diện cấu kiện để đảm bảo yêu cầu cấu tạo. Lựa chọn cốt thép dọc cho dầm và cột trong khung nên chú ý đến chủng loại sao cho thuận tiện cho việc bố trí, cắt, uốn cốt thép. Trong các tầng điển hình, nếu nội lực của cột, dầm không chênh lệch nhau nhiều thì chỉ cần tính toán bố trí thép cho cột, dầm có nội lực lớn nhất rồi bố trí cho các tầng khác. Lập bảng thống kê vật liệu và hình dáng quy cách cốt thép cho cột, dầm trong khung được tính.

Trang này để trống

PHẦN HAI

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ KHUNG

Chương 1

HỆ KẾT CẤU KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

1.1 Giới thiệu

Hệ kết cấu khung bê tông cốt thép là một hình thức kết cấu sử dụng để chịu lực thẳng đứng (như trọng lượng bản thân) và lực nằm ngang (như tải trọng gió và động đất). Khung bao gồm các thanh thẳng đứng (gọi là cột) và các thanh nằm ngang hoặc nghiêng (gọi là dầm) được liên kết với nhau, tại chỗ giao nhau gọi là nút khung. Hệ khung bê tông cốt thép được dùng rộng rãi nhất và là hệ kết cấu chịu lực chủ yếu cho nhiều công trình xây dựng. Thiết kế hệ kết cấu khung cần đảm bảo yêu cầu sử dụng an toàn, tiết kiệm vật liệu và tính thẩm mỹ.

Để thể hiện hệ kết cấu chịu lực trên mặt bằng, trước tiên cần lập các mặt bằng kết cấu sàn cho công trình. Chương này trình bày cách lập mặt bằng kết cấu sàn, giới thiệu hệ khung bê tông cốt thép toàn khối và các bước thiết kế khung.

1.2 Lập các mặt bằng kết cấu sàn

Mặt bằng kết cấu sàn được thiết lập dựa trên hai cơ sở chủ yếu: mặt bằng kiến trúc và giải pháp kết cấu sàn. Từ mặt bằng kết cấu sàn ta có thể biết được vị trí của các cấu kiện chịu lực, xác định được diện tải trọng truyền từ sàn lên các cấu kiện dầm, xà ngang, lập ra được sơ đồ tính toán hệ kết cấu, thống kê được chủng loại và số lượng cấu kiện trong các tầng.

Mặt bằng kết cấu sàn bao gồm các cấu kiện tạo nên hệ sàn của từng tầng trong công trình: dầm, xà ngang và bản sàn được chống đỡ bởi hệ cột, tường chịu lực hoặc chỉ có bản sàn được kê trực tiếp lên cột.

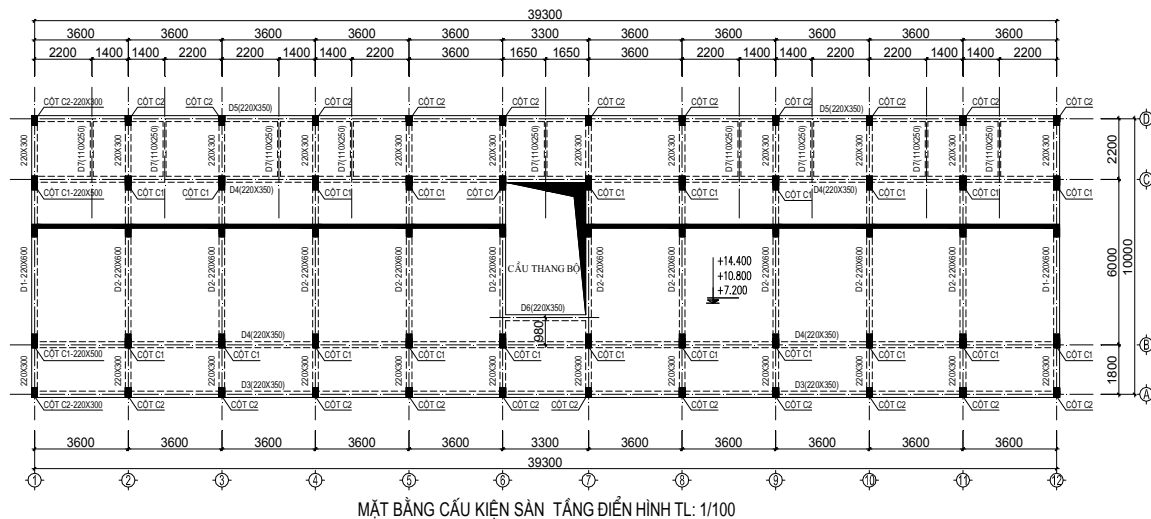
Trên mặt bằng kết cấu sàn cần thể hiện hệ trục lưới cột (vách) theo cả hai phương chính của mặt bằng. Chỉ rõ vị trí trên mặt bằng của các cấu kiện chịu lực theo phương đứng, các cấu kiện này nên liên tục và thẳng hàng từ mái đến móng công trình. Chỉ rõ khoảng cách trên mặt bằng tim trục-tim trục của các cấu kiện trên mặt bằng sàn. Vị trí của các hộp kỹ thuật, thang máy, thang bộ cũng cần phải chỉ rõ. Khi lập mặt bằng kết cấu cũng cần quan tâm đến sự phân bố cột, vách trên mặt bằng công trình.

Ngoài ra, khi lập mặt bằng kết cấu cũng cần chú ý sơ đồ kết cấu theo phương đứng như số tầng, chiều cao tầng, độ dốc của dầm (đặc biệt là dầm mái), bề nước mái và hệ

thống ống kỹ thuật chạy theo phương đứng.

Trên mặt bằng kết cấu cần đặt tên cho các cấu kiện chịu lực, lập bảng thống kê cho từng loại cấu kiện.

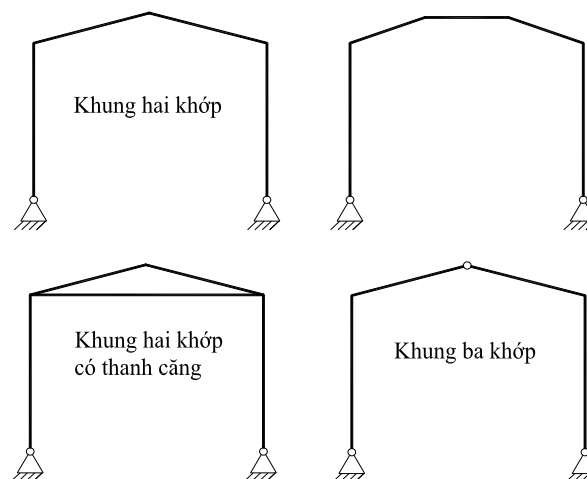
Việc lựa chọn hệ kết cấu cho sàn cần đưa ra ít nhất hai phương án cân nhắc. Phương án cuối cùng nên thỏa mãn các vấn đề như: trọng lượng bản thân sàn, chiều dài nhịp sàn theo cả hai phương, khả năng thỏa mãn trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ hai, khả năng của nhà thầu thi công, tính kinh tế.



Hình 1.1. Ví dụ cho một phương án mặt bằng kết cấu

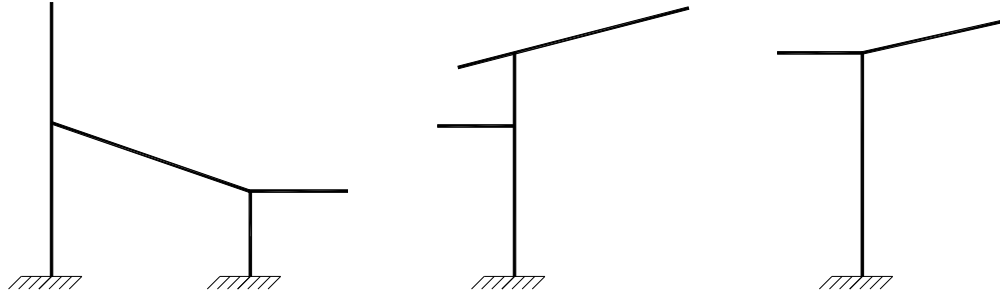
1.3 Hình thức kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối

Lựa chọn hình thức khung phụ thuộc nhiều vào thiết kế kiến trúc, mục đích sử dụng, quy mô công trình. Tùy thuộc vào chiều dài nhịp khung mà có thể chọn dầm khung dạng thẳng nằm ngang, gẫy khúc hay dạng cong. Hình 1.2 thể hiện một vài kiểu khung một tầng, một nhịp gấp trong nhà công nghiệp hoặc xưởng sản xuất.



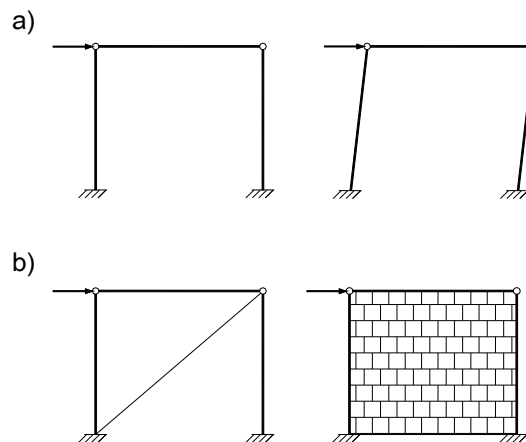
Hình 1.2. Một vài kiểu khung một tầng, một nhịp

Một số kiểu khung bê tông cốt thép dùng trong công trình công cộng như khung khán đài nhà thi đấu đa năng, mái che các công trình thể thao... cho trên hình 1.3.



Hình 1.3. Một vài kiểu khung trong nhà thi đấu

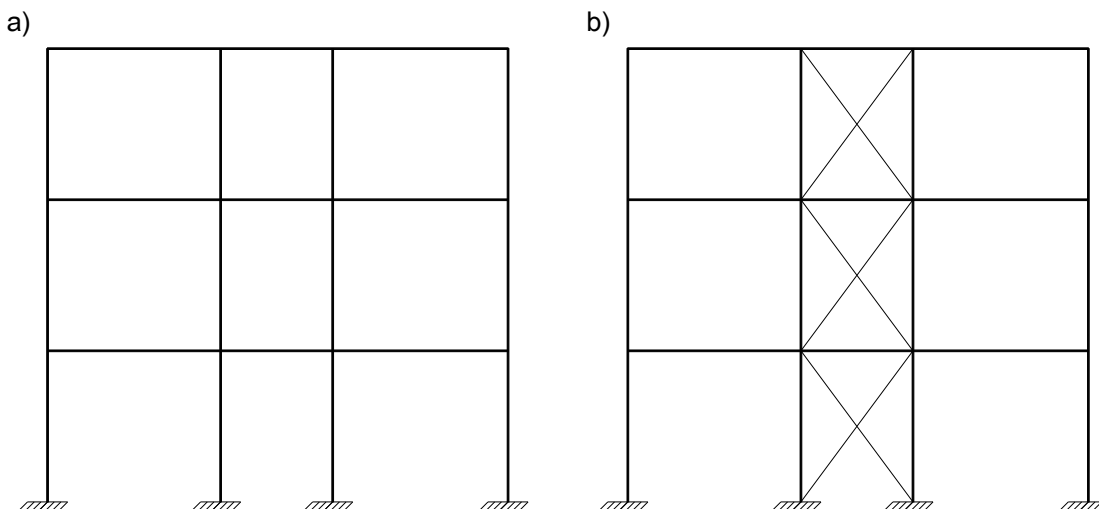
Khung có liên kết khớp tại nút khung hoặc cột liên kết khớp với móng được sử dụng trong trường hợp khung lắp ghép hoặc trường hợp nền đất yếu. Liên kết khớp làm giảm bậc siêu tĩnh cho khung do vậy giảm được nội lực phát sinh do lún lệch gây ra. Tuy vậy các khung có liên kết khớp có độ cứng ngang bé và chuyển vị ngang lớn. Giải pháp hạn chế chuyển vị ngang có thể dùng là bổ sung thanh giằng chéo hoặc xây tường chèn như hình 1.4b.



Hình 1.4. a) Phá hoại do chuyển vị ngang lớn; b) Giải pháp hạn chế chuyển vị ngang

Với khung bê tông cốt thép liên tục (nhiều tầng, nhiều nhịp) toàn khối người ta thường chọn liên kết cột-dầm là liên kết cứng, liên kết cột-móng là liên kết ngàm. Các kiểu liên kết này có ưu điểm là khung có độ cứng ngang khá tốt, biến dạng không quá lớn và đặc biệt mô men uốn phân phối tương đối đều cho các thanh quy tụ tại nút. Khung

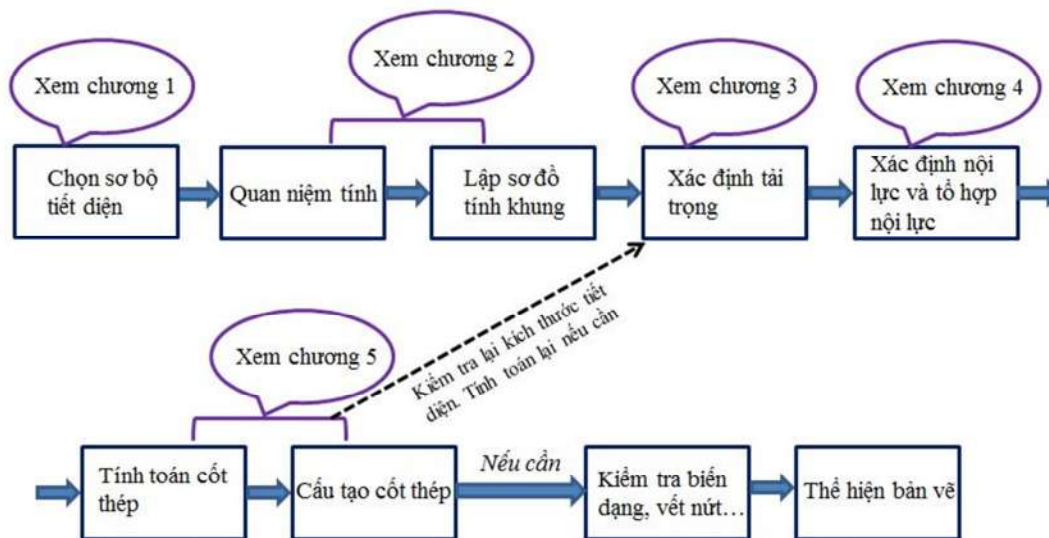
bê tông cốt thép kiểu này gọi là khung cứng. Ứng suất phát sinh do thay đổi nhiệt độ và do co ngót có thể khá đáng kể, do vậy trong nhiều trường hợp cần phải được xem xét. Để làm tăng khả năng chịu tải ngang và độ ổn định ngang cho khung người ta có thể sử dụng thêm các thanh giằng chéo bằng thép hoặc bê tông cốt thép như hình 1.5b.



Hình 1.5. Khung nhiều nhịp, nhiều tầng: a) Khung cứng; b) Khung có thanh giằng chéo

1.4 Các bước thiết kế khung bê tông cốt thép

Khi thiết kế khung bê tông cốt thép toàn khối thường được tiến hành theo trình tự như trên hình 1.6. Các bước thiết kế được chỉ dẫn tới từng chương trong tài liệu này. Các bước thiết kế có thể phải lặp lại nhiều lần, do đó nên kết hợp sử dụng các bảng tính và sổ tay thiết kế để tiết kiệm công sức và thời gian. Mục này trình bày cách lựa chọn kích thước tiết diện cho khung cứng bằng bê tông cốt thép đổ toàn khối.



Hình 1.6. Các bước thiết kế kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối

Xác định sơ bộ kích thước tiết diện các cấu kiện chịu lực cần chú ý đến sự thống nhất hóa kích thước. Nếu có thể thì nên chọn bề rộng của dầm bé hơn hoặc bằng bề rộng của cột để đơn giản cho việc cấu tạo thép và lắp dựng ván khuôn tại nút khung. Thay đổi kích thước tiết diện cột có thể gây ra các sai sót khi thi công và gây ra độ lệch tâm trục cột tầng trên và tầng dưới. Đối với cột việc sử dụng cùng kích thước trên suốt chiều cao công trình sẽ làm cho giá thành ván khuôn được tiết kiệm nhất [12]. Để đạt được điều này nên sử dụng bê tông cường độ cao cho các cột tầng phía dưới và giảm cường độ bê tông cho các cột tầng phía trên. Hàm lượng cốt thép cột $\mu_t \approx 2\%$ nên được sử dụng cho các cột chịu lực nén cao và $\mu_t \approx 1\%$ nên được sử dụng cho các cột chịu lực nén thấp ở các tầng phía trên. Nếu không vì điều kiện kiến trúc thì nên chọn kích thước dầm có chiều cao lớn để tăng khả năng chịu lực và giảm độ võng của dầm. Với các dầm có nhịp không chênh lệch nhau nhiều nên chọn cùng kích thước tiết diện để đơn giản cho thi công và luân chuyển ván khuôn được hiệu quả. Để đạt hiệu quả kinh tế thì hàm lượng cốt thép trong dầm nên gần bằng $\left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right)$ hàm lượng cốt thép lớn nhất

cho phép. Nên chọn cấp độ bền chịu nén của bê tông dầm và sàn giống nhau.

Lựa chọn kích thước sơ bộ cho cột và dầm cần quan tâm đến độ cứng đơn vị tương đối giữa chúng, không phải độ cứng tuyệt đối. Theo kinh nghiệm, thông thường tỷ lệ độ cứng đơn vị tương đối giữa các cấu kiện trong khung nên trong khoảng $(1 \div 2)$.

Kích thước dầm chủ yếu phụ thuộc vào giá trị mô men âm và giá trị lực cắt ở hai đầu dầm. Với các dầm có nhịp lớn thì cần chọn kích thước thỏa mãn cả trạng thái giới hạn

thứ hai. Kích thước dầm trong khung liên tục nên chọn $h_d = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{14}\right)L$ và $b_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right)h_d$

với L là chiều dài nhịp dầm, đồng thời phù hợp với kích thước ván khuôn có sẵn, tính thẩm mỹ.

Kích thước cột chủ yếu phụ thuộc vào giá trị lực dọc mặc dù mô men uốn cũng có ảnh hưởng. Chọn kích thước cột ngoài yêu cầu về cường độ còn cần đảm bảo độ ổn định, định hình ván khuôn và tính thẩm mỹ. Diện tích sơ bộ cột có thể chọn như sau:

$$A_{sb} = k \times \frac{N}{R_b}, \text{ với } k = 1.2 \div 1.5 \quad (1.1)$$

Hệ số k được lấy tùy thuộc vào độ lớn của mô men trong cột. Với các cột bên trong, có thể lấy hệ số bằng $k = 1.2 \div 1.3$. Với các cột ngoài cùng, hoặc các cột tầng trên cùng hệ số k nên được lấy lớn hơn.

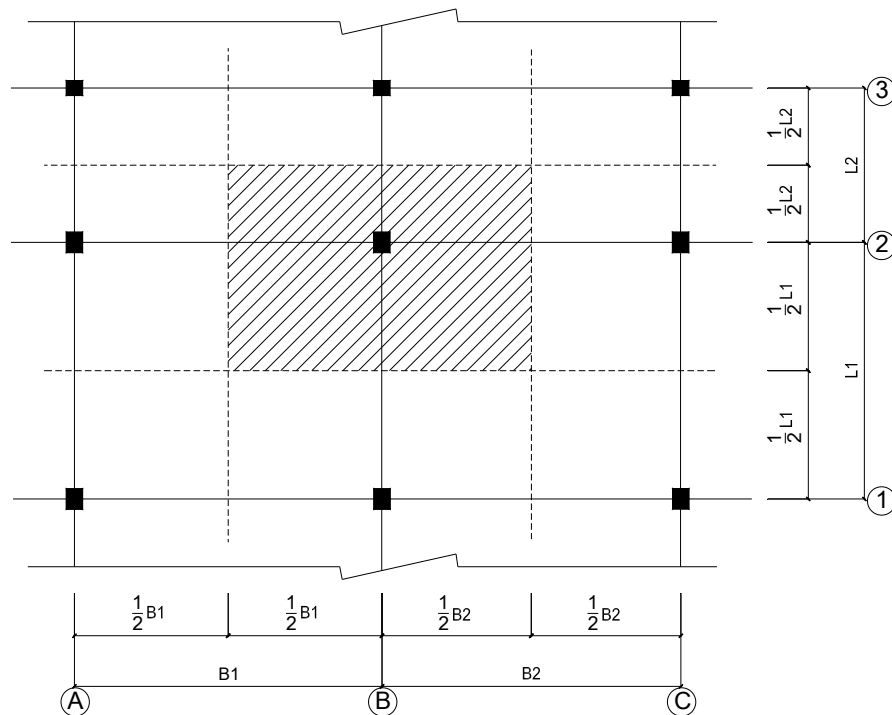
Lực dọc sơ bộ N trong cột do tải trọng đứng gây ra trong phạm vi chịu tải, xác định như trên hình 1.7 cho cột B-2. Lực dọc sơ bộ có thể xác định theo công thức:

$$N = n \times S \times q \quad (1.2)$$

Trong đó: n là số tầng của công trình
 S là diện tích chịu tải sơ bộ cột (vùng gạch chéo trên hình 1.7)
 q tải trọng sơ bộ tác dụng lên 1m^2 sàn, có thể tham khảo số liệu trong bảng 1.1.

Bảng 1.1. Tải trọng sơ bộ trên 1m^2 sàn

Loại nhà	$q(kN / m^2)$
Nhà ở riêng lẻ	$8 \div 10$
Trung tâm thương mại, chung cư, khách sạn	$13 \div 16$
Văn phòng, trường học, các loại nhà khác	$10 \div 13$



Hình 1.7. Xác định diện tích chịu tải sơ bộ cột B-2

Tiết diện cột không nên chọn quá mảnh vì làm giảm đáng kể khả năng chịu nén của cột. Mục 8.2 của TCVN 5574:2012 quy định tiết diện cột nhà không nên có độ mảnh theo phương bất kỳ vượt quá $\lambda = \frac{l_o}{i} \leq 120$, đối với cột tiết diện chữ nhật thì $\lambda = \frac{l_o}{b} \leq 35$.

Cần chú ý chiều dài tính toán cho khung toàn khối nhiều tầng nhiều nhịp $l_o = 0.7 \times H$, với H là chiều cao tầng nhà.

Tiết diện của dầm và cột chọn theo định hình ván khuôn có sẵn như sau:

- +) Kích thước tiết diện từ $600mm$ trở xuống thì chọn là bội số của 50
- +) Kích thước tiết diện trên $600mm$ thì chọn là bội số của 100.

Chương 2

LẬP SƠ ĐỒ TÍNH KHUNG

2.1 Giới thiệu

Sơ đồ tính khung chính là hình ảnh đơn giản hóa mà vẫn đảm bảo phản ánh sát sự làm việc thực tế của khung. Căn cứ vào điều kiện địa chất, giải pháp nền móng, kích thước hình học thiết kế quyết định sơ đồ tính và cấu tạo khung, chỉ rõ được liên kết cứng hoặc khớp. Tùy vào mức độ chính xác và quan niệm tính toán mà người thiết kế lập ra sơ đồ tính khung sao cho phù hợp với sự làm việc thực tế. Có hai xu hướng khi thiết lập sơ đồ tính. Hướng thứ nhất là lập sơ đồ tính gần đúng với kết cấu thực, các liên kết, vật liệu, tải trọng được lý tưởng hóa để dễ dàng thực hiện tính toán bằng tay hoặc bằng phần mềm thương mại. Hướng thứ hai là lập sơ đồ tính “giống” như kết cấu thực, các liên kết, vật liệu, tải trọng được mô hình tương tự thực tế. Hướng thứ hai cần sử dụng các công cụ hỗ trợ và kiến thức chuyên sâu và chủ yếu phục vụ cho mục đích nghiên cứu. Trong chương này giới thiệu việc lập sơ đồ tính khung theo hướng thứ nhất.

2.2 Các giả thiết và đơn giản hóa

Để có thể thực hiện bước phân tích kết cấu người thiết kế cần phải lập được sơ đồ tính kết cấu chính xác nhất có thể. Sơ đồ tính chính xác khung bê tông cốt thép có thể rất phức tạp do nhiều yếu tố ảnh hưởng như: độ cứng của các cấu kiện phân bố không đồng đều, sự xuất hiện của vết nứt, hình dạng cấu kiện... Những yếu tố cần quan tâm khi lựa chọn sơ đồ tính là cấu tạo của kết cấu, tải trọng và tính chất tác dụng của tải trọng, sơ đồ đã phản ánh được gần đúng sự làm việc thực hay chưa.

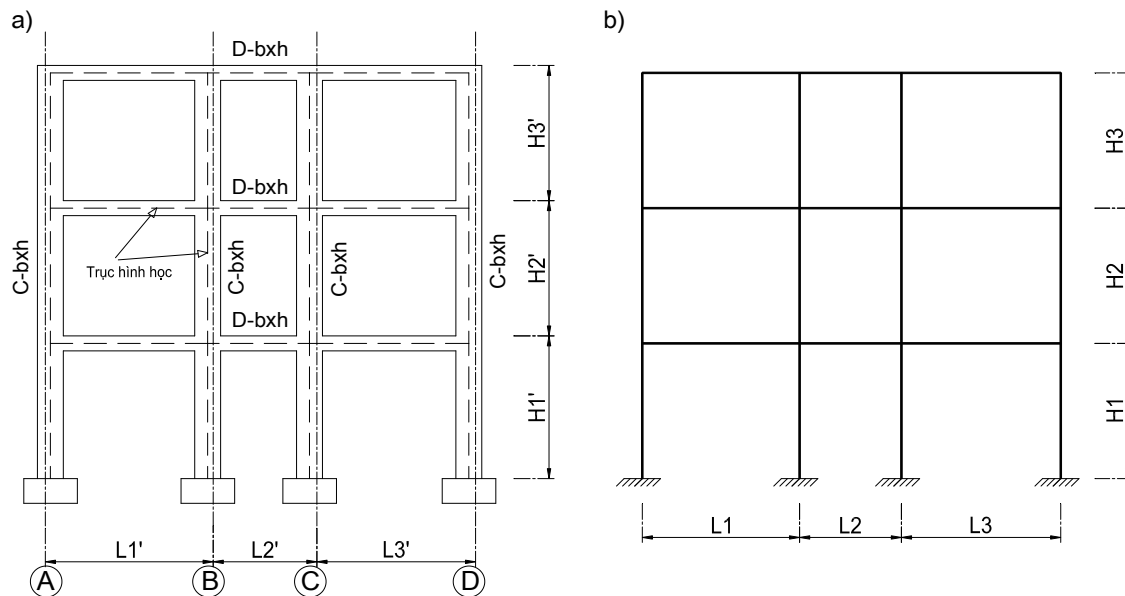
Với độ chính xác chấp nhận được, khi xây dựng sơ đồ tính cho kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối, người ta dựa trên các nguyên tắc sau:

-Cột và dầm được mô hình bằng một phần tử thanh có trục hình học trùng với trục cột và dầm. Các phần tử thanh có các đặc tính vật liệu và kích thước hình học tương ứng. Nguyên tắc này nói chung phù hợp cho cột và dầm có kích thước nhỏ nhưng với cấu kiện tường hoặc cột, dầm có kích thước đủ lớn thì nguyên tắc này không phù hợp.

-Liên kết các thanh cột với dầm thường là các nút cứng.

-Liên kết chân cột với móng thường dùng liên kết ngàm tại mặt móng.

Khái niệm liên kết cứng hay liên kết ngàm chỉ là tương đối vì dưới tác dụng của tải trọng, nút khung hay móng bị xoay dù góc xoay rất nhỏ. Khi nút khung hay móng bị xoay thì xảy ra sự phân phối lại nội lực.



Hình 2.1. Khung bê tông cốt thép: a) Sơ đồ hình học; b) Sơ đồ tính

Đầu tiên sơ đồ hình học của khung được thành lập dựa trên các kích thước sơ bộ của các cấu kiện đã chọn. Trục định vị, chiều dài cấu kiện, các cao độ, vị trí cấu kiện được chỉ ra trên sơ đồ hình học. Cần chú ý trục định vị cột và trục hình học cột có thể không trùng nhau.

Sau đó sơ đồ tính khung được thành lập dựa trên các nguyên tắc trên và các phép đơn giản hóa sau [7]:

- Nếu chiều dài các nhịp khác nhau dưới 10% thì có thể chuyển thành sơ đồ có nhịp đều nhau với chiều dài nhịp tính toán bằng giá trị trung bình của chiều dài các nhịp
- Nếu trục cột tầng trên và trục cột tầng dưới lệch nhau không quá 5%nhịp thì có thể dịch chuyển để cho các trục cột cùng nằm trên một đường thẳng. Trong trường hợp này có thể lấy nhịp tính toán bằng giá trị trung bình nhịp của các tầng
- Cho phép dịch chuyển vị trí của tải trọng trong một nhịp sang trái hoặc sang phải một đoạn không quá 5%nhịp để lợi dụng tính đối xứng hay phản xứng trong khung

-Nếu độ dốc của xà ngang nhỏ hơn $\frac{1}{8}$ thì có thể xem xà ngang nằm ngang, khi đó chiều dài cột lấy là giá trị trung bình

-Nếu trong xà ngang có từ năm tải tập trung trở lên thì có thể đổi thành tải phân bố

-Nếu khung có nhiều nhịp bằng nhau và tải trọng giống nhau trong các nhịp thì có thể đổi thành khung ba nhịp để tính, nội lực ở các nhịp giữa lấy như nhau.

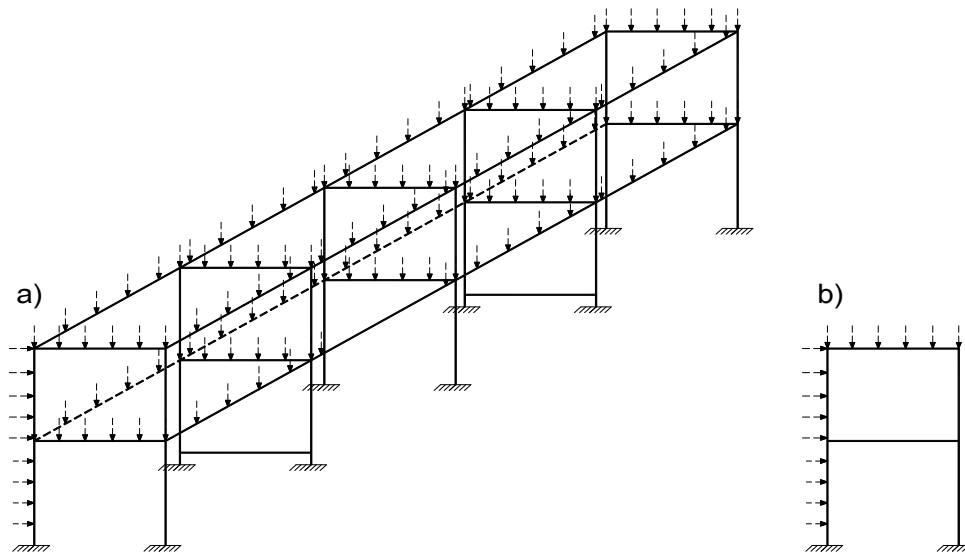
Trong sơ đồ tính, chiều cao tầng được lấy bằng khoảng cách trục hình học các dầm trong cùng một tầng với trục hình học các dầm trong cùng một tầng liền kề. Nếu chiều cao tiết diện các dầm khác nhau thì có thể đơn giản coi các dầm cùng một tầng có cùng cao độ trục thanh. Hình 2.1 minh họa khung bê tông cốt thép ba tầng ba nhịp được mô

hình hóa dựa theo các nguyên tắc trên.

Hiện nay với sự hỗ trợ của các phần mềm tính toán kết cấu rất mạnh như SAP2000, ETABS, KCW... một số phép đơn giản hóa trên ít được sử dụng.

2.3 Sơ đồ khung phẳng

Lựa chọn sơ đồ tính khung là bước thiết kế quan trọng vì nó ảnh hưởng trực tiếp đến nội lực cũng như biện pháp cấu tạo nút khung để phù hợp với sơ đồ tính đã chọn. Trong kết cấu nhà, khung là hệ kết cấu chịu lực không gian, bao gồm hệ thống cột và hệ thống dầm theo các phương (thường phương ngang và phương dọc). Hệ thống cột và dầm theo phương ngang tạo thành các khung ngang trong khi hệ thống cột và dầm theo phương dọc tạo thành các khung dọc nhà. Tùy theo cách bố trí hệ kết cấu chịu lực mà ta có thể phân sơ đồ kết cấu khung thành khung không gian hoặc khung phẳng. Trong một số trường hợp người ta đơn giản hóa việc tính toán theo sơ đồ khung không gian thành sơ đồ khung phẳng. Chẳng hạn với kết cấu thuần khung (hệ khung chịu toàn bộ tải trọng đứng và tải trọng ngang), nếu số lượng khung theo phương dọc khá lớn so với phương ngang và nếu tải trọng chủ yếu truyền theo phương ngang thì có thể tách các khung ngang ra thành các khung phẳng để tính toán độc lập (xem hình 2.2).

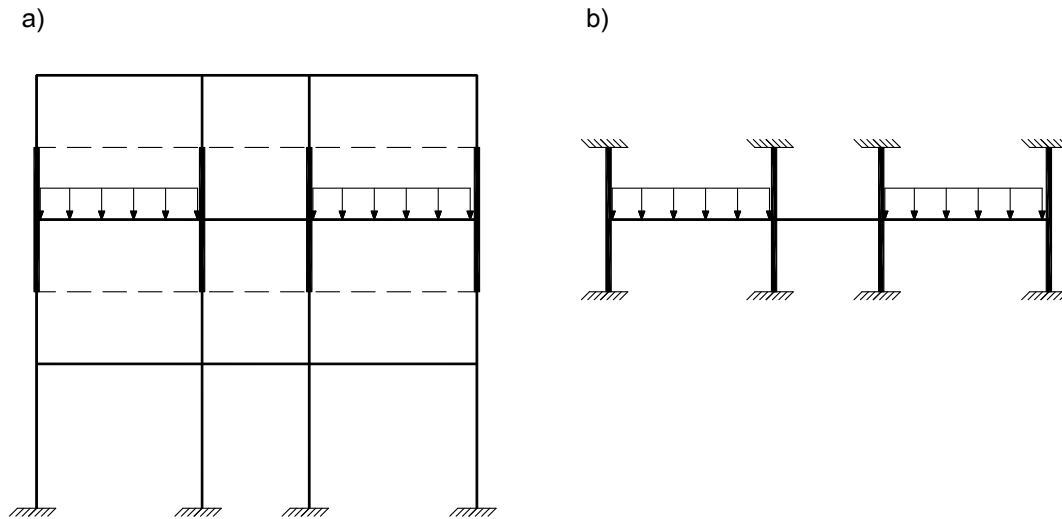


Hình 2.2. Đơn giản hóa sơ đồ tính khung: a) Sơ đồ khung không gian; b) Sơ đồ khung phẳng

Trong trường hợp kết cấu khung kết hợp với hệ kết cấu chịu lực khác cũng có thể tính toán theo sơ đồ khung phẳng tùy theo tính chất tác dụng của tải trọng và mức độ gần đúng chấp nhận được. Khi đó khung chịu tải trọng đứng trực tiếp từ diện chịu tải của nó và chịu một phần tải trọng ngang được phân phối vào nó. Chi tiết cách phân phối

tải trọng ngang vào khung và các kết cấu chịu lực khác xem tài liệu[2, 29].

Khi phân tích khung phẳng nhiều tầng, nhiều nhịp chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng như hình 2.3a có thể chia tách khung thành những khung nhỏ đơn giản hơn (hình 2.3b) [29]. Theo đó mỗi khung nhỏ bao gồm một dầm liên tục và các cột tầng trên, tầng dưới kề nó được liên kết ngàm tại mỗi đầu cột. Kết quả phân tích nội lực trong mỗi khung chia nhỏ có thể dùng để thiết kế cấu kiện dầm, cột trong khung đầy đủ ban đầu.



Hình 2.3. Đơn giản hóa khi phân tích khung phẳng: a) khung đầy đủ; b) khung phân nhỏ

Phân tích nội lực theo sơ đồ khung phẳng có ưu điểm là dễ tính, dễ kiểm soát được các kết quả tính toán. Một cách quy ước rằng khi bước cột theo phương dọc nhà đều nhau, công trình có mặt bằng chữ nhật, tỷ số cạnh dài chia cạnh ngắn $\frac{L}{B} > 2$, khung dọc có số nhịp nhiều hơn nhiều số nhịp khung ngang thì có thể xem nội lực chủ yếu gây ra trong khung ngang. Khi đó có thể tách riêng từng khung phẳng ra để xác định nội lực trong cột và dầm ngang, nội lực trong dầm dọc tính như dầm liên tục. Trường hợp hệ khung không chịu hoặc chịu xoắn nhỏ có thể xem xét hệ khung bao gồm các khung phẳng riêng lẻ. Ngược lại cần phân tích theo sơ đồ khung không gian với những hệ khung chịu ảnh hưởng xoắn lớn (khi tâm cứng và tâm khối lượng cách xa nhau) để đảm bảo sự làm việc thực tế của nó.

Khi thiết kế theo sơ đồ khung phẳng thì cần thiết phải chọn ra khung ngang nguy hiểm nhất để thiết kế. Khung ngang nguy hiểm có thể là khung có số lượng nhịp ít hơn, diện tích chịu tải từ sàn truyền vào lớn hơn, có chiều cao khung lớn hơn.

2.4 Sơ đồ khung không gian

Thiết kế theo sơ đồ khung không gian với sự hỗ trợ của các phần mềm phân tích kết cấu có ưu điểm là tiện lợi, nhanh chóng đưa ra được nội lực của tất cả các cấu kiện chịu lực, giúp người thiết kế tiết kiệm được thời gian, nội lực khung chính xác hơn vì gần với sự làm việc thực tế. Trong sơ đồ khung không gian, tất cả các cấu kiện chịu lực làm việc cùng nhau để chịu và truyền tải trọng đứng, tải trọng ngang tác dụng lên công trình. Bởi vậy việc phán đoán và phân tích sự chịu lực của các cấu kiện đòi hỏi người thiết kế trước tiên cần nắm vững kiến thức về cơ học công trình, nắm vững sơ đồ khung phẳng.

Sơ đồ khung không gian được dùng cho các công trình có mặt bằng kết cấu không đều đặn, thiết kế chịu tải trọng đặc biệt, hệ kết cấu theo phương đứng có sự thay đổi về hình thức kết cấu.

Chương 3

XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN KHUNG

3.1 Giới thiệu

Tải trọng tác dụng lên công trình bao gồm hai nguồn gốc: do thiên nhiên và do nhân tạo. Tải trọng có nguồn gốc thiên nhiên chính là trọng lực, động đất và các lực do khí tượng gây ra. Tải trọng có nguồn gốc nhân tạo là tải trọng do con người đi lại, vận hành các thiết bị, máy móc, chúng xuất hiện trong quá trình thi công, lắp dựng và sử dụng công trình. Hai nguồn gốc tải trọng này có liên hệ mật thiết với nhau. Chẳng hạn như kích thước hình học, loại vật liệu sử dụng cho ngôi nhà gây ra trọng lực, ảnh hưởng đến tải trọng động đất. Tải trọng tác dụng lên khung có thể bao gồm cả tải trọng tĩnh và tải trọng động. Chương này giới thiệu cách xác định các tải trọng tĩnh tác dụng lên khung theo tiêu chuẩn TCVN 2737:1995 [9].

3.2 Tải trọng đơn vị

Trước khi xác định các tải trọng tác dụng lên khung cần phải xác định tải trọng đơn vị tác dụng trên $1m^2$ sàn, tường hoặc trên $1m$ dài của cấu kiện.

3.2.1 Tĩnh tải

Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải) là các tải trọng tác dụng không thay đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Chúng gồm có trọng lượng bản thân kết cấu chịu lực, bao che, các lớp cách âm, cách nhiệt...

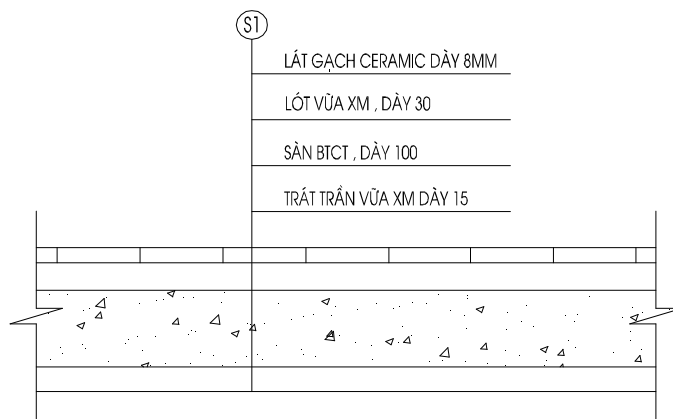
Giá trị tiêu chuẩn của tĩnh tải được xác định theo kích thước hình học, loại vật liệu sử dụng cho kết cấu chịu lực và không chịu lực trong công trình. Các trị số tiêu chuẩn tính được cần nhân với hệ số độ tin cậy của tải trọng γ . Bảng 3.1 giới thiệu trọng lượng riêng và hệ số độ tin cậy của một số vật liệu xây dựng thông dụng [4, 6].

Bảng 3.1. Trọng lượng riêng và hệ số độ tin cậy của một số loại vật liệu xây dựng

Số TT	Tên vật liệu	Đơn vị đo	Trọng lượng thể tích	Hệ số γ
1	Bê tông cốt thép	kN / m^3	25	1,1
2	Bê tông không cốt thép	nt	22	1,1
3	Bê tông gạch vỡ	nt	16	1,1
4	Khối xây gạch đặc	nt	18	1,1
5	Khối xây gạch rỗng	nt	15	1,3
6	Khối xây đá hộc	nt	24	1,1
7	Khối xây gạch xỉ than	nt	13	1,3
8	Vữa xi măng-cát	nt	18	1,3
9	Gạch gốm	nt	20	1,1
10	Gỗ nhóm I-II	nt	8-14	1,1
11	Gỗ nhóm III-IV-V	nt	6-8	1,1
12	Mái ngói đỏ xà gồ gỗ	kN / m^2	0.6	1,3
13	Mái FBXM	nt	0.3	1,1
14	Mái tôn xà gồ thép hình	nt	0.2	1,05
15	Trần ván ép dầm gỗ	nt	0.3	1,1
16	Trần gỗ dầm dầm gỗ	nt	0.2	1,1
17	Trần thạch cao và khung xương	nt	0.25	1,3
18	Cửa kính khung gỗ	nt	0.25	1,1
19	Cửa kính khung thép	nt	0.4	1,1

Ngoài ra tải trọng do khối lượng vách ngăn tạm thời tựa trên sàn hoặc treo vào tường lấy không ít hơn $0.075 kN / m^2$.

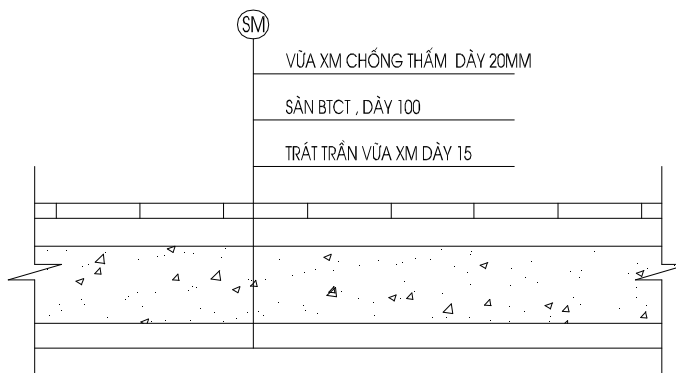
Để xác định tĩnh tải đơn vị tác dụng tại một vị trí nào đó trên cấu kiện ta cần xác định được các lớp cấu tạo kiến trúc, kết cấu của cấu kiện đó. Sau đó lập các bảng tương ứng với từng cấu kiện. Dưới đây là ví dụ về xác định tải trọng đơn vị trên sàn.



Hình 3.1.Cấu tạo các lớp sàn phòng, hành lang

Bảng 3.2.Tải trọng đơn vị sàn phòng, hành lang

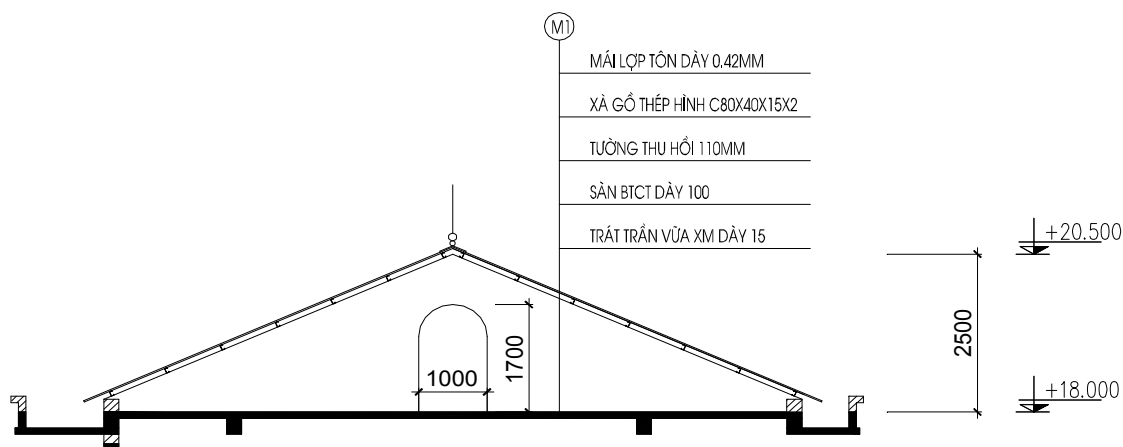
Cấu tạo sàn	Chiều dày δ (m)	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1.Gạch lát nền	0,008	20	0,16	1,1	0.176
2.Lớp vữa lót	0,030	18	0,54	1,3	0,702
3.Bản sàn BTCT	0,100	25	2,50	1,1	2,75
4.Lớp vữa trát trần	0,015	18	0,27	1,3	0,351
Tổng cộng			3,29		3,745



Hình 3.2. Cấu tạo các lớp sàn mái

Bảng 3.3. Tải trọng đơn vị sàn mái

Cấu tạo sàn	Chiều dày δ (m)	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1.Lớp vữa xi măng chống thấm	0,020	18	0,36	1,3	0,468
2.Bản sàn BTCT	0,100	25	2,50	1,1	2,75
3.Lớp vữa trát trần	0,015	18	0,27	1,3	0,351
Tổng cộng			3,13		3,569



Hình 3.3. Cấu tạo lớp mái

Bảng 3.4. Tải trọng đơn vị mái

Cấu tạo sàn	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1.Mái tôn và xà gỗ thép		0.2	1,05	0,21
2.Tường thu hồi 110mm	18	1.98	1,1	2,178

3.2.2 Hoạt tải đứng

Tải trọng tạm thời (hoạt tải dài hạn, ngắn hạn, đặc biệt) là các tải trọng có thể không có trong một giai đoạn nào đó của quá trình xây dựng và sử dụng. Tải trọng tạm thời dài hạn gồm có: khối lượng vách ngăn tạm thời, khối lượng các thiết bị thường xuyên sử dụng. Tải trọng tạm thời ngắn hạn gồm có: khối lượng người, các vật liệu, dụng cụ sửa

chữa, tải trọng lên sàn nhà ở và nhà công cộng, nhà công nghiệp, tải trọng gió. Hoạt tải đứng tiêu chuẩn phân bố đều do người và vật dụng trong quá trình sử dụng công trình gây lên được lấy theo TCVN 2737-1995 hoặc lấy theo yêu cầu công nghệ. Hoạt tải đứng tính toán phân bố đều xác định bằng cách nhân hoạt tải đứng tiêu chuẩn phân bố đều với hệ số độ tin cậy γ , lấy như sau:

$\gamma = 1.3$ nếu hoạt tải tiêu chuẩn phân bố đều nhỏ hơn $2kN / m^2$

$\gamma = 1.2$ nếu hoạt tải tiêu chuẩn phân bố đều lớn hơn hoặc bằng $2kN / m^2$

Hoạt tải đứng đơn vị cũng nên được lập thành bảng và xác định riêng cho từng loại phòng. Dưới đây là ví dụ xác định hoạt tải đứng đơn vị trên sàn của công trình nhà trẻ.

Bảng 3.5. Hoạt tải đứng đơn vị

Tên phòng	p^{tc} (kN/m ²)	γ	p^{tt} (kN/m ²)
1. Phòng ngủ	1.5	1,3	1.95
2. Phòng vệ sinh	2.0	1,2	2,40
3. Phòng bếp	3.0	1,2	3.6
4. Hành lang	3.0	1,2	3.60
5. Mái BTCT không sử dụng, có người đi lại sửa chữa	0.75	1,3	0.975
6. Mái tôn không sử dụng, có người đi lại sửa chữa	0.30	1,3	0.39

Việc giảm hoạt tải đứng tác dụng lên sàn được quy định trong mục 4.3.4 của TCVN2737:1995 tùy thuộc vào chức năng và diện tích phòng. Hệ số này được kể đến khi xác suất xuất hiện toàn bộ hoạt tải trên một diện tích sàn đủ lớn là không chắc chắn.

3.2.3 Hoạt tải ngang

Hoạt tải ngang tác dụng lên khung bao gồm tải trọng gió và động đất. Trong phạm vi tài liệu này chỉ giới thiệu hiệu ứng tĩnh của gió (tải trọng gió tĩnh) tác dụng lên khung. Sự chuyển động của không khí gần bề mặt trái đất tạo nên véc tơ vận tốc gió, nó có độ lớn và hướng thay đổi theo không gian và thời gian. Các biến vô hướng dùng để mô tả

vận tốc gió đều liên quan đến thời gian trung bình, dạng địa hình và chiều cao công trình trên mặt đất. Vận tốc gió có thể biểu diễn dưới dạng vận tốc gió trung bình, vận tốc gió đạt đỉnh, vận tốc gió giật 3 giây hoặc vận tốc gió cực đại hàng năm. Thông thường hai vận tốc gió thường được dùng là vận tốc gió trung bình và vận tốc gió đạt đỉnh. Vận tốc gió trung bình là giá trị trung bình của vận tốc gió được ghi lại trong một khoảng thời gian nào đó tại độ cao chuẩn 10m so với mặt đất. Khoảng thời gian thường là một giờ, mười phút hoặc một phút. Vận tốc gió đạt đỉnh là giá trị tức thời lớn nhất của vận tốc gió được ghi lại. Phần lớn khoảng thời gian ghi lại một lần là 3 giây, do đó vận tốc gió đạt đỉnh cũng được xem là vận tốc gió gặt 3 giây.

Vận tốc gió thay đổi theo chiều cao và bị ảnh hưởng mạnh mẽ bởi độ nhám địa hình. Sự thay đổi vận tốc gió có thể biểu diễn theo quy luật hàm lũy thừa hoặc hàm logarit. Hàm lũy thừa do Davenport A.G [16] đề nghị lần đầu tiên năm 1961 thường được sử dụng.

$$V_z = V_g \left[\frac{z}{z_g} \right]^{1/\alpha} \quad (3.1)$$

Trong đó V_z là vận tốc gió ở độ cao z

V_g là vận tốc gió gradient, khi $z > z_g$ thì $V_z = V_g$

z là độ cao trên mặt đất

z_g là độ cao gradient mà kể từ đó vận tốc gió không còn chịu ảnh hưởng của lực ma sát gần mặt đất (chiều cao lớp biên)

$1 / \alpha$ là hệ số mũ, phụ thuộc vào dạng địa hình

Vận tốc gió gây ra áp lực gió tĩnh và động lên công trình có thể quy thành hai thành phần áp lực pháp tuyến W_x, W_y tác dụng theo các trục x và y . Khi xác định các thành phần áp lực pháp tuyến cho nhà nhiều tầng cao dưới 40m, TCVN 2737:1995 cho phép không cần tính đến thành phần động của tải trọng gió. Tải trọng gió tĩnh phải luôn được tính đến trong bất kỳ trường hợp nào.

Tiêu chuẩn TCVN 2737:1995 cho áp lực gió tĩnh do thành phần vận tốc gió trung bình tác dụng lên công trình xác định theo công thức (3.2):

$$W_z = \frac{1}{2} \rho v_z^2 = 0,0613 v_z^2 (kG / m^2) \quad (3.2)$$

Với $\rho = 1,225 kg / m^3$ là trọng lượng riêng của không khí

Như vậy áp lực gió tiêu chuẩn W_o tại độ cao 10m được xác định từ vận tốc gió trung bình $v_o(m / s)$ trong khoảng thời gian 3s ở độ cao 10m, dạng địa hình B bị vượt trung bình một lần trong 20 năm xác định theo (3.3):

$$W_o = \frac{1}{2} \rho v_o^2 = 0,0613 v_o^2 (kG / m^2) \quad (3.3)$$

Từ đó giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió w ở độ cao z so với mốc chuẩn tác dụng vuông góc với $1m^2$ bề mặt thẳng đứng của công trình xác định theo công thức:

$$W = W_o \times k \times c \quad (3.4)$$

Với k là hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình (lấy theo phụ lục 12)

c là hệ số khí động (lấy theo phụ lục 13)

Bảng 3.6. Giá trị áp lực gió $W_o (kG / m^2)$

Vùng áp lực gió	I	II	III	IV	V
W_o	65	95	125	155	185

Đối với vùng ảnh hưởng của gió bão là yếu (xem phụ lục 14), giá trị W_o được giảm đi $10(kG / m^2)$ đối với vùng I.A, giảm $12(kG / m^2)$ đối với vùng II.A và giảm $15(kG / m^2)$ đối với vùng III.A.

Thành phần động của tải trọng gió xem TCXD 229:1999 và TCVN 2737-1995.

3.3 Tải trọng tác dụng lên khung phẳng

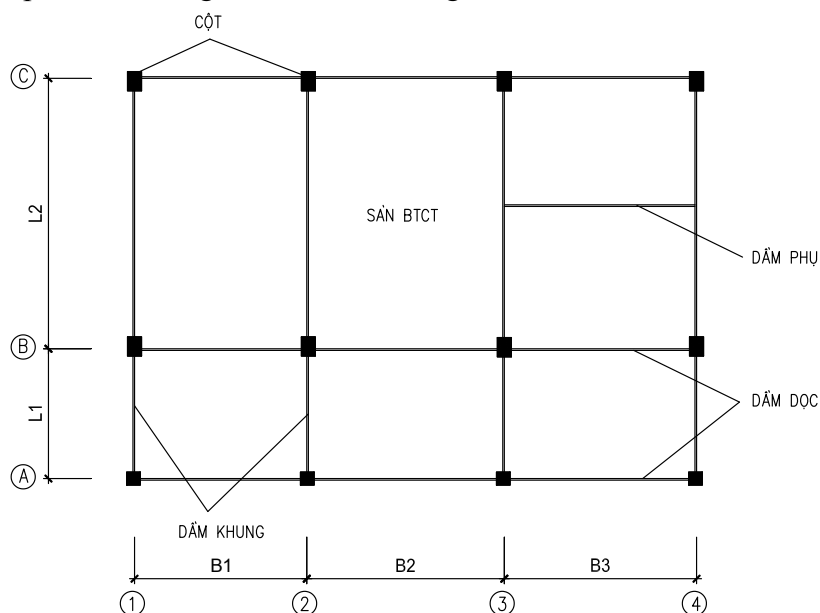
Xác định tải trọng tác dụng lên khung cần phải tính riêng cho từng trường hợp tải trọng như mục 3.2. Đối với hệ kết cấu mà sự làm việc chủ yếu trong mặt phẳng thì có thể đưa về hệ kết cấu phẳng để dễ tính toán và dễ kiểm soát được kết quả. Khi phân phối tải trọng thẳng đứng cho một khung nào đó, cho phép bỏ qua tính liên tục của dầm dọc hoặc dầm ngang. Nghĩa là tải trọng truyền lên khung được tính như phản lực của dầm đơn giản truyền từ hai phía lân cận vào khung đang xét. Đối với tải trọng ngang (hoạt tải gió) bỏ qua sự làm việc không gian của khung (thông qua dầm dọc, sàn), tải trọng ngang chỉ phân phối vào khung theo diện chịu tải của khung đang xét. Dạng tải trọng tác dụng lên khung có hai dạng: tải phân bố và tải tập trung.

3.3.1 Tĩnh tải

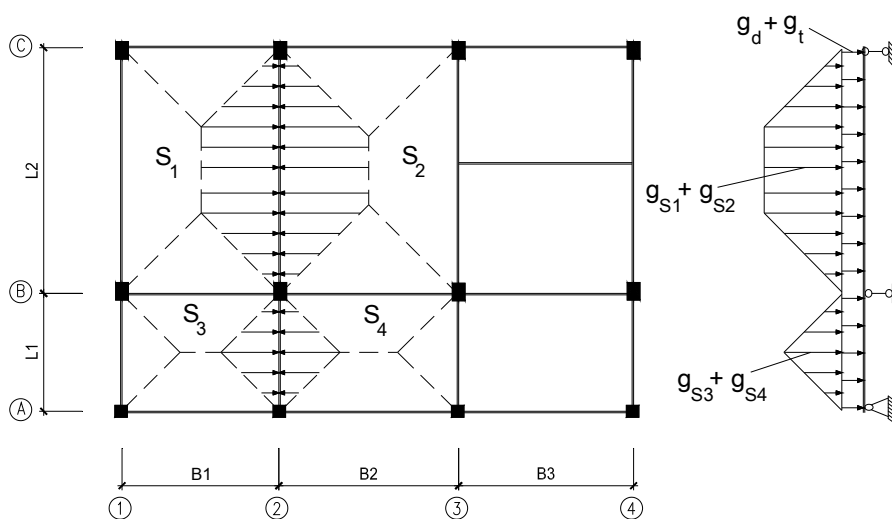
3.3.1.1 Tĩnh tải phân bố

Tĩnh tải phân bố tác dụng lên khung do (1) tĩnh tải sàn truyền lên dầm khung; (2) trọng lượng bản thân dầm khung; (3) tải trọng tường xây trên dầm khung.

Xem xét một phần mặt bằng sàn toàn khối tầng điển hình như hình 3.4.



Hình 3.4. Mặt bằng sàn



Hình 3.5. Mặt bằng truyền tĩnh tải của sàn kê bốn cạnh vào dầm khung trục 2

Tải trọng tĩnh tải truyền từ sàn vào dầm khung được xác định theo nguyên tắc đường phân giác từ các góc. Để thiên về an toàn khi vẽ mặt bằng truyền tải ta lấy các kích thước mặt bằng tính từ trục tim dầm. Theo đó diện chịu tải của các dầm xung quanh ô sàn sẽ có dạng các hình tam giác và hình thang như trên hình 3.5. Dầm theo phương cạnh ngắn có diện truyền tải là hình tam giác, dầm theo phương cạnh dài có diện truyền tải là hình thang. Trong các ô sàn hình vuông, tải trọng truyền lên các dầm xung quanh có dạng hình tam giác. Các dầm khung phía bên trong mang tải trọng từ hai bên

sàn truyền vào, trong khi đó các dầm khung ngoài cùng chỉ chịu tải trọng do một bên sàn truyền vào.

Tung độ lớn nhất của tải trọng hình tam giác do tính tải phân bố đều g_{S3} một bên ô sàn S_3 truyền lên dầm khung AB xác định theo công thức (3.5):

$$g_{sAB} = \frac{g_{S3} \times L_1}{2} (kN / m) \quad \text{với } L_1 \text{ là cạnh ngắn ô bản } S_3 \quad (3.5)$$

Tung độ lớn nhất của tải trọng hình thang do tính tải phân bố đều g_{S1} một bên ô sàn S_1 truyền lên dầm khung BC xác định theo công thức (3.6):

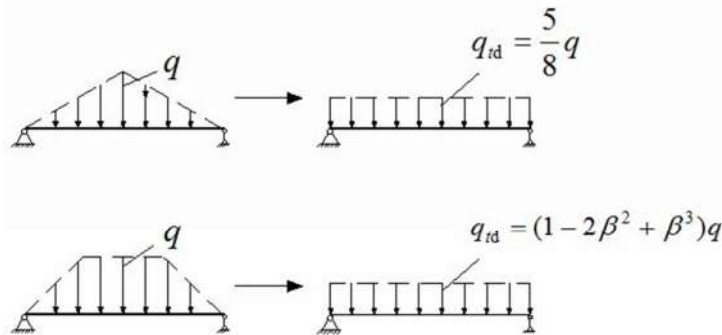
$$g_{sBC} = \frac{g_{S1} \times B_1}{2} (kN / m) \quad \text{với } B_1 \text{ là cạnh ngắn ô bản } S_1 \quad (3.6)$$

Để thuận tiện cho việc tính nội lực trong dầm có thể chuyển dạng tải tam giác và hình thang sang dạng tải phân bố đều tương đương như sau:

Tải tam giác $q_{td} = \frac{5}{8} q$ (3.7)

Tải hình thang $q_{td} = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) q$ (3.8)

với q là tung độ lớn nhất của tải hình tam giác và hình thang; $\beta = \frac{B_1}{2L_2}$



Hình 3.6. Đơn giản hóa tải dạng tam giác và hình thang thành tải phân bố đều

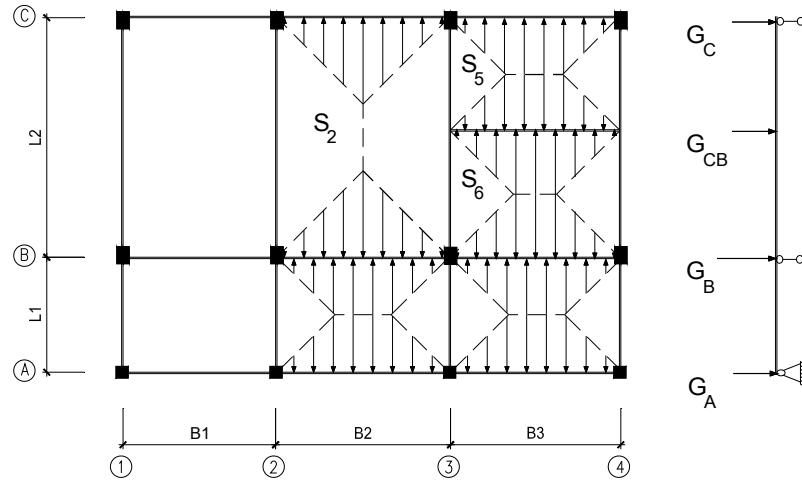
Tải trọng phân bố đều tương đương q_{td} thực ra không tương đương về giá trị hợp lực của tải trọng, không tương đương về lực dọc, lực cắt gây ra cho cột và dầm khung mà chỉ tương đương về mô men. Do đó nên để nguyên dạng tải trọng dạng tam giác, dạng hình thang để xác định nội lực cho khung.

Tải bản thân của tường xây trên dầm g_t (nếu có) xem như tải phân bố đều trên dầm cùng với trọng lượng bản thân g_d của dầm đó.

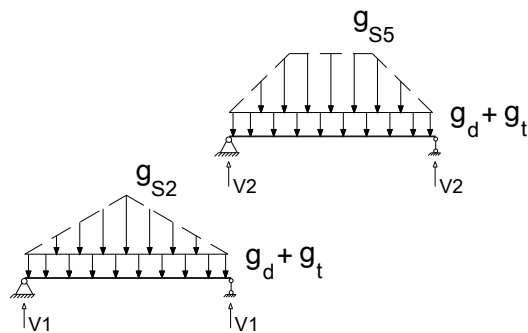
3.3.1.2 Tính tải tập trung

Vẫn xem xét một đoạn mặt bằng sàn như hình 3.4 nhưng xét khung trục 3.

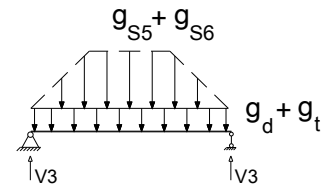
a)



b)



c)



Hình 3.7. Mặt bằng truyền tĩnh tải gây ra tải tập trung và vị trí các tải tập trung trên khung trục 3 (a); Tải trọng gây ra lực tập trung G_C (b); Tải trọng gây ra lực tập trung G_{CB} (c)

Mặt bằng truyền tải gây ra các tải tập trung trên khung trục 3 được thể hiện trên hình 3.7a. Các tải trọng tập trung trên mỗi tầng của khung nên đánh ký hiệu để tránh nhầm lẫn. Ngoài tải tập trung G_{CB} do dầm phụ gác lên dầm khung, tại các nút khung còn có tải tập trung G_C , G_B , G_A do dầm dọc truyền vào.

Hình 3.7b trình bày sơ đồ tính tải tập trung G_C từ dầm dọc trục C tác dụng lên khung trục 3. Chỉ đoạn dầm ở hai bên khung trục 3 được xem xét. Tải trọng dạng tam giác từ sàn S_2 cùng với trọng lượng bản thân dầm và tường (nếu có) giúp xác định phản lực gối tựa V_1 . Tải trọng dạng hình thang từ sàn S_5 cùng với trọng lượng bản thân dầm và tường (nếu có) giúp xác định phản lực gối tựa V_2 . Lực tập trung G_C lúc này được xác định như sau:

$$G_C = V_1 + V_2 + g_c \quad (3.9)$$

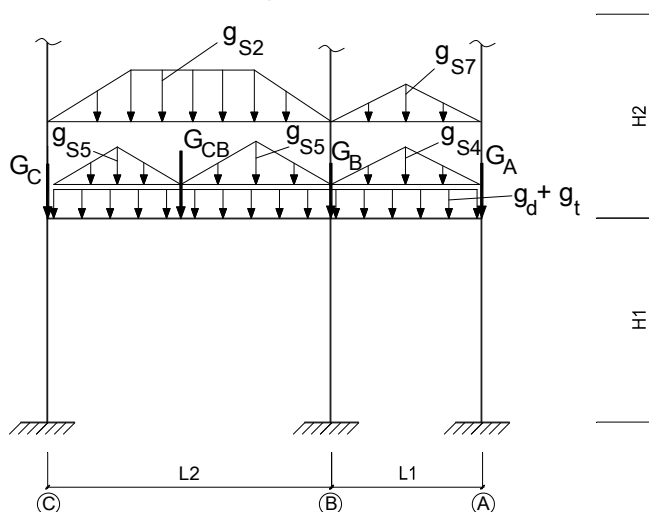
Với g_c là trọng lượng bản thân cột tại tầng đang xét.

Hình 3.7c là sơ đồ tính tải tập trung G_{CB} do dầm phụ tác dụng lên khung trục 3. Tải trọng dạng hình thang do sàn S_5 và S_6 cùng với trọng lượng bản thân dầm phụ và tường (nếu có) gây ra phản lực gối tựa V_3 (xem dầm phụ được kê lên hai dầm khung trục 3 và 4). Lực tập trung G_{CB} xác định theo công thức:

$$G_{CB} = V_3 \quad (3.10)$$

Cách xác định lực tập trung G_B và G_A hoàn toàn tương tự.

Từ giá trị tính tải phân bố và tập trung tính cho từng tầng ở trên ta thiết lập được sơ đồ tác dụng của tĩnh tải cho toàn bộ khung.



Hình 3.8. Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải tầng điển hình

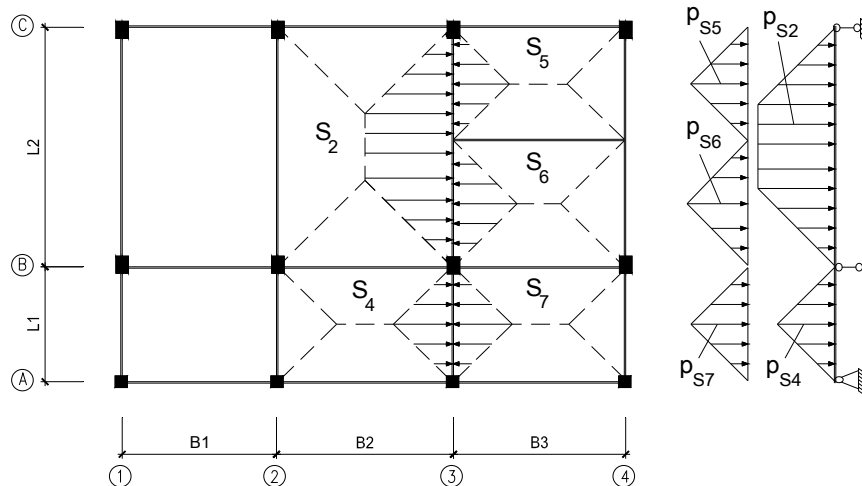
Trên hình 3.8 thể hiện sơ đồ tác dụng của tĩnh tải sàn tầng 2 của khung trục 3 (hình 3.7a). Đối với mô men tập trung do trục dầm đặt lệch tâm trục cột thì ta bỏ qua.

Thông thường khi sử dụng phần mềm phân tích nội lực thì tải trọng bản thân được khai báo trong phần mềm, lúc đó tải trọng bản thân đã được tính thêm phần trọng lượng bản thân phần sàn và bỏ qua trọng lượng của các lớp vữa trát.

3.3.2 Hoạt tải đứng

3.3.2.1 Hoạt tải đứng phân bố

Căn cứ vào giá trị hoạt tải đứng tính toán trên $1m^2$ sàn để xác định giá trị hoạt tải từ sàn truyền lên dầm khung xung quanh. Nguyên tắc truyền hoạt tải sàn lên dầm khung tương tự như tĩnh tải sàn. Hình 3.8 chỉ ra diện truyền hoạt tải sàn vào dầm khung trục 3.

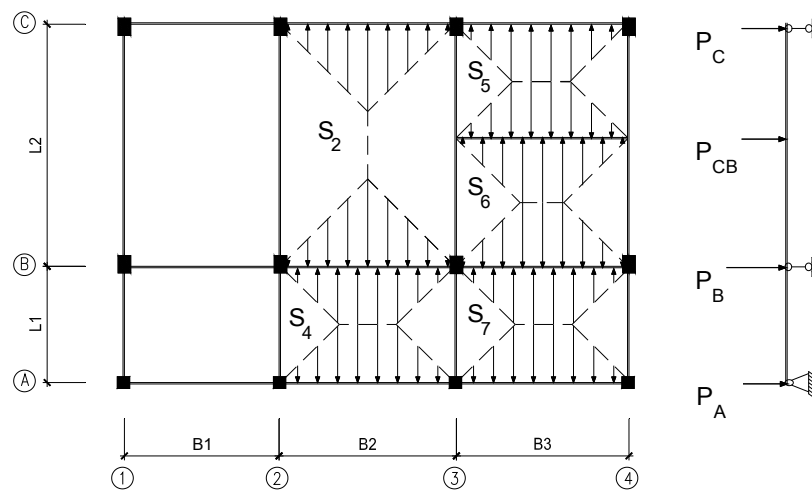


Hình 3.9. Mặt bằng truyền tải của hoạt tải sàn vào dầm khung trục 3

Tính toán hoàn toàn tương tự như tính tải phân bố cho sàn tầng thứ i ta có sơ đồ tải hoạt tải tác dụng lên dầm khung trục 3 như hình 3.9.

3.3.2.2 Hoạt tải đứng tập trung

Hoạt tải đứng tập trung tại các nút do dầm dọc truyền vào và hoạt tải đứng tập trung trên dầm khung do dầm phụ truyền vào. Diện truyền tải gây ra hoạt tải tập trung trên dầm khung trục 3 thể hiện trên hình 3.10.



Hình 3.10. Mặt bằng truyền hoạt tải gây ra tải tập trung và vị trí các tải tập trung trên khung trục 3

Trình tự tính toán tương tự như tính tải tập trung ta có sơ đồ tác dụng của hoạt tải tập trung như hình 3.10.

Sơ đồ tính của hoạt tải tác dụng lên khung liên quan đến việc tìm ra nội lực nguy hiểm

nhất trong khung. Do đó cần xét tới sự tác dụng bất lợi của hoạt tải. Chi tiết xem chương 4 mục 4.2.3.

3.3.3 Hoạt tải gió

Tải trọng đơn vị tiêu chuẩn W tác dụng lên mỗi mét vuông thẳng đứng của công trình đã được xác định ở trên. Tải trọng gió tính toán xác định theo công thức:

$$q = \gamma \times W_o \times k \times c = \gamma \times W \quad (3.11)$$

Với γ là hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, đối với nhà và công trình có thời gian sử dụng giả định là 50 năm thì lấy $\gamma = 1.2$. Với thời gian sử dụng giả định khác đi thì giá trị tính toán của tải trọng gió phải điều chỉnh như quy định trong mục 6.17 tiêu chuẩn TCVN 2737:1995.

3.3.3.1 Hoạt tải gió phân bố

Với sơ đồ tính khung là khung phẳng thì chỉ cần tính tải trọng gió theo phương yếu của công trình (phương ngang). Khi đó ta quan niệm các khung ngang làm việc độc lập và tải trọng gió truyền vào khung theo diện chịu tải của nó.

Tải trọng gió phân bố dọc theo chiều cao khung được xem như phân bố đều theo chiều cao từng tầng nhà tính từ mặt đất lên đỉnh cột tầng trên cùng. Khi khoảng cách B giữa các bước cột đều nhau, tải trọng gió phân bố được xác định như sau:

$$+\text{Phía gió đẩy (ở mặt đón gió)} \quad q_d = \gamma \times W_o \times k \times c_d \times B$$

$$+\text{Phía gió hút (ở mặt khuất gió)} \quad q_h = \gamma \times W_o \times k \times c_h \times B$$

Trong đó: đối với công trình mặt bằng dạng đơn giản như hình chữ nhật, hình vuông thì lấy hệ số khí động $c_d = +0.8$ và $c_h = -0.6$.

Trường hợp tường dọc ngoài nhà không xây do có hành lang, ban công thì tải trọng phân bố do gió được truyền vào cột bên trong.

Trường hợp khung ngang có độ cứng khác nhau thì cần phân phối tải trọng gió vào từng khung theo độ cứng của khung (xem thêm tài liệu [2, 29]).

3.3.3.2 Hoạt tải gió tập trung

Nếu phần mái của công trình có xây tường thu hồi, tường chắn mái hoặc các cấu kiện không chịu lực thì phần tải trọng gió tác dụng lên các bộ phận này được quy về lực tập trung nằm ngang đặt tại cao trình đỉnh cột tầng trên cùng.

$$S = \gamma \times W_o \times k_{tb} \times \left(\sum c_i h_i \right) \times B \quad (3.12)$$

Trong đó: $k_{tb} = \frac{k_m + k_c}{2}$ là hệ số thay đổi áp lực gió trung bình theo độ cao và dạng địa

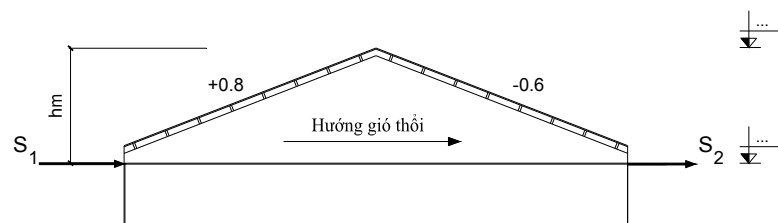
hình; k_m và k_c lần lượt là giá trị k tại đỉnh tường thu hồi hay tường chắn mái và đỉnh cột tầng trên cùng;

c_i là hệ số khí động tại các mặt mái.

h_i là chiều cao phần mái có hệ số c_i

Hai quan niệm xác định tải trọng gió tập trung tại đỉnh khung khi có phần mái chéo lợp tôn. Quan niệm thứ nhất coi phần mái tôn chéo như kết cấu chịu lực, tính toán tải trọng gió dựa theo bảng 6, sơ đồ 2 trong TCVN 2737:1995. Khi đó chiều của lực S có thể hướng vào khung hoặc hướng ra ngoài khung, phụ thuộc vào dấu của hệ số c_i .

Quan niệm thứ hai xem phần mái tôn chéo như là bộ phận đón gió có chiều cao h_m ứng với hệ số khí động phía gió đẩy $c_d = +0.8$ và gió hút $c_h = -0.6$ (xem hình 3.11). Khi đó nếu hướng gió thổi từ trái sang phải thì chiều của lực S luôn có chiều như hình vẽ 3.11.

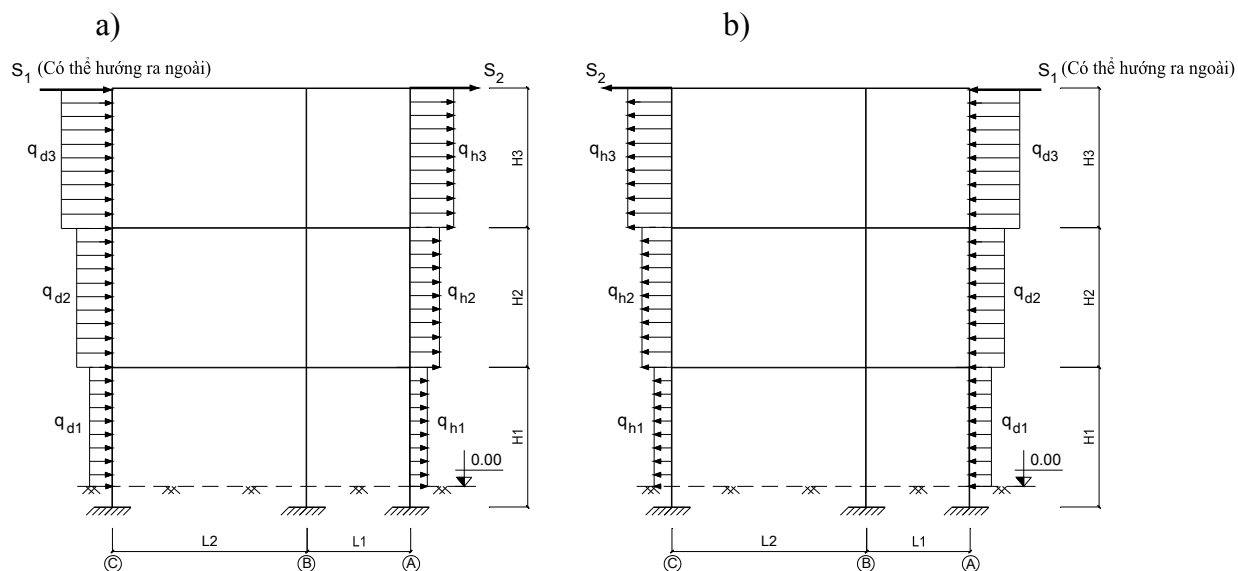


Hình 3.11. Một quan niệm xác định tải gió tập trung từ mái tôn

Nếu phần mái của công trình có các cấu kiện chịu lực như mái chéo bằng bê tông cốt thép, mái bằng kết cấu thép có liên kết với khung bê tông cốt thép bên dưới thì phần tải trọng gió phân bố đều sẽ tác dụng ngay trên các cấu kiện mái.

$$q_i = \gamma \times W_o \times k_{tb} \times c_i \times B \quad (3.13)$$

Đối với sơ đồ khung phẳng thì tải trọng gió tác dụng lên khung theo hai sơ đồ: gió thổi từ bên trái qua a) và gió thổi từ bên phải qua b) như trên hình 3.12.



Hình 3.12. Sơ đồ tác dụng của hoạt tải gió

Tải trọng gió chỉ tác dụng vào cột chỉ tính từ mặt đất trở lên nhưng vì để thuận tiện cho tính toán và chiều dài đoạn cột chôn dưới đất nhỏ nên có thể quan niệm gió tác dụng từ mặt ngàm (mặt móng) trở lên.

Chương 4

XÁC ĐỊNH NỘI LỰC VÀ TỔ HỢP NỘI LỰC

4.1 Giới thiệu

Phân tích kết cấu thực chất là dự báo ứng xử của một kết cấu nào đó dưới sự tác dụng của tải trọng và/hoặc các tác động bên ngoài. Dưới tác dụng của tải trọng, tác động bên ngoài, trong kết cấu xuất hiện các nội lực. Để xác định các nội lực này ta dùng phương pháp mặt cắt tưởng tượng và xét phương trình cân bằng cho một phần kết cấu. Các thành phần nội lực là lực dọc, lực cắt, lực kéo, mô men uốn, xoắn. Do đó việc phân tích kết cấu nói chung là đi xác định giá trị của những đại lượng trên tại nhiều điểm trên kết cấu ứng với mỗi trường hợp tải trọng cho trước.

Ngày nay sử dụng các phần mềm tính toán kết cấu để phân tích nội lực khung được rất phổ biến. Do đó, trong chương này một số lưu ý khi sử dụng phần mềm máy tính phân tích nội lực khung được đề cập. Ngoài ra, nhằm cung cấp cho người thiết kế cách kiểm tra sơ bộ nội lực các cấu kiện trong khung, một số phương pháp xác định nội lực sơ bộ thông dụng trong khung cứng được giới thiệu. Sau cùng, tổ hợp nội lực và lực chọn nội lực nguy hiểm cho thiết kế được trình bày.

4.2 Xác định nội lực bằng phần mềm tính toán kết cấu

Các phần mềm phân tích kết cấu bằng phương pháp phần tử hữu hạn được nhiều nhà khoa học trên thế giới phát triển, trong số đó có các tác giả nổi tiếng như R. W. Clough, E. L. Wilson, O. C. Zienkiewicz. Hiện nay, hầu như các trường kỹ thuật xây dựng, các văn phòng thiết kế đều sử dụng phần mềm phân tích kết cấu để tính toán, thiết kế các công trình.

Việc sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu mang lại những thuận lợi hơn so với các phương pháp phân tích truyền thống như phương pháp lực, phương pháp chuyển vị, phương pháp phân phối mô men...như: hiệu quả hơn, tiết kiệm thời gian hơn, ít sai sót hơn, thay đổi thiết kế linh hoạt hơn và yên tâm hơn. Tuy nhiên, việc lạm dụng các phần mềm phân tích kết cấu đã làm giảm “cảm giác” kết cấu, khả năng phán đoán, phân tích và kiểm tra kết quả của nhiều kỹ sư thiết kế. Điều này có thể là một vấn đề quan trọng đối với các sinh viên, kỹ sư trẻ, những người chưa có nhiều kinh nghiệm thiết kế. Do vậy cần thiết phải kết hợp việc sử dụng máy với việc tính toán sơ bộ bằng tay để giảm những sai sót (mặc dù không thường xuyên) có thể xảy ra khi sử dụng phần mềm tính toán kết cấu.

Các phần mềm tính toán nội lực thông dụng hiện nay như SAP2000, Etabs, KCW... đều dựa trên cơ sở giả thiết là vật liệu đàn hồi tuyến tính, đồng nhất, đẳng hướng. Khi

thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, người ta sử dụng nội lực từ phân tích đàn hồi để thiết kế cấu kiện theo phương pháp trạng thái giới hạn. Điều này dẫn tới sự không chính xác vì:

- Thường khi phân tích nội lực không kể đến sự có mặt của cốt thép dọc, ảnh hưởng đến độ cứng cấu kiện
- Các đặc trưng hình học của tiết diện cũng thay đổi vì sự hình thành khe nứt
- Bê tông không phải là vật liệu đàn hồi
- Thường không kể đến tính từ biến của bê tông khi phân tích nội lực
- Tại những vùng có nội lực lớn, có thể có sự phân phối lại mô men do hình thành khớp dẻo

Tuy vậy, phương pháp xác định nội lực bằng phân tích đàn hồi được cho là an toàn và thuận tiện. Do vậy nó được áp dụng rất rộng rãi trong thực tế thiết kế. Trong tài liệu này sử dụng phương pháp xác định nội lực bằng phân tích đàn hồi.

4.2.1 Các bước xác định nội lực

Xác định nội lực khi sử dụng phần mềm tính toán thường tiến hành qua 3 bước chính sau:

Bước 1: Chuẩn bị phân tích

- Lựa chọn hệ đơn vị thống nhất
- Xây dựng mô hình hình học
- Định nghĩa vật liệu và các kích thước tiết diện
- Gán vật liệu và tiết diện
- Định nghĩa các trường hợp tải trọng
- Gán giá trị cho các trường hợp tải trọng
- Gán các liên kết cho kết cấu

Bước 2: Thực hiện phân tích

- Cần thực hiện phân tích nội lực cho từng trường hợp tải trọng trên

Bước 3: Xử lý kết quả phân tích

- Xem các biểu đồ nội lực
- Kiểm tra các số liệu đầu vào và đầu ra
- In các kết quả

Người sử dụng phần mềm tính toán nên có sự hiểu biết nhất định về phần mềm mình đang sử dụng như: phần mềm hoạt động như nào, các ứng dụng, các giới hạn cũng như các giả thiết tạo ra nó. Kết quả tính toán từ phần mềm, mô hình phân tích cần phải được kiểm tra để chắc chắn nó phản ánh đúng nhất sự làm việc của kết cấu thực. Ở

Việt Nam, chưa có số liệu thống kê nào đề cập đến vấn đề tỷ lệ bao nhiêu kỹ sư, văn phòng thiết kế có kiểm tra kết quả tính toán từ máy tính hay không. Theo kết quả khảo sát từ tài liệu [13], ở Mỹ có tới gần một nửa văn phòng thiết kế kém quan tâm hoặc quan tâm vừa phải đến vấn đề kiểm tra kết quả từ phần mềm phân tích thiết kế.

Xác định đúng nội lực của khung đóng vai trò quan trọng trong giai đoạn thiết kế thi công. Do đó cần phải kiểm tra các số liệu đầu vào, đầu ra cũng như cả quá trình mô hình khai báo trong phần mềm. Phán đoán kết quả tính toán bằng máy tính khi phân tích khung bê tông cốt thép có thể dựa vào các bước sau [1,3]

- Dựa vào hình dáng của biểu đồ nội lực trong từng nhịp và sự biến đổi của nó theo từng tầng.
- Dựa vào điều kiện cân bằng lực. Tổng đại số của lực dọc cột do một loại tải trọng đứng gây ra bằng tổng tải trọng đứng đó. Tổng đại số lực cắt ngang tại chân cột bằng tải trọng ngang (do gió) gây ra theo hướng đó.
- Dựa vào tính đối xứng của hệ khung.
- Dùng các phương pháp điểm không mô men, phương pháp khung-cổng hay công xôn để xác định sơ bộ mô men trong dầm, cột do tải trọng đứng và ngang gây ra (xem mục 4.3).

4.2.2 Một vài lưu ý khi mô hình tính toán khung bằng phần mềm

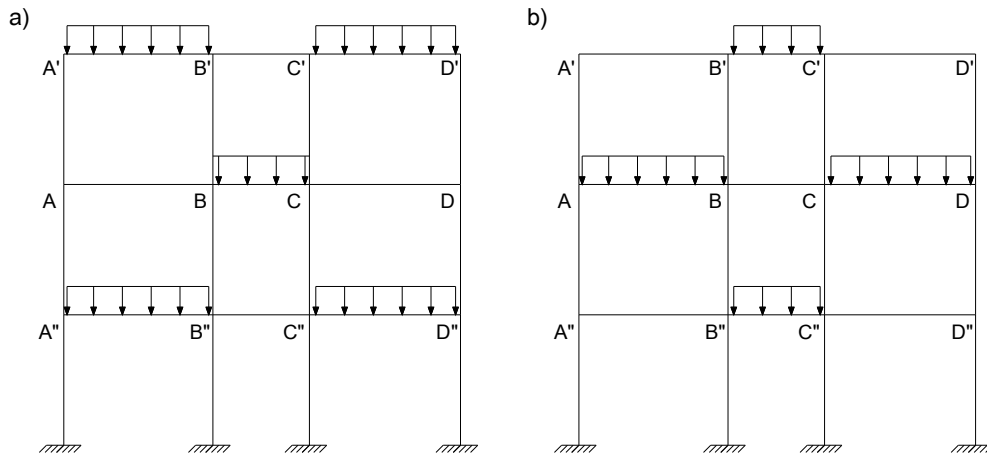
- Bỏ qua độ cứng chống uốn của sàn
 - Tiết diện ngang của các cấu kiện được lấy bằng tiết diện nguyên của bê tông, không tính đến sự xuất hiện của cốt thép
 - Mô đun biến dạng của vật liệu bê tông cốt thép lấy bằng mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông
 - Thay các cấu kiện của kết cấu thành các phần tử thanh nối với nhau qua các nút
 - Thay các thiết bị tựa bằng các liên kết lý tưởng như gối tựa di động, gối tựa cố định, khớp trượt hoặc các nút cứng
 - Đưa tải trọng tác dụng trên bề mặt cấu kiện về các nút hoặc các đường trục của nó
- Lý tưởng hóa mô hình khung bê tông cốt thép cần lưu tâm đến nhịp tính toán, mô men quán tính và điều kiện liên kết của cấu kiện trong khung.

4.2.3 Cách sắp xếp tải trọng lên khung để tìm nội lực nguy hiểm nhất

Khi phân tích đàn hồi nội lực khung người ta dùng nguyên lý cộng tác dụng. Nghĩa là phân tích nội lực riêng với từng loại tải trọng tác dụng với từng trường hợp hoạt tải tác dụng rồi sau đó tổ hợp chúng lại để tìm giá trị nội lực nguy hiểm nhất cho các tiết diện. Thông thường, người ta chỉ cần xét hai phương án hoạt tải xếp cách nhịp, cách tầng

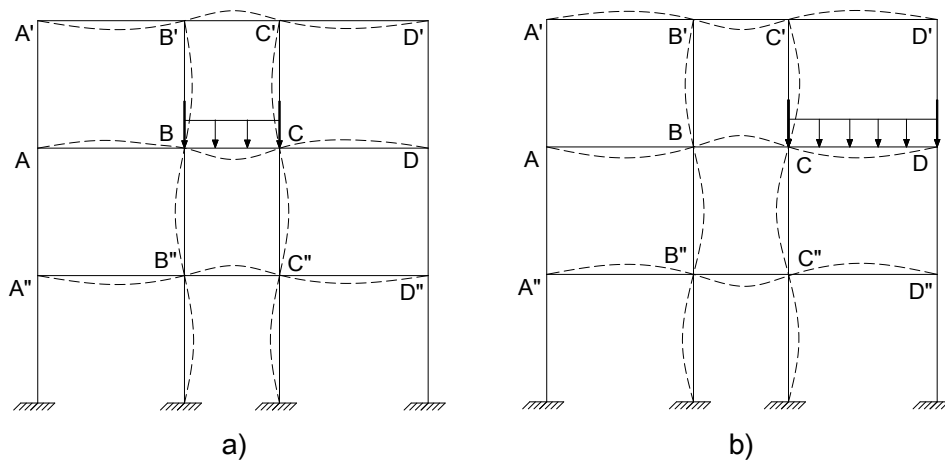
[18,26] như minh họa trên hình 4.1.

Về mặt lý thuyết, có nhiều phương án xếp hoạt tải đứng để tìm nội lực nguy hiểm nhất trong khung. Tuy nhiên trong thực hành, chỉ cần xét hai trường hợp hoạt tải như trên là đủ. Thật vậy, ta xem xét hình 4.1a khi hoạt tải chỉ tác dụng lên nhịp BC . Đường biến dạng đàn hồi của một số phần tử trong khung gần nhịp BC có dạng như hình 4.2a. Đường biến dạng trong nhịp chịu tải BC là lớn nhất, sau đó đến các nhịp liền kề. Càng xa nhịp BC đường biến dạng càng bé. Vì mô men tỷ lệ thuận với độ cong nên mô men trong các nhịp xa tải trọng tác dụng sẽ nhỏ hơn mô men tại nhịp chịu tải. Nếu hoạt tải tác dụng đồng thời trên cả nhịp $A'B'$ thì đường biến dạng trong nhịp BC cũng sẽ bị cong xuống như khi hoạt tải tác dụng lên chính nhịp BC . Do vậy độ cong trong nhịp BC được tăng lên, đồng nghĩa mô men dương trong nhịp BC tăng lên. Bằng cách giải thích tương tự khi hoạt tải tác dụng đồng thời trên các nhịp $C'D', A''B'', C''D''$ ta sẽ nhận được giá trị mô men dương nguy hiểm nhất có thể có tại nhịp có hoạt tải tác dụng (hình 4.1a,b).



Hình 4.1. Hai phương án xếp hoạt tải đứng lên khung phẳng

Cần lưu ý rằng trong trường hợp hoạt tải xếp cách nhịp, cách tầng có thể gây mô men âm trong nhịp không chất tải nếu giá trị tĩnh tải gây ra mô men dương tại nhịp đó bé. Do đó trong trường hợp này cần phải thiết kế nhịp chịu được cả hai loại mô men dương và mô men âm.



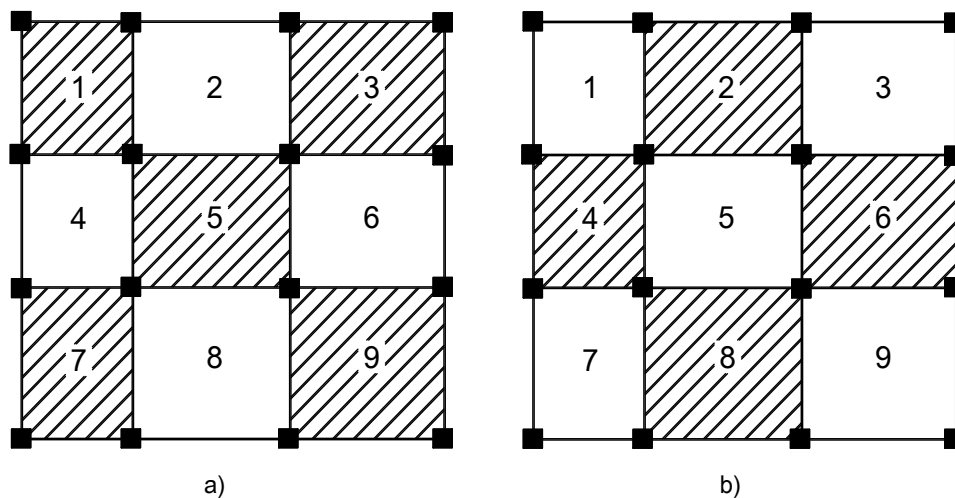
Hình 4.2. Vị trí hoạt tải trong khung để có được mô men nguy hiểm nhất

Trong trường hợp hoạt tải chất đầy toàn bộ các nhịp, các tầng ta sẽ thu được giá trị lực dọc lớn nhất trong cột.

Như vậy, dưới tác dụng của tĩnh tải, hoạt tải đứng và hoạt tải ngang (gió), ta có các sơ đồ tải trọng tác dụng lên khung phẳng gồm có:

- Tĩnh tải
- Hoạt tải đứng xếp cách nhịp, cách tầng (hai phương án)
- Hoạt tải gió trái
- Hoạt tải gió phải

Trong trường hợp khung không gian, nếu xem hoạt tải đứng là tải trọng tạm thời ngắn hạn thì theo [26] cần xét ít nhất hai phương án hoạt tải xếp dạng ô bàn cờ trên sàn để tìm ra các tiết diện có giá trị nội lực nguy hiểm nhất. Hoạt tải trên sàn được truyền về dầm khung theo một phương hoặc hai phương tùy vào tỷ lệ các cạnh ô sàn. Minh họa cho trường hợp này như hình 4.3.



Hình 4.3. Hai phương án xếp hoạt tải đứng lên khung không gian [26]

a) Hoạt tải xếp vào ô lẻ tầng dưới; b) Hoạt tải xếp vào ô chẵn tầng trên
Xếp hoạt tải theo dạng ô bàn cờ sau đó dồn tải lên dầm khung không gian để xác định các tiết diện nguy hiểm mất khá nhiều công sức. Người ta thường đơn giản hóa bằng cách xếp đầy hoạt tải một lần lên toàn bộ các ô sàn nếu giá trị hoạt tải sử dụng chiếm dưới 10%[7], hoặc 15%[1] giá trị tĩnh tải.

Như vậy, dưới tác dụng của tĩnh tải, hoạt tải đứng và hoạt tải ngang (gió), ta có các sơ đồ tải trọng tác dụng lên khung không gian gồm có:

-Tĩnh tải

-Hoạt tải đứng xếp cách ô hoặc hoạt tải đứng chất đầy

-Hoạt tải gió trái theo phương X

-Hoạt tải gió phải theo phương X

-Hoạt tải gió trái theo phương Y

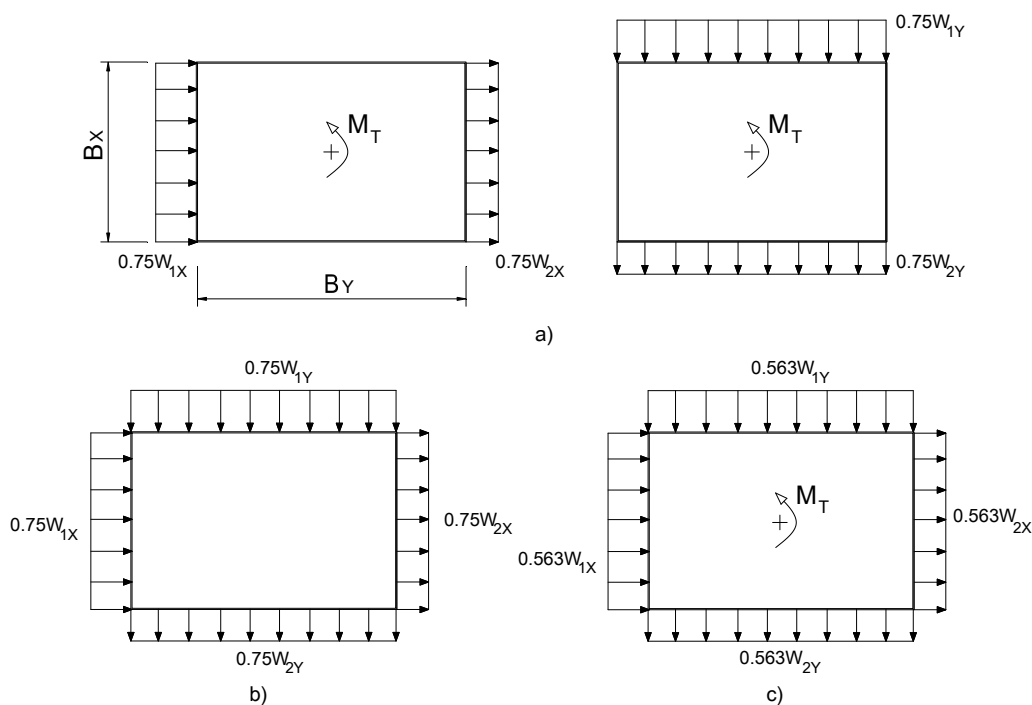
-Hoạt tải gió phải theo phương Y

Trong thực tế phương tác dụng của gió là bất kỳ, bởi vậy khi tính toán khung không gian có thể xem xét thêm gió hướng xiên. Tuy nhiên với mặt bằng công trình đơn giản dạng chữ nhật hay đa giác đều thì chỉ cần xét hướng gió theo hai phương trục chính của công trình vuông góc nhau X và Y . Nếu cần xét đến hướng gió xiên thì [14] đưa ra ba trường hợp tính toán bổ sung như sau:

-Lấy 75% áp lực gió khi tính theo hai phương chính X và Y riêng rẽ kết hợp với mô men xoắn M_T (xem hình 4.4a)

-Lấy 75% áp lực gió khi tính theo hai phương chính X và Y đồng thời (xem hình 4.4b)

-Lấy bằng 56.3% áp lực gió khi tính theo hai phương chính X và Y đồng thời kết hợp mô men xoắn M_T (xem hình 4.4c).



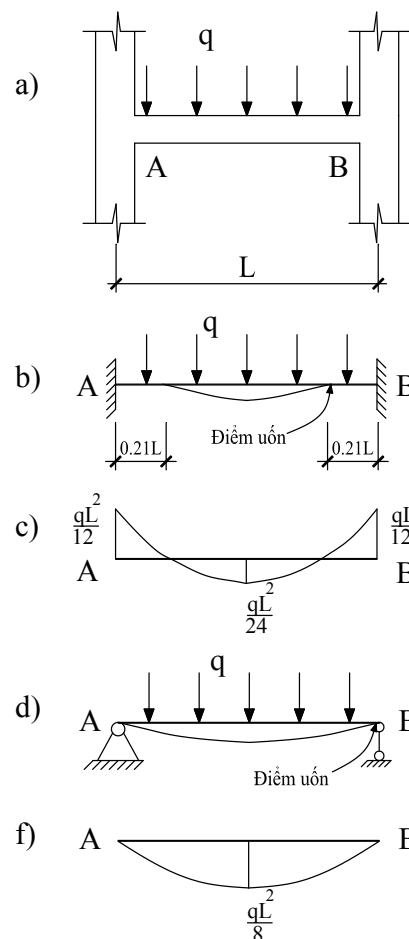
Hình 4.4. Ba trường hợp thiết kế tải trọng gió bổ sung [14]

4.3 Một số phương pháp xác định sơ bộ nội lực trong khung

Các phương pháp này dùng để xác định gần đúng nội lực ban đầu trong cấu kiện dầm và cột. Phương pháp thực hành dùng những công thức đơn giản, không phụ thuộc vào đặc tính vật liệu nhưng rất hiệu quả giúp cho người thiết kế có thể đánh giá sơ bộ sự phân bố nội lực trong khung.

4.3.1 Trường hợp khung chịu tải trọng thẳng đứng- phương pháp điểm “không” mô men

Khi chịu tải trọng đứng, sơ đồ biến dạng của dầm khung sẽ có hai điểm uốn (điểm mômen đổi dấu). Tại các vị trí điểm uốn đó, mômen uốn bằng không. Nếu vị trí của hai điểm uốn này xác định thì dầm siêu tĩnh thành dầm tĩnh định. Tách dầm AB trên hình 4.5.



Hình 4.5. Biến dạng và biểu đồ mômen trong dầm

a) dầm AB đang xét; b) biến dạng dầm khi 2 đầu là ngàm; c) biểu đồ mômen khi 2 đầu là ngàm; d) biến dạng dầm khi 2 đầu là khớp; e) biểu đồ mômen khi 2 đầu là khớp.

Nếu xem dầm AB có hai đầu ngàm, chịu tải trọng thẳng thì vị trí điểm uốn hay điểm có mômen bằng không xảy ra ở khoảng cách bằng $0.21L$ kể từ hai đầu ngàm như trên hình 4.5b. Trong trường hợp xem dầm AB có hai đầu là gối tựa, chịu tải trọng thẳng thì vị trí điểm uốn xảy ra ở ngay gối tựa như trên hình 4.5d. Vì liên kết cột-dầm trong khung không ngàm hoàn toàn nên vị trí điểm uốn phụ thuộc vào sự xoay tương đối giữa dầm với cột. Cho mục đích phân tích định tính, chúng ta có thể xem vị trí điểm uốn nằm ở khoảng cách xấp xỉ $\left(\frac{0+0.21}{2}\right)L \approx 0.1L$ kể từ 2 đầu dầm [23]. Chấp nhận

giả thiết này, ta có thể xem khung là kết cấu tĩnh định khi chịu tải trọng đứng. Lúc này sơ đồ tính và mômen gần đúng cho dầm AB như hình vẽ 4.6. Dầm AB tách thành ba dầm nhỏ: hai dầm công xôn ngàm vào hai cột bên, một dầm đơn giản kê lên hai dầm công xôn.

-Mômen dương nhất trên dầm kê lên công xôn:

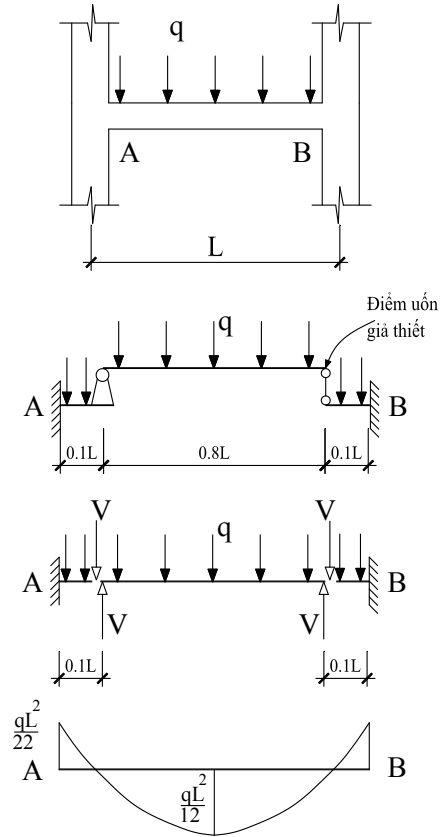
$$M_n = \frac{q(0.8L)^2}{8} = \frac{qL^2}{12}$$

-Phản lực gối tựa:

$$V = \frac{0.8qL}{2} = 0.4qL$$

-Mô men âm trên dầm công xôn:

$$M_g = M_A = M_B = \left[0.4qL \times 0.1L + \frac{q(0.1L)^2}{2} \right] = \frac{qL^2}{22}$$

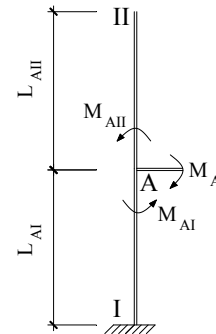


Hình 4.6. Sơ đồ tính và mô men gần đúng cho dầm

Sau khi xác định được mô men tại các đầu dầm, tiến hành phân phối mô men uốn cho các cột tại nút biên theo công thức:

$$M_{AI} = M_A \left(\frac{I_{AI} / L_{AI}}{I_{AI} / L_{AI} + I_{AII} / L_{AII}} \right)$$

$$M_{AII} = M_A \left(\frac{I_{AII} / L_{AII}}{I_{AI} / L_{AI} + I_{AII} / L_{AII}} \right)$$



Hình 4.7. Phân phối mômen cho các cột biên

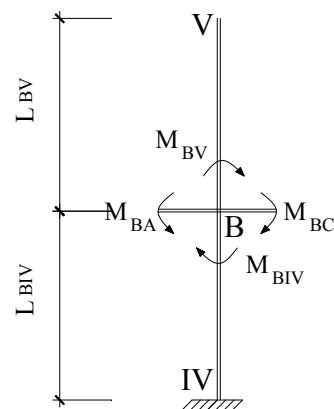
Mô men phân phối cho các cột tại nút giữa theo công thức:

$$M_{BIV} = (M_{BA} - M_{BC}) \left(\frac{I_{BIV} / L_{BIV}}{I_{BIV} / L_{BIV} + I_{BV} / L_{BV}} \right)$$

$$M_{BV} = (M_{BA} - M_{BC}) \left(\frac{I_{BV} / L_{BV}}{I_{BIV} / L_{BIV} + I_{BV} / L_{BV}} \right)$$

Trong đó I_i là độ cứng chống uốn của cột thứ i

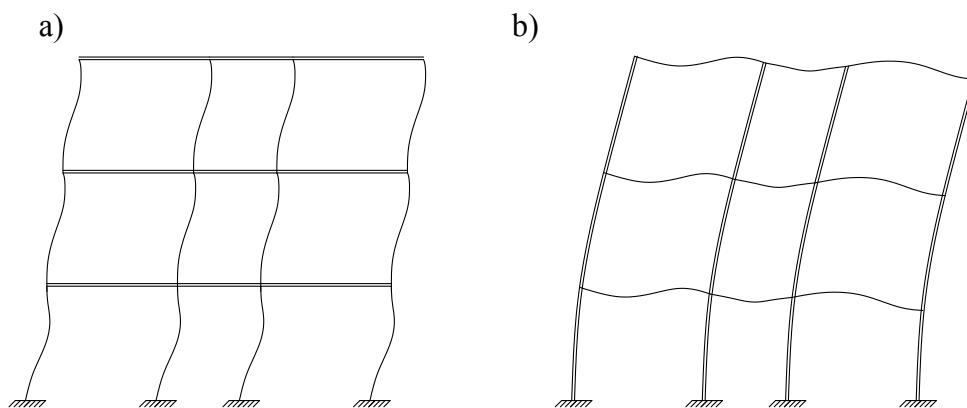
L_i là chiều dài cột thứ i



Hình 4.8. Phân phối mômen cho các cột giữa

4.3.2 Trường hợp khung chịu tải trọng nằm ngang- phương pháp khung công và phương pháp công xôn

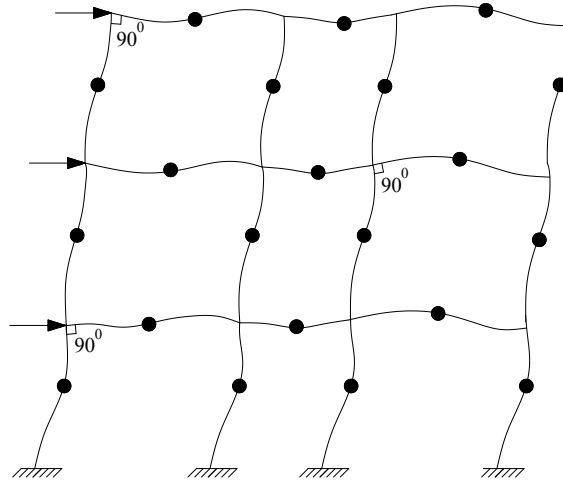
Dưới tác dụng của tải trọng ngang, ứng xử của khung phụ thuộc nhiều vào độ cứng tương đối giữa cột và dầm. Bỏ qua ảnh hưởng của các cấu kiện như sàn, tường, xem khung chịu hoàn toàn tải trọng ngang ta có hai trường hợp đặc biệt về ứng xử của khung cứng khi chịu tải ngang được minh họa trên hình 4.7.



Hình 4.9. Hai kiểu biến dạng đặc biệt trong khung

Nếu độ cứng uốn của dầm lớn hơn nhiều độ cứng uốn của cột thì kiểu biến dạng của khung cho trên hình 4.9a. Các cột bị uốn theo đường cong có một điểm uốn, nằm gần giữa chiều cao cột. Kiểu biến dạng này gọi là kiểu biến dạng “cắt”. Ngược lại, trong trường hợp độ cứng uốn của cột lớn hơn nhiều độ cứng uốn của dầm thì kiểu biến dạng như trên hình 4.9b. Lúc này các dầm bị uốn theo đường cong có một điểm uốn nằm ở giữa nhịp. Trong khi đó cột có biến dạng gần giống như một thanh công xôn. Kiểu biến dạng trong khung gọi là kiểu biến dạng “công xôn”. Trong thực tế kiểu biến

dạng của khung kết hợp cả hai kiểu trên, theo đó cả dầm và cột đều có một điểm uốn nằm ở giữa chiều dài nhịp của nó (hình 4.10).



**Hình 4.10. Biến dạng tiêu biểu trong khung cứng chịu tải ngang
(vị trí điểm uốn được đánh dấu tròn)**

Trở lại với khung ba tầng ba nhịp đang xét, khung có $3 \times 9 = 27$ bậc tự do. Vị trí các điểm uốn trên dầm và cột, nơi có mômen uốn bằng không, làm giảm đi $3 \times 3 + 3 \times 4 = 21$ bậc tự do trên khung. Khung còn lại 6 bậc tự do. Tùy thuộc vào phương pháp tính toán, 6 bậc tự do còn lại trong khung sẽ được khử theo một trong 2 phương pháp tính phổ biến sau: a) Phương pháp khung cổng (portal method-PM) và b) Phương pháp công xôn (cantilever method-CM).

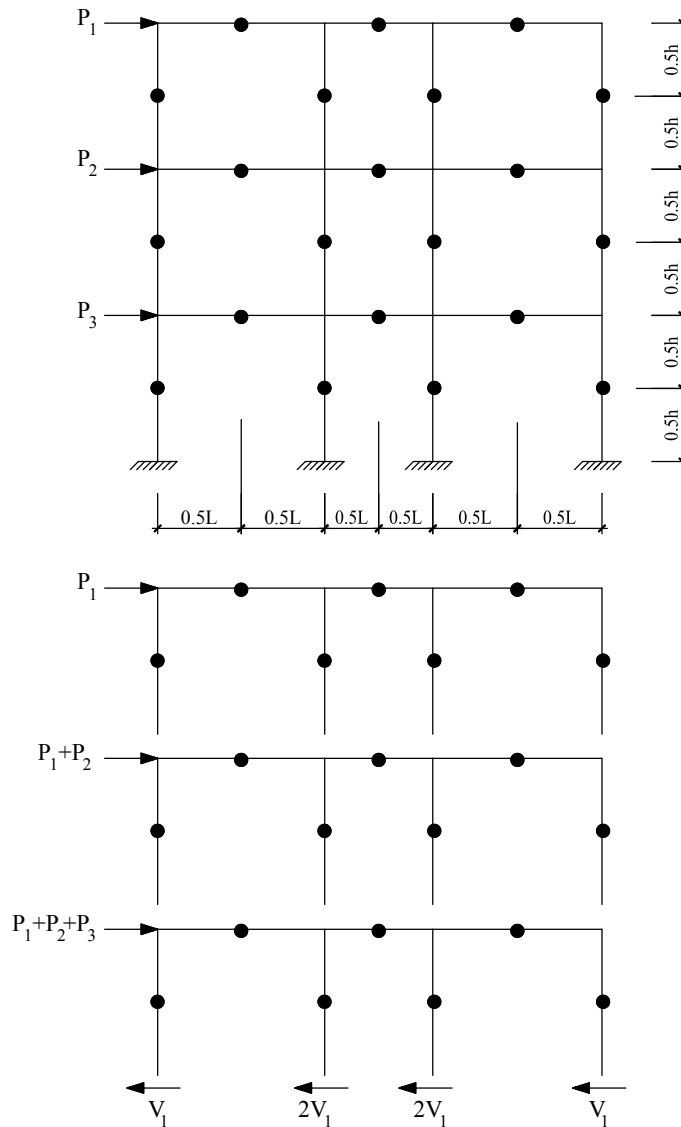
a) Phương pháp khung cổng

Phương pháp này lần đầu tiên được A. Smith đưa ra năm 1915. Phương pháp khung (PM) để dự báo nội lực trong khung chịu tải ngang dựa trên ba giả thiết sau:

- 1) Có 1 điểm uốn nằm chính giữa dầm
- 2) Có 1 điểm uốn nằm chính giữa cột
- 3) Trên mỗi tầng của khung, lực cắt chịu được của các cột giữa bằng hai lần cột biên.

Giả thiết 1) và 2) dựa trên hình dạng biến dạng của khung khi chịu tải ngang như đã phân tích ở trên. Giả thiết 3) dựa trên việc xem cột bên trong được hình thành bởi các cột của 2 nhịp cạnh nhau. Giả thiết này phù hợp vì thông thường kích thước cột bên trong lớn hơn các cột biên do chịu tải lớn hơn. Tuy vậy, nếu tải trọng do tường xây bao che bên ngoài lớn thì có thể cột biên và cột giữa cùng phải mang một tải tương đương nhau, bởi vậy kích thước tiết diện ngang bằng nhau. Người thiết kế cần phải cân nhắc để điều chỉnh phân phối lực cắt trong trường hợp này. Nói chung lực cắt phân phối cho các cột cùng một mức sàn thì tỷ lệ với độ cứng chống uốn đơn vị của cột $\left(\frac{EI}{L} \right)$.

Ba giả thiết trên giúp chúng ta có sơ đồ tính đơn giản hóa của khung như sau (hình 4.11):



Hình 4.11. Phân tích khung bằng phương pháp khung công (PM)

Các bước tiến hành tính toán gần đúng khung chịu tải ngang theo phương pháp khung mômen như sau:

- Đơn giản hóa khung bằng cách vẽ sơ đồ khung với các khớp chính là vị trí các điểm uốn của dầm và cột
- Xác định lực cắt V_c tại các chân cột mỗi tầng bằng cách lập phương trình cân bằng cho phần khung mới tách ra.
- Tính mômen tại 2 đầu mỗi cột theo phương trình: $M_c = V_c \left(\frac{h}{2} \right)$

d) Tính mômen, lực dọc, lực cắt tại 2 đầu mỗi dầm bằng cách xét các phương trình cân bằng nút. Tính toán theo trình tự từ trên xuống dưới.

e) Tính lực dọc trong các cột bằng cách viết phương trình cân bằng theo phương đứng. Tính toán theo trình tự từ trên xuống dưới.

f) Kiểm tra lại các điều kiện cân bằng tại các nút. Nếu thỏa mãn thì hoàn thành việc tính toán nội lực cho toàn khung.

b) Phương pháp công xôn

Năm 1908 A.C Wilson lần đầu đề xuất cách tính nội lực gần đúng cho khung thép nhiều tầng chịu tải trọng gió bằng phương pháp công xôn (CM). Theo đó, xem rằng ứng xử của khung cứng tương tự như một dầm công xôn ngàm phía dưới. Giả thiết tiết diện ngang của dầm tương đương là tổng của các tiết diện ngang của cột trong khung. Ví dụ khung ba tầng ba nhịp, cắt tường tương lát cắt A-A ta có tiết diện ngang của dầm tương đương là tổng diện tích của 4 cột A_1, A_2, A_3, A_4 . Trên bất kỳ mặt cắt ngang nào đi qua khung, ứng suất theo phương đứng xuất hiện tại trọng tâm cột tỷ lệ với khoảng cách từ cột tới trục trọng tâm của tất cả các cột trên tầng đó như minh họa trên hình 4.12. Khi khung chịu tải ngang từ trái sang phải, các cột A_1, A_2 bên trái trục trọng tâm chịu kéo, trong khi các cột A_3, A_4 bên phải trục trọng tâm chịu nén. Như vậy, cũng giống như trong dầm chịu uốn, trục trọng tâm (trục trung hòa) là ranh giới chia tiết diện thành hai miền nén và miền kéo. Từ đó ta có các giả thiết khi tính toán gần đúng khung chịu tải ngang theo phương pháp công xôn như sau:

1) Có 1 điểm uốn nằm chính giữa dầm

2) Có 1 điểm uốn nằm chính giữa cột

3) Trên mỗi tầng khung, giá trị lực dọc trong mỗi cột tỷ lệ thuận với khoảng cách từ nó tới trọng tâm tiết diện ngang của tất cả các cột.

Các bước tiến hành tính toán gần đúng khung chịu tải ngang theo phương pháp công xôn như sau:

a) Đơn giản hóa khung bằng cách vẽ sơ đồ khung với các khớp chính là vị trí các điểm uốn của dầm và cột

b) Xác định lực dọc trong cột cho mỗi tầng

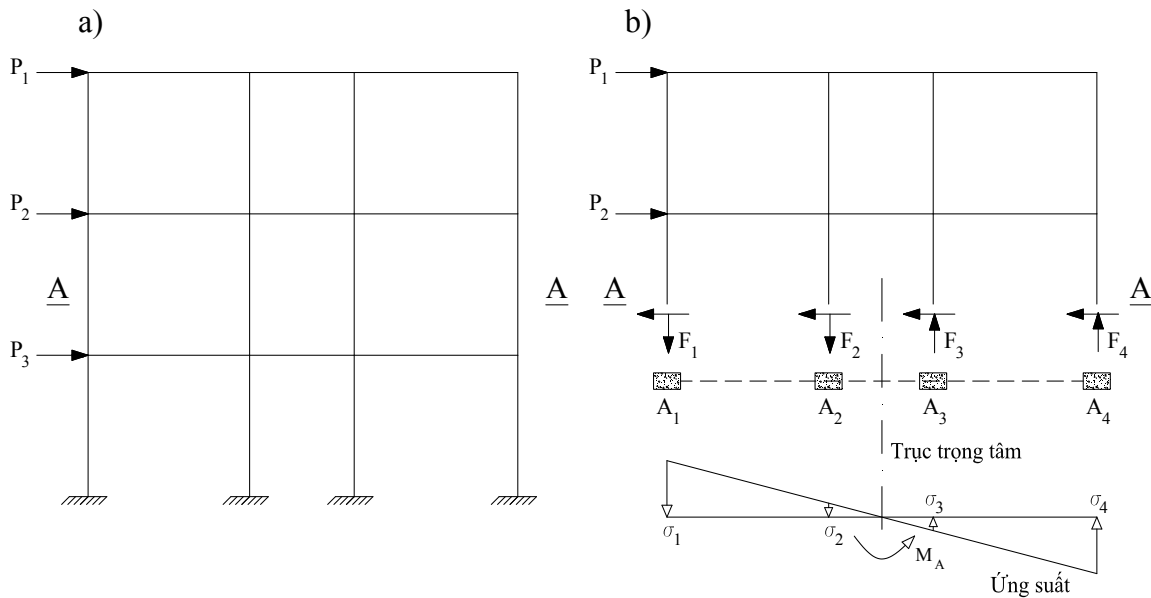
c) Tính lực cắt trong dầm bằng cách xét các phương trình cân bằng nút. Vì lực giá trị cắt là hằng số nên mômen dầm tính theo công thức: $M_b = V_b \left(\frac{L}{2} \right)$ Tính mômen trong dầm. Tính toán theo trình tự từ nút ngoài vào lần lượt các nút bên trong mỗi tầng.

d) Tính mô men trong cột bằng cách xét các phương trình cân bằng nút. Tính lực cắt trong cột mỗi tầng theo công thức: $V_c = \frac{M_c}{\left(\frac{h}{2}\right)}$. Tính toán theo trình tự từ nút ngoài tầng

trên cùng xuống tầng dưới.

e) Tính lực dọc trong dầm từ các phương trình cân bằng nút

f) Kiểm tra lại các điều kiện cân bằng tại các nút. Nếu thỏa mãn thì hoàn thành việc tính toán nội lực cho toàn khung.



Hình 4.12. Khung chịu tải ngang a); Cân bằng phần khung cắt bởi mặt cắt A-A và ứng suất trong các cột b)

4.4 Phân phối lại mô men cho khung

Khi phân tích đàn hồi khung bê tông cốt thép nhiều tầng, các tổ hợp thường cho mô men âm ở gối lớn hơn khá nhiều so với mô men dương ở nhịp, dẫn đến cốt thép ở phía trên của tiết diện đầu dầm rất nhiều, trong khi cốt thép ở phía dưới của tiết diện giữa nhịp khá ít. Khi cốt thép ở mặt trên dầm nhiều sẽ dẫn đến khó thi công bê tông và khó đảm bảo chất lượng bê tông. Lợi dụng sự phân phối lại nội lực do biến dạng dẻo gây ra trong kết cấu siêu tĩnh ta có thể chuyển bớt lượng cốt thép ở những tiết diện đặt quá dày sang những tiết diện đặt thưa hơn để dễ đặt cốt thép và dễ đổ bê tông. Việc phân phối lại mô men xác định từ phân tích đàn hồi cần thỏa mãn các điều kiện sau đây:

-Trạng thái cân bằng tĩnh phải được thỏa mãn sau khi phân phối lại mô men cho mỗi trường hợp tải.

-Thỏa mãn giới hạn phân phối lại mô men hay mô men thiết kế lớn nhất không được

giảm quá nhiều, thông thường từ $(20 \div 30)\%$ tùy theo từng tiêu chuẩn.

-Các góc xoay dẻo yêu cầu tại các tiết diện có thể xuất hiện khớp dẻo không được vượt quá góc xoay dẻo theo khả năng của tiết diện.

Không nhất thiết phải điều chỉnh lại mô men trong khung tại tất cả các tiết diện có mô men lớn. Thông thường chỉ cần điều chỉnh mô men tại một vài vị trí đầu dầm biên hoặc nơi dầm liên kết với vách cứng hoặc lõi cứng trong khung nhà nhiều tầng.

4.5 Tổ hợp nội lực và lựa chọn nội lực cho thiết kế

4.5.1 Tổ hợp nội lực và chọn cặp nội lực nguy hiểm

Trong TCVN 2737:1995 đề cập đến tổ hợp tải trọng. Thực chất khi phân tích đàn hồi tuyến tính, đối với tổ hợp cộng giá trị bậc nhất thì hệ quả của tổ hợp tải trọng và tổ hợp nội lực là như nhau. Mục đích của việc tổ hợp nội lực hay tải trọng là tìm nội lực nguy hiểm trên một số tiết diện của khung dưới tác dụng của nhiều loại tải trọng. Theo TCVN 2737:1995, có hai loại tổ hợp tải trọng: tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt.

- Tổ hợp cơ bản phân thành hai loại

Tổ hợp cơ bản 1: do tải trọng thường xuyên và một tải trọng tạm thời gây ra. Giá trị của tải trọng tạm thời được lấy toàn bộ, $\psi = 1.0$

Tổ hợp cơ bản 2: do tải trọng thường xuyên và ít nhất hai tải trọng tạm thời gây ra. Giá trị của tải

trọng tạm thời nhân với hệ số $\psi = 0.9$. Hệ số này tính đến sự xuất hiện không đồng thời của các tải trọng tạm thời.

- Tổ hợp đặc biệt: do tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời và một trong các tải trọng đặc biệt.

Trong phạm vi chương này, chỉ đề cập đến tổ hợp cơ bản.

Đối với các cấu kiện trong khung nhà dân dụng, tiết diện cần tổ hợp nội lực như sau

- Với mỗi cột trong một tầng tổ hợp tại hai tiết diện: chân cột và đầu cột
- Với mỗi dầm cần tổ hợp cần tổ hợp ít nhất ba tiết diện: hai tiết diện đầu dầm và một tiết diện giữa dầm. Trong trường hợp dầm có lực tập trung nằm trong nhịp dầm, có thể cần tổ hợp thêm tiết diện tại vị trí lực tập trung.

Các nội lực cần tổ hợp trong khung phẳng

- Với cột có ba cặp nội lực nguy hiểm nhất
 1. $M_{\max}^{(+)}$ và N_{tu} (mô men dương lớn nhất và lực dọc tương ứng)
 2. $M_{\min}^{(-)}$ và N_{tu} (mô men âm lớn nhất và lực dọc tương ứng)
 3. $N_{\max}$ và M_{tu} (lực dọc lớn nhất và mô men tương ứng)

Đối với tiết diện chân cột cần tổ hợp thêm lực cắt Q_{tu} để tính móng. Thông thường thép cột đặt đối xứng nên chỉ cần tìm cặp $|M|_{\max}$ và N_{tu} trong hai cặp 1 và 2.

- Với dầm nói chung cần quan tâm đến các nội lực

1. $M_{\max}^{(+)}$ (mô men dương lớn nhất)
2. $M_{\min}^{(-)}$ (mô men âm lớn nhất)
3. $Q_{\max}$ (lực cắt lớn nhất)

Trường hợp lực dọc nén trong dầm đáng kể ($N > 0.1R_b b h_o$), cần thiết kế cốt thép dầm giống như cấu kiện chịu nén lệch tâm.

Các nội lực cần tổ hợp trong khung không gian

- Với cột cần quan tâm một số cặp nội lực sau
 1. $M_{x \max}, M_y$ và N_{tu} (mô men lớn nhất trong mặt phẳng XOZ, mô men trong mặt phẳng YOZ và lực dọc tương ứng)
 2. $M_{y \max}, M_x$ và N_{tu} (mô men lớn nhất trong mặt phẳng YOZ, mô men trong mặt phẳng XOZ và lực dọc tương ứng)
 3. $N_{\max}, M_x$ và M_{ytu} (lực dọc lớn nhất và mô men tương ứng trong mặt phẳng XOZ và trong mặt phẳng YOZ tương ứng)
 4. Cả M_x, M_y đều lớn và N_{tu}

Với tiết diện chân cột cần tính thêm lực cắt Q_x và Q_y tương ứng với các cặp nội lực ở trên để tính móng.

- Với dầm trong khung không gian ngoài các nội lực như trong khung phẳng, cần quan tâm đến nội lực mô men xoắn M_t tác dụng vuông góc với trục dầm.

Một số lưu ý khi tổ hợp nội lực

-Tĩnh tải (tải trọng thường xuyên) là các tải trọng luôn luôn tác dụng lên công trình nên trong mọi cặp nội lực đều phải xét đến nó bất kể nó mang dấu (+) hay dấu (-)

-Cần tránh trường hợp trùng lặp hoạt tải ngắn hạn

-Khi đã kể gió theo chiều sang bên phải (hoặc từ trên xuống) thì không kể gió chiều sang bên trái (hoặc từ dưới lên) và ngược lại.

4.5.2 Lập bảng tổ hợp nội lực

Để tránh nhầm lẫn, thiếu sót cần phải lập bảng tổ hợp nội lực cho các tiết diện tính toán trong khung. Trước khi tổ hợp nội lực cần quy ước dấu của mô men, lực cắt và lực dọc cho các phần tử trong khung. Dưới đây là một ví dụ về bảng tổ hợp nội lực cho khung phẳng.

Bảng 4.1. Bảng tổ hợp nội lực phần tử cột

Phần tử	Vị trí	Nội lực	Nội lực do tĩnh tải	Nội lực do hoạt tải		Nội lực do gió		Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2		
				P.a Hoạt tải 1	P.a Hoạt tải 2	Trái	Phải	$M_{\max}$ N_{tu}	$M_{\min}$ N_{tu}	$N_{\max}$ M_{tu}	$M_{\max}$ N_{tu}	$M_{\min}$ N_{tu}	$N_{\max}$ M_{tu}
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Cột C1	Đầu	M											
		N											
		Q											
	Chân	M											
		N											
		Q											

Với các tiết diện chân cột và đầu cột, nếu lực cắt lớn cần thiết kế cốt ngang cho cột thì cần phải tổ hợp thêm lực cắt.

Bảng 4.2. Bảng tổ hợp nội lực phần tử dầm

Phần tử	Vị trí	Nội lực	Nội lực do tĩnh tải	Nội lực do hoạt tải		Nội lực do gió		Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2		
				P.a Hoạt tải 1	P.a Hoạt tải 2	Trái	Phải	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$Q_{\max}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$Q_{\max}$
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Dầm D1	Đầu trái	M						-			-		
		Q											
	Giữa dầm	M							-	-		-	-
		Đầu phải	M						-			-	
		Q											

Trường hợp lực dọc nén hoặc kéo trong dầm đáng kể, cần tổ hợp thêm giá trị lực dọc. Nếu dầm chịu tải trọng tập trung đoạn giữa dầm thì có thể cần tổ hợp thêm giá trị lực cắt tại vị trí đó.

Đối với khung phẳng, khi phân tích nội lực bằng phần mềm cần khai báo các trường hợp tổ hợp tải trọng có thể xuất hiện trong tính toán như sau:

1. Tĩnh tải (TT)+Hoạt tải 1 (HT1)
2. TT+Hoạt tải 2 (HT2)
3. TT+Gió trái (GT)
4. TT+Gió phải (GP)
5. TT+ HT1+ HT2
6. TT+0.9(HT1+GT)

Chương 5

TÍNH TOÁN VÀ THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO KHUNG

5.1 Giới thiệu

Tính toán và thiết kế cốt thép là hai bài toán cơ bản có quan hệ mật thiết với nhau. Nhiệm vụ của tính toán là xác định khả năng chịu lực của tiết diện với các kích thước mặt cắt, vật liệu, diện tích cốt thép cho trước. Trong khi đó, nhiệm vụ của thiết kế là xác định các kích thước mặt cắt ngang, diện tích cốt thép, cách bố trí cốt thép với giá trị nội lực cho trước. Chương này tóm tắt các bài toán thường gặp khi tính toán và thiết kế cốt thép cho khung. Một số chỉ dẫn về cắt cốt thép dọc trong dầm khung được tập hợp và giới thiệu. Một số cách cấu tạo nút khung chịu tải trọng thông thường cũng được tập hợp và giới thiệu.

5.2 Thiết kế thép cho dầm khung

Trong dầm thường xuất hiện hai thành phần nội lực là mô men uốn và lực cắt có giá trị đáng kể. Để chịu mô men uốn cần thiết kế cốt thép dọc chịu kéo, chịu nén. Để chịu lực cắt cần thiết kế cốt ngang, cốt xiên. Cốt thép xiên ít được sử dụng vì thi công phức tạp. Ngoài ra trong dầm còn có cốt thép cấu tạo để chịu các ứng suất do co ngót, từ biến hoặc các tác động khác mà khi tính toán, thiết kế chưa xét đến được.

5.2.1. Thiết kế cốt thép dọc

Cốt thép dọc trong dầm cần được thiết kế sao cho phá hoại dẻo xảy ra, nghĩa là cốt thép bị chảy dẻo trước khi biến dạng nén trong bê tông đạt trạng thái cực hạn (bị ép vỡ). Về mặt lý thuyết, một cấu kiện chịu uốn mà cốt thép chịu kéo chảy dẻo cùng thời điểm với bê tông vùng nén bị ép vỡ là cấu kiện được xem như đã tận dụng tối đa khả năng làm việc của vật liệu. Tuy nhiên trong thực tế thiết kế người ta không chừa để phá hoại nén vỡ bê tông không xảy ra khi cốt thép đạt giới hạn chảy.

Thiết kế cốt thép dọc trong khung bê tông cốt thép toàn khối cần nhận biết bài toán thiết kế tiết diện chữ nhật và chữ T. Cốt thép dọc chịu mô men âm tính theo bài toán thiết kế cốt thép dọc tiết diện chữ nhật. Cốt thép dọc chịu mô men dương tính theo bài toán thiết kế cốt thép tiết diện chữ T. Để thuận tiện cho thi công, cốt thép của dầm khung trên một số tầng nên bố trí tương tự nhau.

Tính toán cốt thép cho tiết diện chữ nhật và chữ T được trình bày tóm tắt dưới đây.

5.2.1.1. Tiết diện chữ nhật

Trường hợp đặt cốt đơn:

Bài toán 1. Biết mô men M , kích thước tiết diện $b \times h$, cấp độ bền chịu nén của bê tông, nhóm cốt thép. Yêu cầu tính và bố trí cốt thép A_s .

Giải:

Từ cấp độ bền của bê tông và nhóm thép, tra bảng để có các giá trị: $R_b, R_s, \xi_R, \alpha_R$.

Giả thiết a rồi tính chiều cao làm việc của tiết diện: $h_0 = h - a$. Thông thường giả thiết

$$a \approx \frac{1}{10}h.$$

Cho $M = M_u$ tính được

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad (5.1)$$

Có thể có các tình huống sau:

- $\alpha_m \leq \alpha_R$, nghĩa là $\xi \leq \xi_R$, nếu bị phá hoại thì vùng kéo bị phá hoại trước, tiết diện xảy ra phá hoại dẻo. Từ α_m , tra bảng phụ lục ra ζ hoặc ξ , tính diện tích cốt thép theo công thức

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} \quad \text{hoặc} \quad A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} \quad (5.2)$$

Tính hàm lượng cốt thép $\mu = \frac{A_s}{b h_0}$ và phải bảo đảm $\mu \geq \mu_{\min}$, với $\mu_{\min}$ là hàm lượng

cốt thép cực tiểu, thường lấy là 0,05% đối với cấu kiện chịu uốn. Nếu $\mu < \mu_{\min}$ thì lấy $\mu = \mu_{\min}$ và $A_s = \mu_{\min} b h_0$. Để kinh tế, dễ bố trí cốt thép, và để chắc chắn xảy ra phá hoại dẻo thì nên thiết kế μ nằm trong khoảng 0,6% đến 1,2%.

Chọn và bố trí cốt thép.

Tính lại a . Nếu a khác nhiều so với giá trị giả thiết thì phải giả thiết lại a và lặp lại từ bước giả thiết a .

- $\alpha_m > \alpha_R$, nghĩa là $\xi > \xi_R$, nếu bị phá hoại thì vùng nén bị phá hoại trước, tiết diện xảy ra phá hoại giòn. Để tránh sự phá hoại giòn thì cần gia cường vùng nén bằng một trong những cách sau:
 - ✓ Tăng cấp độ bền của bê tông.
 - ✓ Tăng kích thước tiết diện.
 - ✓ Đặt thêm cốt thép vào vùng nén (trường hợp tiết diện đặt cốt kép)

Nếu tăng cấp độ bền của bê tông thì nói chung không mang lại hiệu quả.

Nếu tăng kích thước tiết diện của dầm thì có thể làm thay đổi đáng kể nội lực của toàn khung.

Trường hợp đặt cốt kép:

Điều kiện để tính cốt kép là:

$$\alpha_R < \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \leq 0,5 \quad (5.3)$$

Bất đẳng thức về bên trái là do khi chiều cao tiết diện bị hạn chế, điều kiện $\alpha_m \leq \alpha_R$ không được thỏa mãn, thì có thể đặt cốt thép A'_s vào vùng bê tông chịu nén để gia cường vùng nén. Bất đẳng thức về bên phải vì lý do kinh tế.

Ngoài ra, trong tiết diện dầm khung thường có sẵn cốt thép chịu nén, nên có thể kể thêm khả năng chịu nén của cốt thép này khi tính toán.

Bài toán 2. Biết mô men M , kích thước tiết diện $b \times h$, cấp độ bền chịu nén của bê tông, nhóm cốt thép. Yêu cầu tính và bố trí cốt thép A_s, A'_s .

Giải:

Từ cấp độ bền của bê tông và nhóm thép, tra bảng để có các giá trị: $R_b, R_s, \xi_R, \alpha_R$.

Kiểm tra điều kiện phải đặt cốt kép

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} > \alpha_R \quad (5.4)$$

Nếu $\alpha_m > 0,5$ thì tăng kích thước tiết diện để $\alpha_R < \alpha_m \leq 0,5$ rồi tính tiếp.

Để tận dụng hết khả năng chịu nén của bê tông, chọn $\xi = \xi_R$, tức là $\alpha_m = \alpha_R$. Từ đó ta có:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (5.5)$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s \quad (5.6)$$

Chọn và bố trí cốt thép.

Tính lại a . Nếu a khác nhiều so với giá trị giả thiết thì phải giả thiết lại a và lặp lại từ bước giả thiết a .

Bài toán 3. Biết mô men M , kích thước tiết diện $b \times h$, cấp độ bền chịu nén của bê tông, nhóm cốt thép và cốt thép chịu nén A'_s . Yêu cầu tính và bố trí cốt thép A_s .

Đây là bài toán tận dụng cốt thép chịu nén (chịu mô men dương) neo vào gối đã có sẵn trong dầm khung. Do đó bài toán này sẽ tiết kiệm được cốt thép chịu kéo.

Giải:

Từ cấp độ bền của bê tông và nhóm thép, tra bảng để có các giá trị: $R_b, R_s, \xi_R, \alpha_R$.

Cho $M = M_u$, tính α_m theo công thức:

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} \quad (5.7)$$

Từ α_m , tra bảng có ξ , và có thể có các trường hợp sau:

- $\xi > \xi_R$ (hay $\alpha_m > \alpha_R$), nghĩa là vùng nén yếu hơn, sẽ bị phá hoại trước, hay diện tích cốt thép vùng nén A'_s cho trước quá nhỏ. Khi đó phải xem như chưa biết A'_s và tính toán như bài toán 2.
- $\frac{2a'}{h_0} \leq \xi \leq \xi_R$, nghĩa là các điều kiện hạn chế đều thỏa mãn, ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt tới cường độ chịu kéo tính toán R_s , và ứng suất trong cốt thép chịu nén đạt tới cường độ chịu nén tính toán R_{sc} , tính diện tích cốt thép chịu kéo theo công thức sau:

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s \quad (5.8)$$

- $\xi \leq \frac{2a'}{h_0}$, nghĩa là ξ (hay α_m) quá bé, tức là A'_s cho trước quá nhiều. Tại trạng thái giới hạn, ứng suất trong cốt thép chịu nén chưa đạt đến cường độ chịu nén tính toán R_{sc} , khả năng chịu lực của tiết diện phụ thuộc vào vùng yếu hơn, là vùng kéo. Viết phương trình cân bằng mô men với trọng tâm cốt thép A'_s ta có

$$M_u \approx R_s A_s (h_0 - a') \quad (5.9)$$

Từ điều kiện $M = M_u$ ta tính được

$$A_s = \frac{M}{R_s (h_0 - a')} \quad (5.10)$$

5.2.1.2. Tiết diện chữ T

Quy định bề rộng cánh đưa vào tính toán

Do sàn và dầm được đổ toàn khối nên các cấu kiện này cùng làm việc khi chịu uốn. Sự phân bố ứng suất nén uốn không đồng đều, lớn hơn tại vị trí dầm và nhỏ nhất tại khoảng giữa hai dầm khung. Do vậy để đảm bảo ứng suất nén trong bê tông đạt giá trị R_b tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 quy định giới hạn bề rộng phần bản sàn S'_f cùng làm việc với dầm đưa vào tính toán như sau:

- S'_f không được lớn hơn $\frac{1}{6}$ nhịp dầm

- Khi có dầm ngang hoặc khi $h'_f \geq 0,1h$ thì lấy S'_f không vượt quá khoảng cách thông thủy giữa hai dầm dọc.
- Khi không có dầm ngang (hoặc khi khoảng cách giữa các dầm ngang lớn hơn khoảng cách giữa các dầm dọc), và $h'_f < 0,1h$ thì lấy $S'_f \leq 6h'_f$.

Tính toán dầm chữ T cánh thuộc vùng nén cần xác định được vị trí trung trung hòa. Để phân biệt trường hợp trục trung hòa qua cánh hay qua sườn, ta tưởng tượng trục trung hòa đi qua mép dưới của cánh, (nghĩa là $x = h'_f$), lấy mô men với trọng tâm cốt thép chịu kéo, ta có:

$$M_f = R_b b'_f h'_f (h'_f - 0,5h'_f) \quad (5.11)$$

Nếu $M_f \geq M$ thì trục trung hòa đi qua cánh, lúc này tính toán như tiết diện chữ nhật nhưng kích thước $b'_f \times h$.

Nếu $M_f < M$ thì trục trung hòa đi qua sườn, lúc này tính toán theo tiết diện chữ T như dưới đây.

Bài toán 4. Biết kích thước tiết diện, gồm: b, h, b'_f, h'_f , vật liệu, và mô men uốn M .

Yêu cầu tính và bố trí cốt thép chịu kéo A_s .

Giải:

Từ cấp độ bền của bê tông và nhóm thép, tra bảng để có các giá trị: $R_b, R_s, \xi_R, \alpha_R$.

Nếu trục trung hòa đi qua sườn thì tính

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h'_f - 0,5h'_f)}{R_b b h_0^2} \quad (5.12)$$

Từ α_m , tra bảng phụ lục ra ξ , và có thể có các tình huống sau:

- $\xi \leq \xi_R$, thì A_s được tính theo công thức

$$A_s = \frac{R_b}{R_s} \left[\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f \right] \quad (5.13)$$

- $\xi > \xi_R$, thì phải tăng kích thước tiết diện, hoặc phải đặt cốt thép chịu nén A'_s để gia cường vùng nén.

5.2.2. Thiết kế cốt thép ngang

Thông thường lực cắt tại đầu dầm trong khung là lớn nhất nên cần tính toán và bố trí cốt đai, cốt xiên để đảm bảo dầm không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng. Để đơn giản trong tính toán thiết kế người ta thường thiết kế theo bài toán dầm chỉ đặt cốt đai,

không đặt cốt xiên. Bài toán thiết kế cả cốt đai và cốt xiên cho đảm chỉ nên thực hiện khi cốt đai và bê tông không đủ khả năng chịu cắt.

Trường hợp đặt cốt đai không đặt cốt xiên được thiết kế như sau.

- Kiểm tra điều kiện đảm bảo khả năng chịu ứng suất nén chính (đảm bảo cho bê tông không bị ép vỡ trên dải nghiêng giữa các vết nứt)

$$Q \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_o \quad (5.14)$$

Trong đó:

φ_{w1} là Hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện, được xác định theo công thức

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3 \text{ với } \alpha = \frac{E_s}{E_b} \text{ và } \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \times s}$$

A_{sw} diện tích tiết diện ngang của các thanh cốt đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng.

b chiều rộng của tiết diện chữ nhật; chiều rộng sườn của tiết diện chữ T và chữ I.

s khoảng cách giữa các cốt đai theo phương trục cầu kiện.

φ_{b1} là hệ số xét đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại bê tông khác nhau, xác định theo công thức

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \text{ với } R_b \text{ tính bằng MPa và } \beta \text{ là hệ số phụ thuộc}$$

loại bê tông sử dụng

Để thuận tiện trong tính toán có thể lấy tích số $\varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \approx 1$, do đó phương trình (5.14) viết lại thành

$$Q \leq 0,3 \times R_b \times b \times h_o \quad (5.14a)$$

Nếu không thỏa mãn điều kiện (5.14a) thì cần tăng kích thước tiết diện hoặc tăng cấp độ bền của bê tông.

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông theo

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_o^2}{C} \quad (5.15)$$

Trong đó: hệ số φ_{b4} phụ thuộc vào loại bê tông. Nếu sử dụng bê tông nặng thì $\varphi_{b4} = 1,5$. Hệ số φ_n xét đến ảnh hưởng của lực dọc trục, trong dầm khung giá trị lực dọc không đáng kể nên có thể lấy $\varphi_n = 0$.

C là chiều dài của hình chiếu tiết diện nghiêng lên trục dọc dầm (bắt đầu từ gối tựa). Trong nhiều tiết diện nghiêng xuất phát từ gối tựa chọn ra tiết diện nghiêng yếu nhất để thiết kế cốt đai. Theo [2] giá trị C không được vượt quá giá trị $C_{\max} = 2,5h_o$ đối với cấu kiện chịu cắt không đặt cốt ngang và $C_{\max} = 2h_o$ đối với cấu kiện chịu cắt đặt cốt ngang đều. Nếu thay các hệ số và giá trị chiều dài hình chiếu tiết diện nghiêng $C_{\max} = 2h_o$ vào (5.15) ta được biểu thức:

$$Q \leq 0,75R_{bt} \times b \times h_o \quad (5.15a)$$

Nếu thỏa mãn điều kiện (5.15a) thì bê tông đủ khả năng chịu cắt, đặt cốt đai theo cấu tạo.

Nếu không thỏa mãn điều kiện (5.15a) thì riêng bê tông không đủ khả năng chịu cắt, cần phải thiết kế cốt đai.

- Tính khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai $s_{\max}$

Để đảm bảo cho bê tông không bị phá hoại theo tiết diện nghiêng giữa hai lớp cốt đai thì bước đai s không được vượt quá bước đai $s_{\max}$. Từ điều kiện (5.15) lấy $C = s_{\max}$ ta tính được:

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_o^2}{Q} = \frac{1,5R_{bt} \times b \times h_o^2}{Q} \quad (5.16)$$

- Xác định nội lực trong cốt đai q_{sw} trên một đơn vị chiều dài trong đoạn C

Đặt $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}$ khi không đặt cốt xiên và cốt đai đặt đều thì tiết diện nghiêng yếu nhất C_o xác định theo công thức:

$$C_o = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{q_{sw}}} \quad (5.17)$$

Trong đó các hệ số φ_{b2} phụ thuộc vào loại bê tông sử dụng, $\varphi_{b2} = 2$ với bê tông nặng; φ_f hệ số kể đến ảnh hưởng cánh chịu nén trong tiết diện chữ T, trong dầm khung tiết diện có lực cắt lớn tương ứng với nơi có mô men âm nên ảnh hưởng của phân cánh có thể bỏ qua, $\varphi_f = 0$. Thay các hệ số vào (5.17) được (5.17a):

$$C_o = \sqrt{\frac{2R_{bt}bh_o^2}{q_{sw}}} \quad (5.17a)$$

Kiểm tra điều kiện $h_o \leq C_o \leq 2h_o$ nếu thỏa mãn thì ứng với C_o này khả năng chịu lực cắt của tiết diện nghiêng là bé nhất ($Q_{u\min}$).

$$Q_{u\min} = 2\sqrt{M_b q_{sw}} = 2\sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2 q_{sw}} \quad (5.18)$$

$$\text{Từ đó tính được: } q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2} = \frac{Q^2}{8R_{bt}bh_o^2} \quad (5.19)$$

Nếu $C_o < h_o$ ta lấy $C = h_o$, nếu $C_o > 2h_o$ hoặc $C_o > C_u$ thì lấy $C = \min(C_u, 2h_o)$ để xác định $Q_{u\min} = \frac{M_b}{C} + q_{sw}C$, với $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2$

Kiểm tra điều kiện tránh phá hoại dòn trên tiết diện nghiêng với q_{sw} tính toán từ (5.19):

$$q_{sw} \geq \frac{Q_{b\min}}{2h_o} = \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o}{2h_o} \quad (5.20)$$

Với bê tông nặng hệ số $\varphi_{b3} = 0.6$ thay vào (5.20) được (5.20a):

$$q_{sw} \geq 0,3R_{bt}b \quad (5.20a)$$

Vậy chọn $q_{sw} = \max(\frac{Q^2}{8R_{bt}bh_o^2}; 0,3R_{bt}b)$ đối với bê tông nặng

- Xác định khoảng cách tính toán giữa các cốt đai s_{tt}

Từ phương trình $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}$ tính được:

$$s_{tt} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{q_{sw}} \quad (5.21)$$

- Xác định bước đai thiết kế s

$$s = \min(s_{\max}, s_{tt}, s_{ct})$$

Bước đai cấu tạo s_{ct} quy định như sau:

Trong dầm có chiều cao trên $150mm$, cốt đai cấu tạo được bố trí trong các đoạn dầm cần thỏa mãn

+ Đoạn đầu dầm (đoạn tính từ mép gối tựa trở ra), ký hiệu a_d

Đối với dầm chịu tải phân bố: a_d bằng khoảng $1/4$ nhịp

Đối với dầm chịu tải tập trung: a_d bằng khoảng cách từ gối tựa đến lực tập trung gần gối nhất nhưng không nhỏ hơn $1/4$ nhịp, nghĩa là $a_d = \max(aP, \frac{1}{4}L)$, với aP - khoảng cách từ mép gối tựa đến điểm đặt của lực tập trung gần nhất. Khi chiều cao dầm là h , bước đai lấy như sau:

Khi $h \leq 450mm$, lấy $s_{ct} = \min(\frac{h}{2}, 150mm)$

Khi $h > 450mm$, lấy $s_{ct} = \min(\frac{h}{3}, 500mm)$

+ Đoạn dầm còn lại bước đai lấy $s_{ct} = \min(\frac{3h}{4}, 500mm)$

Bài toán thiết kế cốt đai cho dầm cũng có thể được thực hiện dưới dạng bài toán kiểm tra như sau:

- Chọn trước nhóm cốt thép, đường kính, số nhánh đai, bước đai
- Tính được $q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}$
- Kiểm tra $q_{sw} \geq 0,3R_{bt}b$
- Tính $C_o = \sqrt{\frac{2R_{bt}bh_o^2}{q_{sw}}}$
- Nếu $h_o \leq C_o \leq 2h_o$ thì xác định khả năng chịu cắt của bê tông và cốt đai trên tiết diện nghiêng yếu nhất $Q_{u\min} = \sqrt{8R_{bt}bh_o^2q_{sw}}$. Nếu $C_o > 2h_o$ thì lấy $C_o = C = 2h_o$ hoặc $C_o < h_o$ thì lấy $C_o = C = h_o$ để tính $Q_{u\min} = \frac{M_b}{C} + q_{sw}C$.
- So sánh $Q_{u\min}$ và $Q_{\max}$ do tải trọng ngoài gây ra. Nếu $Q_{u\min} \geq Q_{\max}$ thì cốt đai đã chọn thỏa mãn khả năng chịu cắt, nếu $Q_{u\min} \leq Q_{\max}$ thì chọn lại cốt đai.

5.2.3. Thiết kế cốt treo (Tính toán giật đứt)

Nếu dầm khung chịu lực tập trung trong phạm vi chiều cao dầm (hình 5.1a) thì cần tính toán giật đứt theo điều kiện (5.22a):

$$F\left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right) \leq \sum R_{sw} A_{sw} \quad (5.22a)$$

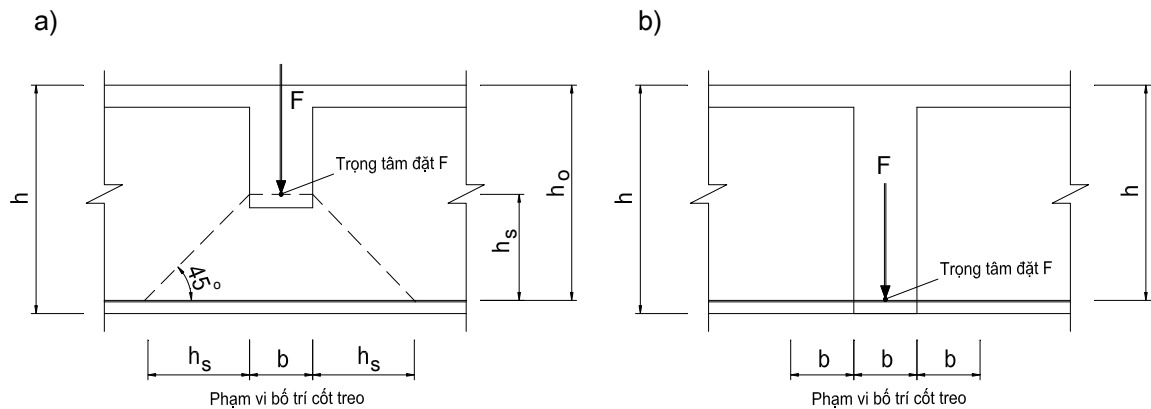
Trong đó

F là lực giật đứt

h_s là khoảng cách từ trọng tâm lực giật đứt đến trọng tâm cốt thép dọc

$\sum R_{sw} A_{sw}$ là tổng lực cắt chịu bởi các cốt đai phụ đặt thêm trên vùng giập nứt có chiều dài $a = 2h_s + b$. Ở đây b là bề rộng của diện tích truyền lực giập nứt.

Khoảng cách cốt treo thông thường từ $40 \div 80mm$ và số lượng cốt treo đặt mỗi bên ít nhất 4 cái.



Hình 5.1. Sơ đồ xác định chiều dài vùng giập nứt

Trường hợp hai dầm giao nhau có chiều cao bằng nhau có thể tham khảo cách bố trí cốt treo như hình 5.1b. Đoạn bố trí cốt treo có chiều dài $a = 3b$ và diện tích cốt treo thỏa mãn mãn điều kiện (5.22b):

$$F \leq \sum R_{sw} A_{sw} \quad (5.22b)$$

5.3 Thiết kế thép cho cột

Trong cột thường xuất hiện hai thành phần nội lực là mô men uốn và lực dọc nén có giá trị đáng kể. Do chịu nén uốn đồng thời nên khi thiết kế cột ngoài đảm bảo điều kiện chịu lực còn cần đảm bảo điều kiện ổn định. Vì cột là cấu kiện có vai trò đặc biệt quan trọng trong hệ kết cấu khung nên khi thiết kế cần cẩn thận và nên thiết kế có lượng dự trữ chịu lực cao hơn dầm.

5.3.1. Thiết kế cốt thép dọc

Trường hợp nén lệch tâm phẳng:

Cốt thép cột trong khung thường được đặt đối xứng để thuận tiện cho thi công. Nội lực trong cột thường thay đổi từ tầng trên xuống tầng dưới, để tiết kiệm cốt thép dọc trong cột nên được bố trí riêng cho từng tầng. Tuy vậy, việc bố trí riêng cho từng tầng có thể dẫn tới khó khăn cho việc chọn thép và thi công. Do đó cốt thép dọc trong cột thường được bố trí giống nhau ở một số tầng dọc theo chiều cao công trình.

Sau khi chọn được các cặp nội lực nguy hiểm cốt thép cột trong khung phẳng được tính toán như sau:

Bài toán 1.

Biết kích thước tiết diện $b \times h$; biết vật liệu sử dụng (cấp độ bền của bê tông B , nhóm cốt thép); biết nội lực $M; N$ và M_b, N_b ; biết chiều dài của cầu kiện l . Yêu cầu tính thép đối xứng $A_s = A'_s$

Giải:

Từ vật liệu sử dụng tra bảng xác định các thông số tính toán $R_b, R_s, \xi_R, \alpha_R$

Xác định độ lệch tâm tĩnh học $e_1 = \frac{M}{N}$ và độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a \geq \max(\frac{h}{30}; \frac{1}{600}l)$

Tính độ lệch tâm ban đầu $e_o = \max(e_1; e_a)$ vì là kết cấu siêu tĩnh.

Giả thiết trước hàm lượng cốt thép tổng cộng $\mu_t = (1 \div 2)\%$; giả thiết $a = a'$ rồi tính chiều cao làm việc của tiết diện $h_0 = h - a$.

Xác định diện tích $A_{st} = \mu_t b h_0$ và $I_s = A_{st} b h_0 (0,5h - a)^2$; $I = \frac{bh^3}{12}$

Xác định hệ số uốn dọc η theo TCVN 5574:2012.

- Tính $\lambda_n = \frac{l_o}{h}$ xảy ra các trường hợp:

- Nếu $\lambda_n \leq 4$ bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc, lấy $\eta = 1,0$
- Nếu $\lambda_n > 4$ cần kể đến ảnh hưởng của uốn dọc. Tính hệ số η theo công thức sau:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$\text{Trong đó: } N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left(\frac{SI}{\varphi_l} + \alpha I_s \right)$$

Với E_b là môđun đàn hồi của bê tông, l_o là chiều dài tính toán của cầu kiện; I là mômen quán tính của tiết diện lấy đối với trục đi qua trọng tâm tiết diện và thẳng góc với mặt phẳng uốn; I_s là mômen quán tính của toàn bộ diện tích cốt thép đối với trọng tâm của tiết diện; $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$

Hệ số ảnh hưởng của độ lệch tâm S

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1; \text{ Trong đó } \delta_e = \max\left[\frac{e_o}{h}; \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \times \frac{l_o}{h} - 0,01 \times R_b\right]$$

φ : Hệ số kể đến ảnh hưởng của tải trọng tác dụng dài hạn, xác định theo công thức:

$$\varphi = 1 + \beta \frac{M_l}{M} \leq 1 + \beta \quad (\beta=1,0 \text{ với bê tông nặng})$$

Trong đó M : mômen do toàn bộ tải trọng tính toán gây ra và M_l là mômen do tải trọng dài hạn gây ra;

M và M_l được xác định đối với trục song song với đường biên vùng chịu kéo hoặc chịu nén ít hơn cả của tiết diện và đi qua trọng tâm các thanh cốt thép chịu kéo nhiều nhất hoặc trọng tâm của các thanh thép chịu nén ít nhất (khi toàn bộ tiết diện chịu nén). Từ đó ta có:

$$M_l = M_l + N_l \times \left(\frac{h}{2} - a\right) \text{ và } M = M + N \times \left(\frac{h}{2} - a\right)$$

Nếu M_l và M trái dấu nhau thì φ lấy như sau:

- Khi giá trị tuyệt đối của độ lệch tâm do toàn bộ tải trọng $|e_o| > 0,1h$ thì $\varphi = 1$

- Khi $|e_o| \leq 0,1h$ thì $\varphi = \varphi_{l1} + 10(1 - \varphi_{l1}) \frac{e_o}{h}$

Với φ_{l1} xác định giống như φ nhưng với M lấy bằng lực dọc N do tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn gây ra nhân với khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến cạnh bị kéo hoặc bị nén ít hơn cả do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn gây ra.

Chú ý: trong thực hành tính toán cho phép lấy hệ số $\eta = 1,0$ nếu $\lambda_h = \frac{l_o}{h} \leq 8$

Xác định khoảng cách $e = \eta e_o + 0,5h - a$ và $e' = \eta e_o - 0,5h + a'$

Phân biệt bài toán lệch tâm: xác định $x = \frac{Ne}{R_b b}$. Xây ra các trường hợp:

- Nếu $2a' \leq x \leq \xi_R h_o$, xảy ra lệch tâm lớn.

$$\text{Xác định diện tích cốt thép } A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b b x (h_o - 0,5x)}{R_{sc} (h_o - a')} \quad (5.23)$$

- Nếu $x < 2a'$ thì tính

$$A'_s = A_s = \frac{Ne'}{R_s (h_o - a')} \quad (5.24)$$

- Nếu $x > \xi_R h_o$ thì xảy ra nén lệch tâm bé. Xác định lại x theo một trong các cách sau:

$$+ \text{ Dùng công thức thực nghiệm [6] } x = \frac{[(1 - \xi_R) \gamma_a n + 2 \xi_R (n\varepsilon - 0,48)]}{[(1 - \xi_R) \gamma_a + 2(n\varepsilon - 0,48)]} h_o, \text{ tính}$$

được x thỏa mãn điều kiện $h_o \geq x > \xi_R h_o$;

trong đó: $n = \frac{N}{R_b b h_0}$; $\varepsilon = \frac{e}{h_0}$; $\gamma_a = \frac{h_0 - a'}{h_0}$

+ Tính lặp x . Cách tính như sau:

Gọi $x_1 = x = \frac{N}{R_b b}$ thay vào biểu thức (5.22) ta tính được $A_s^* = \frac{N \left(e + \frac{x_1}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} (h_0 - a')}$.

Dùng A_s^* tính lại x (khi sử dụng bê tông có cấp độ bền $\leq B30$ và cốt thép có

$R_s = R_{sc} \leq 365 MPa$) theo biểu thức $x = \frac{\left[N + 2R_s A_s^* \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right] h_0}{R_b b h_0 + \frac{2R_s A_s^*}{1 - \xi_R}}$. Thay giá trị x

mới tính được vào (5.23) tính được $A_s = A_s' = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_{sc} (h_0 - a')}$

+ Chọn một giá trị x thỏa mãn $h_0 \geq x > \xi_R h_0$ rồi tính tiếp cốt thép bằng công thức (5.23).

Xử lý kết quả. Kết quả tính cốt thép theo các công thức trên có thể là số dương hoặc âm. Nếu tính ra kết quả dương cần kiểm tra điều kiện hàm lượng cốt thép tối thiểu theo điều kiện:

$$\mu = \mu' = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% \geq \mu_{\min}$$

Khi tính ra lượng cốt thép quá nhỏ (kết quả âm hoặc $\mu = \mu' < \mu_{\min}$) chứng tỏ tiết diện đã chọn khá lớn, nếu không thay đổi tiết diện thì cần chọn cốt thép theo yêu cầu cấu tạo tối thiểu $A_s = A_s' = \mu_{\min} b h_0$ và chọn tối thiểu $A_s = A_s' = 402 mm^2$ (2 ϕ 16) khi bề rộng của cột $b \leq 400 mm$ và $A_s = A_s' = 603 mm^2$ (3 ϕ 16) khi $b > 400 mm$.

Khi tính ra lượng cốt thép khá lớn ($\mu = \mu' > 1.5\%$) nên tăng kích thước tiết diện, tăng cấp độ bền của bê tông hoặc nhóm cốt thép để tính lại. Trong bài toán cấu kiện chịu nén việc tăng cấp độ bền của bê tông tỏ ra hiệu quả bằng tăng kích thước tiết diện ngang cấu kiện. Để hợp lý về mặt kinh tế và để dễ dàng cho việc chọn, bố trí cốt thép, thi công hàm lượng cốt thép tổng cộng (μ_t) chỉ nên từ 1÷2%.

Bài toán 2. Bài toán kiểm tra khả năng chịu lực bằng cách dựng biểu đồ tương tác.

Gọi là biểu đồ tương tác vì nó thể hiện sự tương tác giữa khả năng chịu mô men và lực dọc tương ứng. Biểu đồ tương tác là tập hợp các điểm khác nhau của cặp nội lực (N, M_u) với một tiết diện cho trước. Nếu bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc ($\eta = 1,0$) cách xây dựng biểu đồ tương tác như sau:

Viết phương trình cơ bản theo phương đi qua trọng tâm cột:

$$N = R_b bx + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s \quad (5.25)$$

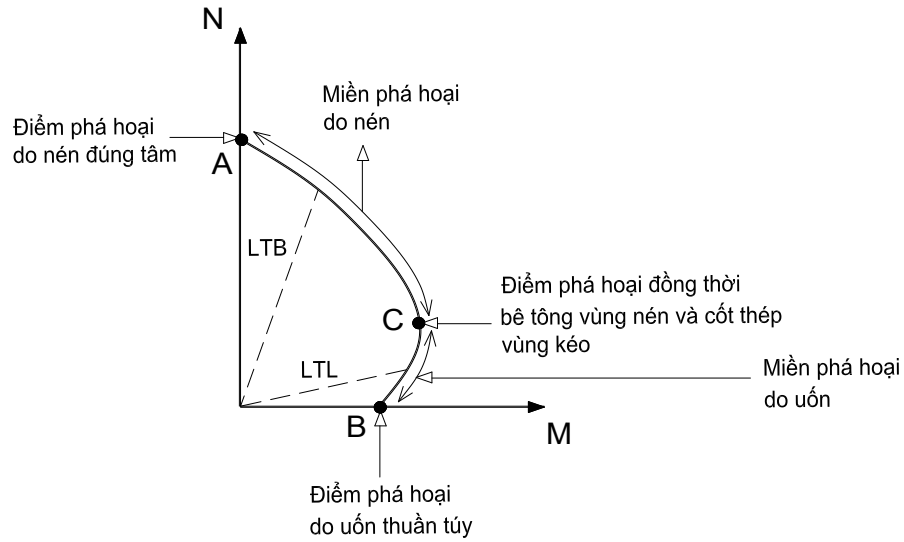
$$M = N \eta e_o = R_b bx \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s \left(\frac{h}{2} - a' \right) + \sigma_s A_s \left(\frac{h}{2} - a \right) \quad (5.26)$$

Cho x biến đổi từ $2a' \leq x \leq h_o$. Nếu:

$x \leq \xi_R h_o$ thì lấy $\sigma_s = R_s$

$x > \xi_R h_o$ thì lấy $\sigma_s = \left(\frac{2 - 2 \frac{x}{h_o}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s$ nếu $\sigma_s > R_s$ thì lấy $\sigma_s = R_s$; nếu

$\sigma_s < -R_s$ thì lấy $\sigma_s = -R_s$



Hình 5.2. Hình dạng của biểu đồ tương tác (N, M_u)

Biểu đồ tương tác có ba điểm đặc biệt A, B, C như trên hình 5.2. Điểm A là điểm phá hoại do nén đúng tâm gây ra, tọa độ $A(0, N_c)$. Điểm B là điểm phá hoại do uốn thuần túy gây ra, tọa độ $B(M_b, 0)$. Điểm C là điểm phá hoại đồng thời bê tông vùng nén và cốt thép vùng kéo (phá hoại cân bằng), tọa độ $C(M_{\max}, N_c)$. Phá hoại đồng thời xảy ra khi chiều cao vùng nén $x = \xi_R h_o$. Để tạo thành một đường cong, thông thường biểu đồ tương tác được vẽ cho năm điểm. Ngoài ba điểm đặc biệt A, B, C chọn thêm một điểm nằm trên đoạn cong AC (nén lệch tâm bé) và một điểm nằm trên đoạn cong BC (nén lệch tâm lớn).

Dựng biểu đồ tương tác rất có lợi khi cần kiểm tra khả năng chịu lực cho nhiều cặp nội lực (N, M_u) bất lợi.

Trường hợp nén lệch tâm xiên:

Có nhiều phương pháp đơn giản hóa tính toán cột chịu nén lệch tâm xiên như phương pháp cộng tác dụng, phương pháp quy đổi nén lệch tâm xiên về nén lệch tâm phẳng, phương pháp đường viền tải trọng, phương pháp tải trọng nghịch đảo.

Phương pháp cộng tác dụng không nên sử dụng vì có một phần tiết diện cột chịu nén được khai thác hai lần, có thể dẫn tới kết quả kém an toàn.

Phương pháp quy đổi nén lệch tâm xiên về nén lệch tâm phẳng được giới thiệu trong tiêu chuẩn Anh BS8110 [18].

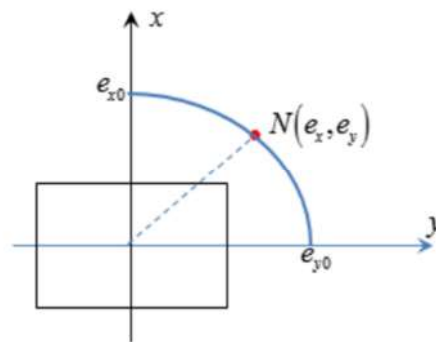
Phương pháp đường viền tải trọng do Bresler [19] đề xuất cũng được nhiều tiêu chuẩn trên thế giới đề nghị sử dụng như tiêu chuẩn Úc AS3600 [15], châu Âu EC02 [20], Tây Ban Nha EHE-08 [21]. Phương pháp này cho kết quả khá gần với kết quả thực nghiệm.

Phương pháp tải trọng nghịch đảo cũng do Bresler [19] đề xuất và phương pháp này được kiểm chứng bằng thực nghiệm cho kết quả chính xác nhất. Phương pháp này có ưu điểm: các tham số dễ tính toán, dùng cho cột có nhiều hình dạng khác nhau với cốt thép dọc bố trí khác nhau.

Mục này giới thiệu phương pháp quy đổi nén lệch tâm xiên về nén lệch tâm phẳng được giới thiệu trong tài liệu [18] là phương pháp dễ thực hành, thuận tiện cho việc thiết kế.

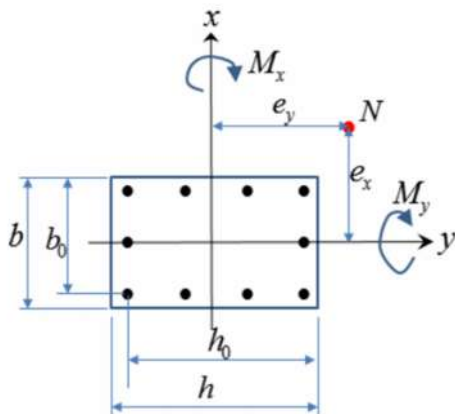
Hình 5.3 biểu diễn đường cong tương tác cho cột chịu nén lệch tâm xiên e_x, e_y khi lực dọc N không đổi. Mỗi điểm trên đường cong cho một cặp độ lệch tâm (e_x, e_y) với lực nén N là hằng số, nghĩa là nghĩa là lực nén giới hạn ứng với một điểm bất kì trên đường cong sẽ bằng lực nén giới hạn ứng với hai điểm ở hai đầu đường cong, mà hai điểm này biểu thị lực N chỉ đặt lệch tâm theo một phương, e_{x0} hoặc e_{y0} . Điều đó có nghĩa là

$$N_u(e_x, e_y) = N_u(e_{x0}, 0) = N_u(0, e_{y0})$$



Hình 5.3. Đường cong tương tác (e_x, e_y) cho tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm xiên, lực nén không đổi

Theo tiêu chuẩn Anh BS8110 cách biểu diễn xấp xỉ để xác định độ lệch tâm phẳng tương đương như sau:



Hình 5.4. Quy đổi tính toán nén lệch tâm xiên về nén lệch tâm phẳng [18]

- Mô men uốn M_x theo phương trục x “chiếm ưu thế” khi thỏa mãn phương trình

$\frac{M_x}{h_o} > \frac{M_y}{b_o}$ thì mô men tương đương khi đổi nén lệch tâm xiên thành nén lệch

tâm phẳng theo phương x xác định như sau: $M'_x = M_x + \beta \frac{h_o}{b_o} M_y$

- Mô men uốn M_y theo phương trục y “chiếm ưu thế” khi thỏa mãn phương

trình $\frac{M_y}{b_o} > \frac{M_x}{h_o}$ thì mô men tương đương khi đổi nén lệch tâm xiên thành nén

lệch tâm phẳng theo phương x xác định như sau: $M'_y = M_y + \beta \frac{b_o}{h_o} M_x$

Trong đó hệ số β phụ thuộc vào tỷ số $\frac{N}{bh f_{cu}}$, với $f_{cu} (N/mm^2)$ là cường độ đặc trưng

của mẫu bê tông lập phương cạnh 150mm, xác suất đảm bảo 95%. Như vậy, đối chiếu với TCVN 5574-2012 thì $f_{cu} = B$. Giá trị β cho trong bảng dưới.

$\frac{N}{bh f_{cu}}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
β	1,00	0,88	0,77	0,65	0,53	0,42	0,3

5.3.2. Thiết kế cốt thép ngang

Khi thiết kế cốt thép đai cho cột thì cần tính đến ảnh hưởng của lực nén dọc trục qua hệ số φ_n , xác định theo công thức (5.27):

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_o} \quad (5.27)$$

nhưng không lớn hơn 0,5

Thông thường khi được thiết kế với tổ hợp cơ bản thì giá trị lực cắt trong cột khá bé, do đó cốt đai thường được đặt theo cấu tạo (xem mục 5.4.2).

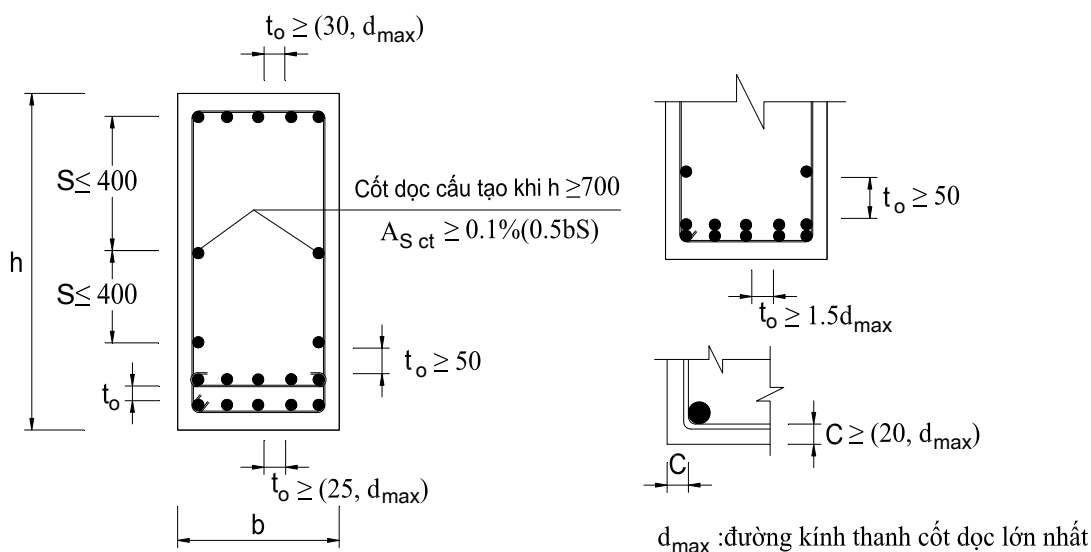
5.4 Chỉ dẫn cấu tạo khung

5.4.1. Chỉ dẫn cấu tạo thép dầm trong khung

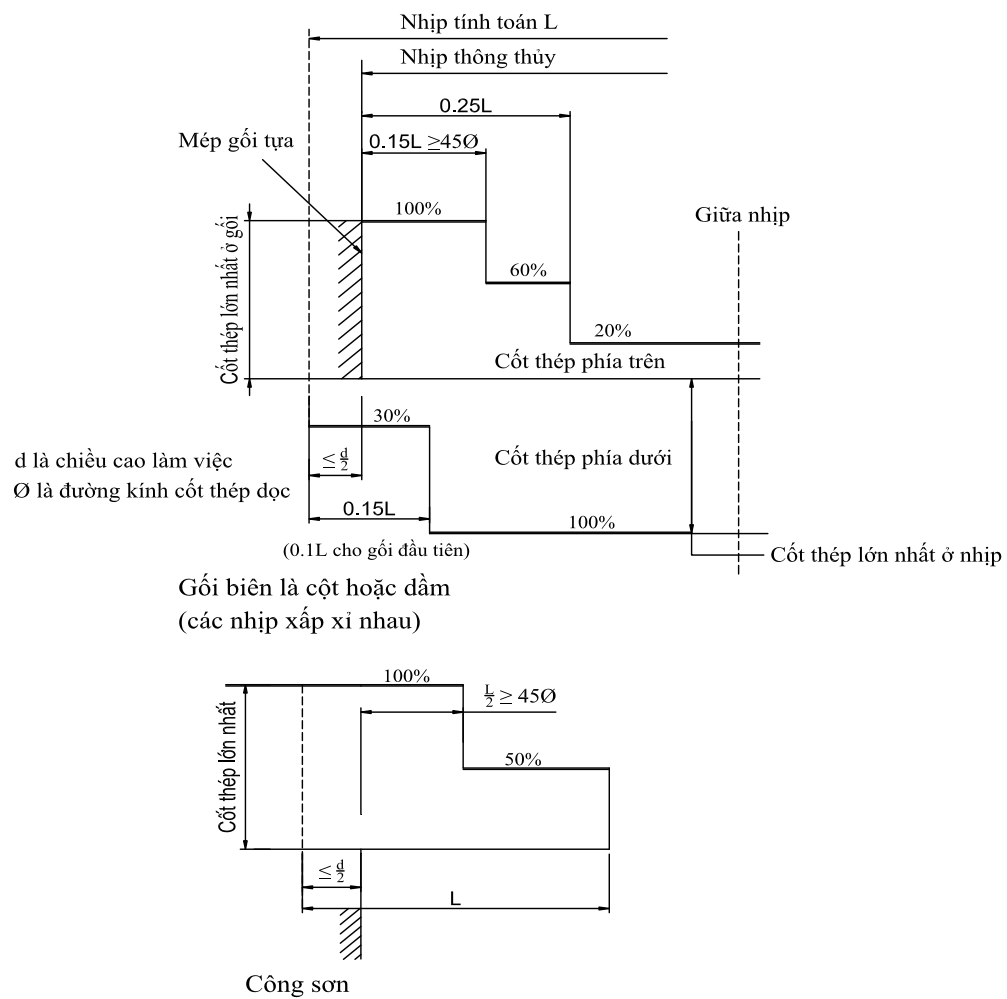
Khi bố trí cốt thép dọc trong dầm cần lưu ý một số điểm sau:

- Để tiện cho thi công trong mỗi dầm không nên dùng quá ba loại đường kính cho cốt chịu lực.
- Để cho ứng lực truyền qua lại giữa bê tông và cốt thép trong các thanh tương đối đồng đều, trong cùng một miền chịu lực của mỗi tiết diện không nên dùng các cốt có đường kính chênh lệch nhau quá 6mm, các cốt có đường kính lớn nên đặt xa trục trung hòa hơn (trừ trường hợp cần thiết phải phối hợp thép nhịp này với nhịp khác hoặc gối này với gối khác).
- Để tránh nhầm lẫn khi thi công không chọn chủng loại thép có đường kính chênh lệch nhau 1mm.
- Đặt thép đúng miền chịu lực.
- Đảm bảo chiều dày lớp bê tông bảo vệ, khoảng hở tối thiểu, tối đa giữa hai thanh thép kề nhau.

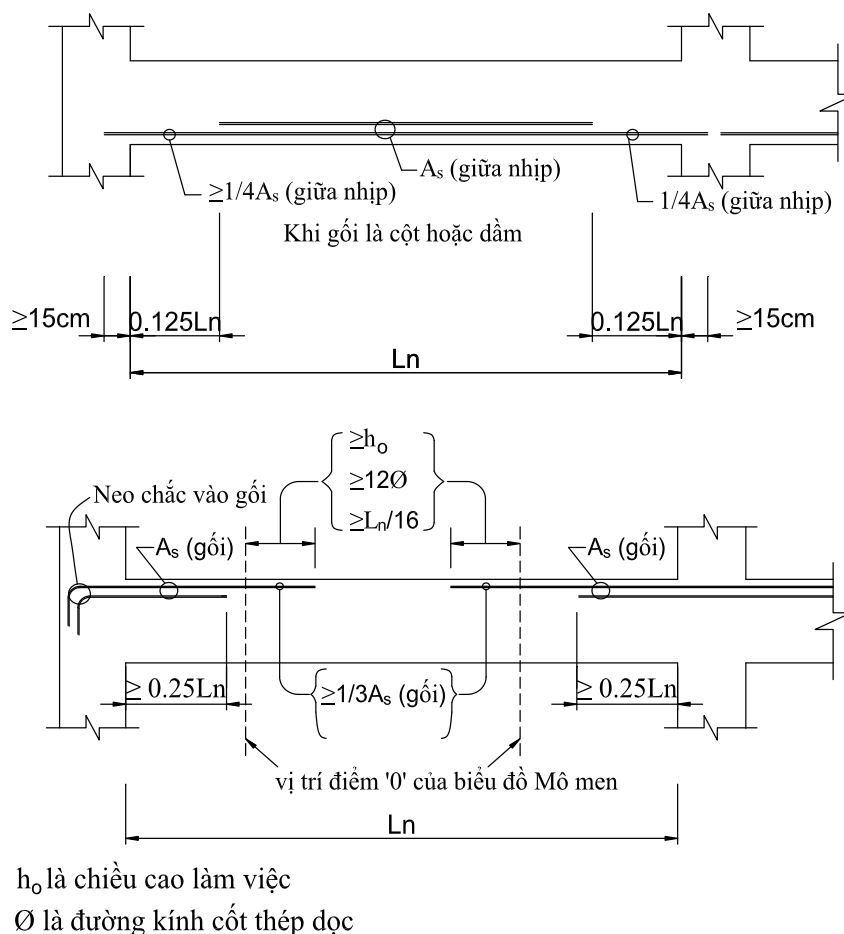
Bố trí cốt dọc trên tiết diện ngang cần thỏa mãn yêu cầu cấu tạo quy định trong TCVN 5574:2012, minh họa như trên hình 5.5.



Cốt thép dọc trong dầm có thể chọn từ $\phi 12$ đến $\phi 32$ tùy theo diện tích tính toán và kích thước của dầm. Dọc theo trục dầm có nhiều phương án bố trí thép dọc. Phương án chọn không những phải đảm bảo khả năng chịu lực mà còn cần thuận tiện trong việc bố trí, thi công. Đối với các dầm nhịp lớn, tải trọng lớn, lượng cốt thép dọc nhiều, để tiết kiệm thép khi xa dần khu vực giữa nhịp và gối tựa, có thể cắt bớt cốt thép dọc hoặc có thể uốn bớt cốt dọc chịu mô men âm từ gối xuống để chịu mô men dương ở nhịp. Hình 5.6 đến 5.8 giới thiệu một số cách cắt thông dụng cốt thép dọc trong dầm liên tục với các gối tựa biên điều kiện khác nhau, trong khung nhà thấp tầng (tải trọng ngang bé). Các cách cắt thép dọc này được trình bày trong các tiêu chuẩn nước ngoài, để áp dụng. Cần lưu ý rằng để có vị trí cắt thép dọc chính xác, đảm bảo khả năng chịu lực trên tiết diện thẳng góc và trên tiết diện nghiêng theo mô men thì cần phải vẽ biểu đồ bao vật liệu cho dầm.



Hình 5.7. Chỉ dẫn cắt thép dọc trong dầm liên tục theo BS8110-1:1997 [18]



Hình 5.8. Chỉ dẫn cắt thép dọc trong dầm liên tục dựa theo ACI 318-2011 (theo [27])

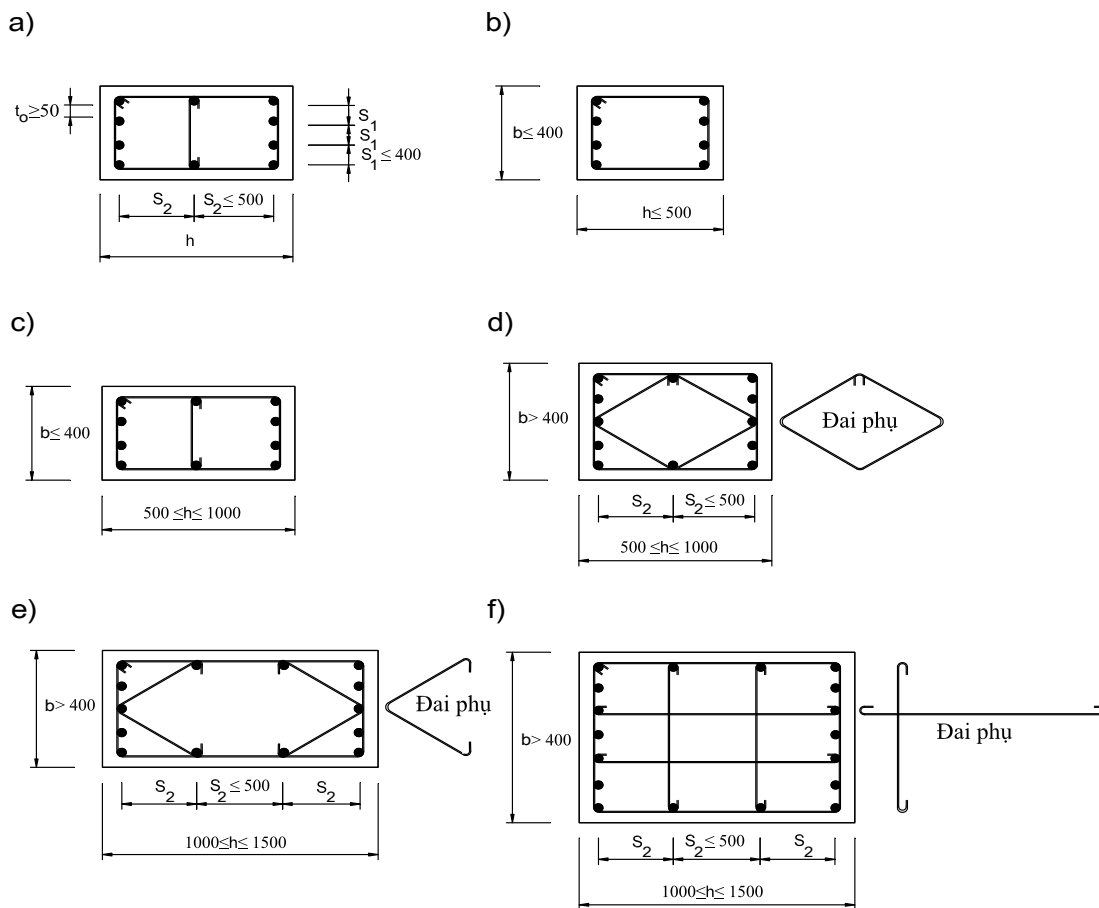
5.4.2. Chỉ dẫn cấu tạo thép cột trong khung

Khi cấu tạo cốt thép trong cột cần lưu ý:

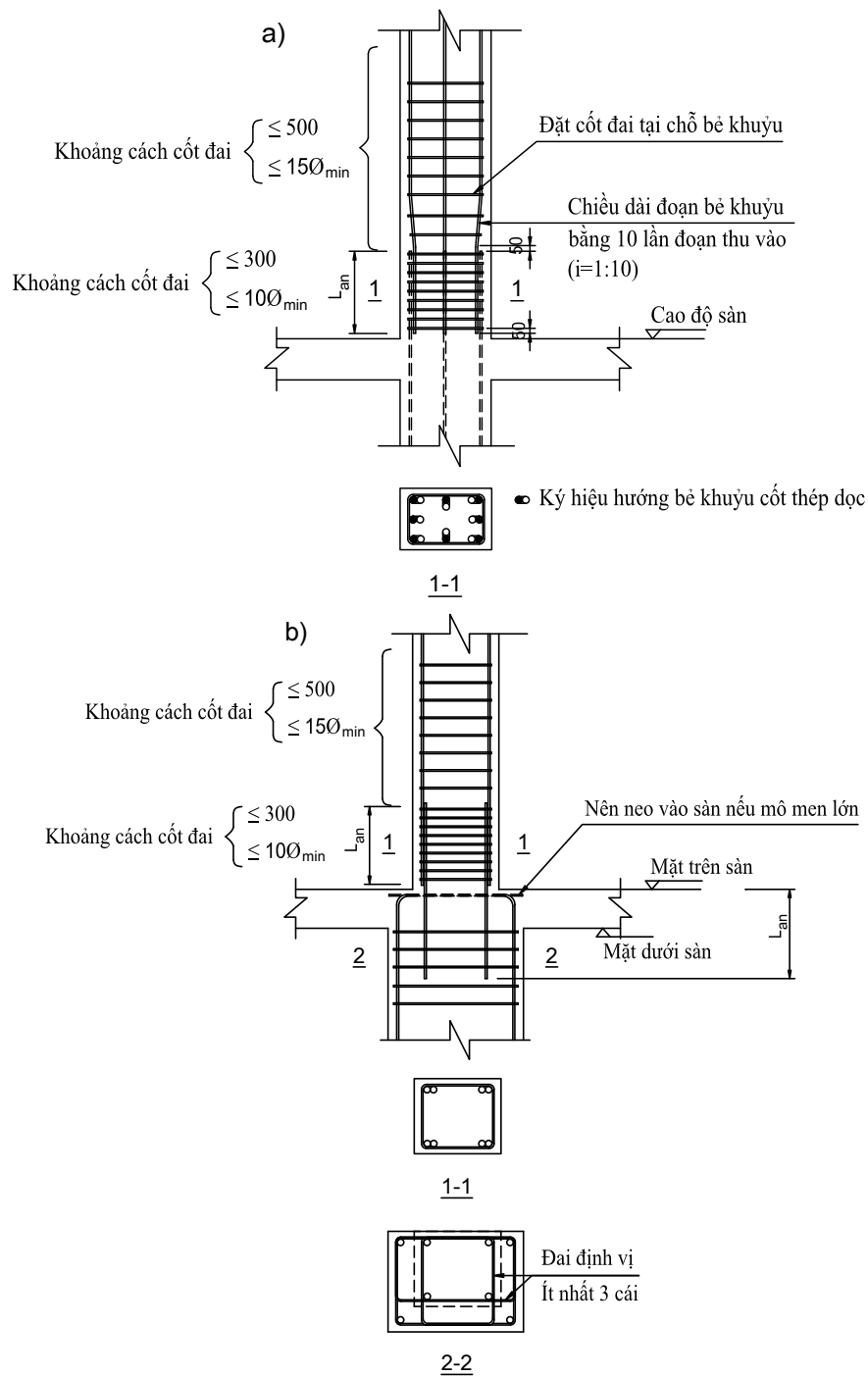
- Số lượng các thanh thép trên mỗi cạnh của cột
- Đường kính thanh thép lớn nhất và nhỏ nhất
- Chiều dài đoạn nối chồng, đoạn neo cốt thép
- Đường kính thép đai
- Khoảng cách thép đai
- Hình dáng thép đai

TCVN5574:2012 quy định đường kính cốt thép chịu nén không vượt quá $\phi 40$ và không nhỏ hơn $\phi 12$. Khoảng cách giữa các trục cốt thép theo phương vuông góc mặt phẳng uốn không lớn hơn $400mm$, theo phương mặt phẳng uốn không lớn hơn $500mm$ (xem hình 5.9). Cốt thép đai chính phải được bố trí ở khoảng cách không vượt quá giá

trị $\min(15\phi, 500mm)$, trong đoạn nối chồng và khi hàm lượng cốt thép $\mu_t > 3\%$ thì không vượt quá giá trị $\min(10\phi, 300mm)$. Cốt đai chính phải bao quanh toàn bộ cốt thép dọc. Cần cấu tạo cốt đai sao cho các cốt thép dọc (tối thiểu là cách một thanh) được đặt vào chỗ uốn của cốt thép đai và chỗ uốn này cách nhau không quá $400mm$ theo cạnh tiết diện. Khi chiều rộng cạnh tiết diện không lớn hơn $400mm$ và trên mỗi cạnh có không quá 4 thanh cốt dọc, cho phép dùng một cốt đai bao quanh toàn bộ cốt thép dọc (xem hình 5.9.a, b). Trường hợp chiều rộng cạnh tiết diện lớn hơn $400mm$ hoặc trên mỗi cạnh có nhiều hơn 4 thanh cốt thép dọc thì cần bố trí thêm các cốt đai phụ như minh họa trên hình 5.9.d, e, f. Đường kính cốt thép đai lấy không nhỏ hơn giá trị $\max(\frac{1}{4}\phi_{\max}, 5mm)$.



Hình 5.9. Một số trường hợp bố trí cốt thép trên tiết diện ngang của cột



Hình 5.10. Một số trường hợp bố trí cốt thép dọc theo chiều dài cột (Tham khảo [30])

Hình 5.10 thể hiện sự bố trí cốt thép dọc trong cột theo chiều dài cột trường hợp cột không thay đổi tiết diện (a) và có thay đổi tiết diện (b). Trường hợp cột không thay đổi tiết diện, trục cốt thép dọc tầng trên và tầng dưới cần phải nằm trên một đường thẳng, do vậy cốt thép dọc tầng trên cần bẻ khuỷu để nối chồng với cốt thép chờ tầng dưới.

5.4.3. Chỉ dẫn cấu tạo nút khung

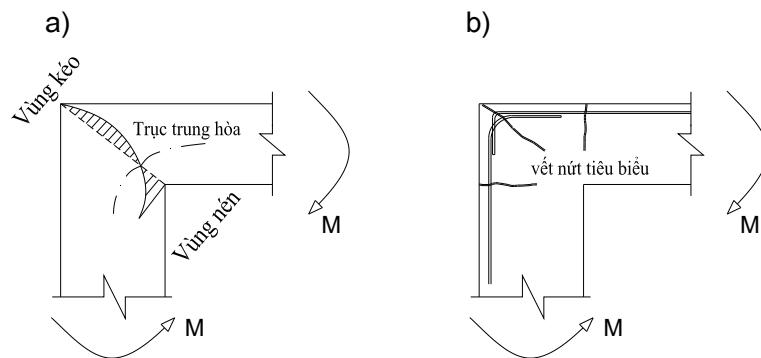
Nhiều nghiên cứu thực nghiệm đã chỉ ra nút khung bê tông cốt thép ảnh hưởng nhiều đến khả năng chịu lực tổng thể của khung. Thí nghiệm cũng chỉ ra sự phá hoại khung chủ yếu là do sự phá hoại nút khung. Nếu chỗ nối dầm với cột, cột với cột đủ khỏe để các cấu kiện xung quanh phát huy một trăm phần trăm cường độ thì chỗ nối đó đạt hiệu quả. Do trạng thái chịu lực trong nút khung phức tạp, tùy thuộc vào chiều của mô men tác dụng tại đầu dầm, nên khi cấu tạo nút khung cần lưu ý:

- Chiều dài neo của tất cả các thanh thép quy tụ vào nút
- Tránh đặt tập trung quá nhiều cốt thép
- Đủ không gian giữa các thanh thép đảm bảo thi công và đầm bê tông
- Bố trí cốt thép còn cần quan tâm tới vị trí mạnh ngừng thi công và trình tự thi công cấu kiện liên quan.

Dưới đây giới thiệu cấu tạo kiểu nút khung cứng, không kháng chấn bằng bê tông cốt thép toàn khối. Cần chú ý mạnh ngừng thi công bê tông cột là tại mặt dưới của dầm.

5.4.3.1 Nút góc khung tầng mái

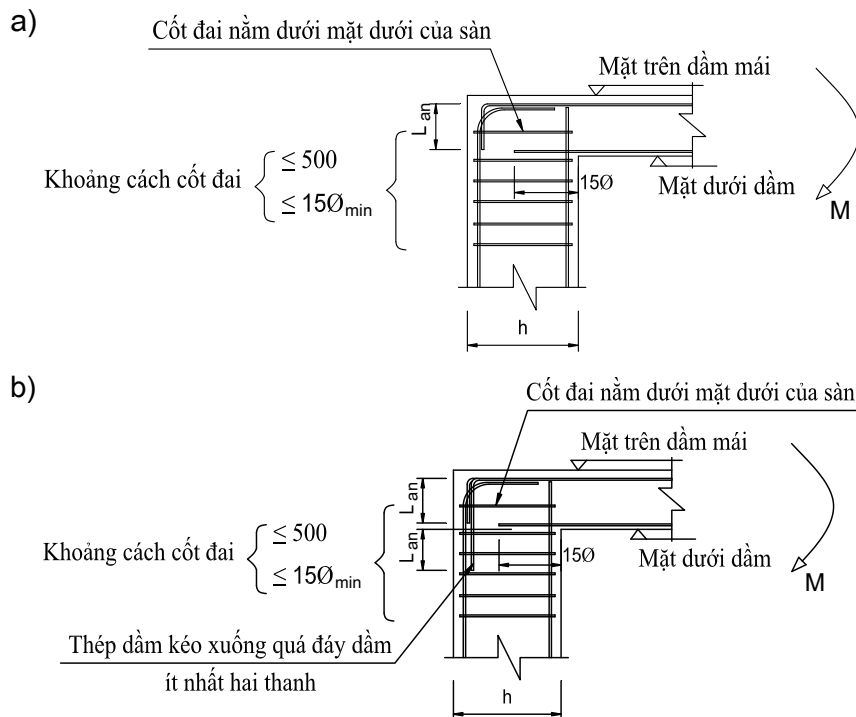
Nút khung chịu nén (nút khung đóng) có sự phân bố ứng suất đàn hồi như hình 5.11a. Trong vùng nén của nút, ứng suất nén cục bộ tăng lên đáng kể và bê tông có thể bị ép vỡ. Cốt thép vùng kéo cần phải neo đủ để tránh bị kéo tuột. Bán kính uốn của thép dọc trong trường hợp này nên tăng lên để đảm bảo sự truyền lực vào bê tông bên trong.

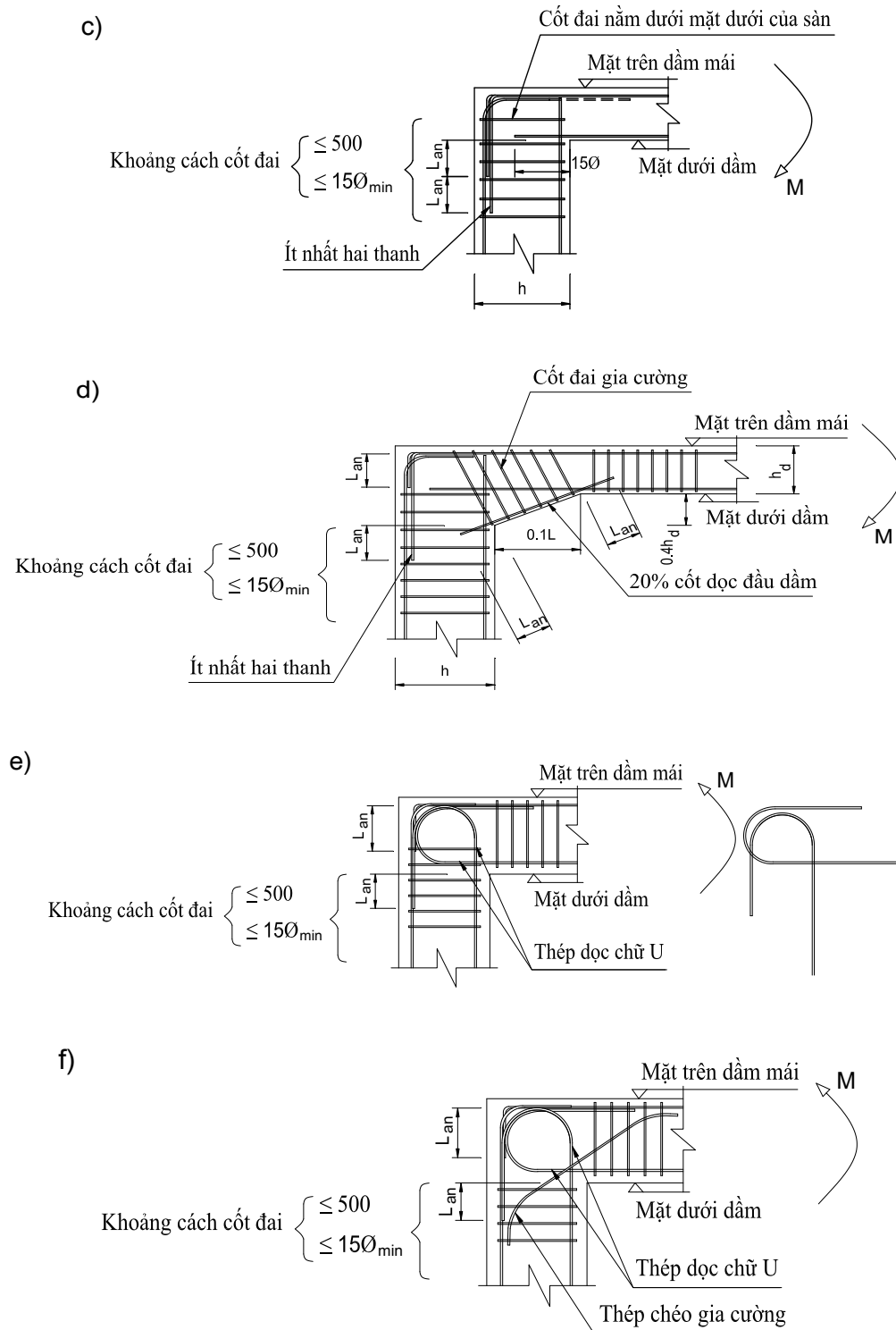


Hình 5.11. Phân bố ứng suất và vết nứt trong nút khung đóng

Hình 5.12 thể hiện chi tiết cấu tạo nút góc tầng mái nơi dầm vuông góc với cột. Cấu tạo phụ thuộc vào độ lớn của mô men tác dụng, thông qua tỷ số $\frac{e_o}{h}$ tại đầu cột ($e_o = \frac{M}{N}$, h là chiều cao cột). Tỷ số $\frac{e_o}{h}$ càng lớn thì yêu cầu neo và cắt cốt thép chịu kéo của dầm càng nghiêm ngặt.

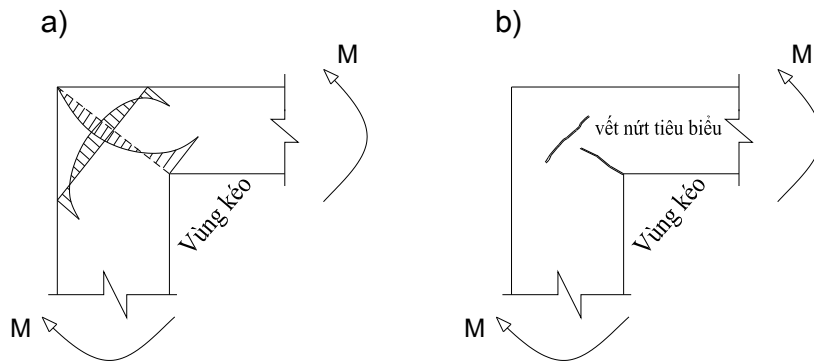
- + Khi $\frac{e_o}{h} \leq 0.25$ thì có thể đặt cốt thép như hình 5.12a. Cốt thép chịu kéo trong dầm được kéo dài ra sát mặt ngoài của cột và uốn xuống một đoạn bằng chiều dài neo cốt thép l_{an} (thông thường khoảng 30ϕ). Cốt thép đai trong cột đặt đến dưới mặt dưới của sàn, cốt thép đai trong dầm được bắt đầu đặt cách mép trong cột đoạn $50mm$.
- + Khi $0.25 < \frac{e_o}{h} \leq 0.5$ thì ngoài cấu tạo như hình 5.12a, ít nhất hai thanh thép phải được kéo xuống quá đáy dầm một đoạn l_{an} như trên hình 5.12b.
- + Khi $\frac{e_o}{h} > 0.5$ thì một số thanh thép cột phải được kéo lên mép trên dầm đồng thời một số thanh thép dọc chịu kéo của dầm cũng phải neo sâu vào trong cột. Các thanh thép dọc chịu kéo của dầm phải được kéo dài quá xuống mép dưới dầm một đoạn l_{an} và không được cắt quá hai thanh thép dọc trên cùng một tiết diện (5.12c). Một biện pháp cấu tạo khác là mở rộng nút khung như trên hình 5.12d. Đầu uốn thanh thép có bán kính uốn thỏa mãn $5\phi \leq r \leq 15\phi$.





Hình 5.12. Cấu tạo nút góc khung tầng mái

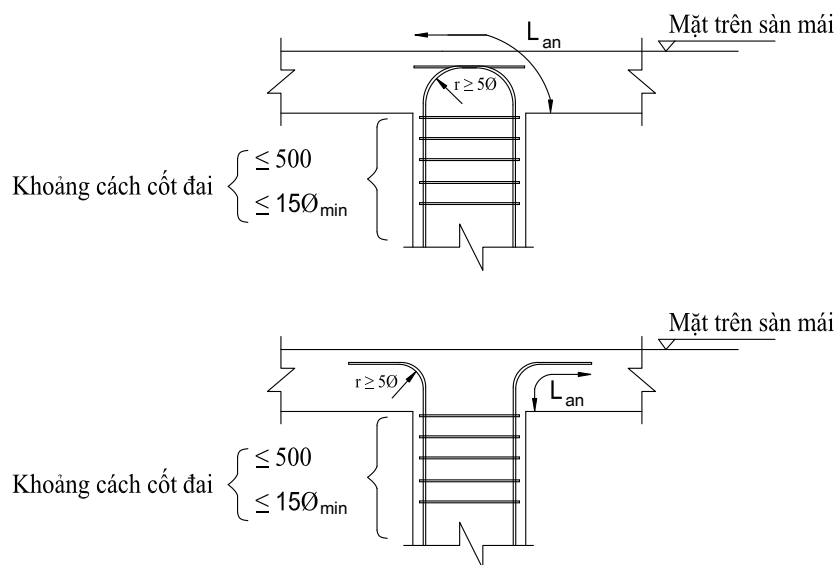
Trong trường hợp nút khung chịu kéo (mô men đầu dầm hướng ra ngoài góc khung), còn gọi là “nút mở” phân bố ứng suất đàn hồi và kiểu nút tiêu biểu cho trên hình 5.13. Phần lớn ứng suất kéo xuất hiện trong vùng góc của nút và phát triển ra gần giữa nút.



Hình 5.13. Phân bố ứng suất và vết nứt trong nút khung mở

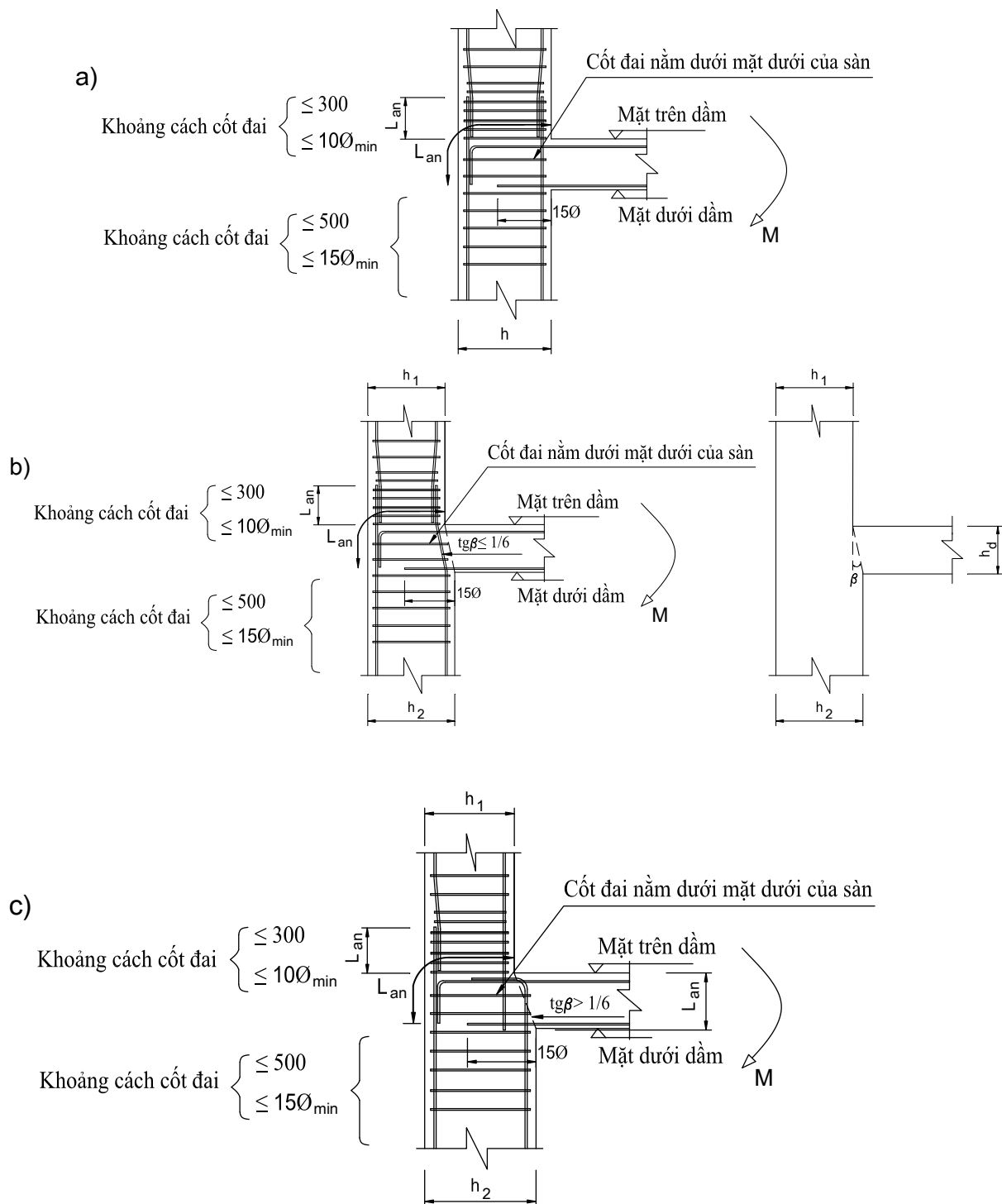
Để tránh kiểu phá hoại trên thì có thể cấu tạo nút như trên hình 5.12e và 5.12f (dựa theo tài liệu [24]). Nếu hàm lượng cốt thép dọc dầm $\mu < 2\%$ thì cấu tạo như hình 5.12e, nếu $\mu \geq 2\%$ thì cấu tạo như hình 5.12f. Các thanh thép dọc chịu kéo trong dầm và cột được uốn dạng chữ U, ngoài ra đặt thêm các thanh thép chéo gia cường với diện tích bằng khoảng 20% thép chịu lực đầu dầm. Bán kính uốn chữ U đầu thanh thép phụ thuộc vào kích thước nút khung.

Các thanh thép chịu lực (chịu nén hay chịu kéo) trong nút khung phải được neo chắc chắn vào các bộ phận liền kề nhất là các thanh thép chịu kéo cần phải được neo vào vùng bê tông chịu nén. Tính toán chiều dài neo cốt thép l_{an} xem mục 5.4.4.



Hình 5.14. Cấu tạo nút giữa khung tầng mái

Hình 5.14 thể hiện liên kết phía bên trong nơi dầm và cột tầng mái giao nhau. Thép dọc trong cột cần kéo lên trên mặt dầm (sàn) một đoạn l_{an} .



Hình 5.15. Cấu tạo nút biên khung tầng trung gian

a)

Khoảng cách cốt đai $\begin{cases} \leq 300 \\ \leq 10\varnothing_{\min} \end{cases}$

Khoảng cách cốt đai $\begin{cases} \leq 500 \\ \leq 15\varnothing_{\min} \end{cases}$

Cốt đai nằm dưới mặt dưới của sàn

Mặt trên dầm

Mặt dưới dầm

M

h

b)

Khoảng cách cốt đai $\begin{cases} \leq 300 \\ \leq 10\varnothing_{\min} \end{cases}$

Khoảng cách cốt đai $\begin{cases} \leq 500 \\ \leq 15\varnothing_{\min} \end{cases}$

Cốt đai nằm dưới mặt dưới của sàn

Mặt trên dầm

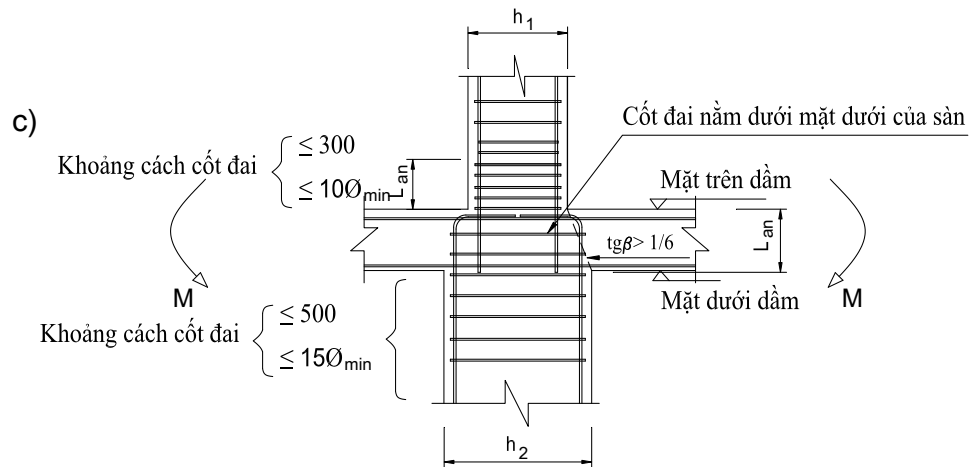
Mặt dưới dầm

M

h_1

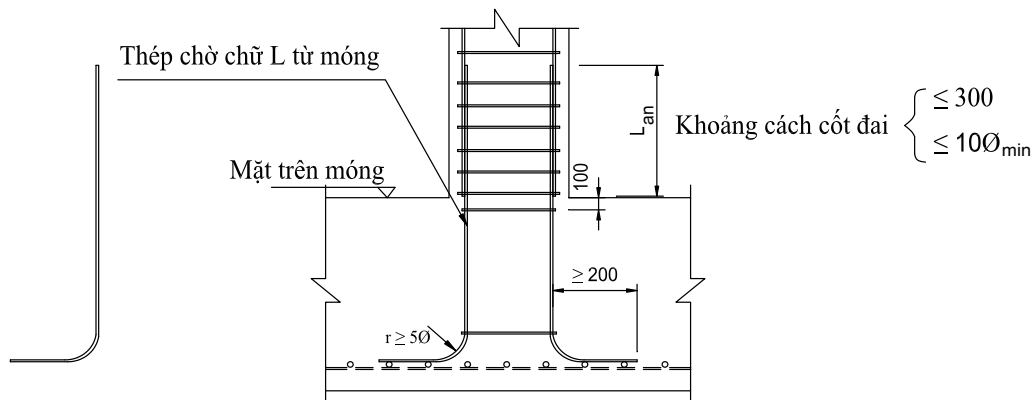
h_2

$\tan \beta \leq 1/6$



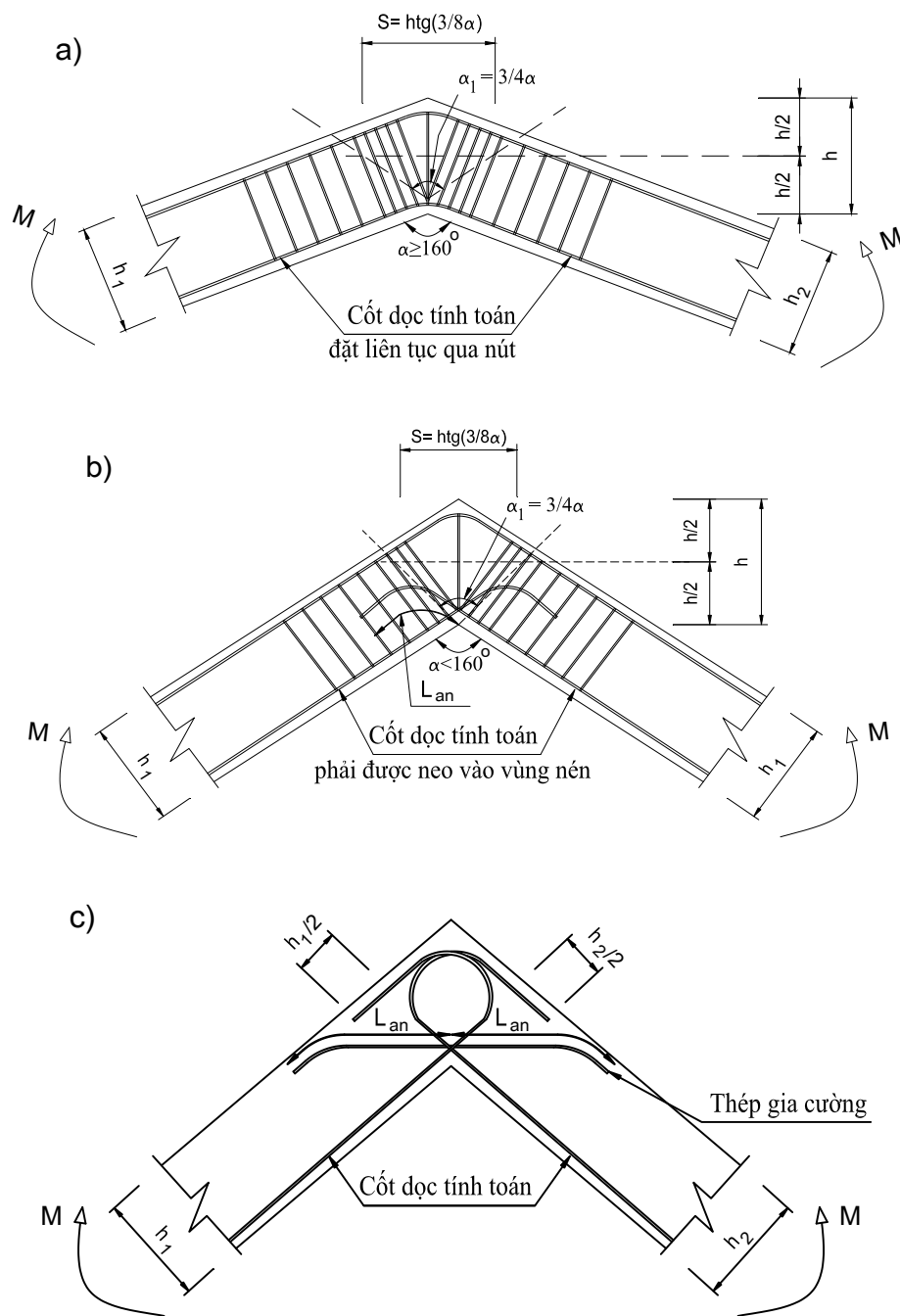
Hình 5.16. Cấu tạo nút giữa khung tầng trung gian

Đối với nút khung giữa tầng trung gian thì cốt thép dọc trong dầm có thể bố trí liên tục chạy qua nút khung. Nếu tiết diện cột thay đổi nhiều ($\tan \beta = \frac{h_2 - h_1}{h_d} > \frac{1}{6}$) thì bố trí cốt thép dọc trong cột tương tự như nút biên tầng trung gian (xem hình 5.16).



Hình 5.17. Cấu tạo nút khung liên kết cột với móng

Nút liên kết cột với móng được thể hiện trên hình 5.17. Chú ý cần đặt thép chờ từ móng để nối với thép cột bên trên. Số lượng và diện tích thép chờ tương đương với lượng thép cột nối bên trên. Vị trí mỗi nối thường được bố trí so le dọc theo chiều cao cột, trong phạm vi chiều dài nối chồng, diện tích thép được nối không vượt quá 50% tổng diện tích cốt thép chịu kéo.



Hình 5.18. Cấu tạo nút khung gậy khúc

Hình 5.18 thể hiện chi tiết cấu tạo nút khung gậy khúc. Khi góc lồi $\alpha \geq 160^\circ$ thì cho phép cốt dọc chịu kéo của dầm đặt liên tục qua nút khung nhưng cần bố trí cốt ngang để gia cố (hình 5.18a). Khi góc lồi $\alpha < 160^\circ$ thì một số hoặc toàn bộ cốt thép dọc chịu kéo trong dầm cần được tách rời và neo vào vùng chịu nén (hình 5.18a) đồng thời cần bố trí các thanh thép ngang ôm lấy toàn bộ cốt dọc chịu kéo. Diện tích cốt thép ngang gia cường được tính toán theo [10], đoạn cần bố trí thép ngang gia cường S xem hình

5.18a,b. Một kiểu cấu tạo nút khung gậy khúc được thể hiện trên hình 5.18c [24]. Thép chịu kéo trong dầm uốn dạng chữ U, đường kính uốn tùy theo kích thước nút gậy khúc. Cốt thép dọc gia cường có thể chọn không nhỏ hơn 20%thép chịu lực đầu dầm.

5.4.4. Xác định chiều dài đoạn neo cốt thép l_{an}

Mục 8.5.2 TCVN 5574:2012 quy định các thanh cốt thép dọc chịu kéo và cốt thép dọc chịu nén cần kéo dài thêm qua tiết diện vuông góc với trục dọc cầu kiện mà ở đó chúng được tính với toàn bộ cường độ tính toán một khoảng không nhỏ hơn l_{an} được xác định theo công thức (5.28).

$$l_{an} = \left(\varpi_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d \quad (5.28)$$

Nhưng không nhỏ hơn $l_{an} = \lambda_{an} d$.

Các hệ số để xác định đoạn neo cốt thép ϖ_{an} , $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} xác định theo bảng dưới đây.

Bảng 5.1. Các hệ số để xác định chiều dài đoạn neo cốt thép

Điều kiện làm việc của cốt thép không căng	Các hệ số để xác định đoạn neo cốt thép không căng							
	Cốt thép có gờ				Cốt thép trơn			
	ϖ_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} , mm	ϖ_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} , mm
			không nhỏ hơn				không nhỏ hơn	
1. Đoạn neo cốt thép								
a. Chịu kéo trong bê tông chịu kéo	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
b. Chịu nén hoặc kéo trong vùng chịu nén của bê tông	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200
2. Nối chồng cốt thép								
a. Trong bê tông chịu kéo	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
b. Trong bê tông chịu nén	0,65	8	15	200	1	8	15	200

Khi tính toán chiều dài neo l_{an} cho phép tính cường độ bê tông R_b có kể đến các hệ số điều kiện làm việc của bê tông, ngoại trừ hệ số γ_{b2} . Nếu ứng suất trong cốt thép chưa đạt tới R_s thì cần dùng ứng suất thực tế của cốt thép để tính giá trị l_{an} .

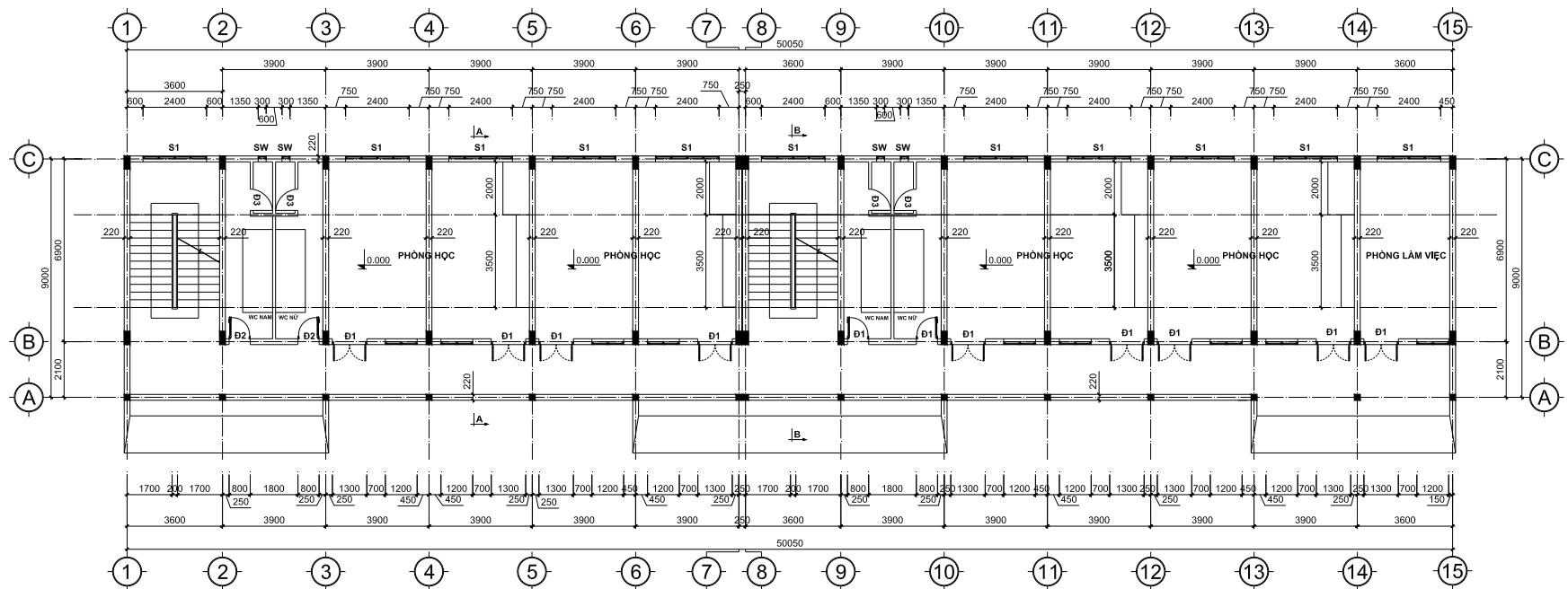
Chương 6

VÍ DỤ THỰC HÀNH

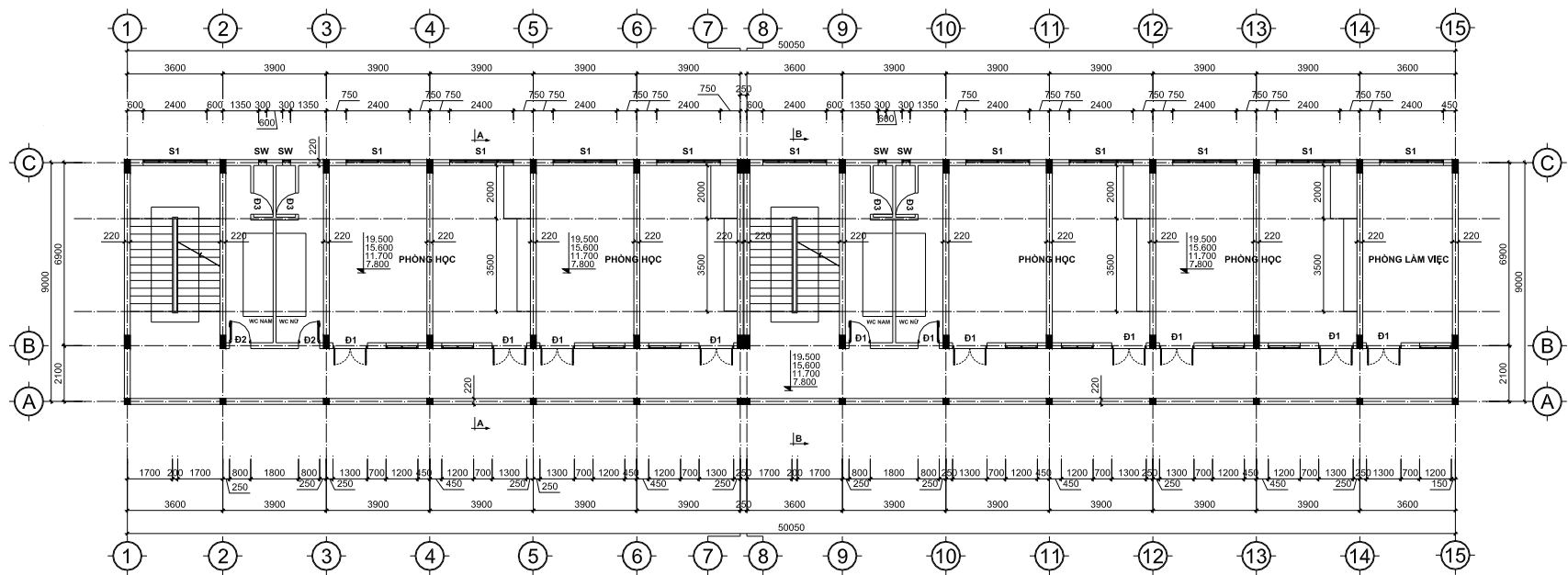
Ví dụ 1. Thiết kế khung phẳng của một trường học

Đề bài

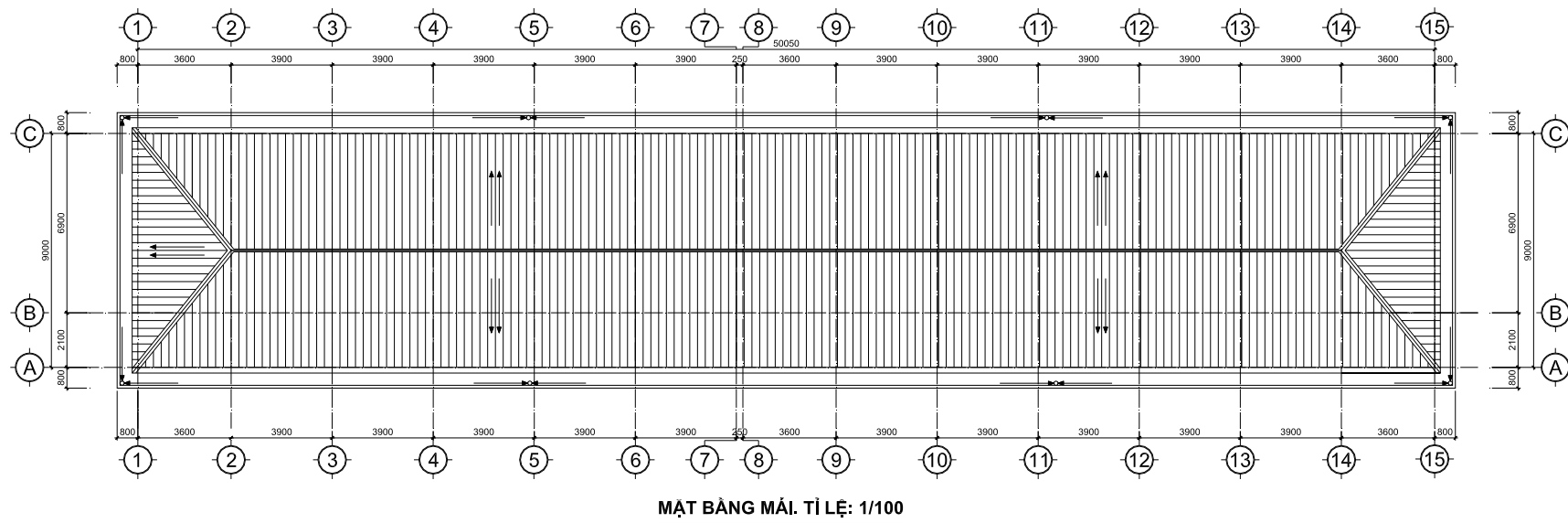
Thiết kế khung ngang của một trường học 6 tầng có mặt bằng, mặt cắt kiến trúc như hình 6.1 và 6.2. Địa điểm xây dựng ở thành phố Đà Lạt, tỉnh Lâm Đồng.



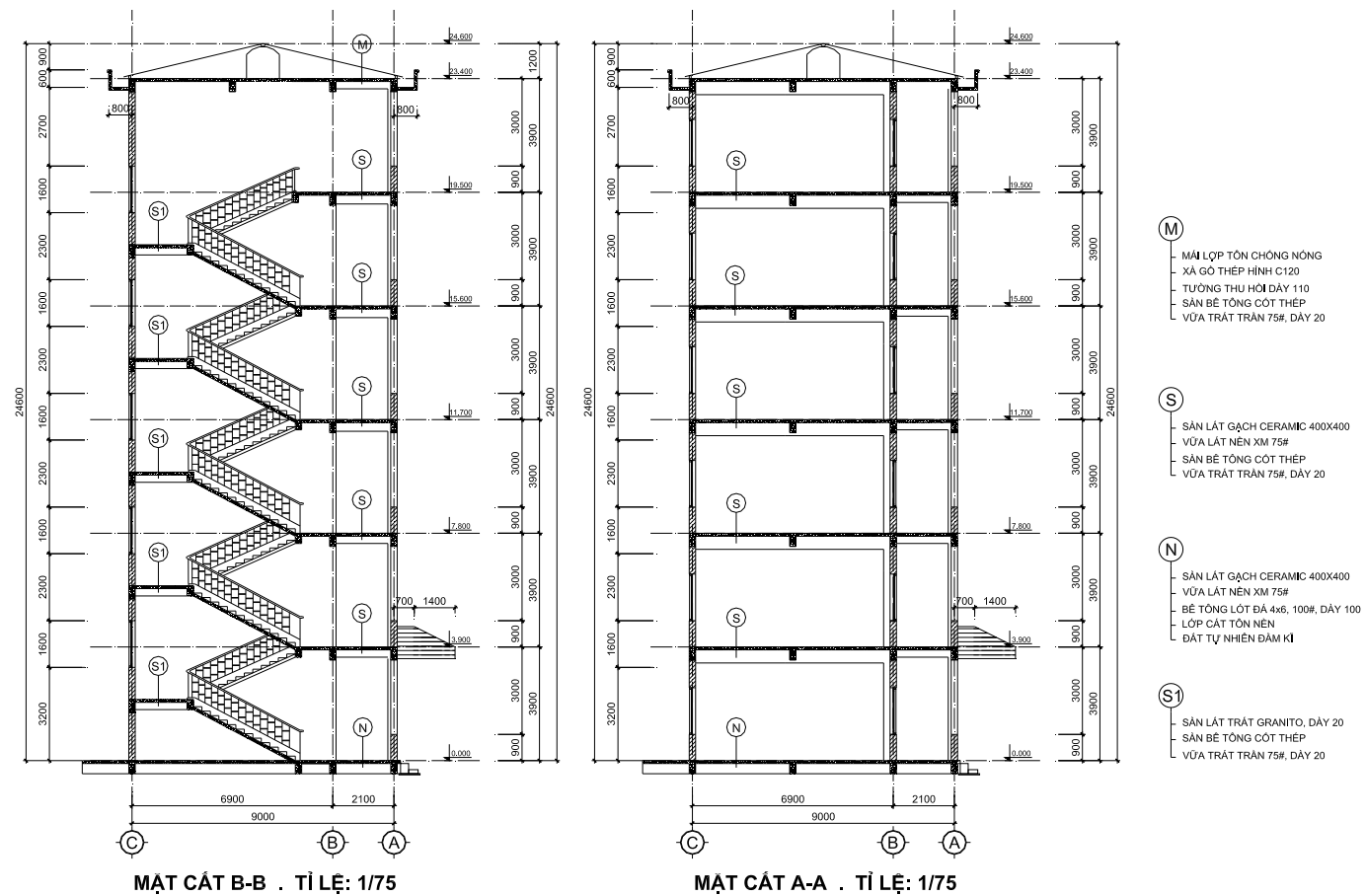
MẶT BẰNG TẦNG 2. TỈ LỆ: 1/100



MẶT BẰNG TẦNG 3,4,5. TỈ LỆ: 1/100



Hình 6.1. Các mặt bằng kiến trúc công trình



Hình 6.2. Các mặt cắt ngang công trình

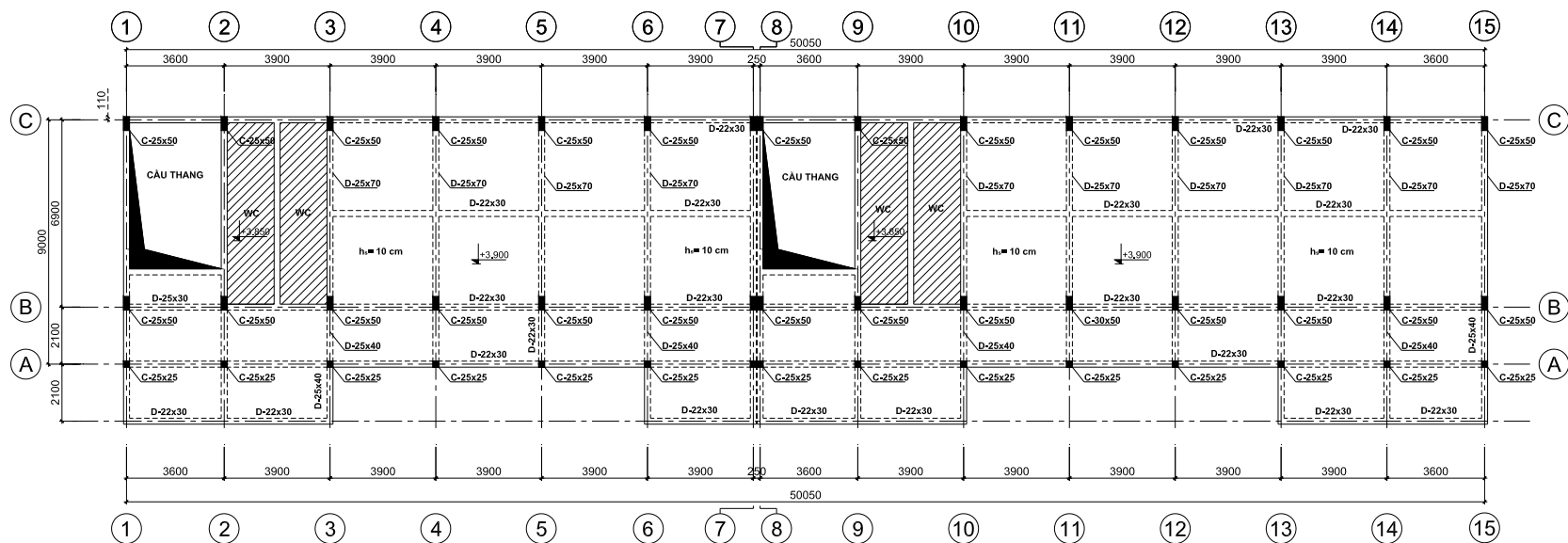
1. Giải pháp kết cấu và lập các mặt bằng kết cấu

Chọn giải pháp kết cấu là hệ khung bê tông cốt thép toàn khối. Hệ kết cấu này có ưu điểm là tính toán cấu tạo đơn giản, độ cứng lớn, thuận tiện cho việc lựa chọn phương tiện thi công.

Kết cấu sàn sườn toàn khối được sử dụng cho tất cả các tầng vì tính toán và thi công đơn giản, phù hợp với không gian kiến trúc. Đối với công trình này, do nhịp CB có kích thước tương đối lớn $L = 6.9m$ nên sử dụng thêm dầm phụ vuông góc với nhịp CB nhằm hạn chế độ võng bản sàn. Trong ví dụ này, nhằm minh họa cho việc truyền tải trọng sàn một phương, giải pháp kết cấu sàn vệ sinh được chọn như trên hình 6.3a,b.

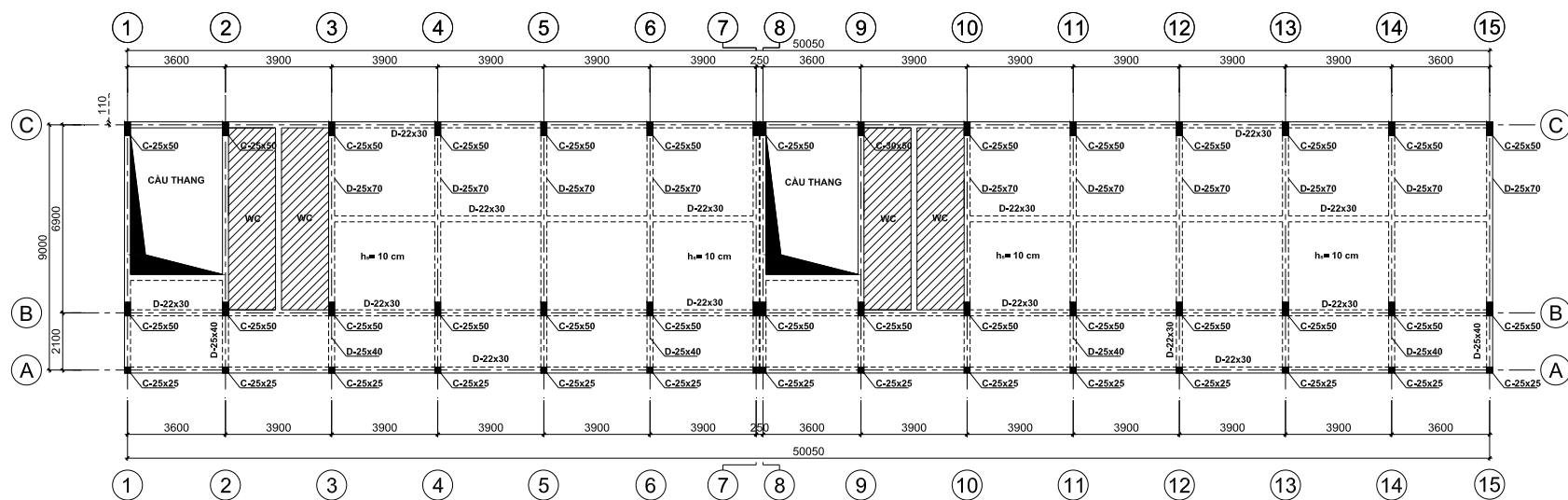
Việc đặt tên cho các cấu kiện trên mặt bằng kết cấu dựa trên cơ sở là vị trí cấu kiện, sơ đồ tính, hình dáng kích thước, tải trọng tác dụng lên cấu kiện. Những cấu kiện nằm ở cùng tầng có cùng các đặc điểm kể trên thì đặt tên giống nhau.

a)



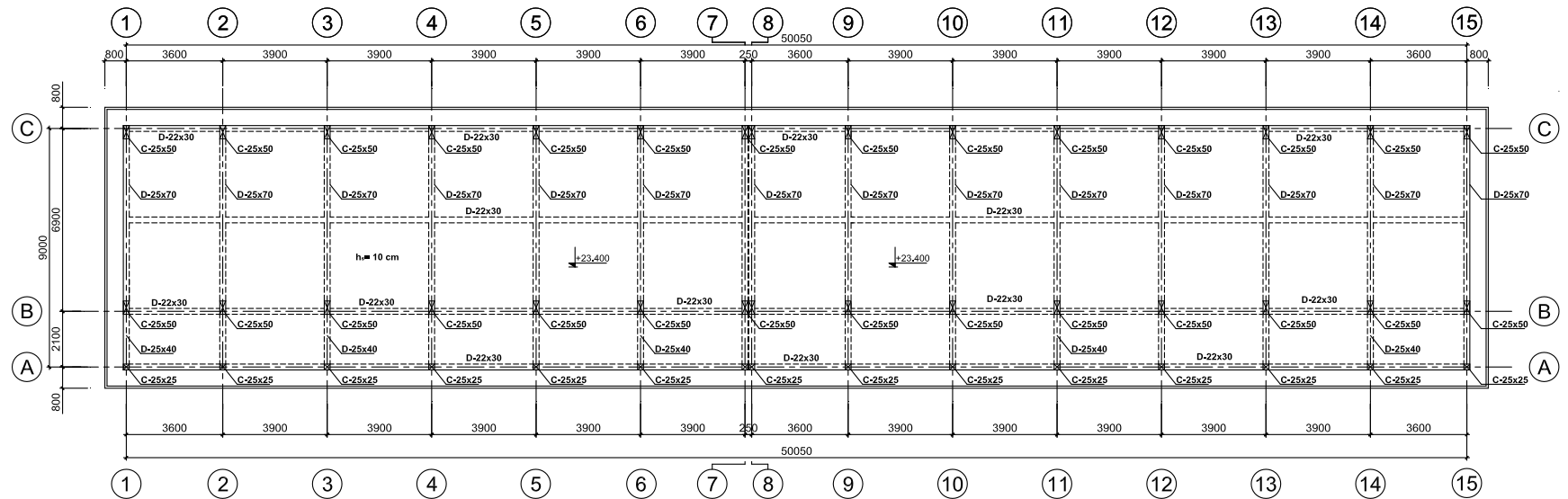
MẶT BẰNG KẾT CẤU TẦNG 2

b)



MẶT BẰNG KẾT CẤU TẦNG ĐIỂN HÌNH

c)



MẶT BẰNG KẾT CẤU MÁI

Hình 6.3. Các mặt bằng kết cấu công trình

Công trình sử dụng hệ kết cấu thuần khung, tỷ lệ chiều dài/chiều rộng khá lớn, số lượng nhịp theo phương dọc lớn hơn rất nhiều so với phương ngang nên lựa chọn sơ đồ tính là khung phẳng. Trừ các khung đầu hồi nhà và các khung thuộc gian cầu thang, diện chịu tải đứng và tải ngang của các khung bên trong nhà là gần như nhau và lớn hơn cả, do đó chọn khung trục 3 làm đại diện để tính toán.

2. Lựa chọn vật liệu và sơ bộ kích thước các cấu kiện

a. Vật liệu

-Kết cấu dùng bê tông cấp độ bền B15 có:

$$R_b = 8.5 \text{ Mpa}$$

$$R_{bt} = 0.75 \text{ Mpa}$$

-Cốt thép mác:

CB240-T (tương đương nhóm CI tròn trơn) có $R_s = R_{sc} = 225 \text{ Mpa}$. Dùng cho cốt đai dầm và cột

CB300-V (tương đương nhóm CII vằn) có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ Mpa}$. Dùng cho cốt dọc trong dầm và cột

b. Chiều dày sàn

- Chiều dày bản sàn:

+Kích thước ô bản điển hình: $L_1 \times L_2 = 3.45 \times 3.9 \Rightarrow \frac{L_2}{L_1} = 1.13$ bản làm việc theo 2

phương, bản thuộc loại bản kê 4 cạnh.

Chiều dày bản xác định sơ bộ theo công thức:

$$h_b = L_1 \frac{D}{m}$$

$D = (0.8 \div 1.4)$ là hệ số phụ thuộc tải trọng, với công trình là giảng đường tải trọng bình thường, lấy $D = 1$

$m = (40 \div 45)$ là hệ số với ô bản kê 4 cạnh, chọn $m = 40$

$$\Rightarrow h_b = L_1 \frac{D}{m} = 345 \frac{1}{40} = 8.62 \text{ cm}, \text{ sơ bộ chọn } h_b = 10 \text{ cm}$$

+ Với các ô bản khác nhỏ hơn ta chọn $h_b = 10 \text{ cm}$ chung cho toàn sàn để tạo điều kiện cho thi công được dễ dàng.

c. Tiết diện dầm

- Chiều cao dầm thường được lựa chọn theo chiều dài nhịp, tỷ lệ độ cứng đơn vị giữa các nhịp

- Theo công thức kinh nghiệm thì chiều cao tiết diện dầm:

$$h_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) L \text{ trong đó: } L : \text{ là nhịp dầm}$$

- Chiều rộng dầm thường được lấy $b_d = (0.3 \div 0.5)h_d$

+Dầm ngang (dầm chính) của khung:

- Dầm BC có nhịp xấp xỉ $L = 6.9m$

$$h_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) L = (57 \div 86)cm, \text{ ta chọn tiết diện: } b \times h = 25 \times 70cm$$

- Dầm AB chọn theo tỷ lệ độ cứng đơn vị $\left(\frac{h_{dBC}}{h_{dAB}} \right)^3 \times \frac{L_{AB}}{L_{BC}} = (1 \div 2) \Rightarrow \text{Chọn } h_{dAB} = 40cm$

$$\text{Vậy } b \times h = 25 \times 40cm$$

+Dầm dọc nhà có nhịp là $3.9m$ ta chọn tiết diện $b \times h = 22 \times 30cm$

+Dầm phụ có nhịp là $3.9m$ ta chọn tiết diện $b \times h = 22 \times 30cm$

d. Tiết diện cột

- Diện tích sơ bộ của cột có thể xác định theo công thức

$$F = k \frac{N}{R_b}$$

Hệ số kể đến ảnh hưởng mô men lấy $k = 1.2$

Chọn bê tông sử dụng cấp độ bền B15 có $R_b = 8500kN / m^2$

N: Lực nén tác dụng lên cột, sơ bộ xác định bằng công thức $N = n \times q \times S$

n : Số tầng của công trình ($n = 6$)

S : Diện tích phạm vi truyền tải của cột

q : Tải trọng sơ bộ tác dụng lên $1m^2$ sàn. Theo kinh nghiệm tải trọng tác dụng sàn nhà phòng học từ $10 \div 14kN / m^2$. Đối với công trình này ta chọn $q = 10kN / m^2$

* Xét cột trục B:

$$\text{Diện truyền tải sơ bộ } A_b = \left(\frac{6.9}{2} + \frac{2.1}{2} \right) \times 3.9 = 17.55m^2$$

$$\text{Do đó lực dọc sơ bộ tác dụng lên cột trục B là } N = 6 \times 10 \times 17.55 = 1053kN$$

$$\text{Diện tích tiết diện cột trục B: } F = 1.2 \times \frac{1053}{8500} \approx 0.14m^2 = 1400cm^2$$

Chọn tiết diện cột $250 \times 500mm$ chung cho tất cả cột có diện truyền tải như trên và cho toàn bộ chiều cao công trình

* **Xét cột trục C:** cột trục C có diện chịu tải nhỏ hơn diện chịu tải của cột trục B, để

thiên về an toàn và định hình hóa ván khuôn, ta chọn kích thước tiết diện cột trục C bằng với cột trục B.

*** Xét cột trục A :**

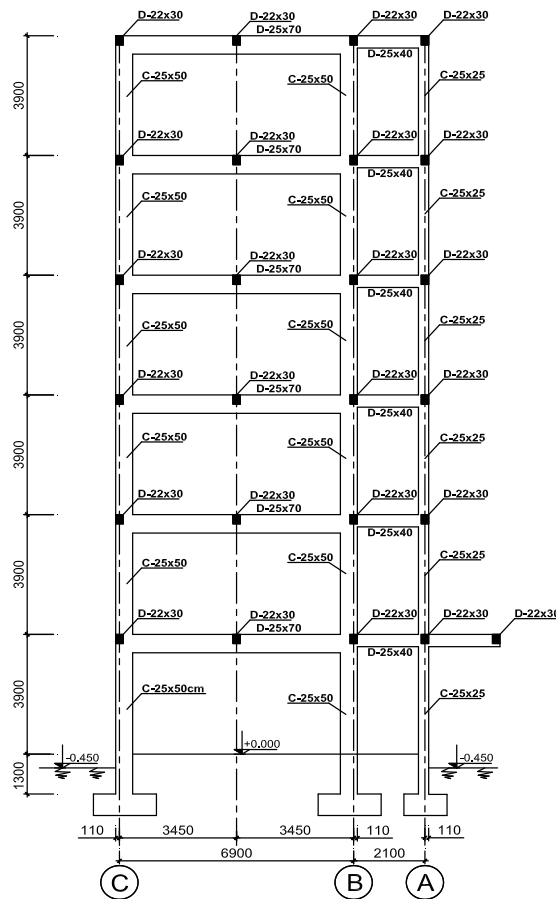
$$\text{Diện truyền tải sơ bộ } A_A = \frac{2.1}{2} \times 3.9 = 4.095 m^2$$

$$\text{Do đó lực dọc sơ bộ tác dụng lên cột trục B là } N = 6 \times 11 \times 4.095 = 270 kN$$

$$\text{Diện tích tiết diện cột: } F = 1.2 \times \frac{270}{11500} = 0.028 cm^2 = 280 cm^2$$

Chọn tiết diện cột vuông $250 \times 250 mm$ cho toàn bộ chiều cao công trình vừa đảm bảo thống nhất hóa kích thước với các cột khác vừa đảm bảo thiên về an toàn.

Từ kích thước các cấu kiện vừa chọn ta có sơ đồ hình học của khung trục 3 như hình 6.3. Ở đây ta giả thiết chiều sâu mặt móng kể từ cos ± 0.00 là $-1.3 m$.



Hình 6.4. Sơ đồ hình học khung trục 3

3. Tính toán tải trọng khung trục 3

3.1 Tải trọng đơn vị

3.1.1 Tĩnh tải

Tĩnh tải tác dụng lên $1m^2$ sàn phòng học và hành lang cho trong bảng 6.1.

Bảng 6.1. Tải trọng đơn vị sàn phòng, hành lang

Cấu tạo sàn	Chiều dày δ (m)	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1.Gạch lát nền	0,008	20	0,16	1,1	0.176
2.Lớp vữa lót	0,020	18	0,36	1,3	0,468
3.Bản sàn BTCT	0,100	25	2,50	1,1	2,75
4.Lớp vữa trát trần	0,020	18	0,36	1,3	0,468
Tổng cộng			3,38		3,862

Tĩnh tải tác dụng lên $1m^2$ sàn khu vệ sinh cho trong bảng 6.2.

Bảng 6.2. Tải trọng đơn vị sàn vệ sinh

Cấu tạo sàn	Chiều dày δ (m)	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1.Gạch lát nền	0,008	20	0,16	1,1	0.176
2.Lớp vữa lót, chống thấm	0,040	18	0,72	1,3	0,936
3.Bản sàn BTCT	0,100	25	2,50	1,1	2,75
4.Lớp vữa trát trần	0,020	18	0,36	1,3	0,468
5.Thiết bị vệ sinh, vách ngăn			0,75	1,1	0,825

Tổng cộng		4,49		5,155
-----------	--	------	--	-------

Tính tải tác dụng lên $1m^2$ sàn mái cho trong bảng 6.3.

Bảng 6.3.Tải trọng đơn vị sàn mái

Cấu tạo sàn	Chiều dày δ (m)	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1.Láng lớp vữa xi măng	0,020	18	0,36	1,3	0,468
2.Bản sàn BTCT	0,100	25	2,50	1,1	2,75
3.Lớp vữa trát trần	0,020	18	0,36	1,3	0,468
Tổng cộng			3,22		3,686

Tính tải tác dụng lên $1m^2$ sàn công xôn phía trước trục A cùng cao độ sàn tầng 2 cho trong bảng 6.4.

Bảng 6.4.Tải trọng đơn vị sàn công xôn

Cấu tạo sàn	Chiều dày δ (m)	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1.Láng lớp vữa xi măng	0,020	18	0,36	1,3	0,468
2.Bản sàn BTCT	0,100	25	2,50	1,1	2,75
3.Lớp vữa trát trần	0,020	18	0,36	1,3	0,468
4.Lợp tôn xà gồ thép			0,20	1,05	0,21
Tổng cộng			3,42		3,90

Tính tải tường xây 220 cho trong bảng 6.5.

Bảng 6.5. Tải trọng tường xây 220mm

Cấu tạo	Chiều dày δ (m)	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1. Tường gạch	0,220	18	3,96	1,1	4,36
2. Lớp vữa trát hai bên	2x0,015	18	0,54	1,3	0,702
Tổng cộng			4,50		5,06

Tính tải trọng xây 110 cho trong bảng 6.6.

Bảng 6.6. Tải trọng tường xây 110mm

Cấu tạo	Chiều dày δ (m)	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1. Tường gạch	0,110	18	1,98	1,1	2,18
2. Lớp vữa trát hai bên	2x0,015	18	0,54	1,3	0,702
Tổng cộng			2,52		2,88

Tính tải trọng thu hồi 110 có tính mái tôn xà gồ thép lợp bên trên cho trong bảng 6.7.

Bảng 6.7. Tải trọng tường thu hồi 110mm

Cấu tạo	Chiều dày δ (m)	γ (kN/m ³)	g^{tc} (kN/m ²)	γ	g^{tt} (kN/m ²)
1. Tường gạch	0,110	18	1,98	1,1	2,18
2. Lớp vữa trát hai bên	2x0,015	18	0,54	1,3	0,702
3. Lợp tôn xà gồ thép			0,20	1,05	0,21
Tổng cộng			2,72		3,1

3.1.2 Hoạt tải sử dụng (hoạt tải đứng)

Hoạt tải sử dụng sàn lấy theo yêu cầu sử dụng và được lấy theo TCVN 2737-1995. Hoạt tải đơn vị sàn cho trong bảng 6.8.

Bảng 6.8. Hoạt tải sàn đơn vị

STT	Loại phòng	p^{tc} (KN/m ²)	γ	p^t (KN/m ²)
1	Phòng học, phòng làm việc	2	1,2	2,4
2	Hành lang	3	1,2	3,6
3	Cầu thang	3	1,2	3,6
4	Phòng vệ sinh	2	1,2	2,4
5	Mái không sử dụng, sàn công xôn	0,75	1,3	0,975
6	Hoạt tải nước	10	1,0	10

3.2 Xác định tải trọng đứng tác dụng lên khung

Tải trọng đứng tác dụng lên khung bao gồm: tĩnh tải và hoạt tải sử dụng. Riêng tải trọng bản thân của dầm và cột khung sẽ được nhập trong phần mềm khi tính toán.

3.2.1 Tĩnh tải sàn

❖ Tĩnh tải tầng 2

*Phân loại các ô sàn

Dựa trên mặt bằng kết cấu sàn tầng 2 các ô sàn được chia thành 2 loại

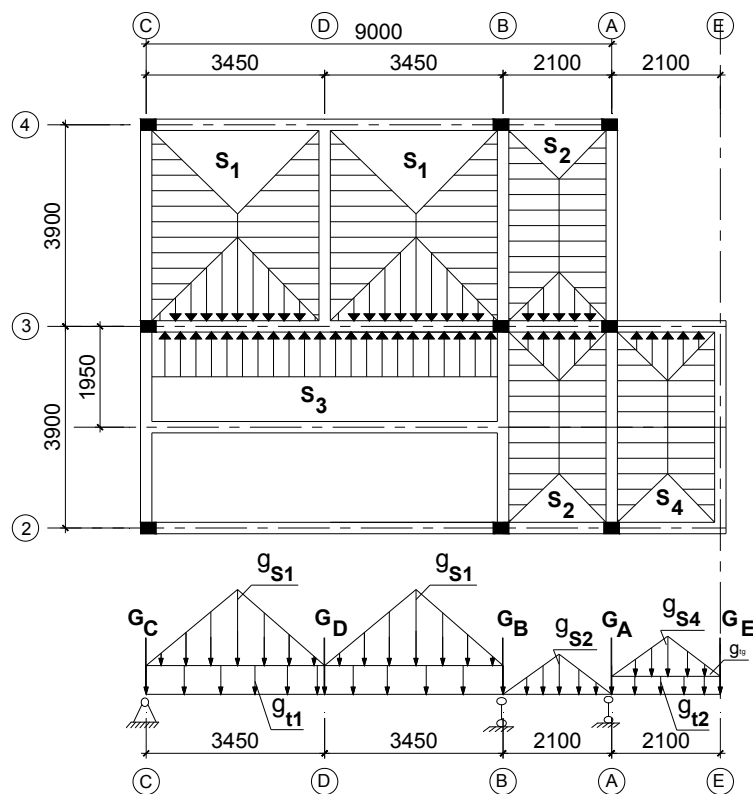
+ Các ô sàn có tỷ số các cạnh $\frac{l_2}{l_1} \leq 2 \Rightarrow$ ô sàn làm việc theo 2 phương (thuộc loại bản kê 4 cạnh).

+ Các ô sàn có tỷ số các cạnh $\frac{l_2}{l_1} > 2 \Rightarrow$ ô sàn làm việc theo 1 phương (thuộc loại bản loại dầm).

Kích thước các ô sàn được tính từ trục dầm bao quanh chu vi ô sàn.

○ Tính tải phân bố

Từ đặc điểm chịu lực của các ô sàn ta có sơ đồ truyền tĩnh tải phân bố sàn tầng 2 vào khung trục 3 như trên hình 6.4.



Hình 6.5. Mặt bằng tĩnh tải sàn tầng 2 truyền lên khung (tải phân bố)

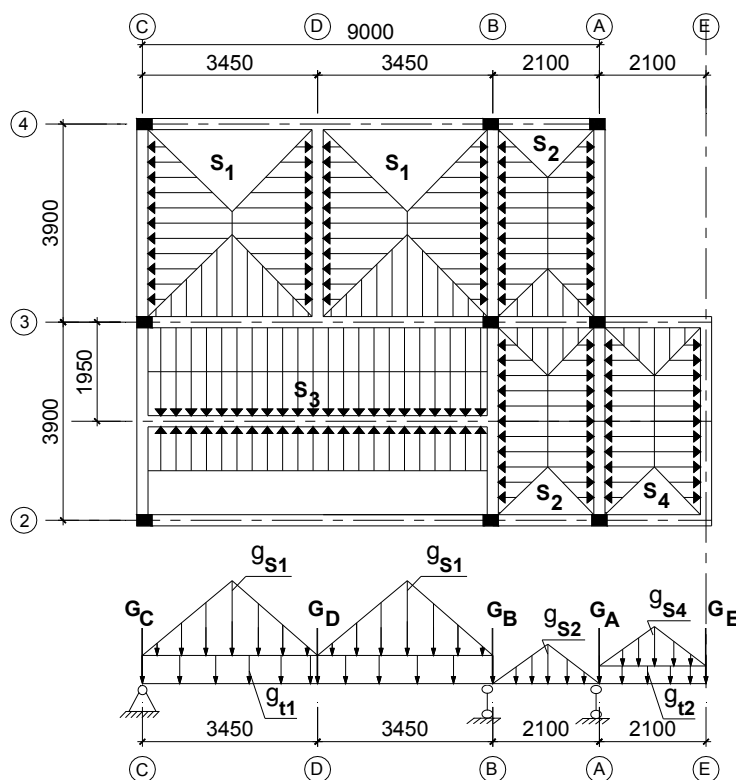
Tĩnh tải phân bố tác dụng lên khung trục 3 được lập thành bảng 6.9.

Bảng 6.9. Tính tải phân bố sàn tầng 2 trên khung trục 3

Vị trí	STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN/m)
Nhịp CB	1	Do trọng lượng tường xây trên dầm, chiều cao: $3,9-0,7=3,2\text{m}$	16,192
	2	$g_{t1}=5,06.3,2$	
	3	Do tải trọng từ sàn phòng học S_1 truyền vào dưới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất: $g_{S1}=3,862.3,45/2$ Do tải trọng từ sàn vệ sinh S_3 truyền vào dưới dạng hình chữ nhật với tung độ lớn nhất: $g_{S3}=5,155.1,95/2$	6,662 5,026
Nhịp BA	1	Do tải trọng từ sàn truyền vào dưới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất (bao gồm cả hai bên) $g_{S2}=3,862.2,1$	8,110
Nhịp AE	1	Do trọng lượng xây 110 trên dầm cao trung bình 0,7m $g_{t2}=2,88.0,7$	2,016
	2	Do tải trọng từ sàn công xôn truyền vào dưới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất $g_{S4}=3,9.2,1/2$	4,095

- Tính tải tập trung

Hình 6.5 cho biết sơ đồ truyền tải trọng tập trung lên dầm khung trục 3.



Hình 6.6. Mặt bằng tính tải sàn tầng 2 truyền lên khung (tải tập trung)

Bảng 6.10. Tính tải tập trung sàn tầng 2 lên khung trục 3

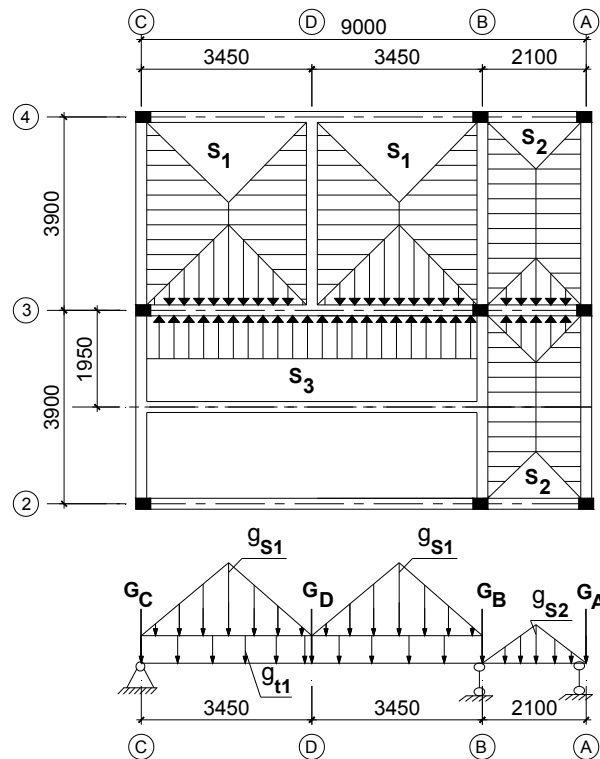
STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN)
1	G_C Do trọng lượng bản thân dầm dọc 0,22x0,3 (bỏ qua trọng lượng lớp trát) $25.1.1.0.22.0.3.3.9$	7,079
2	Do trọng lượng tường xây trên dầm dọc cao $3,9-0,3= 3,6$ (m) với hệ số giảm lỗ cửa 0,7 $5,06.3,6.3.9.0,7$	49,730
3	Do trọng lượng sàn S_1 truyền vào $3,862.[(3,9+(3,9-3,45)).(3,45/2)]/2/2$	7,245
4	Do tải trọng từ dầm phụ trong WC truyền lên dầm dọc, từ dầm dọc truyền vào khung tại vị trí cột trục C $5,155.1,95.6,9/2/2$	17.340
	Cộng và làm tròn	$G_C= 81,40$

G_B		
1	Tính toán tương tự mục 1, 2, 3 ở trong G _C	64,054
2	Do trọng lượng sàn hành lang S ₂ truyền vào $3,862 \cdot [(3,9 + (3,9 - 2,1)) \cdot (2,1/2)] / 2$	11,557
3	Do tải trọng từ dầm phụ trong WC truyền lên dầm dọc, từ dầm dọc truyền vào khung tại vị trí cột trục B $5,155 \cdot 1,95 \cdot 6,9 / 2$	17.340
Cộng và làm tròn		G_B=92,95
G_A		
1	Do trọng lượng bản thân dầm dọc 0,22x0,3 $25 \cdot 1,1 \cdot 0,22 \cdot 0,3 \cdot 3,9$	7,079
2	Do trọng lượng sàn hành lang S ₂ truyền vào (đã tính ở G _B)	11,557
3	Do trọng lượng sàn công xôn S ₄ truyền vào $3,90 \cdot [(3,9 + (3,9 - 2,1)) \cdot (2,1/2)] / 2$	5,835
4	Do lan can xây tường 110 cao 900 mm $2,88 \cdot 0,9 \cdot 3,9$	10,108
Cộng và làm tròn		G_A=34,58
G_D		
1	Do trọng lượng bản thân dầm phụ 0,22x0,3 $25 \cdot 1,1 \cdot 0,22 \cdot 0,3 \cdot 3,9 / 2$	3,539
2	Do trọng lượng sàn S ₁ truyền vào: $3,862 \cdot [(3,9 + (3,9 - 3,45))] \cdot (3,45/2) / 2$	14,489
Cộng và làm tròn		G_D=18,03
G_E		
1	Do trọng lượng bản thân dầm dọc 0,22x0,3 $25 \cdot 1,1 \cdot 0,22 \cdot 0,3 \cdot 3,9 / 2$	3,539
2	Do trọng lượng sàn công xôn truyền vào: $3,90 \cdot [(3,9 + (3,9 - 2,1))] \cdot (2,1/2) / 2$	5,835
Cộng và làm tròn		G_E=9,38

❖ **Tính tải tầng 3,4,5,6**

- Tính tải phân bố

Từ đặc điểm chịu lực của các ô sàn ta có sơ đồ truyền tĩnh tải phân bố sàn tầng 3,4,5,6 vào khung trục 3 như trên hình 6.6.



Hình 6.7. Mặt bằng tĩnh tải sàn tầng 3,4,5,6 truyền lên khung (tải phân bố)

Tính toán tương tự như tĩnh tải sàn tầng 2 ta có bảng 6.11.

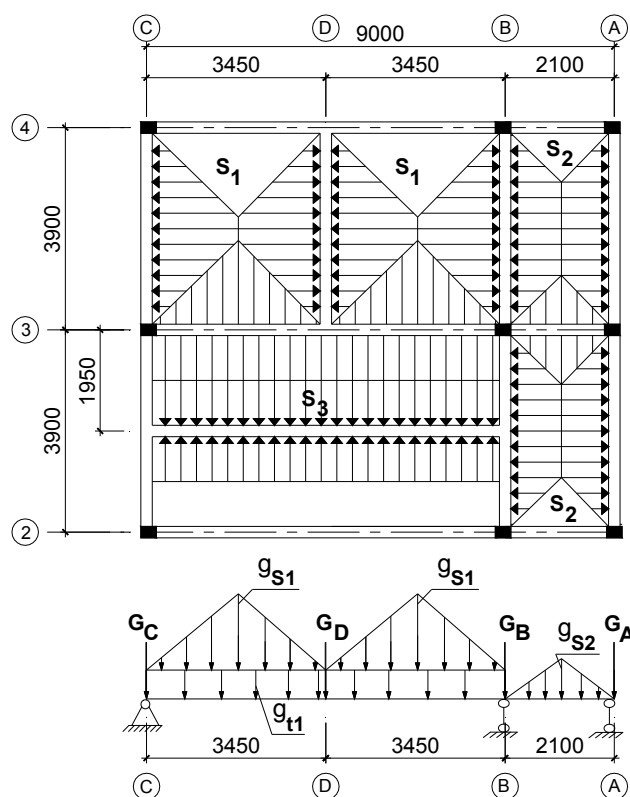
Bảng 6.11. Tĩnh tải phân bố sàn tầng 3,4,5,6 trên khung trục 3

Vị trí	STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN/m)
--------	-----	-----------------------------	----------------

Nhip CB	1	Do trọng lượng tường xây trên dầm, chiều cao: 3,9-0,7=3,2m	16,192
	2	$g_{t1} = 5,06.3,2$	
	3	Do tải trọng từ sàn phòng học S_1 truyền vào dưới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất: $g_{S1} = 3,862. 3,45/2$	6,662
Nhip BA	1	Do tải trọng từ sàn vệ sinh S_3 truyền vào dưới dạng hình chữ nhật với tung độ lớn nhất: $g_{S3} = 5,155.1,95/2$	5,026
		Do tải trọng từ sàn truyền vào dưới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất (bao gồm cả hai bên) $g_{S2} = 3,862.2,1$	8,110

○ Tính tải tập trung

Hình 6.7 cho biết sơ đồ phân tải tập trung lên khung trục 3 trên các sàn tầng 3,4,5,6.



Hình 6.8. Mặt bằng tính tải sàn tầng 3,4,5,6 truyền lên khung (tải tập trung)

Bảng 6.12. Tính tải tập trung sàn tầng 3,4,5,6 lên khung trục 3

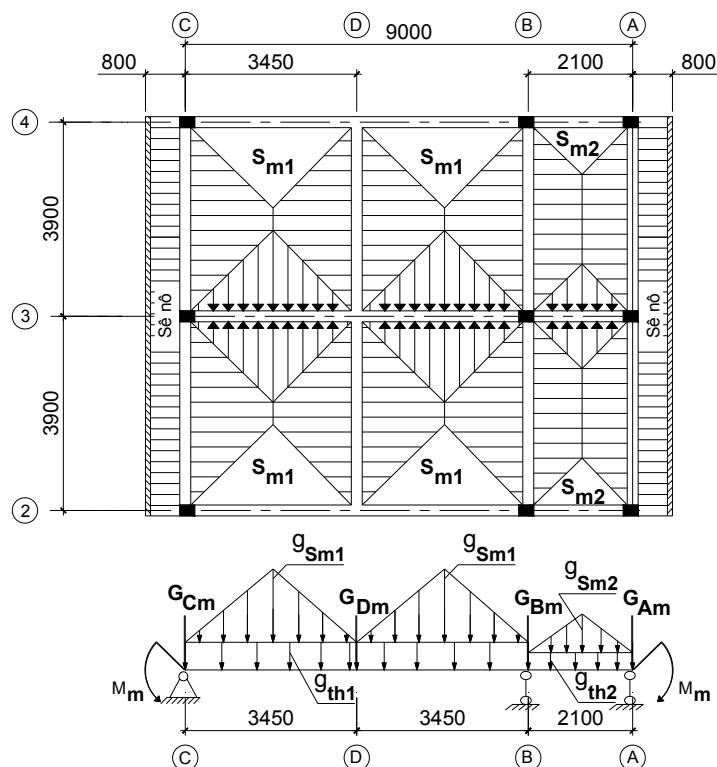
STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN)
G_C		
1	Do trọng lượng bản thân dầm dọc 0,22x0,3 (bỏ qua trọng lượng lớp trát) $25.1.1.0.22.0.3.3.9$	7,079
2	Do trọng lượng tường xây trên dầm dọc cao $3,9-0,3= 3,6$ (m) với hệ số giảm lỗ cửa 0,7 $5,06.3,6.3.9.0,7$	49,730
3	Do trọng lượng sàn S ₁ truyền vào $3,862.[(3,9+(3,9-3,45)).(3,45/2)]/2/2$	7,245
4	Do tải trọng từ dầm phụ trong WC truyền lên dầm dọc, từ dầm dọc truyền vào khung tại vị trí cột trục C $5,155.1,95.6,9/2/2$	17.340
Cộng và làm tròn		G_C= 81,40
G_B		
1	Tính toán tương tự mục 1, 2, 3 ở trong G _C	64,054
2	Do trọng lượng sàn hành lang S ₂ truyền vào $3,862.[(3,9+(3,9-2,1)).(2,1/2)]/2$	11,557
3	Do tải trọng từ dầm phụ trong WC truyền lên dầm dọc, từ dầm dọc truyền vào khung tại vị trí cột trục B $5,155.1,95.6,9/2/2$	17.340
Cộng và làm tròn		G_B=92,95
G_A		
1	Do trọng lượng bản thân dầm dọc 0,22x0,3 $25.1.1.0.22.0.3.3.9$	7,079
2	Do trọng lượng sàn hành lang S ₂ truyền vào (đã tính ở G _B)	11,557
3	Do lan can xây tường 110 cao 900 mm $2,88.0,9.3,9$	10,108
Cộng và làm tròn		G_A=28,75

1	G_D	
	Do trọng lượng bản thân dầm phụ 0,22x0,3 25.1,1.0,22.0,3.3,9/2	3,539
	2 Do trọng lượng sàn S ₁ truyền vào: 3,862.[(3,9+(3,9-3,45)).(3,45/2)/2]	14,489
Cộng và làm tròn		G_D=18,03

❖ Tính tải tầng mái

○ Tính tải phân bố

Từ đặc điểm chịu lực của các ô sàn ta có sơ đồ truyền tải phân bố sàn tầng mái lên khung trục 3 như hình 6.7.



Hình 6.9. Mặt bằng tính tải sàn tầng mái truyền lên khung (tải phân bố)

Dựa vào mặt cắt kiến trúc ta có diện tích gần đúng tường thu hồi xây trên nhịp BC là $S_{th1}=5.7(m^2)$. Như vậy nếu coi tải trọng tường phân bố đều trên nhịp BC thì tường có

$$\text{độ cao trung bình là } h_{th1} = \frac{S_{th1}}{L_{th1}} = \frac{5.7}{6.9} = 0.83\text{m}$$

Tính toán tương tự cho nhịp AB, trong đoạn này tường có chiều cao trung bình bằng

$$h_{th2} = \frac{S_{th2}}{L_{th2}} = \frac{0.63}{2.1} = 0.3\text{m}.$$

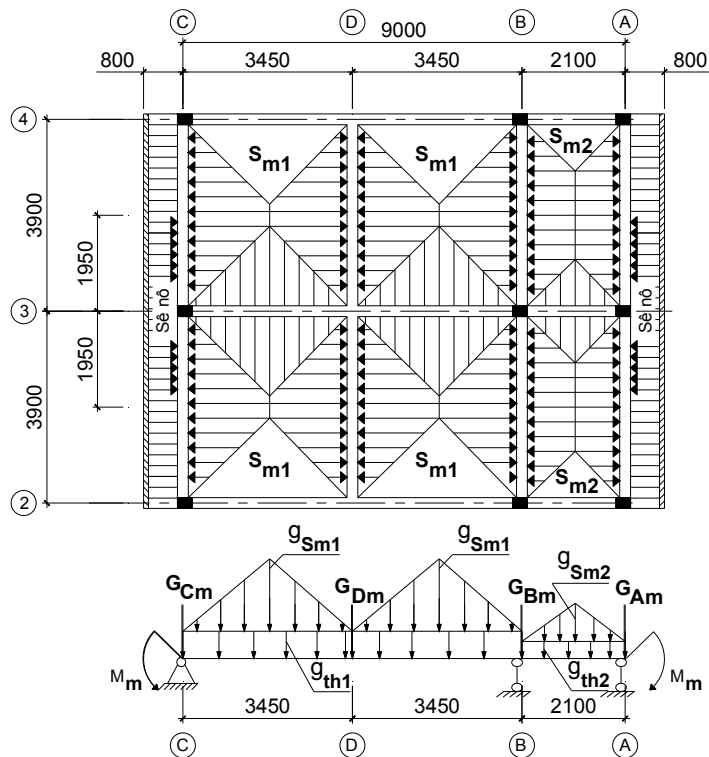
Tải trọng phân bố từ sàn mái truyền vào khung trục 3 được tính trong bảng 6.13.

Bảng 6.13. Tính tải phân bố sàn tầng mái trên khung trục 3

Vị trí	STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN/m)
Nhịp CB	1	Do trọng lượng tường thu hồi 110 cao trung bình 0,83m xây trên dầm và mái tôn xà gồ thép $g_{th1}=2,88.0,83+0,21.3,9$	3,209
	2	Do tải trọng từ sàn mái S_{m1} truyền vào dưới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất (bao gồm cả hai phía) $g_{Sm1}=3,686. 3,45$	12,716
Nhịp BA	1	Do trọng lượng tường thu hồi 110 cao trung bình 0,3m xây trên dầm và mái tôn xà gồ thép $g_{th2}=2,88.0,3+0,21.3,9$	1,683
	2	Do tải trọng từ mái S_{m2} truyền vào dưới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất (bao gồm cả hai phía) $g_{Sm2}= 3,686.2,1$	7,774

○ Tính tải tập trung

Hình 6.8 cho biết sơ đồ phân tải tập trung lên khung trục 3 trên các sàn tầng mái. Tải trọng do tường chắn nước sê nô gây ra mô men tập trung tại đỉnh cột trục C và A.



Hình 6.10. Mặt bằng truyền tĩnh tải sàn tầng mái truyền lên khung (tải tập trung)

Bảng 6.14. Tĩnh tải tập trung sàn tầng mái trên khung trục 3

TT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN)
1	G_{Cm} Do trọng lượng bản thân dầm dọc 0,22x0,3 (bỏ qua trọng lượng lớp trát) $25.1.1.0.22.0.30.3.9$	7,079
2	Do trọng lượng ô sàn S_{m1} truyền vào $3,686.[(3,9+(3,9-3,45)).(3,45/2)]/2$	13,829
3	Do trọng lượng sênô nhịp 0,8m $3,686.0,8.3,9$	11,500
4	Tường sênô cao 0,6m, dày 8cm bằng bê tông cốt thép $25.1.1.0.08.0.6.3,9$	5,148
	Cộng và làm tròn	$G_{Cm}=37,56$

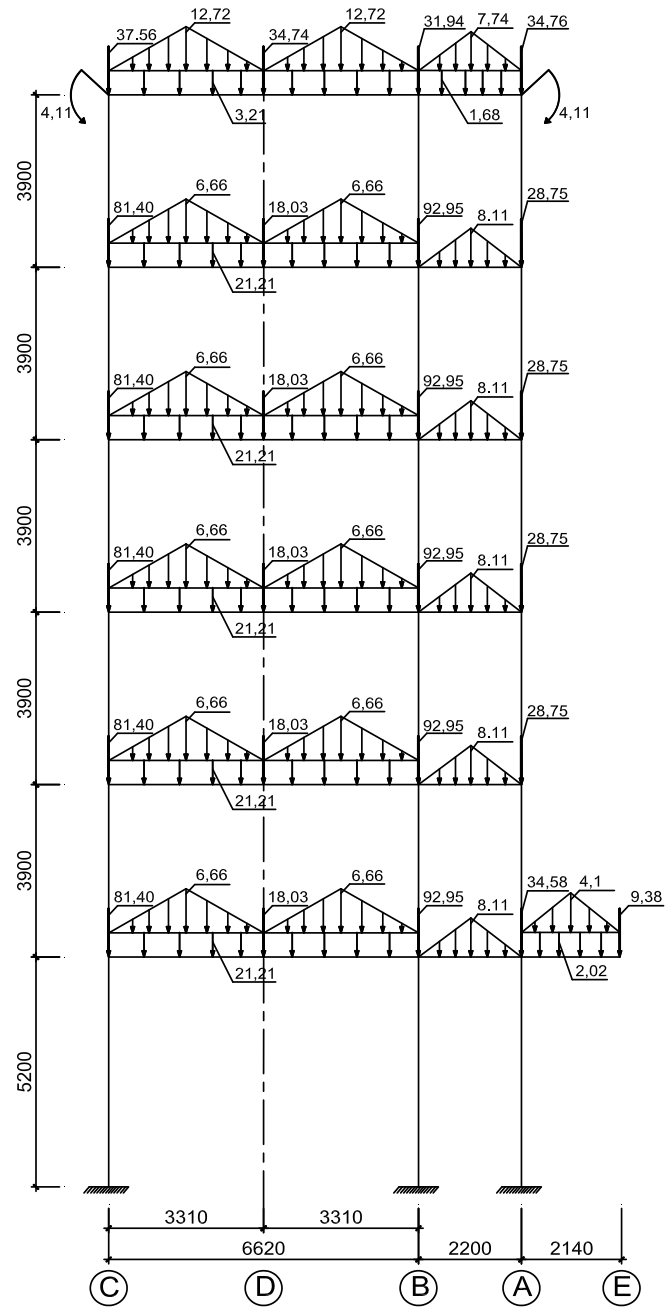
G_{Bm}		
1	Tính toán tương tự mục 1,2 ở trên	20,908
2	Do trọng lượng ô sàn S _{m2} truyền vào $3,686 \cdot [(3,9 + (3,9 - 2,1)) \cdot (2,1/2)]/2$	11,030
Cộng và làm tròn		G_{Bm}=31,94
G_{Am}		
1	Do trọng lượng bản thân dầm dọc 0,22x0,3 $25 \cdot 1,1 \cdot 0,22 \cdot 0,3 \cdot 3,9$	7,079
2	Do trọng lượng ô sàn S _{m2} truyền vào (đã tính ở trên)	11,030
3	Giống như mục 3, 4 đã tính trong G _{Cm}	16,648
Cộng và làm tròn		G_{Am}=34,76
G_{Dm}		
1	Do trọng lượng bản thân dầm dọc 0,22x0,3 $25 \cdot 1,1 \cdot 0,22 \cdot 0,3 \cdot 3,9$	7,079
2	Do trọng lượng sàn S _{m1} truyền vào $3,686 \cdot [(3,9 + (3,9 - 3,45)) \cdot (3,45/2)]$	27,658
Cộng và làm tròn		G_{Dm}= 34,74

Tính mô men tập trung tác dụng lên các đầu cột A và C

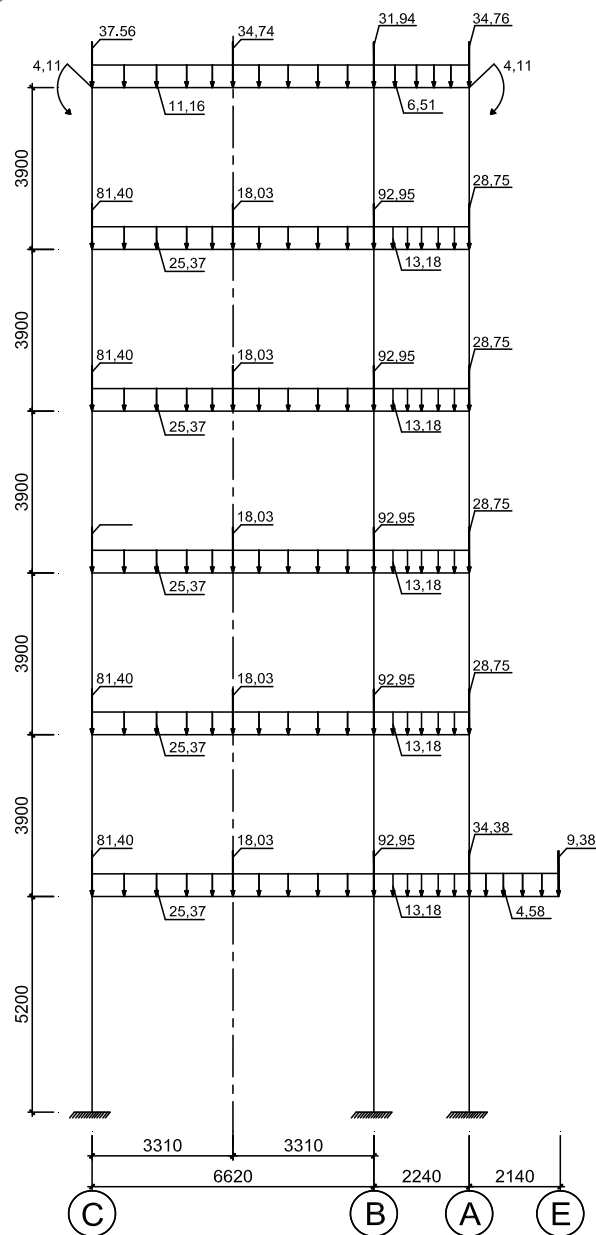
$$M_m = 5.14 \times 0.8 = 4.11 kNm$$

Ta có sơ đồ tĩnh tải tác dụng vào khung khi giữ nguyên dạng tải trọng như trên hình 6.11a và khi quy đổi về tải phân bố đều tương đương như trên hình 6.11b.

a)



b)



Hình 6.11. Sơ đồ tĩnh tải tác dụng lên khung trục 3

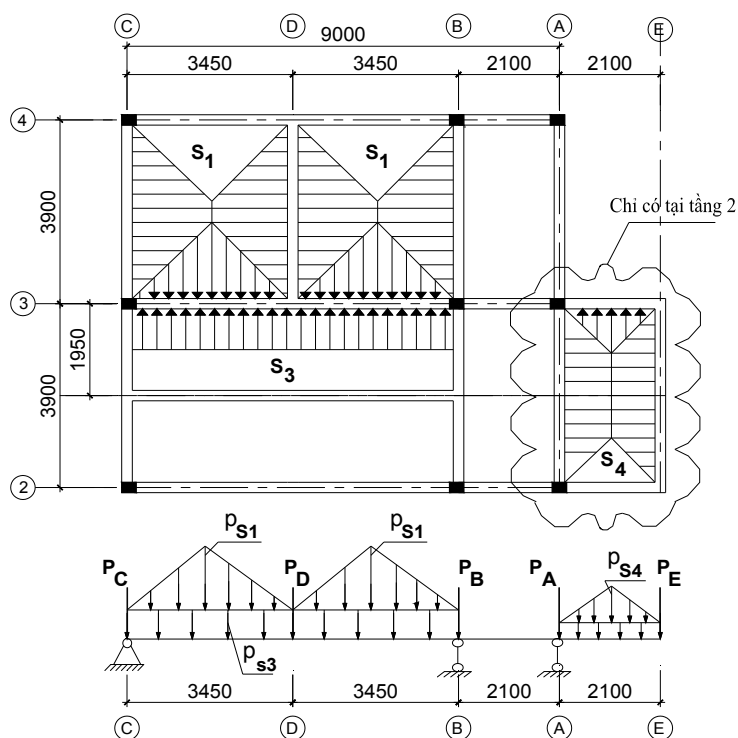
Nhịp tính toán của khung được tính từ trục cột, phần mô men tập trung gây ra do trục dầm lệch trục cột bỏ qua trong tính toán.

3.2.2 Hoạt tải đứng sàn

❖ Trường hợp hoạt tải phương án I- tác dụng lệch tầng 2,4,6 và 3,5, mái

- Hoạt tải phân bố

Mặt bằng truyền hoạt tải sàn phân bố phương án 1 lên khung trục 3 được thể hiện trên hình 6.10.

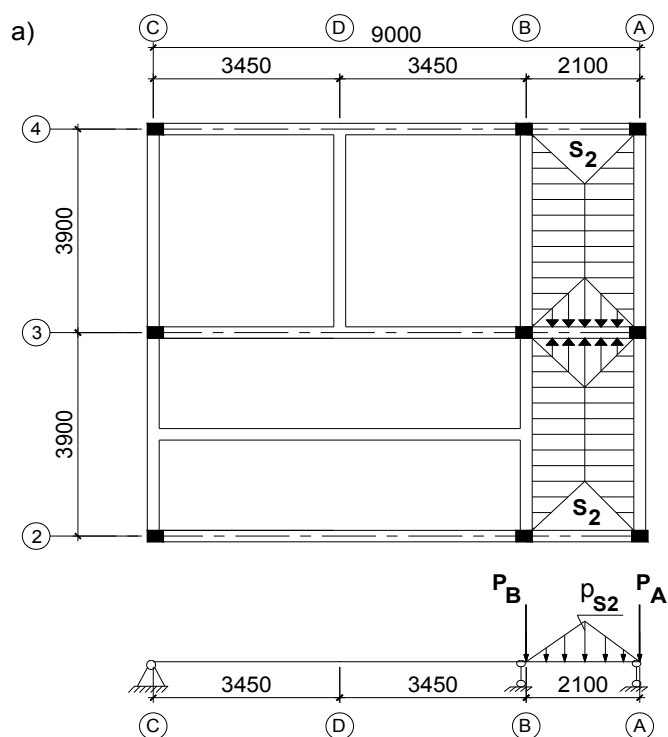


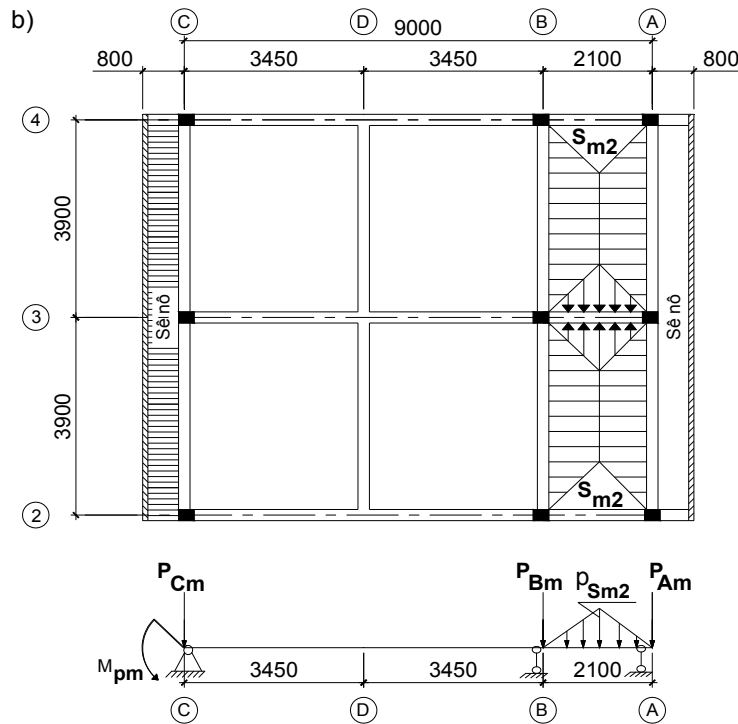
Hình 6.12. Mặt bằng hoạt tải phương án 1 truyền lên khung (tải phân bố) trên tầng 2,4,6

Bảng 6.15. Hoạt tải phân bố phương án 1, tầng 2,4,6

Vị trí	STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN/m)
Nhip CB	1	Do hoạt tải tính toán sàn S_1 truyền vào dưới dạng tam giác với tung độ lớn nhất $p_{s1}=2,4.3,45/2$	4,14
	2	Do hoạt tải sàn WC S_3 truyền vào dưới dạng chữ nhật $p_{s3}=2,4.1,95/2$	
Nhip AE	1	Do hoạt tải tính toán sàn công xôn S_4 truyền vào dưới dạng tam giác với tung độ lớn nhất $p_{s4}=0,975.2,10/2$	1,023

Mặt bằng truyền hoạt tải sàn phân bố phương án 1 từ sàn tầng 3,5,mái lên khung trục 3 được thể hiện trên hình 6.11.





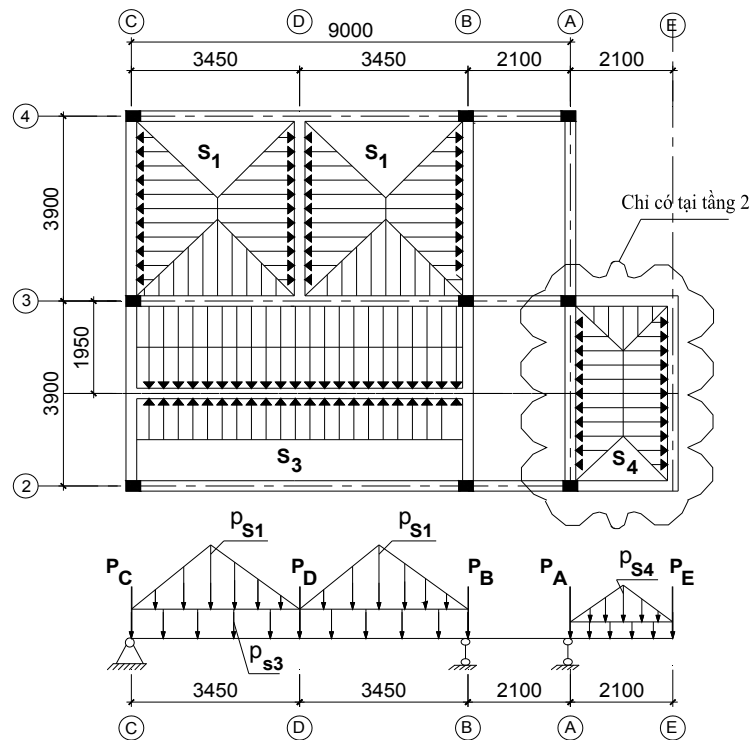
Hình 6.13. Mặt bằng hoạt tải phương án 1 truyền lên khung (tải phân bố) trên tầng 3,5 (a) và mái (b)

Bảng 6.16. Hoạt tải phân bố phương án 1, tầng 3,5 và mái

Vị trí	STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN/m)
Nhịp AB (tầng 3,5)	1	Do hoạt tải tính toán sàn S_2 truyền vào dưới dạng tam giác với tung độ lớn nhất (bao gồm cả hai phía) $p_{s2}=3,6.2,10$	7,56
Nhịp AB (tầng mái)	1	Do hoạt tải tính toán sàn mái S_{m2} truyền vào dưới dạng tam giác với tung độ lớn nhất (bao gồm cả hai phía) $p_{sm2}=0,975.2,10$	2,047

- Hoạt tải tập trung

Mặt bằng truyền hoạt tải sàn tầng 2,4,6 lên khung thành lực tập trung được cho trên hình 6.12.



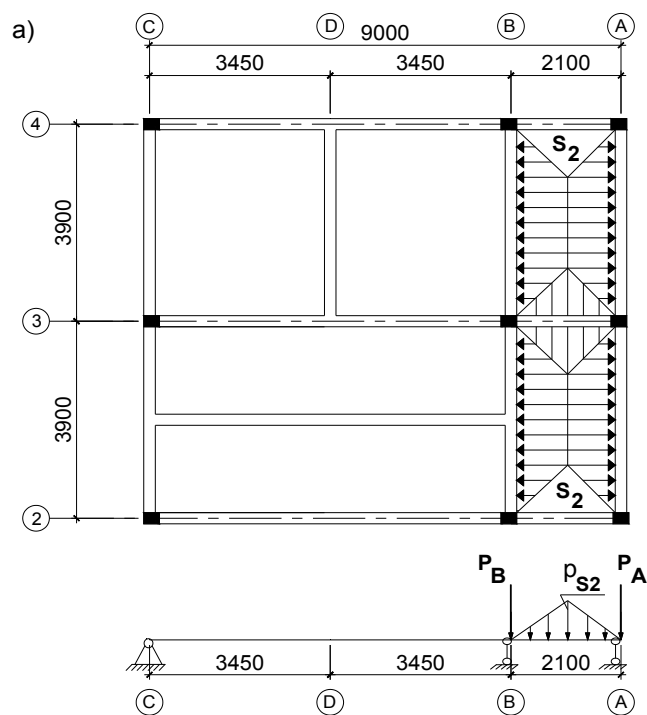
Hình 6.14. Mặt bằng hoạt tải sàn tầng 2,4,6 truyền lên khung (tải tập trung)

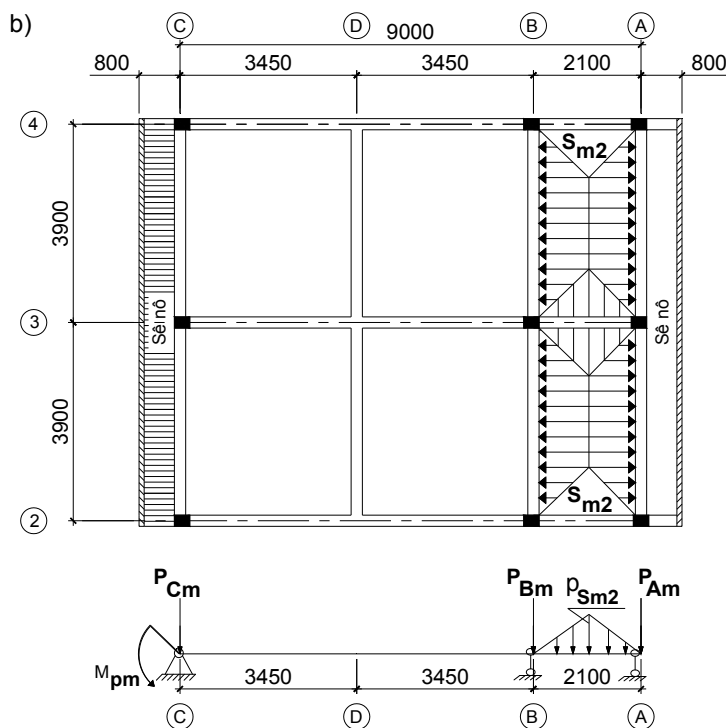
Bảng 6.17. Hoạt tải tập trung sàn tầng 2,4,6

STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN)
1	$P_C=P_B$ Do hoạt tải sàn S_1 truyền vào $2,4.[(3,9+(3,9-3,45))].(3,45/2)/2/2$	4,502
2	Do hoạt tải sàn WC truyền lên dầm phụ, từ dầm phụ truyền lên dầm dọc, sau đó truyền lên khung tại vị trí cột trục C, B $2,4.1,95.6,9/2/2$	8,073
	Cộng và làm tròn	$P_C=P_B=12,58$
1	P_D Do hoạt tải sàn S_1 truyền lên dầm phụ, dầm phụ truyền vào khung $2,4.[(3,9+(3,9-3,45))].(3,45/2)/2$	9,004
	Cộng và làm tròn	$P_D=9,00$
	$P_A=P_E$	

1	Do hoạt tải sàn công xôn S_4 truyền vào $0,975 \cdot [(3,9 + (3,9 - 2,10)) \cdot (2,10/2)/2]$	1,458
	Cộng và làm tròn	$P_A = P_E = 1,46$

Mặt bằng truyền hoạt tải sàn tầng 3,5, mái lên khung thành lực tập trung được cho trên hình 6.13.





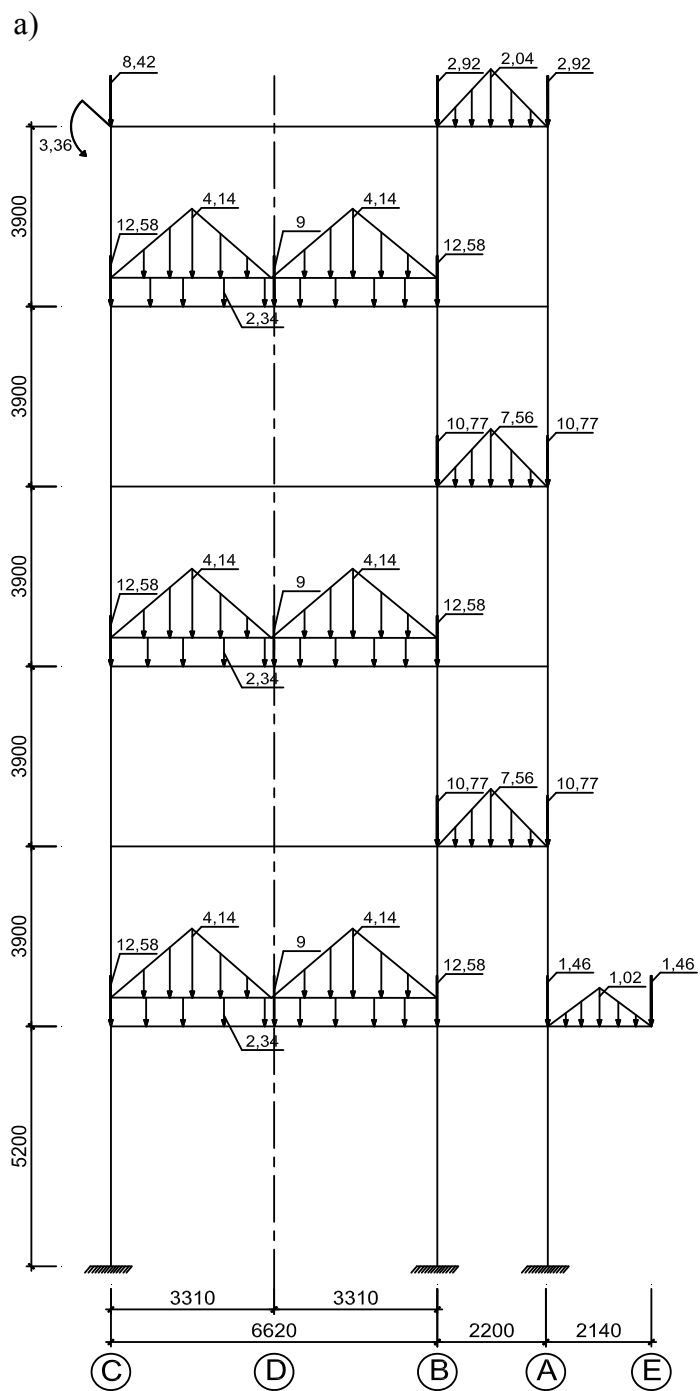
Hình 6.15. Mặt bằng hoạt tải truyền lên khung (tải tập trung) trên tầng 3,5 (a) và mái (b)

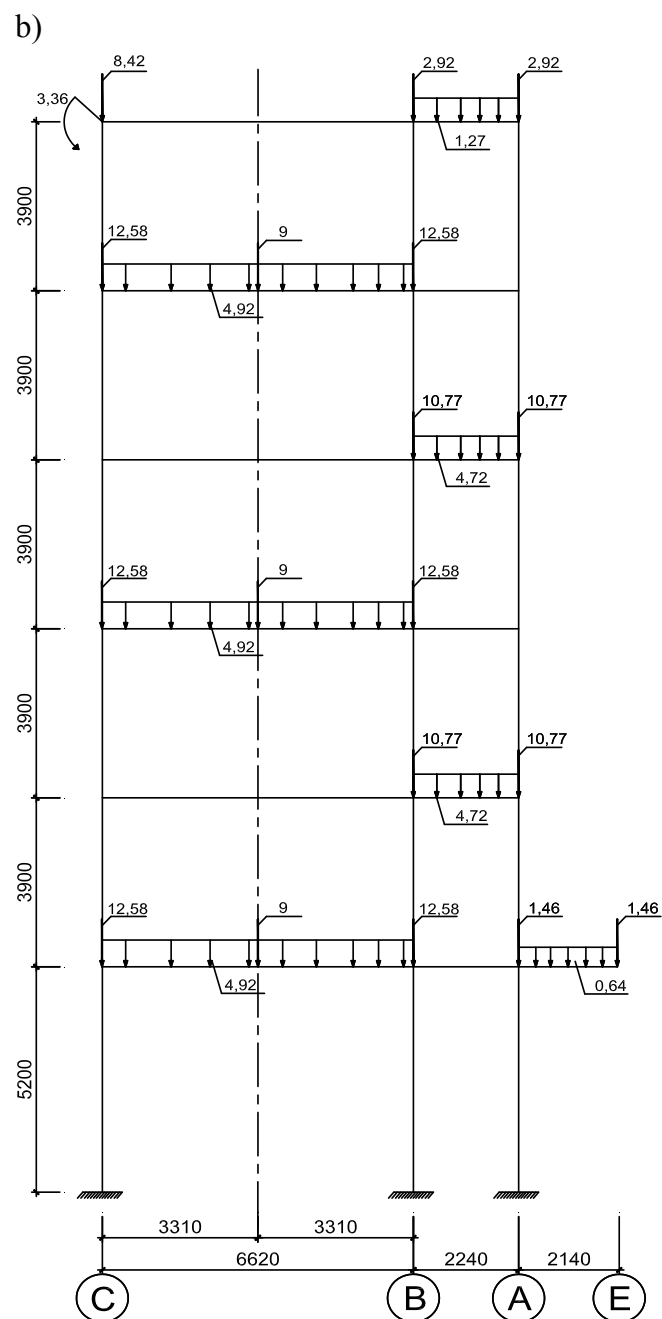
Bảng 6.18. Hoạt tải tập trung sàn tầng 3,5,mái

STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả (kN)
1	$P_A=P_B$ Do hoạt tải sàn S_2 truyền vào (tầng 3,5) $3,6 \cdot [(3,9+(3,9-2,10)) \cdot (2,10/2)/2]$	10,773
	Cộng và làm tròn	$P_A=P_B=10,77$
1	$P_{Am}=P_{Bm}$ Do hoạt tải sàn S_{m2} truyền vào (tầng mái) $0,975 \cdot [(3,9+(3,9-2,10)) \cdot (2,10/2)/2]$	2,916
	Cộng và làm tròn	$P_A=P_B=2,92$
1	P_{Cm} Do hoạt tải nước trên xô nô sâu 0,3m, rộng 0,8-0,08=0,72m $10 \cdot 0,3 \cdot 0,72 \cdot 3,9$	8,424
	Cộng và làm tròn	$P_{Cm}=8,42$

Mô men tập trung do hoạt tải nước trên xô nô $M_{pm} = 8,42 \times 0,4 = 3,36 kNm$. Ta có sơ đồ

hoạt tải tác dụng lên khung trục 3 khi giữ nguyên dạng tải trọng như hình 6.16a và khi quy đổi thành tải phân bố đều tương đương như hình 6.16b.



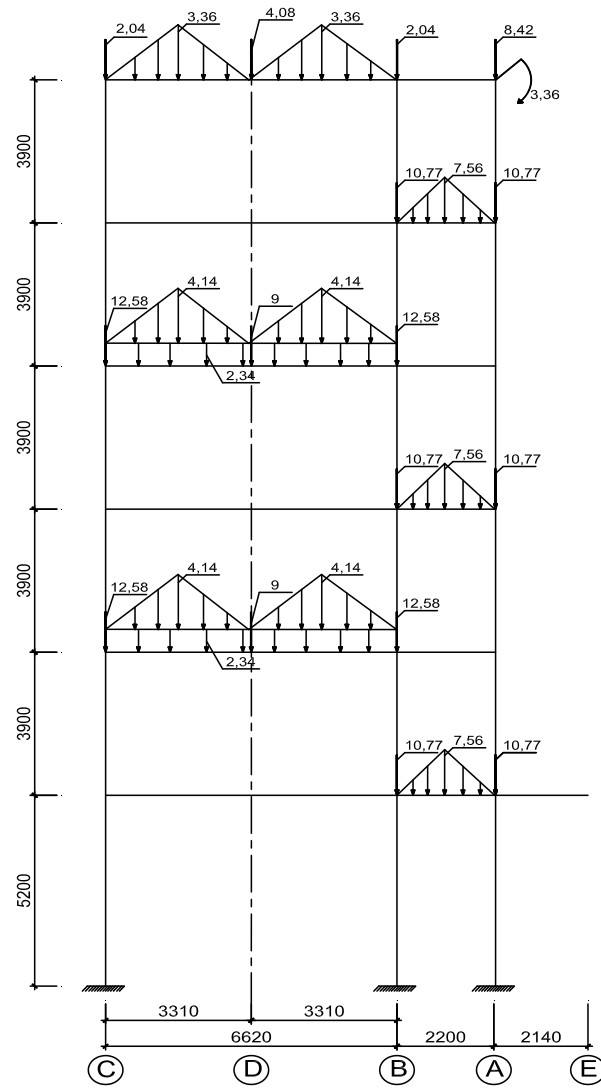


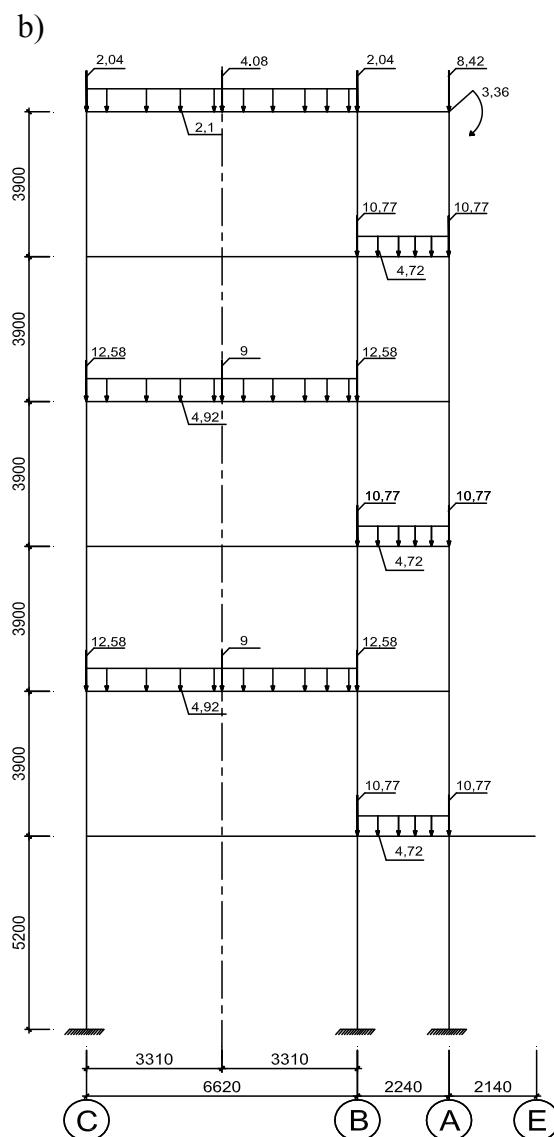
Hình 6.16.Sơ đồ hoạt tải phương án I tác dụng lên khung

❖ Trường hợp hoạt tải phương án II- tác dụng lệch tầng 3,5,mái và 2,4,6

Tính toán hoàn toàn tương tự như trường hợp hoạt tải phương án I ta có sơ đồ tác dụng của hoạt tải phương án II lên khung như hình 6.17.

a)





Hình 6.17. Sơ đồ hoạt tải phương án II tác dụng lên khung

3.2.3 Hoạt tải ngang (tải trọng gió tĩnh)

Tải trọng gió được xác định theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 2737-1995. Vì công trình có chiều cao thấp ($< 40m$), do đó công trình không tính toán đến thành phần gió động. Ta chỉ xét thành phần tĩnh của tải gió.

Theo TCVN 2737-1995, giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió ở độ cao z so với mốc chuẩn xác định theo công thức

$$W = W_o \times k \times c$$

Trong đó:

W_o - giá trị của áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng phụ lục D và điều 6.4

k - hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao lấy theo bảng 5.

c - hệ số khí động lấy theo bảng 6.

Trong trường hợp của công trình này, có:

-Địa điểm xây dựng ở thành phố Đà Lạt, tỉnh Lâm Đồng, nên vùng áp lực gió là IA, ít ảnh hưởng của bão nên $W_o = 65 - 10 = 55(\text{daN} / \text{m}^2) = 0.55(\text{kN} / \text{m}^2)$.

-Dạng địa hình trong thành phố bị che chắn mạnh nên hệ số k lấy theo dạng địa hình C

-Do công trình có mặt đứng thẳng và đơn giản, nên lấy $c_d = +0.8$, $c_h = -0.6$

-Bề rộng mặt đón gió (vuông góc với hướng gió thổi) $B = 3.9\text{m}$

-Thời gian sử dụng giả định 50 năm.

Giá trị tính toán thành phần tĩnh của tải trọng gió phân bố theo chiều cao khung được xác định theo công thức

$$q_{d(h)} = \gamma \times W \times B$$

Giá trị tính toán thành phần tĩnh của tải trọng gió tác dụng lên khung trục 3 được cho trong bảng 6.19. Cao độ z được tính từ cos ngoài nhà.

Bảng 6.19. Tải trọng gió phân bố tác dụng lên khung

Tầng	$Z(m)$	k	γ	$B(m)$	c_d	c_h	$q_d(kN / m)$	$q_h(kN / m)$
1	4,35	0,51	1,2	3,9	0,8	-0,6	1,06	-0,80
2	8,25	0,62	1,2	3,9	0,8	-0,6	1,29	-0,96
3	12,15	0,70	1,2	3,9	0,8	-0,6	1,45	-1,09
4	16,05	0,76	1,2	3,9	0,8	-0,6	1,57	-1,18
5	19,95	0,80	1,2	3,9	0,8	-0,6	1,66	-1,25
6	23,85	0,84	1,2	3,9	0,8	-0,6	1,75	-1,31

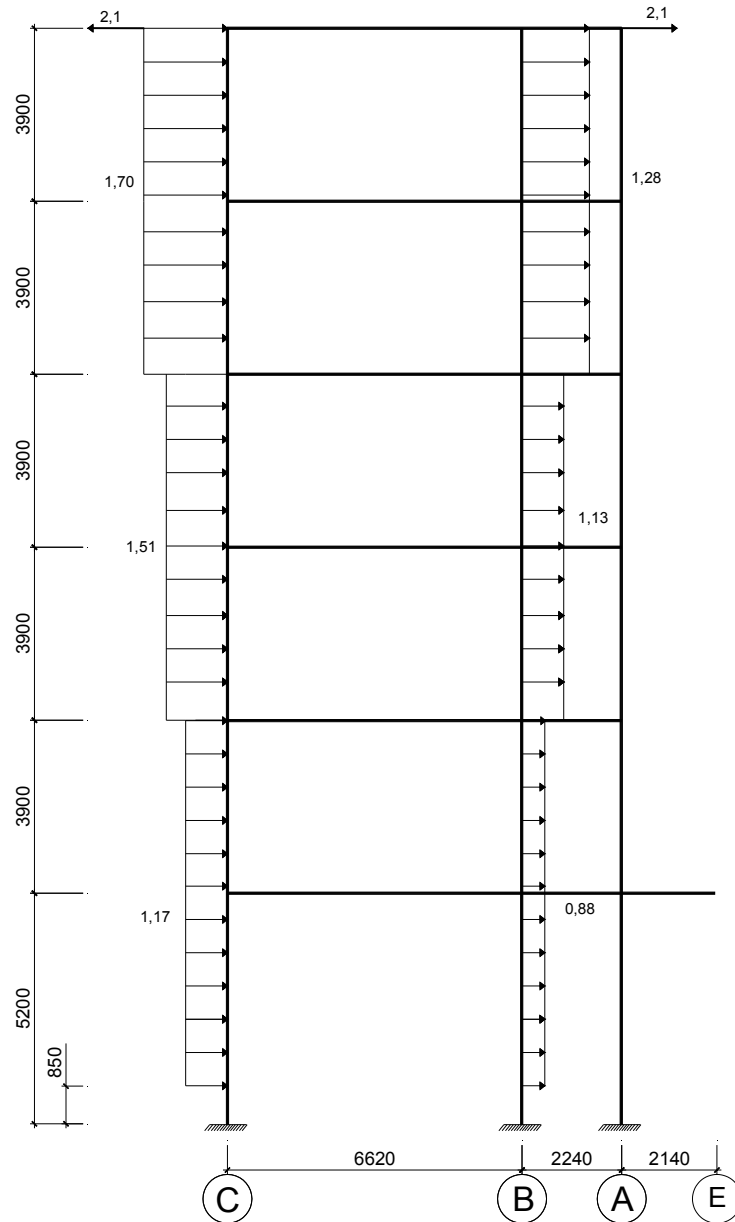
Tải trọng gió trên phần mái chéo gây ra được quy về lực tập trung s tại đỉnh cột. Cao trình đỉnh mái $Z = +25.05\text{m}$ có hệ số $k = 0.86$, lấy hệ số $k_{ib} = \frac{0.84 + 0.86}{2} = 0.85$ để tính tải gió tập trung lên đỉnh cột. Từ kích thước công trình và bảng 6 sơ đồ 2 trong TCVN 2737-1995 ta có

$$\frac{h_1}{L} = \frac{23.85}{6.9 + 2.1} = 2.65 \text{ và góc nghiêng mái } \alpha = 13^\circ \Rightarrow c_{e1} = -0.8, c_{e2} = -0.8$$

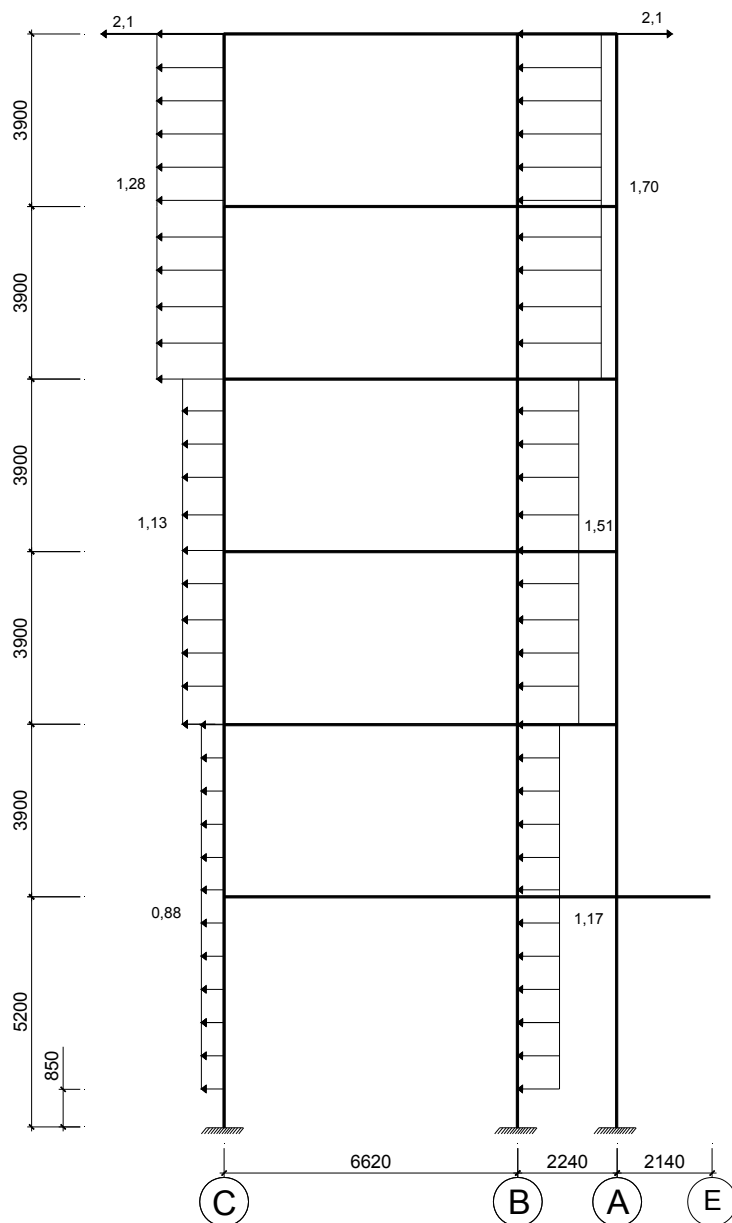
Trị số $S = \gamma \times W_o \times k_{tb} \times (\sum c_i h_i) \times a$

+Phía gió đẩy $S_d = 1.2 \times 0.55 \times 0.85 \times (-0.8 \times 1.2) \times 3.9 = -2.1(kN)$

+Phía gió hút $S_d = 1.2 \times 0.55 \times 0.85 \times (0.8 \times 1.2) \times 3.9 = 2.1(kN)$



Hình 6.18. Sơ đồ tải trọng gió trái tác dụng lên khung



Hình 6.19. Sơ đồ tải trọng gió phải tác dụng lên khung

4. Xác định nội lực và tổ hợp nội lực khung trục 3

4.1 Chọn phương án tính toán nội lực khung

Sơ đồ tính của công trình là sơ đồ khung phẳng ngàm tại mặt đài móng.

Tiết diện cột và dầm lấy đúng với kích thước sơ bộ. Trục dầm lấy gần đúng nằm ngang ở mức sàn.

Chiều dài cột các tầng trên lấy bằng khoảng cách các sàn.

Nhịp dầm lấy bằng khoảng cách các trục cột tương ứng.

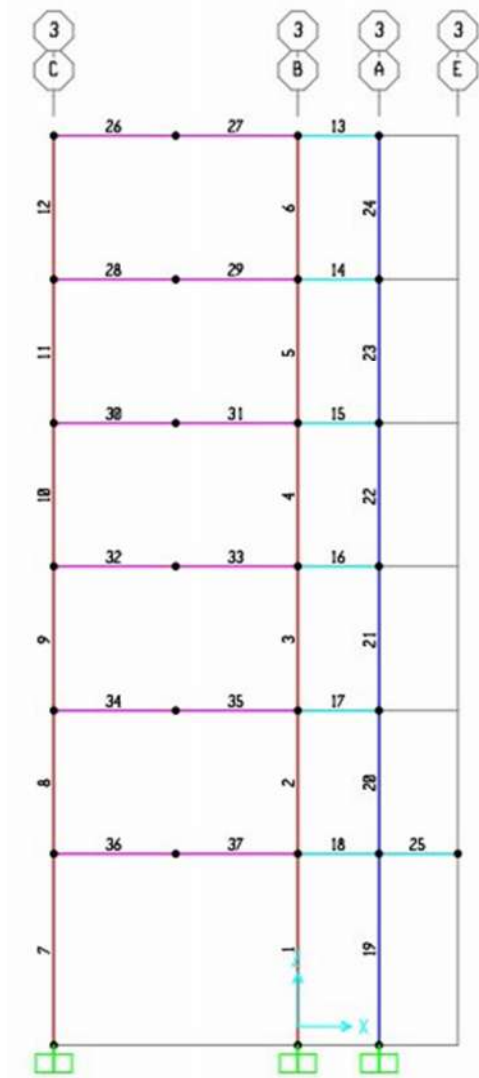
Tĩnh tải và hoạt tải được khai báo có dạng tải trọng phân bố dạng tam giác, phân bố đều và tải tập trung.

Tải trọng gió tĩnh được khai báo là tải trọng phân bố đều gán lên các cột biên và cột giữa do có hành lang ở trục cột A. Riêng tải gió tập trung trên đỉnh khung đều có hướng tác dụng ra phía ngoài khung.

Cụ thể ta nhập các trường hợp tải trọng cho khung như sau:

- Tĩnh tải (TT) khi giữ nguyên dạng tải trọng
- Hoạt tải 1 (HT1) khi giữ nguyên dạng tải trọng
- Hoạt tải 2 (HT2) khi giữ nguyên dạng tải trọng
- Gió trái (GIOT)
- Gió phải (GIOP)

Chương trình Sap2000 chạy cho ta kết quả nội lực các cấu kiện của khung.



Hình 6.20. Sơ đồ phần tử khung

4.2 Kiểm tra kết quả tính toán

Trong quá trình giải lực bằng chương trình Sap2000, có thể có những sai lệch về kết quả do nhiều nguyên nhân: lỗi chương trình; do vào sai số liệu; do quan niệm sai về sơ đồ kết cấu: tải trọng... Để có cơ sở khẳng định về sự đúng đắn hoặc đáng tin cậy của kết quả tính toán bằng máy, ta tiến hành một số tính toán so sánh kiểm tra như sau.

- *Về mặt định tính*: Dựa vào dạng chất tải và dạng biểu đồ momen xem từ chương trình Sap, cách kiểm tra như sau:

- + Đối với các trường hợp tải trọng đứng (tĩnh tải và hoạt tải) thì biểu đồ momen có dạng gần như đối xứng (công trình gần đối xứng).
- + Đối với tải trọng ngang (gió, động đất), biểu đồ momen trong khung phải âm ở phần

dưới và dương ở phần trên của cột, dương ở đầu thanh và âm ở cuối thanh của các thanh ngang theo hướng tác dụng của tải trọng ngang.

- Về mặt định lượng:

+ Tổng lực dọc trong các chân cột tầng 1 phải bằng tổng các tải trọng đứng trên nhà

+ Tổng lực cắt ở chân cột trong 1 tầng nào đó bằng tổng các lực ngang tính từ mức tầng đó trở lên.

+ Nếu dầm chịu tải trọng phân bố đều thì khoảng cách từ đường nối tung độ momen âm đến tung độ momen dương ở giữa nhịp có giá trị bằng $\frac{ql^2}{8}$.

Sau khi kiểm tra nội lực theo các bước trên ta thấy đều thỏa mãn, vậy ta tiến hành các bước tiếp theo: tổ hợp nội lực, tính thép cho các cấu kiện của công trình.

4.3 Tổ hợp nội lực

Đối với cột: Nội lực cột được xuất ra theo hai mặt cắt I-I (chân cột) và II-II (đầu cột). Tổ hợp nội lực tiến hành theo phương X, tìm ra các cặp nội lực nguy hiểm.

$$+(M_{\max}, N_{tu}, Q_{tu})$$

$$+(M_{\min}, N_{tu}, Q_{tu})$$

$$+(N_{\max}, M_{tu}, Q_{tu})$$

Đối với dầm: Nội lực dầm được xuất ra theo các mặt cắt đầu dầm, giữa dầm nơi đặt các lực tập trung và cuối dầm. Tổ hợp nội lực tiến hành theo một phương nằm trong mặt phẳng uốn của dầm, tìm ra các nội lực nguy hiểm

$$+M_{\max}, M_{\min}$$

$$+Q_{\max}, Q_{\min}$$

Sau khi có kết quả tổ hợp ta tiến hành chọn cặp nội lực để tính toán cho các tiết diện của cột và dầm. Đối với cột, do tính toán cốt thép dọc đối xứng nên ta ưu tiên chọn các cặp nội lực $(|M|_{\max}, N_{tu}, Q_{tu}), (N_{\max}, M_{tu}, Q_{tu})$, đồng thời chọn cặp nghi ngờ có $e_{o\max}$. Đối với riêng cột tầng 1 tổ hợp thêm cặp $(Q_{\max}, M_{tu}, N_{tu})$. Đối với dầm chọn nội lực có $|M|_{\max}, |Q|_{\max}$ để tính cốt thép dọc và cốt thép ngang.

Để thuận tiện cho việc bố trí cốt thép khi thi công, ta lấy giá trị nội lực lớn hơn chung cho hai tầng để tính toán cốt thép cho khung. Tổ hợp nội lực cho phần tử cột cho tầng 1 trong bảng 6.20.

Bảng 6.20. Tổ hợp nội lực phần tử cột tầng 1, đơn vị: kN, m

Phần tử cột	Vị trí	Nội lực	Nội lực do tĩnh tải	Nội lực do hoạt tải		Nội lực do gió		Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2		
				Phương án 1	Phương án 2	Trái	Phải	$M_{\max}$ N_{tu} Q_{tu}	$M_{\min}$ N_{tu} Q_{tu}	$N_{\max}$ M_{tu} Q_{tu}	$M_{\max}$ N_{tu} Q_{tu}	$M_{\min}$ N_{tu} Q_{tu}	$N_{\max}$ M_{tu} Q_{tu}
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Đầu	M	-32	-7.03	1.5	-63.6	63.04	(1,5) 31.04	(1,4) -95.6	(1,2,3) -37.53	(1,3,5) 26.08	(1,2,4) -95.56	(1,2,3,4) -94.21
		N	-1128.5	-123.21	-118.87	-20.6	20.6	-1107.9	-1149.1	-1370.58	-1216.94	-1257.93	-1364.91
		Q	9.28	2.07	-0.4	25.37	-24.65	-15.37	34.65	10.95	-13.265	33.97	33.61
	Chân	M	16.29	3.75	-0.58	79.93	-80.6	(1,4) 96.22	(1,5) -64.31	(1,2,3) 19.46	(1,2,4) 91.602	(1,3,5) -56.77	(1,2,3,4) 91.08
		N	-1146.07	-123.21	-118.87	-20.6	20.6	-1166.67	-1125.47	-1388.15	-1275.5	-1234.51	-1382.48
		Q	9.28	2.07	-0.4	29.2	-29.74	38.48	-20.46	10.95	37.423	-17.84	37.06
7	Đầu	M	30.81	7.03	-0.94	-55.5	56.05	(1,5) 86.86	(1,4) -24.69	(1,2,3) 36.9	(1,2,5) 87.582	(1,3,4) -19.986	(1,2,3,5) 86.736
		N	-1119.8	-104.81	-73.12	81.02	-81.04	-1200.84	-1038.78	-1297.73	-1287.07	-1112.69	-1352.87
		Q	-8.75	-1.95	0.29	22.5	-23.21	-31.96	13.75	-10.41	-31.394	11.761	-31.133
	Chân	M	-14.7	-3.14	0.57	76.83	-76.21	(1,4) 62.13	(1,5) -90.91	(1,2,3) -17.27	(1,3,4) 54.96	(1,2,5) -86.115	(1,2,3,5) -85.602
		N	-1137.34	-104.81	-73.12	81.02	-81.04	-1056.32	-1218.38	-1315.27	-1130.23	-1304.61	-1370.41
		Q	-8.75	-1.95	0.29	27.6	-27.03	18.85	-35.78	-10.41	16.351	-34.832	-34.571
19	Đầu	M	1.9	0.43	-0.35	-10.16	10.17	12.07	-8.26	1.98	11.44	-7.56	-7.17
		N	-345.94	-42.24	-51.9	-60.42	60.37	-285.57	-406.36	-440.08	-329.62	-447.02	-485.04
		Q	-0.53	-0.11	0.1	4.04	-4.04	-4.57	3.51	-0.54	-4.265	3.196	3.09
	Chân	M	-0.87	-0.17	0.2	10.8	-10.8	9.93	-11.67	-0.84	9.03	-10.743	8.87
		N	-354.7	-42.24	-51.9	-60.42	60.37	-415.12	-294.33	-448.84	-455.78	-338.38	-493.80
		Q	-0.53	-0.11	0.1	4.04	-4.04	3.51	-4.57	-0.54	3.19	-4.26	3.09

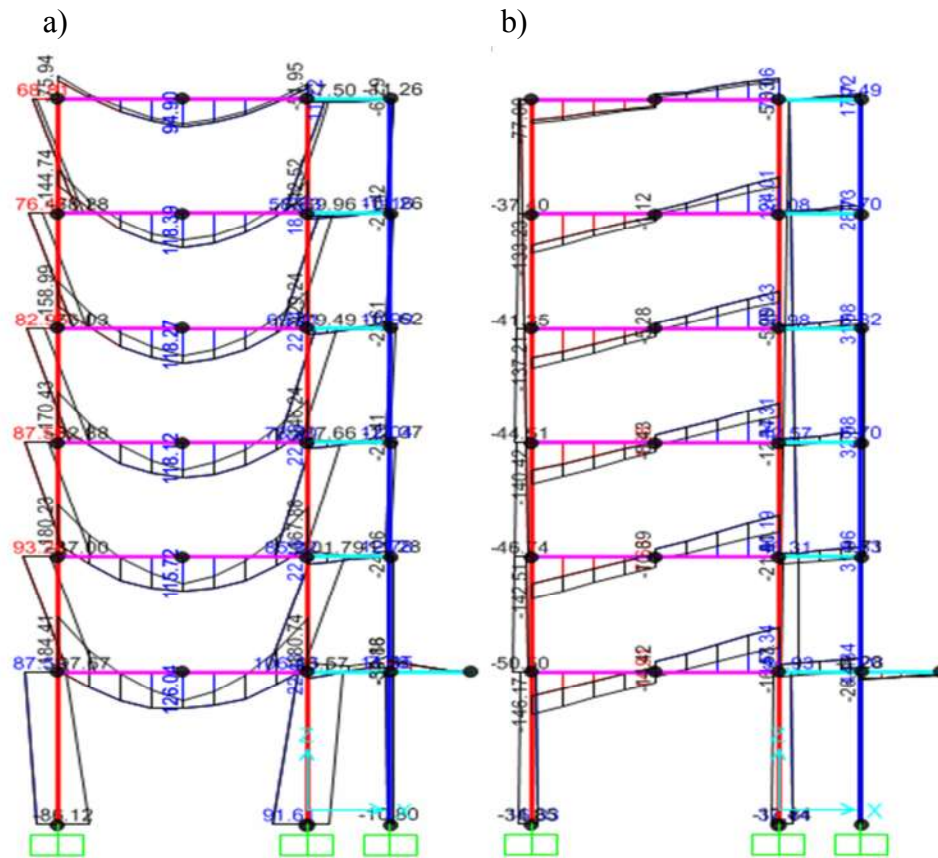
Tổ hợp nội lực cho phần tử dầm cho trong bảng 6.21.

Bảng 6.21. Tổ hợp nội lực phần tử dầm tầng 1, đơn vị: kN, m

Phần tử dầm	Vị trí	Nội lực	Nội lực do tĩnh tải	Nội lực do hoạt tải		Nội lực do gió		Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2		
				Phương án 1	Phương án 2	Trái	Phải	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$Q_{\min}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$Q_{\min}$
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
36-37	Đầu trái	M	-87.32	-15.11	-1.5	91.17	-91.27	(1,4) 3.85	(1,5) -178.59	-	(1,3,4) -6.61	(1,2,3,5) -184.41	-
		Q	-105.6	-18.74	-0.035	26.3	-26.3	-	-	(1,5) -131.9	-	-	(1,2,3,5) -146.16
	Giữa dầm	M	101.89	22.74	-1.37	4.08	-4.16	(1,2) 124.63	-	-	(1,2,4) 126.028	-	-
	Đầu phải	M	-89.15	-17.5	-1.26	-83	82.94	(1,3) -90.41	(1,4) -172.15	-	(1,3,5) -15.63	(1,2,3,4) -180.73	-
		Q	103.14	19.45	-0.035	26.3	-26.3	-	-	(1,4) 129.44	-	-	(1,2,4) 144.31
18	Đầu trái	M	-2.55	-2.82	-0.27	28.03	-27.97	(1,4) 25.48	(1,5) -30.52	-	(1,3,4) 22.43	(1,2,3,5) -30.50	-
		Q	6.3	0.36	-3.88	21.51	-21.46	-	-	(1,4) 27.81	-	-	(1,2,4) 25.98
	Giữa dầm	M	-12.74	-3.2	2.47	4.37	-4.34	(1,4) -8.37	-	-	-	-	-
	Đầu phải	M	-32.75	-3.62	-0.88	-19.3	19.3	(1,5) -13.45	(1,4) -52.05	-	(1,3,5) -16.17	(1,2,3,4) -54.17	-
		Q	21.15	0.36	4.43	21.51	-21.46	-	-	(1,4) 42.66	-	-	(1,2,3,4) 44.82

Đối với phần tử các tầng 3,5 lập bảng tổ hợp nội lực tương tự. Đối với tầng mái, cần tổ hợp thêm nội lực của các phần tử tạo nên các nút góc để có cấu tạo nút khung cho phù hợp.

Hình 6.21 cho biết hình bao mô men và bao lực cắt trong khung được tổ hợp trong phần mềm SAP2000.



Hình 6.21. Hình bao mô men (a) và bao lực cắt trong khung (b)

5. Thiết kế thép khung trục 3

5.1 Vật liệu sử dụng

Bê tông nặng cấp độ bền B15 có $R_b = 8.5 \text{ Mpa}$; $R_{bt} = 0.75 \text{ Mpa}$

Cốt thép dọc nhóm CII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ Mpa}$

Cốt thép đai, cốt treo nhóm CI có $R_{sw} = 175 \text{ Mpa}$

Các hệ số $\alpha_R = 0.439$; $\xi_R = 0.65$ với hệ số điều kiện làm việc của bê tông $\gamma_{b2} = 1.0$

5.2 Thiết kế thép cho phần tử cột số 1 và 7 tầng 1

Tiết diện $b \times h = 250 \times 500$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a = \max\left(\frac{1}{600}h, \frac{1}{30}h_c\right) = \max\left(\frac{1}{600} \times 5200, \frac{1}{30} \times 500\right) = 16.7 \text{ mm}$

Độ mảnh $\lambda_n = \frac{l_o}{h} = \frac{0.7 \times 5200}{500} = 7.28 < 8$ có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc, lấy $\eta = 1.0$.

Giả thiết $a = a' = 45mm \Rightarrow h_0 = h - a = 500 - 45 = 455mm$

Dự định đặt cốt thép dọc chịu lực cho phần tử 1 và 7 giống nhau do nội lực gần tương đương nhau. Từ bảng tổ hợp nội lực chọn ra được một số cặp nội lực nguy hiểm (được tô đậm) để thiết kế, kiểm tra cốt thép. Sau đây ta tính toán cốt thép cho cặp nguy hiểm nhất rồi kiểm tra cho các cặp còn lại bằng biểu đồ tương tác.

5.2.1 Thiết kế thép đối xứng cho cặp 1 ($M_{tu} = 91.08kNm, N_{max} = 1382.48kN$)

Độ lệch tâm ban đầu $e_0 = \max(\frac{M}{N}, e_a) = 66mm$

Khoảng cách $e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a = 1 \times 66 + \frac{500}{2} - 40 = 276mm$

Phân biệt bài toán lệch tâm $x = \frac{N}{R_b b} = \frac{1382.48 \times 10^3}{85 \times 250} = 650.5mm$

$\xi_R h_0 = 0.65 \times 455 = 296mm$

Xảy ra trường hợp $x > \xi_R h_0$, nén lệch tâm bé.

Xác định lại x bằng công thức thực nghiệm $x = \frac{[(1 - \xi_R) \gamma_a n + 2 \xi_R (n \varepsilon - 0.48)]}{[(1 - \xi_R) \gamma_a + 2(n \varepsilon - 0.48)]} h_0$ với

$$n = \frac{N}{R_b b h_0}; \varepsilon = \frac{e}{h_0}; \gamma_a = \frac{h_0 - a'}{h_0}$$

$\Rightarrow x = 400mm$ thỏa mãn điều kiện $h_0 \geq x > \xi_R h_0$

Diện tích cốt thép dọc cần thiết

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - 0.5x)}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{1382.48 \times 10^3 \times 276 - 85 \times 25 \times 405 \times (455 - 0.5 \times 405)}{2800 \times (455 - 45)} = 1375mm^2$$

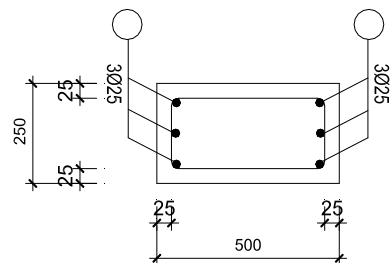
Kiểm tra hàm lượng cốt thép $\mu = \mu' = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1375}{250 \times 455} \times 100\% = 1.2\%$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn $\mu_{min} = 0.1\% < \mu < \mu_{max} = 1.5\%$ và $2\mu_{min} = 0.2\% < \mu_t < \mu_{max} = 3\%$

Chọn cốt thép dọc $3\phi 25 (1473mm^2)$ cho mỗi phía.

Đặt thành 1 hàng như hình bên.

Kiểm tra chiều cao làm việc thực tế, khoảng hở thông thủy cốt thép dọc thấy thỏa mãn.



5.2.2 Dựng biểu đồ tương tác cho phần tử cột 1 và 7

Sử dụng **bài toán 2**, chương 5 để vẽ biểu đồ tương tác cho tiết diện cột.

Các thông số vật liệu và hình học ban đầu

$$R_b = 8.5 \text{ Mpa}$$

$$R_s = R_{sc} = 280 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_R = 0.439; \xi_R = 0.65 \text{ với hệ số điều kiện làm việc của bê tông } \gamma_{b2} = 1.0$$

$$A_s = A'_s = 1520.5 \text{ mm}^2$$

$$A = b \times h = 250 \times 500$$

$$a = a' = 36 \text{ mm}$$

$$l_o = 3640 \text{ mm}$$

Xác định các điểm đặc biệt trên biểu đồ tương tác

- Điểm A-nén đúng tâm

$$\text{Tọa độ } \begin{cases} N = \varphi [R_b A + (R_{sc} - R_b) A_{st}] \\ M = 0 \end{cases}$$

$$\text{Với } \varphi = 1.028 - 0.0000288 \lambda_r^2 - 0.0016 \lambda_r \text{ trong đó } \lambda_r = \frac{l_o}{0.288b}$$

Thay số ta có

$$\text{Tọa độ } A \begin{cases} N = 1650 \text{ kN} \\ M = 0 \end{cases}$$

- Điểm B-uốn thuần túy

$$\text{Tọa độ } B \begin{cases} N = 0 \\ M = R_s A_s (h_o - a') \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = 0 \\ M = 182.2 \text{ kNm} \end{cases}$$

- Điểm C-phá hoại cân bằng

$$\text{Tọa độ } \begin{cases} N = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s \\ M = N \eta e_0 = R_b b x \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s \left(\frac{h}{2} - a' \right) + \sigma_s A_s \left(\frac{h}{2} - a \right) \end{cases} \text{ với } x = \xi_R h_o, \sigma_s = R_s$$

Thay số ta có

$$\text{Tọa độ } C \begin{cases} N = 641 \text{ kN} \\ M = 245.8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Xác định thêm các điểm trung gian bằng cách cho chiều cao vùng nén x biến thiên trong khoảng $2a' \leq x \leq h_o$, tọa độ các điểm trung gian tính bằng hệ phương trình:

$$\begin{cases} N = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s \\ M = N \eta e_0 = R_b b x \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s \left(\frac{h}{2} - a' \right) + \sigma_s A_s \left(\frac{h}{2} - a \right) \end{cases}$$

Nếu $x \leq \xi_R h_o$ thì lấy $\sigma_s = R_s$

$$x > \xi_R h_o \text{ thì lấy } \sigma_s = \left(\frac{2 - 2 \frac{x}{h_o}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s \text{ nếu } \sigma_s > R_s \text{ thì lấy } \sigma_s = R_s; \text{ nếu } \sigma_s < -R_s$$

thì lấy $\sigma_s = -R_s$.

Để thuận tiện, chọn hai điểm $x_E = 0.5 \xi_R h_o$ (lệch tâm lớn) và $x_D = 1.5 \xi_R h_o$ (lệch tâm bé).

Tính được tọa độ các điểm trung gian

$$\text{Tọa độ } E \begin{cases} N = 320.6 kN \\ M = 238.2 kNm \end{cases}$$

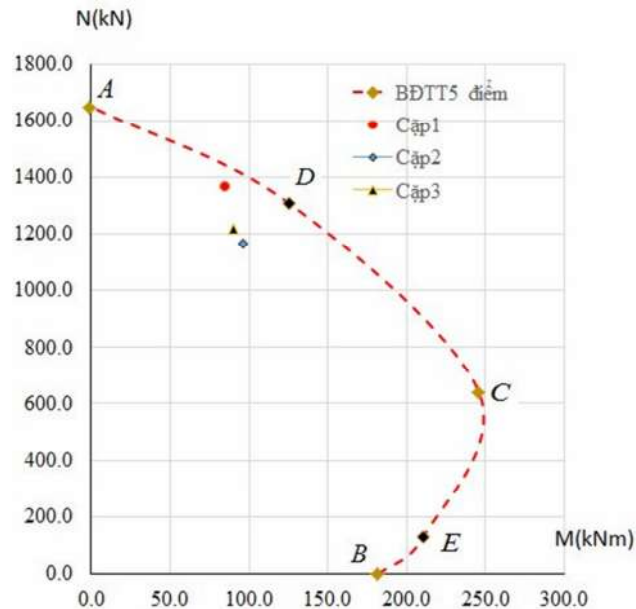
$$\text{Tọa độ } D \begin{cases} N = 1754 kN \\ M = 35.5 kNm \end{cases}$$

Từ đó có dạng biểu đồ tương tác cho cột như hình 6.19. Các cặp nội lực nguy hiểm khác đều nằm trong biểu đồ tương tác. Do đó chọn thép dọc như vậy là đảm bảo khả năng chịu lực.

$$\text{cặp 1} \begin{cases} N_{\max} = 1382.48 kN \\ M_{tu} = 91.08 kNm \end{cases}$$

$$\text{cặp 2} \begin{cases} N_{tu} = 1166.67 kN \\ M_{\max} = 96.22 kNm \end{cases}$$

$$\text{cặp 3} \begin{cases} N_{tu} = 1218.38 kN \\ |M_{\min}| = 90.91 kNm \end{cases}$$



Hình 6.21. Biểu đồ tương tác (BĐTT) cho phần tử cột 250×500, tầng 1

Cốt thép đai cho cột đặt theo cấu tạo $\phi_{sw} \geq \max(\frac{1}{4}\phi_{max}, 5mm) = (\frac{25}{4}, 5) = 8mm$. Chọn cốt đai $\phi 8$, nhóm CI cho cột kích thước $250 \times 500mm$. Khoảng cách đai ngoài đoạn nối chồng $s \leq \min(15\phi, 500mm) = (15 \times 25, 500) = 375mm$, chọn $s = 200mm$. Khoảng cách đai trong đoạn nối chồng $s \leq \min(10\phi, 500mm) = (10 \times 25, 500) = 250mm$, chọn $s = 100mm$.

5.3 Thiết kế thép cho phần tử cột số 19 tầng 1

5.3.1 Thiết kế thép đối xứng cho cặp 1

Từ bảng tổ hợp nội lực chọn cặp nội lực $\begin{cases} N_{max} = 493.8kN \\ M_{tu} = 8.87kNm \end{cases}$ trong đó phần dài hạn

$$\begin{cases} N_l = 354.7kN \\ M_l = -0.87kNm \end{cases}$$

Tiết diện $b \times h = 250 \times 250$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a = \max\left(\frac{1}{600}h, \frac{1}{30}h_c\right) = \max\left(\frac{1}{600} \times 5200, \frac{1}{30} \times 250\right) = 8.7mm$

Độ lệch tâm ban đầu $e_o = \max(e_a, \frac{M}{N}) = 18mm$

Độ mảnh $\lambda_n = \frac{l_o}{h} = \frac{0.7 \times 5200}{250} = 14.56 > 8$ cần xác định hệ số ảnh hưởng của uốn dọc η .

Với mỗi cặp nội lực ta xác định được hệ số η khác nhau.

Giả thiết $a = a' = 35mm \Rightarrow h_0 = h - a = 250 - 35 = 215mm$

Mô men quán tính của tiết diện $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{250 \times 250^3}{12} = 325520833.3mm^4$

Giả thiết hàm lượng cốt thép tổng $\mu_t = 0.6\%$. Mô men quán tính của tiết diện cốt thép

$$I_s = \mu_t b h_0 \left(\frac{1}{2}h - a\right)^2 = 0.006 \times 250 \times 215 \times \left(\frac{250}{2} - 35\right)^2 = 2612250mm^4$$

Hệ số ảnh hưởng của độ lệch tâm S

$$\delta_e = \max\left[\frac{e_o}{h}; \delta_{e,min} = 0.5 - 0.01 \times \frac{l_o}{h} - 0.01 \times R_b\right] = 0.27$$

$$S = \frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 = 0.4$$

Hệ số xét ảnh hưởng của tải trọng dài hạn φ

Do M_l và M trái dấu nhau và $|e_o| \leq 0.1h$ nên $\varphi_l = \varphi_n + 10(1 - \varphi_n) \frac{e_o}{h}$

Trong đó $\varphi_{l1} = 1 + \beta \frac{M_l}{M} \Leftrightarrow \varphi_{l1} = 1 + 1 \times \frac{M_l + N_l(\frac{h}{2} - a)}{M + N(\frac{h}{2} - a)} = 1.72 < 2 \Rightarrow \varphi_l = 1.2$

Lực dọc tới hạn $N_{cr} = \frac{6.4E_b}{l_0^2} \left(\frac{SI}{\varphi_l} + \alpha I_s \right) = 1463232.14N$

Hệ số uốn dọc $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = 1.51$

Khoảng cách $e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a = 1.51 \times 18 + \frac{250}{2} - 35 = 117mm$

Phân biệt bài toán lệch tâm $x = \frac{N}{R_b b} = 232mm$

Xây ra trường hợp $x > \xi_R h_0$, nên lệch tâm bé.

Xác định lại x bằng công thức thực nghiệm $x = \frac{[(1 - \xi_R)\gamma_a n + 2\xi_R(n\varepsilon - 0.48)]}{[(1 - \xi_R)\gamma_a + 2(n\varepsilon - 0.48)]} h_0$ với

$n = \frac{N}{R_b b h_0}$; $\varepsilon = \frac{e}{h_0}$; $\gamma_a = \frac{h_0 - a'}{h_0}$

$\Rightarrow x = 194mm$ thỏa mãn điều kiện $h_0 \geq x > \xi_R h_0$

Diện tích cốt thép dọc cần thiết

$A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - 0.5x)}{R_{sc} (h_0 - a')} = 182mm^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép $\mu = \mu' = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = 0.34\%$

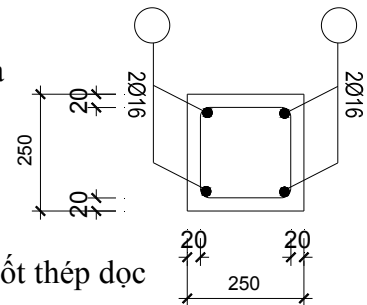
$\Rightarrow$ Thỏa mãn $\mu_{\min} = 0.1\% < \mu < \mu_{\max} = 1.5\%$ và

$2\mu_{\min} = 0.2\% < \mu_t < \mu_{\max} = 3\%$

Chọn cốt thép dọc $2\phi 16 (402mm^2)$ cho mỗi phía.

Đặt thành 1 hàng như hình bên.

Kiểm tra chiều cao làm việc thực tế, khoảng hở thông thủy cốt thép dọc thấy thỏa mãn.



5.3.2 Dựng biểu đồ tương tác cho phần tử cột 19

Hoàn toàn tương tự như phần tử cột 1 và 7 ta xây dựng được biểu đồ tương tác cho phần tử cột 19 với cốt thép đối xứng $A_s = A'_s = 402mm^2$. Các cặp nội lực nguy hiểm đều nằm trong biểu đồ tương tác, do vậy thép dọc chọn như vậy là đảm bảo chịu lực. Cần

lưu ý khi kiểm tra khả năng chịu lực cho các cặp còn lại mỗi cặp nội lực có hệ số uốn dọc khác nhau.

Cốt thép đai cho cột đặt theo cầu tạo $\phi_{sw} \geq \max(\frac{1}{4}\phi_{max}, 5mm) = (\frac{16}{4}, 5) = 5mm$. Chọn cốt đai $\phi 6$, nhóm CI cho cột kích thước $250 \times 250mm$.

Khoảng cách đai ngoài đoạn nổi chông $s \leq \min(15\phi, 500mm) = (15 \times 16, 500) = 240mm$, chọn $s = 200mm$. Khoảng cách đai trong đoạn nổi chông $s \leq \min(10\phi, 500mm) = (10 \times 16, 500) = 160mm$, chọn $s = 100mm$.

5.4 Thiết kế thép cho phần tử dầm 36-37, tầng 1

5.4.1 Thiết kế thép dọc dầm CB

- Thiết kế thép dọc cho gối C và B

Tại gối C có $|M_{min}| = 184.41kNm$ (mômen âm)

Tính theo tiết diện hình chữ nhật $b \times h = 250 \times 700$

Giả thiết $a = 50cm \Rightarrow h_0 = 700 - 50 = 650mm$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{184.41 \times 10^6}{8.5 \times 250 \times 650^2} = 0.205$$

Có $\alpha_m < \alpha_R = 0.439$ Thỏa mãn điều kiện hạn chế. Tính cốt thép đơn.

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0.23$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.23 \times 8.5 \times 250 \times 650}{280} = 1146.46mm^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{1146.46}{250 \times 650} \times 100\% = 0.7\% > \mu_{min}$$

Chọn thép dọc $4\phi 20 (1256.6mm^2)$ đặt thành một hàng. Kiểm tra chiều cao làm việc thực tế, khoảng hở thông thủy cốt thép dọc thấy thỏa mãn.

- Thiết kế thép dọc cho nhịp CB

Tại nhịp CB có $M_{max} = 126.03kNm$ (mômen dương)

Tính theo tiết diện hình chữ T có cánh nằm trong vùng chịu nén với $h'_f = 100mm$

Thép đai hai nhánh, đường kính $\phi 6 (A_{sw} = 56.5mm^2)$

Giả thiết $a = 40cm \Rightarrow h_0 = 700 - 40 = 660mm$

Giá trị độ vươn của cánh S'_f lấy giá trị bé hơn các trị số sau:

+Một nửa khoảng cách thông thủy giữa các sườn dọc vì $h'_f \geq 0.1h$

$$\frac{1}{2} \times (3900 - 220) = 1840mm$$

+1/6 nhịp cầu kiện

$$\frac{1}{6} \times 6620 = 1100mm$$

Tính bề rộng bản cánh $b'_f = b + 2 \times S'_f = 250 + 2 \times 1100 = 2450mm$

Xác định vị trí trục trung hòa

$$M_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0.5h'_f) = 8.5 \times 2450 \times 100 \times (660 - \frac{1}{2} \times 100) = 1270.3kNm$$

Có $M_{\max} < M_f$ nên trục trung hòa đi qua cánh. Tính toán như tiết diện chữ nhật kích thước $b'_f \times h = 2450 \times 700$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{126.03 \times 10^6}{8.5 \times 2450 \times 660^2} = 0.014$$

$\alpha_m < \alpha_R = 0.439$ Thỏa mãn điều kiện hạn chế. Tính cốt thép đơn.

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0.014$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b'_f h_0}{R_s} = \frac{0.014 \times 8.5 \times 2450 \times 660}{280} = 686.78mm^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{686.78}{250 \times 660} \times 100\% = 0.41\% > \mu_{\min}$$

Chọn thép dọc $2\phi 18 + 1\phi 16 (710mm^2)$ đặt thành một hàng. Kiểm tra chiều cao làm việc thực tế, khoảng hở thông thủy cốt thép dọc thấy thỏa mãn.

5.4.2 Thiết kế thép đai dầm CB

Đầu trái dầm (gối C) có $|Q_{\min}| = 146.17kN$

Chọn cốt đai $\phi 6$, hai nhánh

Bỏ qua ảnh hưởng của bản cánh

Cốt thép dọc $4\phi 20$ có chiều cao làm việc thực tế của dầm

$$h_o = h - (C + \frac{1}{2}\phi) = 700 - (35 + 10) = 655mm$$

Kiểm tra điều kiện đảm bảo khả năng chịu ứng suất nén chính

$$Q \leq 0.3 \times R_b \times b \times h_o$$

Thay số có $146.17 \times 10^3 N < 0.3 \times 8.5 \times 250 \times 655 = 417562.5 N \Rightarrow$ Thỏa mãn

Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông

$$Q \leq 0.75 R_{bt} \times b \times h_o$$

Thay số có $146.17 \times 10^3 N > 0.75 \times 0.75 \times 250 \times 655 = 92109.3 N \Rightarrow$ Cần phải tính toán cốt đai

Tính khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai $s_{\max}$

$$s_{\max} = \frac{1.5 R_{bt} \times b \times h_o^2}{Q} = \frac{1.5 \times 0.75 \times 250 \times 655^2}{146.17 \times 10^3} = 825.5 mm$$

Xác định nội lực trong cốt đai q_{sw}

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{8 R_{bt} b h_o^2} = \frac{(146.17 \times 10^3)^2}{8 \times 0.75 \times 250 \times 655^2} = 33.2 N / mm$$

Kiểm tra điều kiện

$$q_{sw} \geq 0.3 R_{bt} b \text{ thay số có } 33.2 N / mm < 0.3 \times 0.75 \times 250 = 56.25 N / mm$$

Vậy lấy $q_{sw} = 56.25 N / mm$

Xác định khoảng cách tính toán giữa các cốt đai s_{tt}

$$s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \times 56.5}{56.25} = 175.7 mm$$

Xác định bước đai cấu tạo s_{ct}

Trong đoạn đầu dầm dài $\frac{1}{4}$ nhịp dầm

$$s_{ct} = \min\left(\frac{h}{3}, 500 mm\right) = \min\left(\frac{700}{3}, 500\right) = 233 mm$$

Xác định bước đai thiết kế s

$$s = \min(s_{\max}, s_{tt}, s_{ct}) = 170 mm$$

Kiểm tra điều kiện tính cốt xiên

$$C \text{ Có } C_o = \sqrt{\frac{2 R_{bt} b h_o^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \times 0.75 \times 250 \times 655^2}{56.25}} = 1691.2 mm > 2 h_o = 1310 mm$$

nên lấy $C = 2 h_o$

$\Rightarrow$ khả năng chịu cắt bé nhất của tiết diện nghiêng là

$$Q_{u\min} = \frac{M_b}{C} + q_{sw} C = \frac{2 R_{bt} b h_o^2}{2 h_o} + q_{sw} 2 h_o$$

Thay số

$$Q_{u\min} = R_{bt} b h_o + q_{sw} 2 h_o = 0.75 \times 250 \times 655 + 56.25 \times 2 \times 655 = 196500 N \geq 146.17 \times 10^3 N$$

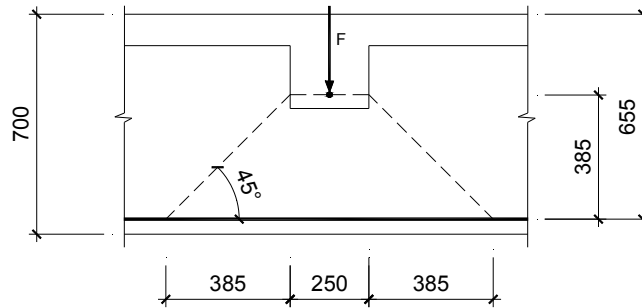
Vậy bê tông và cốt đai thiết kế đủ khả năng chịu cắt, không phải đặt cốt xiên.

Trong đoạn giữa dầm, do lực cắt bé nên đặt cốt đai theo cấu tạo

$$s_{ct} = \min\left(\frac{3h}{4}, 500mm\right) = \min\left(\frac{3 \times 700}{4}, 500mm\right) = 500mm, \text{ chọn } s = 300mm$$

5.4.3 Thiết kế cốt treo dầm CB (tính toán giật đứt dầm CB)

Dầm CB chịu tải trọng tập trung do dầm phụ truyền xuống cần tính toán kiểm tra giật đứt theo điều kiện:



$$F \left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right) \leq \sum R_{sw} A_{sw}$$

Trong đó:

$$\text{Lực giật đứt } F = G_D + P_D = 18.03 + 9 = 27.03 kN$$

Khoảng cách từ trọng tâm lực giật đứt đến trọng tâm cốt thép dọc $h_s = 655 - 270 = 385mm$ (tạm lấy chiều cao làm việc của dầm phụ bằng 270)

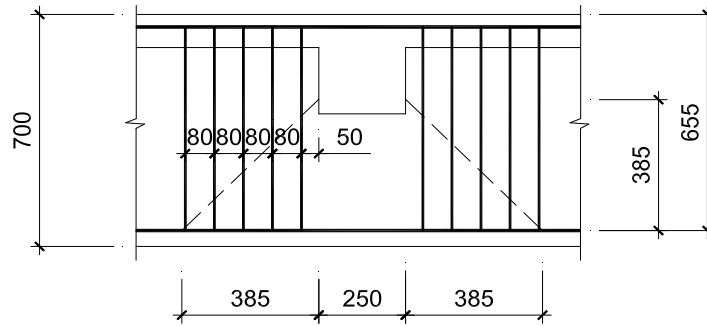
$$\text{Chiều cao làm việc của dầm CB } h_o = 655mm$$

$$\text{Thay số } \Rightarrow \sum R_{sw} A_{sw} \geq 27.03 \times 10^3 \left(1 - \frac{385}{655}\right) = 11142 N$$

$$\text{Diện tích cốt treo cần thiết } \sum A_{sw} \geq \frac{11142}{175} = 63.66 mm^2$$

Chọn treo dạng cốt đai $\phi 6$, hai nhánh có $A_{sw} = 56.5 mm^2$. Số lượng cốt treo cần thiết

đặt một bên dầm phụ là $\frac{63.66}{56.6} = 1.12$. Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo cốt treo chọn mỗi bên dầm phụ chọn 5 cái. Bố trí như hình vẽ dưới.



5.5 Thiết kế thép cho phần tử dầm 18

5.5.1 Thiết kế thép dọc

- Thiết kế thép dọc cho nhịp BA

Từ bảng tổ hợp nội lực phần tử dầm thấy không xuất hiện mô men dương tại nhịp dầm BA, do đó cốt thép nhịp dầm BA đặt theo cấu tạo

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% \geq \mu_{\min} = 0.1\% \Rightarrow A_s \geq 0.1\% \times 250 \times 370 = 92.5 \text{ mm}^2$$

Chọn $2\phi 12 (226.2 \text{ mm}^2)$ đặt thành một hàng

- Thiết kế thép dọc cho gối B, A

Tại gối A có $|M_{\min}| = 54.17 \text{ kNm}$ (mômen âm)

Tính theo tiết diện hình chữ nhật $b \times h = 250 \times 400$

Giả thiết $a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{54.17 \times 10^6}{8.5 \times 250 \times 365^2} = 0.21$$

Có $\alpha_m < \alpha_R = 0.439$ Thỏa mãn điều kiện hạn chế. Tính cốt thép đơn.

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0.23$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.23 \times 8.5 \times 250 \times 350}{280} = 610.93 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{610.93}{250 \times 350} \times 100\% = 0.7\% > \mu_{\min}$$

Chọn thép dọc $2\phi 20(628.3\text{mm}^2)$ đặt thành một hàng, phối hợp thép chịu mô men âm từ dầm CB. Kiểm tra chiều cao làm việc thực tế, khoảng hở thông thủy cốt thép dọc thấy thỏa mãn.

5.5.2 Thiết kế thép đai dầm

Đầu phải dầm (gối A) có $|Q_{\min}| = 44.82\text{kN}$

Chọn cốt đai $\phi 6$, hai nhánh

Bỏ qua ảnh hưởng của bản cánh

Cốt thép dọc $2\phi 20$ có chiều cao làm việc thực tế của dầm

$$h_o = h - (C + \frac{1}{2}\phi) = 400 - (35 + 10) = 355\text{mm}$$

Kiểm tra điều kiện đảm bảo khả năng chịu ứng suất nén chính

$$Q \leq 0.3 \times R_b \times b \times h_o$$

Thay số có $44.82 \times 10^3\text{N} < 0.3 \times 8.5 \times 250 \times 355 = 226312.5\text{N} \Rightarrow$ Thỏa mãn

Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông

$$Q \leq 0.75 R_{bt} \times b \times h_o$$

Thay số có $44.82 \times 10^3\text{N} < 0.75 \times 0.75 \times 250 \times 355 = 49921.8\text{N} \Rightarrow$ Không phải tính toán cốt đai, đặt cốt đai theo cấu tạo.

Trong đoạn đầu dầm dài $\frac{1}{4}$ nhịp dầm

$$s_{ct} = \min(\frac{h}{2}, 150\text{mm}) = \min(\frac{400}{2}, 150\text{mm}) = 150\text{mm}$$

Trong đoạn giữa dầm đặt cốt đai theo cấu tạo

$$s_{ct} = \min(\frac{3h}{4}, 500\text{mm}) = \min(\frac{3 \times 400}{4}, 500\text{mm}) = 300\text{mm}, \text{ chọn } s = 300\text{mm}$$

Tuy nhiên vì chiều dài dầm nhỏ nên đặt khoảng cách cốt đai $s = 150\text{mm}$ cho toàn bộ chiều dài dầm.

5.6 Thiết kế thép cho các tầng khác

Tiến hành các bước tính toán tương tự như trên ta lập được bảng kết quả tính toán thép cho dầm khung vị trí tầng 3 và tầng 5 như bảng 6.22, kết quả tính thép cho cột khung vị trí tầng 3 và tầng 5 như bảng 6.23.

Bảng 6.22. Kết quả tính thép cho dầm khung, vị trí tầng 3 và tầng 5

Vị trí	Phần tử dầm	Tiết diện	$A_s (mm^2)$ Tính toán	$\mu\%$	$A_s (mm^2)$ Chọn	A_{sw} Tính toán	A_{sw} Chọn
Tầng 3	32-33	Gối trái	1040.8	0.636	$2\phi 18 + 2\phi 20$ (1137.2mm ²)	$\phi 6s175$	s170
		Gối phải	882.4	0.539	$2\phi 18 + 2\phi 20$		
		Giữa nhịp	643.4	0.387	$2\phi 16 + 1\phi 18$ (656.6mm ²)	Cấu tạo	s300
	16	Gối trái	87.1	0.098	$2\phi 18$ (508.9mm ²)	Cấu tạo	s150
		Gối phải	273.2	0.308	$2\phi 18$		
		Giữa nhịp	65.5	0.071	$2\phi 14$ (307.9mm ²)	Cấu tạo	s150
Tầng 5	28-29	Gối trái	872.35	0.532	$2\phi 18 + 2\phi 16$ (919.1mm ²)	$\phi 6s175$	s170
		Gối phải	662.7	0.404	$2\phi 18 + 2\phi 16$		
		Giữa nhịp	644.8	0.388	$2\phi 16 + 1\phi 18$ (656.6mm ²)	Cấu tạo	s150
	14	Gối trái	-	-	$2\phi 18$ (402.1mm ²)	Cấu tạo	s150
		Gối phải	217	0.245	$2\phi 18$		
		Giữa nhịp	67.2	0.073	$2\phi 14$ (307.9mm ²)	Cấu tạo	s150

Bảng 6.23. Kết quả tính thép cho cột khung, vị trí tầng 3 và tầng 5

Vị trí	Phần tử cột	Tiết diện	$A_s = A'_s (mm^2)$ Tính toán	$\mu = \mu' \%$	$A_s (mm^2)$ Chọn
Tầng 3	3	Chân	333	0.293	$2\phi 18 (508.9 mm^2)$
	9	Chân	474	0.417	$2\phi 18 (508.9 mm^2)$
	21	Chân	-	-	$2\phi 16 (402.1 mm^2)$
Tầng 5	5	Chân	80	0.070	$2\phi 16 (402.1 mm^2)$
	11	Chân	132	0.116	$2\phi 16 (402.1 mm^2)$
	23	Chân	-	-	$2\phi 16 (402.1 mm^2)$

Cốt thép cột và dầm tầng mái được chọn giống như cốt thép cột và dầm tầng 5.

5.7 Cấu tạo một số nút khung

- Nút góc khung tầng mái (giao phân tử cột 12 và phần tử dầm 26)

Tổ hợp nội lực cho các phần tử này ta thấy nút khung chịu nén (nút đóng) vì mô men đầu dầm căng thép trên trong tất cả các tổ hợp. Vậy ta cấu tạo nút khung theo trường hợp nút khung đóng. Cấu tạo phụ thuộc vào độ lớn của tỷ số $\frac{e_o}{h}$ tại đầu cột.

Cặp nội lực có tỷ số $e_o = \frac{M}{N}$ lớn nhất là cặp thuộc tổ hợp cơ bản 1 có

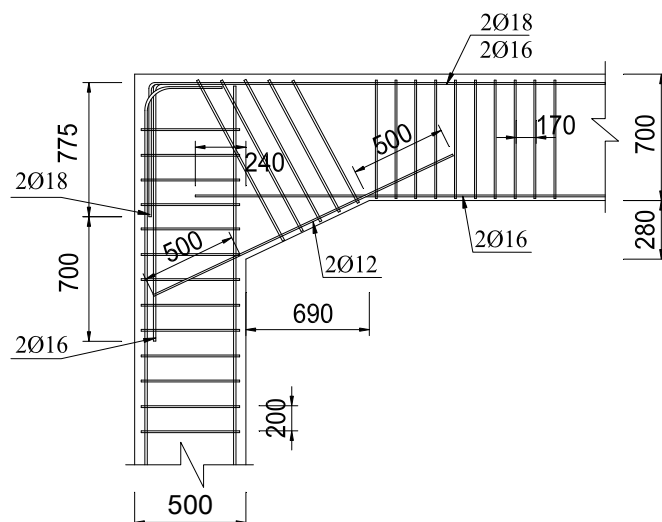
$$(M_{\max}, N_{tu}) = (63.17; 107.11) \Rightarrow e_o = 58.98 \text{ cm}. \text{ Tỷ số } \frac{e_o}{h} = \frac{58.98}{50} \approx 1.18 > 0.5, \text{ do đó cấu}$$

tạo nút như chỉ dẫn trên hình 5.10c hoặc 5.10d.

Chiều dài neo cốt thép từ dầm xuống trong trường hợp neo vào vùng kéo của cột

$$l_{an} = \left(\varpi_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d = \left(0.7 \times \frac{280}{8.5} + 20 \right) \times 18 = 775 \text{ mm} \text{ cho thanh } \phi 18. \text{ Ta có cấu tạo chi}$$

tiết nút khung góc tầng mái như hình dưới.



- Nút góc khung tầng mái (giao phân tử cột 24 và phần tử dầm 13)

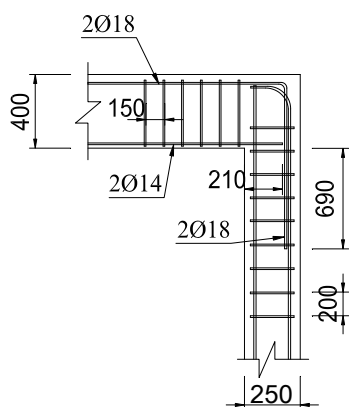
Cấu tạo theo trường hợp nút khung đóng. Tính $e_o = \frac{M}{N} = \frac{10.5 \times 10^2}{54.52} = 19.25 \text{ cm}$.

Tỷ số $\frac{e_o}{h} = \frac{19.25}{25} = 0.77 > 0.25$, do đó cấu tạo nút như chỉ dẫn trên hình 5.10a.

Chiều dài neo cốt thép từ dầm xuống trong trường hợp neo vào vùng kéo của cột

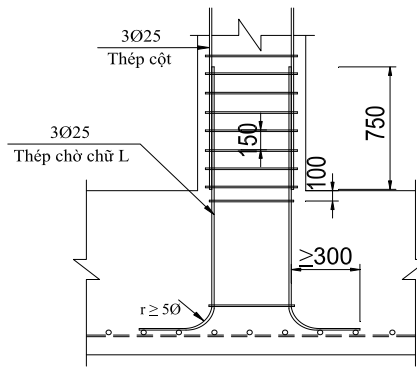
$$l_{an} = \left(\varpi_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d = \left(0.7 \times \frac{280}{8.5} + 20 \right) \times 16 \approx 690 \text{ mm}.$$

Ta có cấu tạo chi tiết nút khung góc tầng mái như hình dưới.



- Nút liên kết cột và móng (giao phân tử cột 7 và móng)

Cấu tạo như nút cứng, phù hợp với sơ đồ tính. Do mỗi phía cột chỉ có tối đa 3 thanh thép dọc nên nối cốt thép cột tại một vị trí.



6. Thể hiện bản vẽ

Bản vẽ cần thể hiện:

- Mặt bằng kết cấu công trình
 - Chi tiết mặt cắt dọc khung thiết kế
 - Chi tiết mặt cắt ngang các cấu kiện trong khung
 - Cấu tạo nút khung
 - Bảng thống kê thép
 - Ghi chú: cấp độ bền bê tông, mác thép, cường độ tính toán vật liệu, quy định nối buộc (hàn) thép dọc, chiều dài nối buộc (hàn). Các ghi chú riêng cần thiết.
- Bản vẽ phải đầy đủ kích thước, cao trình, trục định vị và đảm bảo độ đậm đặc cần thiết.

7. Phụ lục tính toán

- Số liệu đầu vào
- Số liệu đầu ra

Chương 7

PHÂN TÍCH KHUNG CÓ KẼ ĐẾN SỰ PHÂN PHỐI LẠI MÔ MEN

7.1 Giới thiệu

Khi phân tích tĩnh mô men các kết cấu siêu tĩnh chế tạo từ bê tông cốt thép như dầm liên tục, khung thường phân tích bằng phương pháp đàn hồi tuyến tính. Sự kết hợp của nhiều loại tải trọng tác dụng có thể dẫn đến một giá trị mô men âm hoặc dương cực đại tại một hoặc một vài tiết diện nào đó. Tại các tiết diện này cốt thép dọc được thiết kế theo trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực. Đối với một cấu kiện chịu uốn, khi tải trọng ngoài gây ra mô men uốn tại một tiết diện vượt quá khả năng chịu mô men lớn nhất của tiết diện đó thì cấu kiện không sụp đổ ngay. Tại tiết diện đó sẽ bắt đầu sự xoay ở một giá trị mô men hầu như không đổi. Tiết diện này hình thành khớp dẻo. Khi tăng tải trọng nữa lên, tải trọng sẽ được truyền qua tiết diện khác để hình thành một khớp dẻo mới. Quá trình này tiếp tục cho đến khi khớp dẻo xuất hiện đủ để hình thành một cơ cấu bị sụp đổ. Sự truyền tải trọng sau khi hình thành khớp dẻo đầu tiên tại tiết diện có mô men lớn nhất cho đến khi cấu kiện bị sụp đổ gọi là sự phân phối lại mô men. Như vậy thuật ngữ: phân phối lại mô men dùng để mô tả ứng xử của một cấu kiện siêu tĩnh bằng bê tông cốt thép sau khi sự chảy dẻo đầu tiên xảy ra tại tiết diện nào đó.

Mục đích của phân phối lại mô men là:

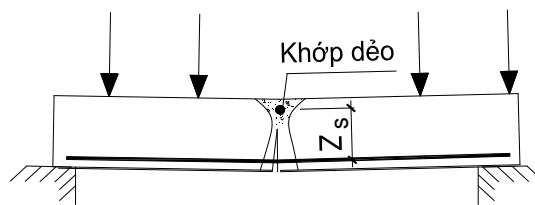
- 1) Giảm giá trị tuyệt đối của mô men lớn nhất, thường là mô men âm ở gối và làm tăng mô men trong vùng mô men chưa đạt tới trạng thái giới hạn chảy, thường là mô men dương ở nhịp. Do đó làm cho sự phân bố mô men đồng đều hơn dọc theo trục cấu kiện.
- 2) Tránh được lượng cốt thép quá nhiều trong vùng mô men âm gần nút khung, gây khó khăn cho việc bố trí và thi công.
- 3) Tận dụng được hết khả năng chịu mô men dương tại tiết diện gần sát với cột, nơi có mô men âm lớn. Nghĩa là thiết kế khi xem xét sự phân phối lại mô men dẫn đến khả năng chịu tải thực của cấu kiện cao hơn khi chỉ xem xét phân tích đàn hồi.

7.2 Khớp dẻo

7.2.1 Sự hình thành và đặc điểm của khớp dẻo

Những nghiên cứu thực nghiệm đầu tiên liên quan đến sự hình thành khớp dẻo và sự phân phối lại mô men trong dầm bê tông cốt thép liên tục được Mattock [25] công bố năm 1959. Trong các tài liệu [6,7,32] các tác giả đã trình bày chi tiết sự hình thành và đặc điểm của khớp dẻo trong cấu kiện chịu uốn bằng bê tông cốt thép. Trong mục này chỉ nhắc lại một số khái niệm cơ bản.

Khi bê tông bị nứt, tải trọng đủ lớn làm cho cốt thép chịu kéo bị chảy dẻo, tiết diện hai bên vết nứt có thể xoay một góc hữu hạn nào đó quanh bê tông vùng nén ta nói khớp dẻo đã hình thành (hình 7.1). Khớp dẻo là liên kết khớp có thể chịu được một mô men không đổi do trong cốt thép biến dạng dẻo vẫn tồn tại giá trị ứng suất không đổi. Kết quả dẫn tới sự phân phối lại nội lực giữa các tiết diện trong một kết cấu bê tông cốt thép trong khi điều kiện cân bằng tĩnh học vẫn phải đảm bảo.



Hình 7.1. Minh họa khớp dẻo trong dầm

Sau khi khớp dẻo xuất hiện, cánh tay đòn nội lực Z_s tăng không đáng kể và coi như không đổi khi tải trọng tác dụng vẫn tăng. Lúc này mô men tại khớp dẻo xác định bằng công thức (7.1)

$$M_{kd} = R_s A_s Z_s = \text{const.} \quad (7.1)$$

Như vậy có thể thấy mô men tại khớp dẻo M_{kd} phụ thuộc vào giới hạn chảy và diện tích của cốt thép chịu kéo.

7.2.2 Điều kiện hình thành khớp dẻo trong kết cấu bê tông cốt thép

Khớp dẻo hình thành liên quan mật thiết đến sự chảy dẻo của cốt thép chịu kéo và biến dạng đàn-dẻo của bê tông chịu nén. Do vậy điều kiện để tạo thành khớp dẻo trong kết cấu bê tông cốt thép như sau:

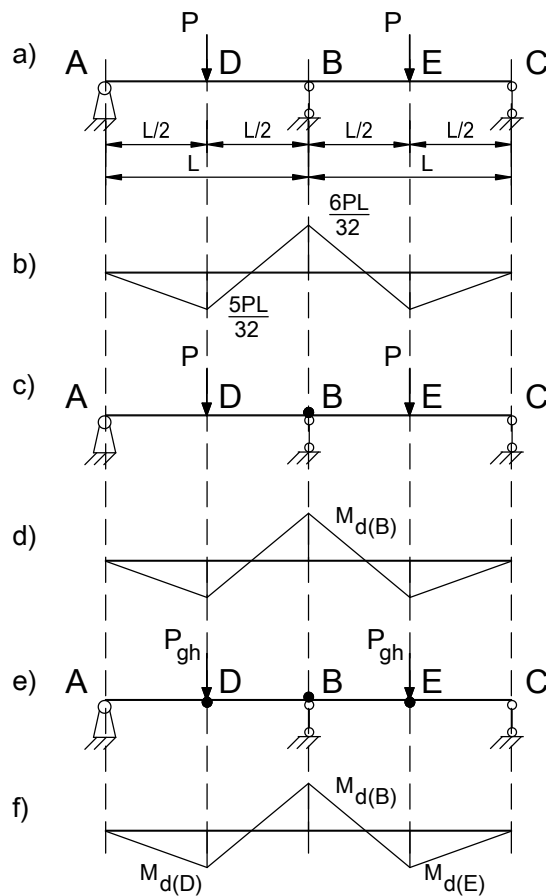
- Cốt thép là cốt thép dẻo, có thêm chảy rõ ràng

- Bê tông chịu nén không bị phá hoại trước khi cốt thép chịu kéo đạt giới hạn chảy. Do đó lượng cốt thép chịu kéo phải nhỏ hơn lượng cốt thép tối đa ứng với cấp độ bền và loại thép được dùng, nghĩa là $\mu \leq \mu_{\max}$
- Kết cấu không bị phá hoại bởi lực cắt.

7.3 Phân phối lại mô men trong dầm

7.3.1 Lý thuyết phân phối lại mô men

Để hiểu rõ phương pháp phân phối lại mô men trong dầm khi xuất hiện khớp dẻo, ta xét dầm bê tông cốt thép liên tục 2 nhịp chịu tải trọng tập trung như hình 7.2. Để đơn giản cho việc phân tích, ta đưa ra một vài giả thiết sau:



Hình 7.2. Khớp dẻo và mô men trong dầm liên tục hai nhịp

- a) Sơ đồ tải trọng; b) Biểu đồ mô men uốn tính theo sơ đồ đàn hồi; c) Khớp dẻo hình thành đầu tiên tại gối B; d) Biểu đồ mô men uốn lúc hình thành khớp dẻo đầu tiên;

e) Khớp dèo xuất hiện đầy đủ trên dầm, hình thành cơ cấu sụp đổ; f) Biểu đồ mô men uốn ngay trước khi dầm sụp đổ.

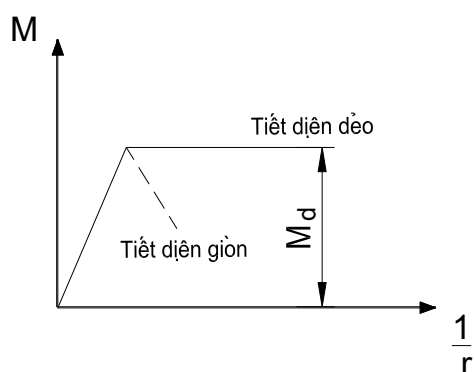
a) Cốt thép chịu kéo tại gối B đủ chịu mô men dèo âm bằng $M_{d(B)}$, cốt thép tại nhịp D và E đủ chịu mô men dèo dương bằng $M_{d(D(E))}$

b) Dầm không xảy ra phá hoại cắt

c) Đường cong quan hệ mô men-độ cong cho tiết diện dèo được lý tưởng thành 2 đoạn như hình 7.3.

d) Tất cả các tiết diện của dầm có độ cứng chống uốn bằng nhau cho đến khi mô men dèo đạt được và không đổi khi độ cong của dầm tăng lên

e) Trọng lượng bản thân dầm được bỏ qua.



Hình 7.3. Lý tưởng hóa quan hệ mô men-độ cong

Khi tải trọng P tăng lên, vì mô men gối B luôn có giá trị tuyệt đối lớn hơn nhịp D và E nên tiết diện tại gối B sẽ đạt mô men chảy dèo trước và khớp dèo sẽ hình thành tại gối B trước, xem hình 7.2 c. Mô men uốn tại tiết diện D và E có thể vẫn tăng miễn là khớp dèo tại gối B phải có khả năng xoay tương xứng. Dầm có thể chịu thêm được tải trọng $P_{gh} > P$ ngay khi gối B bị chảy dèo cho đến khi tiết diện D và E đạt mô men chảy dèo như hình 7.2 e. Nếu thiết kế tiết diện B phá hoại giòn, mô men uốn sẽ không tăng nữa mà giảm nhanh như minh họa trên hình 7.3, dầm bị phá hoại đột ngột. Dầm không có khả năng chịu thêm tải trọng. Như vậy nếu thiết kế dầm theo trường hợp phá hoại dèo thì khả năng mang tải cao hơn. Lưu ý rằng, điều kiện cân bằng tĩnh học luôn phải thỏa mãn cho tất cả các giai đoạn làm việc của dầm. Nghĩa là, trong suốt giai đoạn đàn hồi, phương trình sau luôn thỏa mãn:

$$M_{D(E)} + \frac{1}{2} M_B = \frac{PL}{4} \quad (7.2)$$

Trong giai đoạn này ta thấy tỷ lệ $\frac{M_B}{M_{D(E)}} = 1.2$ luôn được duy trì.

Với tải trọng tăng lên, gối B hình thành khớp dẻo, ta có giai đoạn phân phối lại mô men vì mô men sẽ được truyền sang tiết diện khác. Mô men $M_{D(E)}$ tại D và E tăng trong khi mô men M_B tại B không tăng nữa (hình 7.4). Do đó tỷ lệ $\frac{M_B}{M_{D(E)}}$ không bằng

1.2 trong giai đoạn phân phối lại mô men nhưng điều kiện cân bằng tĩnh học vẫn phải thỏa mãn:

$$M_{d(D(E))} + \frac{1}{2}M_{d(B)} = \frac{PL}{4} \quad (7.3)$$

Mô men sau khi phân phối tại gối B:

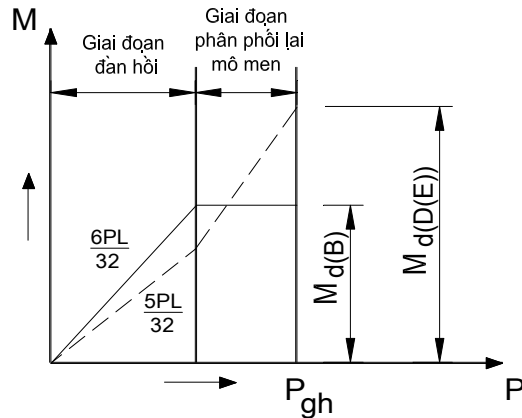
$$M_{d(B)} = \frac{6PL}{32} - \Delta M \quad (7.4)$$

Trong đó: ΔM là lượng mô men âm được phân phối (giảm đi) tại gối B.

Trong khi đó tại nhịp, từ điều kiện (7.3) suy ra mô men sau khi phân phối tại nhịp D và E:

$$M_{d(D(E))} = \frac{5PL}{32} + \frac{1}{2}\Delta M \quad (7.5)$$

Hai phương trình (7.4) và (7.5) chỉ ra rằng nếu chúng ta giảm một lượng mô men ΔM trên gối thì phải thêm một lượng mô men bằng $\frac{1}{2}\Delta M$ vào nhịp để thỏa mãn phương trình (7.3). Lượng mô men ΔM giảm trên gối tùy thuộc vào khả năng xoay của tiết diện B. Ngoài ra, cần phải lưu ý đến bề rộng khe nứt, độ võng của tiết diện cần thỏa mãn trạng thái giới hạn thứ 2.



Hình 7.4. Sự biến đổi mô men uốn khi tải trọng tăng

Tóm lại, việc lựa chọn biểu đồ mô men uốn sau khi phân phối lại mô men hoàn toàn có thể tự do, miễn là phải thỏa mãn một số điều sau:

- 1) Điều kiện cân bằng tĩnh học nội lực và ngoại lực
- 2) Tiết diện dẽo cần phải có đủ khả năng xoay tương xứng
- 3) Sự phát triển khe nứt và độ võng không được vượt quá yêu cầu về điều kiện sử dụng bình thường của kết cấu (trạng thái giới hạn thứ 2).

Cần lưu ý việc phân phối lại mô men cũng có thể bắt đầu từ tiết diện nhịp (mô men dương). Sự phân phối lại mô men có thể hoàn toàn (số lượng khớp dẽo xuất hiện đủ), có thể không hoàn toàn (số lượng khớp dẽo xuất hiện không đủ) phụ thuộc nhiều vào khả năng xoay của tiết diện chảy dẽo. Thông thường, tiết diện chảy dẽo đầu tiên trong dầm bê tông cốt thép không đủ khả năng xoay để cho tất cả các tiết diện khác đạt được mô men dẽo. Do đó các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép khác nhau trên thế giới hạn chế không cho phép phân phối lại mô men hoàn toàn. Những quy định của các tiêu chuẩn này được bàn trong mục tiếp theo.

7.3.2 Chỉ dẫn phân phối lại mô men theo một số tiêu chuẩn thiết kế trên thế giới

7.3.2.1 Tiêu chuẩn Mỹ ACI318-08 [17]

Mục 8.4 trong tiêu chuẩn Mỹ cho phép giảm mô men tính toán bằng phương pháp phân tích đàn hồi ở các vị trí tiết diện có mô men âm hoặc mô men dương trong cấu kiện chịu uốn liên tục (không bao gồm bản sàn làm việc hai phương) như sau:

-Giá trị mô men lớn nhất ở gối hoặc giữa nhịp được tăng hoặc giảm không được vượt quá $1000\varepsilon_r(\%)$ đồng thời không vượt quá 20%

- Sự phân phối mô men chỉ được thực hiện khi $\varepsilon_t \geq 0.0075$ tại vị trí tiết diện được giảm, ở đây ε_t là biến dạng kéo thực của lớp cốt thép gần mặt chịu kéo nhất của cầu kiện
- Mô men sau khi phân phối được dùng để tính toán sự phân bố mô men trong các tiết diện khác trong nhịp. Đối với mỗi trường hợp tải trọng, cân bằng tĩnh phải được duy trì sau khi phân phối lại mô men.

7.3.2.2 Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 2-1992 [20]

Mục 5.5 và 5.6 trong tiêu chuẩn châu Âu đưa ra các quy định khi phân tích đàn hồi tuyến tính có kể đến phân bố lại nội lực và khi phân tích dẻo các cầu kiện chịu uốn (dầm, bản sàn) như sau:

- Mô men tại trạng thái giới hạn về độ bền xác định từ phân tích đàn hồi tuyến tính có thể được phân bố lại miễn là thỏa mãn sự cân bằng với tải trọng tác dụng
- Các tiết diện tới hạn phải đủ dẻo để hình thành cơ cấu đã dự tính. Trong vùng có khớp

dẻo, tỷ lệ chiều cao vùng nén với chiều cao làm việc thỏa mãn $\frac{x_u}{d} \leq 0.45$ với bê có cấp

độ bền nhỏ hơn hoặc bằng C50/60, và $\frac{x_u}{d} \leq 0.35$ với bê tông có cấp độ bền lớn hơn

hoặc bằng C55/67

- Eurocode 2 không đưa ra cụ thể % giá trị mô men được phân phối lại, nhưng đưa ra chỉ dẫn với các hệ số lấy theo tùy từng quốc gia như sau:

$$\delta \geq k_1 + \frac{k_2 x_u}{d} \quad \text{với bê tông có cấp độ bền nhỏ hơn hoặc bằng C50/60}$$

$$\delta \geq k_3 + \frac{k_4 x_u}{d} \quad \text{với bê tông có cấp độ bền lớn hơn C50/60}$$

$\delta \geq k_5$ hoặc k_6 tùy thuộc vào đặc tính cơ học của cốt thép, cho trong phụ lục C của tiêu chuẩn này

Trong đó các giá trị kiến nghị $k_1, k_2, k_3, k_4, k_5, k_6$ lấy như sau: $k_1 = 0.44$; $k_2 = k_4 = 1.25(0.6 + \frac{0.0014}{\varepsilon_{cu2}})$; $k_3 = 0.54$; $k_5 = 0.7$; $k_6 = 0.8$ và $\varepsilon_{cu2} = 0.35\%$ với bê tông có

cấp độ bền nhỏ hơn hoặc bằng C50/60; $\varepsilon_{cu2}(\%) = 0.26 + 0.35 \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4$ với bê tông có cấp độ bền lớn hơn C50/60.

δ là tỷ lệ mô men sau khi phân phối lại so với mô men uốn từ phân tích đàn hồi.

-Sự phân bố lại mô men không được thực hiện khi không thể xác định một cách tin cậy được khả năng xoay dẻo của tiết diện. Góc xoay dẻo θ_s phải nhỏ hơn hoặc bằng góc xoay dẻo cho phép $\theta_{pl,d}$ quy định trong tiêu chuẩn.

7.3.2.3 Tiêu chuẩn Anh BS8110-1:1997 [18]

Mục 4.2.3 trong tiêu chuẩn Anh quy định đối với một kết cấu mà mô men được tính toán từ phân tích đàn hồi, khi thiết kế theo trạng thái giới hạn độ bền thì cho phép phân phối lại mô men nếu thỏa mãn các điều kiện sau:

-Cân bằng nội và ngoại lực phải được duy trì dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng giới hạn tương ứng

-Mô men thiết kế lớn nhất trong vùng mô men âm và dương lấy ra từ biểu đồ bao mô men được giảm đi không quá 20%

-Tại những vị trí mô men thiết kế được giảm, chiều cao trục trung hòa x phải được kiểm tra theo điều kiện $x \leq (\beta_b - 0.5)d$

Ở đây β_b là tỷ lệ giữa mô men tại tiết diện sau khi phân phối lại và mô men đàn hồi lớn nhất tại tiết diện đó.

Điều kiện này nhằm giới hạn sự phân phối mô men trong các cấu kiện không có ứng suất kéo khi uốn hoặc có ứng suất kéo khi uốn nhưng chưa nhìn thấy khe nứt.

-Đối với kết cấu nhà khung giữ ổn định ngang từ bốn tầng trở lên, chỉ được giảm mô men thiết kế lớn nhất tối đa 10%.

7.3.2.4 Tiêu chuẩn Úc AS3600:2009 [15]

Mục 6.2.7 trong tiêu chuẩn Úc đưa ra các yêu cầu đối với một cấu kiện bê tông cốt thép thường và bê tông cốt thép ứng suất trước được thiết kế có xem xét sự phân phối lại mô men như sau:

-Các cốt thép dọc chịu lực phải có độ dẻo như quy định trong tiêu chuẩn

-Mô men trước khi phân phối phải được xác định theo phân tích đàn hồi

-Tham số trục trung hòa k_u , tỷ lệ giữa chiều cao vùng bê tông chịu nén và chiều cao làm việc, được sử dụng gián tiếp để đánh giá độ dẻo của cấu kiện. Nếu $k_u \leq 0.2$ trong tất cả các vùng mô men lớn thì sự phân phối lại mô men không vượt quá 30%. Nếu $k_u > 0.2$ ở một trong các vùng có mô men lớn nhưng thỏa mãn $k_u \leq 0.4$ thì sự phân phối lại mô men không vượt quá $75(0.4 - k_u)\%$. Nếu $k_u > 0.4$ ở bất kỳ các vùng có mô men lớn thì không cho phép phân phối lại mô men

-Điều kiện cân bằng tĩnh sau khi phân phối lại mô men phải thỏa mãn.

AS3600-2009 cũng yêu cầu cần phải kiểm tra thêm các độ dè và khả năng phá hoại cắt của cầu kiện.

7.3.2.5 Tiêu chuẩn Việt nam TCVN 5574:2012 [10] và TCVN 198:1997 [11]

Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 không đưa ra chỉ dẫn cho việc phân phối lại mô men khi thiết kế kết cấu bê tông theo phương pháp cân bằng giới hạn. Tuy nhiên, mục 4.4.9 trong TCVN 5574:2012 đưa ra một nguyên tắc chung khi tính toán kết cấu phẳng có kể đến tính phi tuyến của bê tông cốt thép: đối với kết cấu bê tông cốt thép có thể chịu được biến dạng dẻo nhỏ, cho phép xác định khả năng chịu lực của chúng bằng phương pháp cân bằng giới hạn.

Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 198:1997 mục 2.6.2 cho rằng khi tính toán nội lực trong kết cấu, các cấu kiện dầm có thể được điều chỉnh theo quy luật liên quan đến sự phân bố lại nội lực do biến dạng dẻo. Mục 3.2 trong tiêu chuẩn này chỉ dẫn rằng: đối với kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối, khi tính toán với trường hợp tải trọng thẳng đứng, mô men các dầm được điều chỉnh thể hiện sự phân phối lại nội lực do biến dạng dẻo gây ra. Hệ số điều chỉnh có thể lấy trong khoảng từ 0.8–0.9.

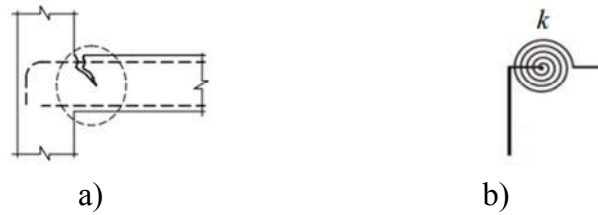
Như vậy có thể thấy rằng trong dầm liên tục bằng bê tông cốt thép, tiêu chuẩn ACI318-08 đưa ra một giới hạn cho phép phân phối lại mô men (20%) là nhỏ nhất so với các tiêu chuẩn còn lại. Chỉ tiêu chuẩn BS8110-1:1997 và TCVN 198:1997 đưa ra giới hạn phân phối lại mô men cho khung bê tông cốt thép, khoảng 10–20%.

T. Paulay [31] đề nghị mô men phân phối lại trong cột không nên thay đổi quá $\pm 15\%$ giá trị mô men lớn nhất từ phân tích từ đàn hồi trong bất kỳ tổ hợp tải trọng nào, và độ dè yêu cầu của khung không thay đổi khi mô men được phân phối lại.

7.3.3 Thực hành thiết kế khung bê tông cốt thép có kể đến sự phân phối lại mô men trong dầm

Như đã trình bày ở trên, khi mô men đủ lớn (tải trọng đủ lớn) thì bê tông vùng kéo của cầu kiện sẽ bị nứt, cốt thép vùng kéo bị chảy dẻo, khớp dẻo bắt đầu được hình thành. Đối với một cầu kiện dầm trong khung bê tông cốt thép toàn khối, mô men âm ở hai đầu dầm thường lớn hơn mô men dương ở nhịp nên khớp dẻo xuất hiện trước tiên ở các vị trí đầu dầm. Độ cứng chịu mô men uốn của khớp dẻo được biểu thị thông qua hằng số lò xo k như trên hình 7.5. Hằng số này thể hiện khả năng chịu mô men và góc xoay của tiến diện, phụ thuộc vào kích thước mặt cắt ngang, đặc tính cơ học của vật

liệu thép và bê tông, hàm lượng cốt thép chịu kéo và nén trong tiết diện, và độ lớn của mô men uốn tác dụng



Hình 7.5. a) Khớp dẻo tại đầu dầm trong khung;

b) Hằng số k , biểu thị khả năng xoay và chịu mô men của

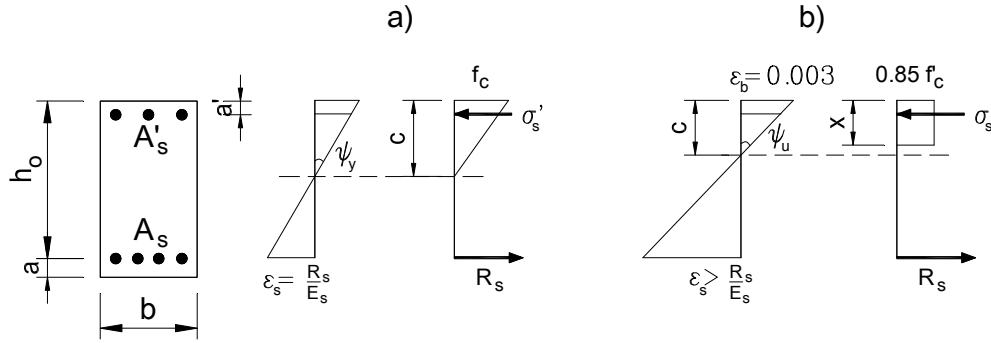
khớp dẻo

Hằng số k biến đổi trong khoảng $[0, \infty]$, $k=0$ nếu coi liên kết dầm-cột là liên kết khớp, nghĩa là liên kết không cản trở chuyển vị xoay; $k = \infty$ nếu coi liên kết dầm-cột là cứng tuyệt đối. Với khung bê tông cốt thép đồ toàn khối, liên kết dầm-cột có một độ cứng k nào đó. Trong trường hợp này ta nói liên kết dầm-cột được giải phóng một phần hay kết cấu được liên kết một phần. Việc phân tích khung bê tông cốt thép toàn khối với liên kết dầm-cột không cứng hoàn toàn thông qua hằng số k phản ánh sự làm việc thực của kết cấu hơn so với việc phân tích khung đàn hồi.

7.3.3.1 Xác định hằng số lò xo k

Để xác định hằng số k ta xem quan hệ mô men-độ cong tại tiết diện được lý tưởng hóa thành hai đoạn thẳng như hình 7.3[28]. Hằng số k sẽ được xác định cho trường hợp tiết diện đặt cốt đơn và cốt kép.

Trường hợp tổng quát, tiết diện đặt cốt kép, ta xem xét quan hệ mô men-độ cong khi cốt thép chịu kéo chảy dẻo trước và thớ bê tông chịu nén ngoài cùng đạt biến dạng cực hạn $\varepsilon_b = \varepsilon_u = 0.003$. Hình 7.6 biểu diễn sơ đồ ứng suất và biến dạng của tiết diện chịu uốn chữ nhật đặt cốt kép khi cốt thép bắt đầu chảy dẻo và khi biến dạng bê tông vùng nén đạt cực hạn [28]



Hình 7.6. Nội lực trong dầm chịu uốn chữ nhật đặt cốt kép

a) Khi cốt thép bắt đầu chảy

b) Khi biến dạng bê tông vùng nén đạt cực hạn (trạng thái giới hạn)

Hình 7.6a được thiết lập với giả thiết quan hệ ứng suất-biến dạng của bê tông là tuyến tính nếu khi cốt thép bắt đầu chảy dẻo, ứng suất nén trong thớ bê tông ngoài cùng không vượt quá $0.7f_c'$, với f_c' là cường độ chịu nén đặc trưng của mẫu trụ tròn. Giả thiết này được xem là phù hợp khi cấu kiện làm việc dưới tác dụng của tải trọng sử dụng. Như vậy biểu đồ ứng suất của bê tông trong vùng nén có dạng hình tam giác. Nếu ứng suất nén trong thớ bê tông ngoài cùng lớn hơn $0.7f_c'$ thì cần thiết sử dụng quan hệ đường cong ứng suất-biến dạng cho bê tông để xác định vị trí trục trung hòa. Độ cong của tiết diện lúc cốt thép bắt đầu chảy dẻo ψ_y xác định bằng công thức (7.6)

$$\psi_y = \frac{\frac{R_s}{E_s}}{h_o(1-\xi)} \quad (7.6)$$

$$\text{Trong đó} \quad \xi = \left[(\mu + \mu')^2 n^2 + 2(\mu + \mu' \frac{a'}{h_o})n \right]^{1/2} - (\mu + \mu')n \quad (7.7)$$

μ, μ' lần lượt là hàm lượng cốt thép dọc chịu kéo và chịu nén

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

Độ cong của tiết diện lúc thớ bê tông vùng nén đạt biến dạng cực hạn $\epsilon_b = \epsilon_u = 0.003$ xác định bằng công thức (7.8)

$$\psi_u = \frac{\epsilon_u}{c} = \frac{0.003}{c} \quad (7.8)$$

Trong đó: c là chiều cao bê tông vùng nén chưa quy đổi
 Nếu cốt thép dọc chịu nén chảy dẻo thì xác định ψ_u theo công thức (7.9)

$$\frac{\psi_u}{\psi_y} = \frac{0.85\beta_1 E_s \varepsilon_u f_c'}{R_s'(\mu - \mu')} \left\{ 1 + (\mu + \mu')n - \left[(\mu + \mu')^2 n^2 + 2\left(\mu + \frac{\mu' a'}{h_o}\right)n \right]^{1/2} \right\} \quad (7.9)$$

Nếu cốt thép dọc chịu nén không chảy dẻo thì ứng suất σ_s' xác định theo công thức (7.10)

$$\sigma_s' = \varepsilon_s' E_s = 0.003 \frac{x - \beta_1 a'}{x} E_s \quad (7.10)$$

Trong đó x là chiều cao vùng nén đã quy đổi

$$\beta_1 = 0.85$$

Khi đó chiều cao vùng nén x xác định theo (7.11)

$$x = \frac{R_s A_s - \sigma_s' A_s'}{0.85 f_c' b}$$

(7.11)

Kết hợp (7.10) và (7.11) được phương trình bậc hai xác định x

$$\frac{1}{2} \left(\frac{x}{h_o} \right)^2 + \frac{x}{h_o} \left(\frac{\mu' \varepsilon_u E_s - \mu R_s}{1.7 f_c'} \right) - \frac{\mu' \varepsilon_u E_s \beta_1 a'}{1.7 f_c' h_o} = 0 \quad (7.12)$$

Thay $c = \frac{x}{\beta_1}$ vào phương trình (7.8) ta xác định được độ cong ψ_u

Khi đó tỷ số $\frac{\psi_u}{\psi_y}$ cho trường hợp cốt thép chịu nén chưa chảy dẻo tính theo công thức

(7.13)

$$\frac{\psi_u}{\psi_y} = \frac{\beta_1 E_s \varepsilon_u}{R_s} \frac{1 + (\mu + \mu')n - \left[(\mu + \mu')^2 n^2 + 2\left(\mu + \frac{\mu' a'}{h_o}\right)n \right]^{1/2}}{\left[\left(\frac{\mu \varepsilon_u E_s - \mu R_s}{1.7 f_c'} \right)^2 + \frac{\mu' \varepsilon_u E_s \beta_1 a'}{0.85 f_c' h_o} \right]^{1/2} - \frac{\mu' \varepsilon_u E_s - \mu R_s}{1.7 f_c'}} \quad (7.13)$$

Tỷ số $\frac{\psi_u}{\psi_y}$ biểu thị độ dẻo theo độ cong của tiết diện. Các phương trình (7.9) và (7.13)

có thể dùng để xác định chỉ số độ dẻo cho tiết diện chịu uốn chữ nhật đặt cốt kép.

Trong trường hợp chỉ đặt cốt đơn, thay $\mu' = 0$ vào (7.9) và (7.13) ta xác định được độ dẽo của cầu kiện chữ nhật chịu uốn đặt cốt đơn.

Hằng số lò xo k kể đến liên kết một phần giữa dầm-cột xác định theo phương trình (7.14).

$$k = \frac{M_u}{\psi_y} \quad (7.14)$$

Trong đó M_u là mô men uốn giới hạn mà tiết diện chịu được, tính theo công thức:

$$\text{Trường hợp cốt đơn: } M_u = R_s A_s \left(h_o - \frac{x}{2} \right)$$

Trường hợp cốt kép $M_u = 0.85 f_c' b x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) + R_s' A_s' (h_o - a')$, nếu cốt thép chịu nén không chảy dẻo thì thay R_s' bằng σ_s' xác định từ phương trình (7.10)

7.3.3.2 Trình tự phân tích khung có kể đến sự phân phối lại mô men

Từ các quy định trong các tiêu chuẩn được trích dẫn trong mục 7.3.2, một thủ tục đơn giản để phân tích khung toàn khối bê tông cốt thép có kể đến sự phân phối lại mô men (liên kết dầm-cột một phần) như sau:

- Bước 1. Phân tích đàn hồi khung
- Bước 2. Thiết kế và kiểm tra cốt thép, tiết diện với các giá trị mô men từ phân tích đàn hồi. Chọn vị trí tiết diện đầu dầm để bắt đầu tiến hành phân phối lại mô men
- Bước 3. Xác định mô men giới hạn M_u , độ cong (góc xoay) ψ_u, ψ_y tiết diện chịu được với lượng cốt thép vừa tính được
- Bước 4. Xác định hằng số lò xo k
- Bước 5. Phân tích lại khung có các liên kết dầm-cột được giải phóng một phần, bằng cách gán hằng số lò xo cho các đầu dầm
- Bước 6. Kiểm tra giá trị mô men sau khi phân phối lại M_{re} thỏa mãn bất phương trình:

$$\beta = \frac{M_{el} - M_{re}}{M_{el}} \times 100 \leq 20\% \quad (7.15)$$

$$\text{và } \frac{c}{h_o} \leq 0.45 \quad (7.16)$$

Trong đó: M_{el} là mô men từ phân tích đàn hồi

- Bước 7. Kiểm tra bề rộng vết nứt và độ võng của dầm (nếu cần)

Các bước 2 đến bước 6 có thể lặp lại đến khi bất phương trình (7.15) đạt dấu " $=$ " đồng thời bất phương trình (7.16) thỏa mãn.

7.4 Ví dụ tính toán

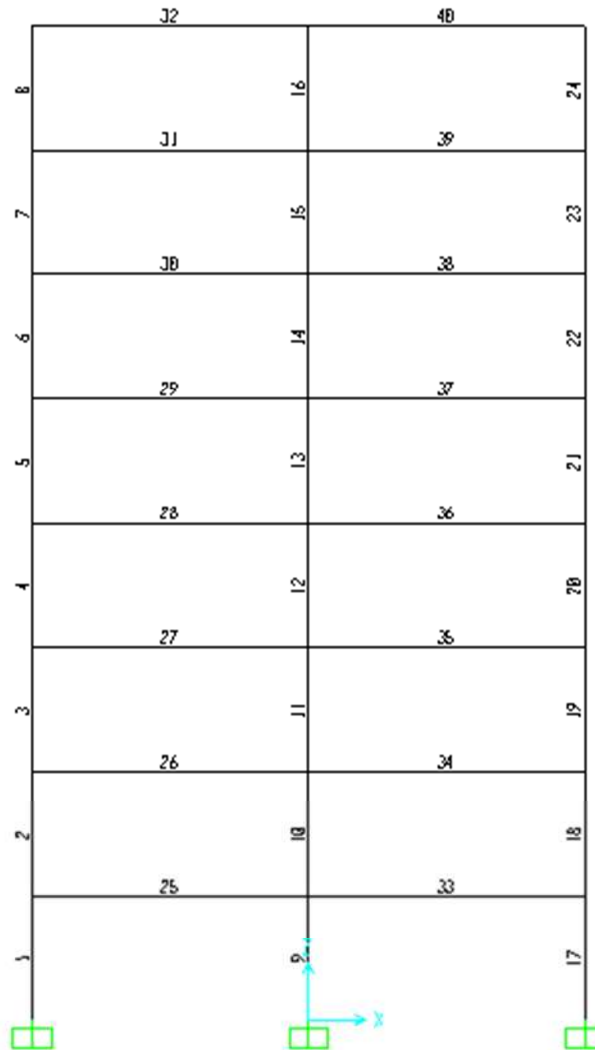
Cho khung bê tông cốt thép tám tầng, mỗi tầng cao 3,6m, hai nhịp, mỗi nhịp dài 8m (công trình Nhà điều dưỡng, quận Đồ Sơn, thành phố Hải Phòng). Tiết diện dầm là $b \times h = 25 \times 65 \text{ cm}$. Tiết diện cột vuông, cạnh $a = 70 \text{ cm}$. Bê tông cấp độ bền B25, có $f'_c = 20 \text{ MPa}$, $E_b = 30 \times 10^3 \text{ MPa}$. Cốt thép chịu lực nhóm CII, có $R_s = 308 \text{ MPa}$. Tĩnh tải tác dụng lên dầm các tầng là như nhau bằng 36 kN/m (chưa kể trọng lượng bản thân cấu kiện), hoạt tải tác dụng lên dầm các tầng là như nhau bằng 11 kN/m . Tải trọng gió phân bố đều, tác dụng từ mặt ngàm đến đỉnh khung. Áp lực gió tiêu chuẩn ở Quận Đồ Sơn (khu vực IVB) là $W_o = 155 \text{ kG/m}^2$. Yêu cầu phân tích khung có giải phóng một phần liên kết ở đầu dầm và phân phối lại mô men tại một số tiết diện của dầm khi dầm hình thành khớp dẻo.

Trình tự các bước làm như sau:

Xét trường hợp một đầu dầm xuất hiện khớp dẻo

- Bước 1: Phân tích đàn hồi khung

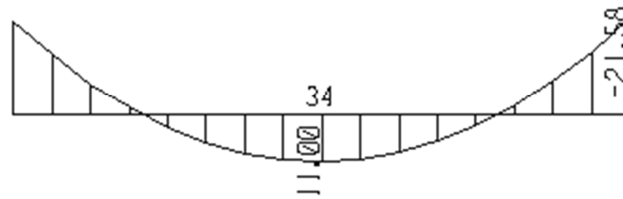
Dựng mô hình khung trên phần mềm SAP 2000 như hình 7.1.



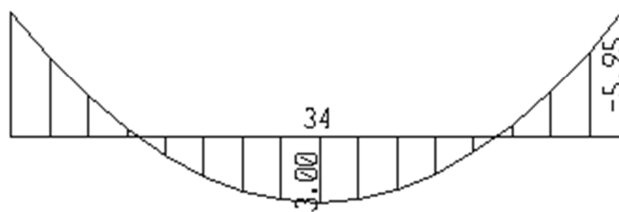
Hình 7.7. Khung 2 nhịp 8 tầng

Phân tích khung bằng phần mềm SAP 2000 v10.0.1. Tác giả tính toán cho dầm tầng 2 (phần tử 34) như trên hình 7.1. Biểu đồ mô men của dầm (phần tử 34) như trên hình 7.2.

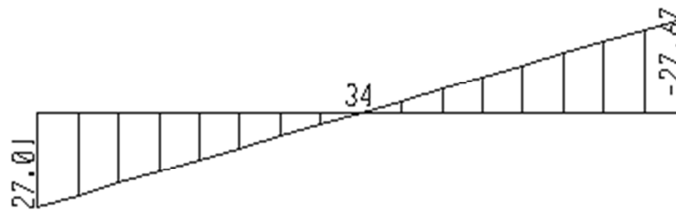
(a)



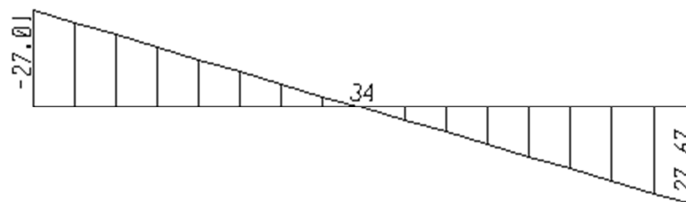
(b)



(c)



(d)



Hình 7.8. Biểu đồ mô men khi phân tích theo lý thuyết đàn hồi, đơn vị là T.m, (a) Tĩnh tải; (b) Hoạt tải; (c) Gió trái; (d) Gió phải

Kết quả phân tích đàn hồi, dầm tầng 2 (phần tử 34) được cho trong bảng (3.1).

Tổ hợp = tĩnh tải + 0,9x(hoạt tải + gió trái/gió phải).

Bảng 7.1. Kết quả phân tích đàn hồi

Phần tử 34 (dầm tầng 2)	Mô men uốn tại tiết diện (T.m)		
	Đầu trái	Giữa	Đầu phải
Tĩnh tải	-20,89	11	-21,58
Hoạt tải	-5,64	3	-5,95
Gió trái	27,01	-0,33	-27,67
Gió phải	-27,01	0,33	27,67
Tổ hợp	-50,275	13,997	-51,84

• Bước 2: Thiết kế và kiểm tra cốt thép, tiết diện với các giá trị mô men từ phân tích đàn hồi. Chọn vị trí tiết diện đầu dầm để bắt đầu tiến hành phân phối lại mô men.

Từ số liệu ví dụ:

$b = 250 \text{ mm}$; $h = 650 \text{ mm}$; $a = 65 \text{ mm}$; $a' = 30 \text{ mm}$

$h_0 = h - a = 650 - 65 = 585 \text{ mm}$

Bê tông B25 có: $f_c' = 20 \text{ N/mm}^2$; $E_b = 30000 \text{ N/mm}^2$

Cốt thép dọc CII có: $R_s = 308 \text{ N/mm}^2$; $R_{sc} = 308 \text{ N/mm}^2$;

$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$.

➤ Tính cốt thép chịu kéo A_s

Tính cốt thép chịu kéo ở gối phải với mô men 51,84 T.m

Ta có:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 0,85 \cdot 20}{1 + \frac{308}{400} \left(1 - \frac{0,85 - 0,008 \cdot 0,85 \cdot 20}{1,1}\right)} = 0,562$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,562 (1 - 0,5 \cdot 0,562) = 0,404$$

$$\alpha_m = \frac{M}{0,85 f_c' b h_0^2} = \frac{51,84.10^7}{0,85.20.250.585^2} = 0,356$$

Tra bảng ta được $\xi = 0,463 < \xi_R = 0,562$, tức là thỏa mãn điều kiện hạn chế
 $\Rightarrow \zeta = 0,768$

Tính diện tích cốt thép chịu kéo là:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{51,84.10^7}{308.0,768.585} = 3746 \text{ mm}^2$$

➤ Tính cốt thép chịu nén A_{sc}

Cốt thép chịu nén được kéo từ nhịp vào gối. Vì vậy nên tính cốt thép chịu nén ở gối với mô men 13,997 T.m.

Từ $\xi_R = 0,562$; $\alpha_R = 0,404$

$$\alpha_m = \frac{M}{0,85 f_c' b h_0^2} = \frac{13,997.10^7}{0,85.20.250.585^2} = 0,096$$

Tra bảng ta được $\xi = 0,10 < \xi_R = 0,562$, tức là thỏa mãn điều kiện hạn chế
 $\Rightarrow \zeta = 0,95$

Tính diện tích cốt thép chịu nén là:

$$A_{sc} = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{13,997.10^7}{308.0,95.585} = 817,72 \text{ mm}^2$$

Tính được diện tích cốt thép chịu kéo cần thiết là $10\phi 22$ ($3799,4 \text{ mm}^2$). Diện tích cốt thép chịu kéo cần thiết để chịu mô men dương ở giữa dầm là $2\phi 20 + 1\phi 16$ ($828,96 \text{ mm}^2$) để chịu mô men giữa nhịp, và các cốt thép này được kéo vào cột. Như vậy, tại đầu phải dầm, ta có $A_s = 3799,4 \text{ mm}^2$ và $A_{sc} = 828,96 \text{ mm}^2$.

Hàm lượng cốt thép chịu kéo là:

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{3799,4}{250.585} = 0,026$$

Hàm lượng cốt thép chịu nén là :

$$\mu' = \frac{A_{sc}}{b h_0} = \frac{828,96}{250.585} = 0,006$$

$$\frac{\mu}{\mu'} = 4,58$$

• Bước 3: Xác định mô men giới hạn M_u , độ cong (góc xoay) ψ_u , ψ_y tiết diện chịu được lượng cốt thép vừa tính được.

Chiều cao vùng bê tông chịu nén là:

$$x = \frac{R_s A_s}{0,85 f_c' b} = \frac{308.3799,4}{0,85.20.250} = 275,34 \text{ (mm)}$$

Mô men giới hạn là:

$$M_u = R_s A_s (h_0 - \frac{x}{2}) = 308.3799,4.(585 - \frac{275,34}{2}) = 523469584 \text{ (N.mm)}$$

$$\psi_u = \frac{\varepsilon_u}{c} = \frac{0,003.0,85}{x} = \frac{0,003.0,85}{275,34} = 0,0000093 \text{ (1/mm)}$$

Từ phương điều kiện chảy dẻo của cốt thép vùng nén ta có:

$$\varepsilon_c \left[1 - 0,85 a' \left(\frac{0,85 f_c' b}{R_s A_s - R_{sc} A_{sc}} \right) \right] \geq \frac{R_s}{E_s} \quad \text{Thay số được}$$

$$VT = 0,003 \left[1 - 0,85.30. \left(\frac{0,85.20.25}{308.3799,4 - 308.828,96} \right) \right] = 0,003$$

$$VP = \frac{R_s}{E_s} = \frac{308}{210000} = 0,0015$$

Vậy $VT > VP$ chứng tỏ rằng cốt thép trong vùng nén chảy dẻo. Nên tính toán góc xoay theo phương trình:

$$\frac{\psi_u}{\psi_y} = \frac{0,85 \beta_1 E_s \varepsilon_s f_c'}{R_s^2 (\mu - \mu')} \left\{ 1 + (\mu + \mu') n - \left[(\mu + \mu')^2 n^2 + 2 \left(\mu + \frac{\mu' a'}{h_0} \right) n \right]^{1/2} \right\}$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{30000} = 7$$

$$\frac{\psi_u}{\psi_y} = 2,72$$

$$\psi_y = \frac{0,0000093}{2,72} = 0,0000034 \text{ (1/mm)}$$

- Bước 4: Tính hằng số lò xo k

$$k = \frac{M_u}{\psi_y} = 153798 \text{ (kN.m}^2\text{)}$$

Các kết quả tính toán như trong bảng 7.2.

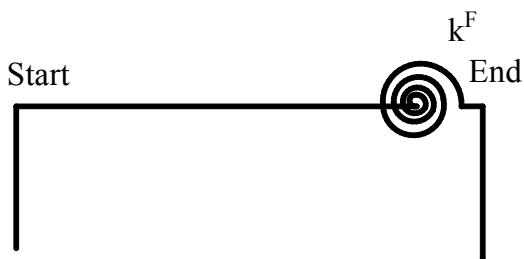
Bảng 7.2. Kết quả tính toán hằng số k

Tham số	Đầu phải
μ	0,026
μ'	0,006
μ/μ'	4,58
M_u (N.mm)	523469584
ψ_u (1/mm)	0,0000093
ψ_u/ψ_y	2,72
ψ_y (1/mm)	0,0000034
k (kN.m ²)	153798

- Bước 5: Phân tích lại khung có các liên kết dầm - cột được giải phóng một phần, bằng cách gán hằng số lò xo cho các đầu dầm.

Do yêu cầu chính xác, lặp lại từ bước 2 đến bước 5 cho đến khi thỏa mãn tiêu chuẩn hội tụ $\frac{M_{k+1} - M_k}{M_{k+1}} \leq 5\%$, trong đó M_k là mô men của vòng lặp thứ k.

Sau khi tính được k như trong bảng 7.2, gán k vào đầu phải dầm tầng 2 (phần tử 34) như hình 7.3.



Hình 7.9. Hằng số lò xo k tại tiết diện đầu phải dầm

Phân tích lại khung ta được kết quả như trong bảng 7.3 bằng phần mềm SAP 2000v10.0.1.

Chọn dầm tầng 2 (phần tử 34)

Chọn Assign – Frame/Cable/Tendon – Release/Partial Fixity...

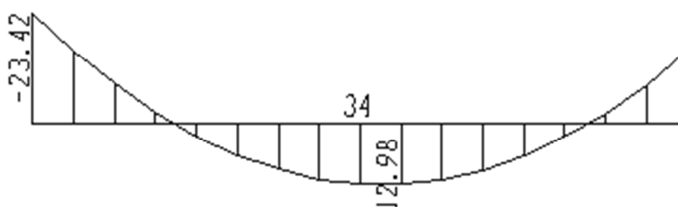
Bảng Assign Frame Release hiện ra. Gán $k = 153798 \text{ kN.m}^2$ vào đầu phải của dầm

The screenshot shows the 'Assign Frame Releases' dialog box. It has a title bar 'Assign Frame Releases'. Inside, there is a section 'Frame Releases' with a table. The table has two main columns: 'Release' and 'Frame Partial Fixity Springs'. The 'Release' column has sub-columns 'Start' and 'End'. The 'Frame Partial Fixity Springs' column has sub-columns 'Start' and 'End'. The rows are: Axial Load, Shear Force 2 (Major), Shear Force 3 (Minor), Torsion, Moment 22 (Minor), and Moment 33 (Major). In the 'Moment 33 (Major)' row, the 'End' checkbox under 'Release' is checked, and the value '153798' is entered in the 'End' field under 'Frame Partial Fixity Springs'. At the bottom, there is a 'No Releases' checkbox, and 'OK' and 'Cancel' buttons.

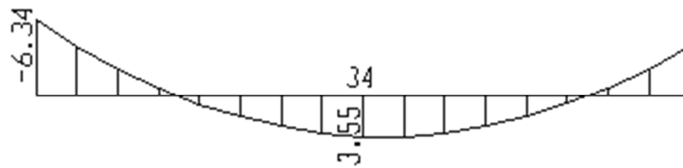
	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	☐	☐		
Shear Force 2 (Major)	☐	☐		
Shear Force 3 (Minor)	☐	☐		
Torsion	☐	☐		
Moment 22 (Minor)	☐	☐		
Moment 33 (Major)	☐	☒		153798

Phần mềm SAP 2000 chạy ra được biểu đồ mô men như hình 7.10.

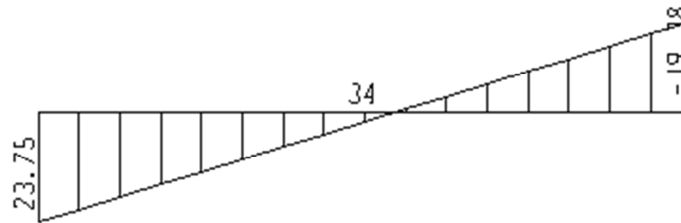
(a)



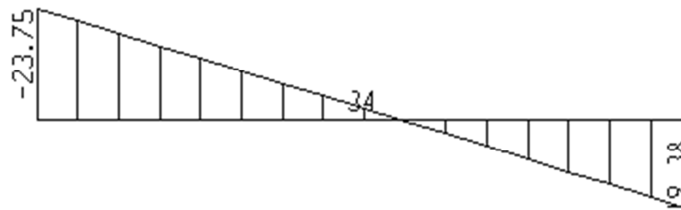
(b)



(c)



(d)



Hình 7.10. Biểu đồ mô men sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm, đơn vị là T.m; (a) Tĩnh tải; (b) Hoạt tải; (c) Gió trái; (d) Gió phải

Bảng 7.3. Kết quả phân tích sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm tầng 2 với $k=153798 \text{ kN.m}^2$ (phần tử 34)

Phần tử 34 (dầm tầng 2)	Mô men uốn tại tiết diện (T.m)		
	Đầu trái	Giữa	Đầu phải
Tĩnh tải	-23,42	12,98	-15,11
Hoạt tải	-6,34	3,55	-4,17
Gió trái	23,75	2,19	-19,38
Gió phải	-23,75	-2,19	19,38

Tổ hợp	-50,50	18,15	-36,31
--------	--------	-------	--------

Từ kết quả trong bảng 7.3, dùng mô men sau khi phân phối đầu phải dầm quay lại bước 2 tính tiếp vòng 1.

❖ Vòng 1

Dùng mô men ở đầu phải là 36,31T.m để tính lại cốt thép A_s , và mô men ở giữa dầm là 18,15 T.m để tính lại cốt thép A_{sc} .

- Bước 2: Thiết kế và kiểm tra cốt thép, tiết diện với các giá trị mô men từ phân tích đàn hồi. Chọn vị trí tiết diện đầu dầm để bắt đầu tiến hành phân phối lại mô men.

Bảng 7.4. Bảng tính toán cốt thép vòng 1 dầm tầng 2 (phần tử 34)

M	b	h	a	a'	h_0	ξ_R	α_R	α_m	ζ
N.mm	mm	mm	mm	mm	mm				
363100000	250	650	65	30	585	0.562	0.404	0.25	0.85
181500000	250	650	65	30	585	0.562	0.404	0.125	0.93

A_s^{tt}	A_s	Thép chọn
mm ²	mm ²	
2360,3	2411,52	5φ18+3φ22
1079,5	1136,68	2φ20+2φ18

- Bước 3: Xác định mô men giới hạn M_u , độ cong (góc xoay) ψ_u , ψ_y tiết diện chịu được lượng cốt thép vừa tính được.

Bảng 7.5. Bảng tính mô men giới hạn M_u , các góc xoay giới hạn ψ_u , ψ_y cho tiết diện đầu phải dầm (vòng 1)

b	h	a	a'	h ₀	A _s	A _{sc}	μ	μ'	μ / μ'
mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²			
250	650	65	30	585	2411,52	1136,68	0,016	0,008	2,12

x	M _u	ψ _u	n	ψ _u / ψ _y	ψ _y
mm	N.mm	1/mm			1/mm
174,76	369604753	0,000015	7	7,2	0,000002

- Bước 4: Tính hằng số lò xo k

$$k = \frac{M_u}{\psi_y} = 182598 \text{ kN.m}^2$$

Các kết quả tính toán như trong bảng 7.6.

Bảng 7.6. Kết quả tính toán hằng số k (vòng 1)

Tham số	Đầu phải
μ	0,016
μ'	0,008
μ/μ'	2,12
M _u (N.mm)	369604753
ψ _u (1/mm)	0,000015
ψ _u /ψ _y	7,2
ψ _y (1/mm)	0,000002
k(kN.m ²)	182598

- Bước 5: Phân tích lại khung có các liên kết dầm - cột được giải phóng một phần, bằng cách gán hằng số lò xo cho các đầu dầm.

Sau khi tính được k như trong bảng 7.6, gán k vào đầu phải dầm, phân tích lại khung ta được kết quả như trong bảng 7.7 bằng phần mềm SAP 2000.

Chọn dầm tầng 2 (phần tử 34)

Chọn Assign – Frame/Cable/Tendon – Release/Partial Fixity...

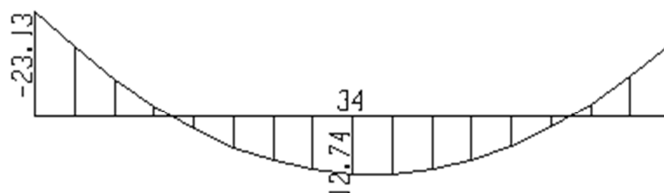
Bảng Assign Frame Release hiện ra. Gán $k = 182598 \text{ kN.m}^2$ vào đầu phải của dầm

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	☐	☐		
Shear Force 2 (Major)	☐	☐		
Shear Force 3 (Minor)	☐	☐		
Torsion	☐	☐		
Moment 22 (Minor)	☐	☐		
Moment 33 (Major)	☐	☒		182598.

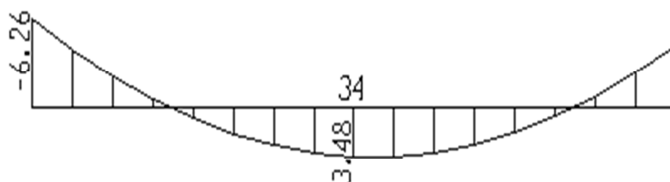
☐ No Releases

Phần mềm SAP 2000 chạy ra được biểu đồ mô men như hình 7.5.

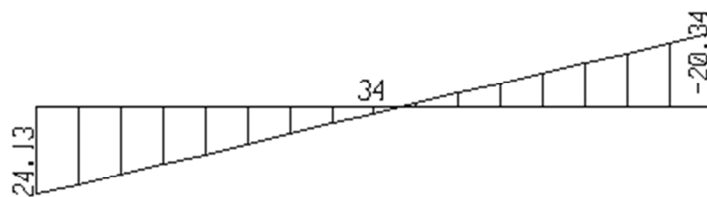
(a)



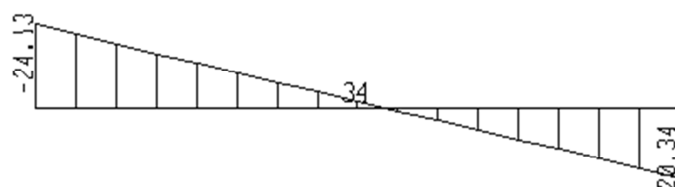
(b)



(c)



(d)



Hình 7.11. Biểu đồ mô men sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm tại vòng 1, đơn vị là T.m; (a) Tĩnh tải; (b) Hoạt tải; (c) Gió trái; (d) Gió phải

Bảng 7.7. Kết quả phân tích sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm tầng 2 tại vòng 1 với $k = 182598 \text{ kN.m}^2$ (phần tử 34)

Phần tử 34 (dầm tầng 2)	Mô men uốn tại tiết diện (T.m)		
	Đầu trái	Giữa	Đầu phải
Tĩnh tải	-23,13	12,74	-15,86
Hoạt tải	-6,26	3,48	-4,37
Gió trái	24,13	1,89	-20,34
Gió phải	-24,13	-1,89	20,34
Tổ hợp	-50,48	17,57	-38,1

Từ kết quả trong bảng 3.7, so sánh tiêu chuẩn hội tụ ta có:

$$\frac{M_{k+1} - M_k}{M_{k+1}} \times 100 = \frac{38,1 - 36,31}{38,1} \times 100\% = 4,7\% < 5\%$$

Vậy kết quả vòng 1 thỏa mãn tiêu chuẩn hội tụ.

- Bước 6: Kiểm tra giá trị mô men sau khi phân phối lại M_{re} thỏa mãn bất phương trình:

Thay giá trị mô men từ phân tích đàn hồi và mô men sau khi phân phối lại vào bất phương trình (7.15) và (7.16) ta được:

$$\begin{cases} \beta_{pl} = \frac{51,84 - 38,1}{51,84} \times 100 = 26,5\% > 20\% \\ \frac{x}{h_0} = \frac{174,76}{585} = 0,3 < 0,45 \end{cases}$$

Vậy tỷ lệ sau khi phân phối lại mô men được 26,5% không thỏa mãn giới hạn cho phép ở các tiêu chuẩn EC 02, ACI 318, BS 8110, TCVN 198:1997. Do vậy cần phải điều chỉnh lượng cốt thép chịu kéo ở đầu dầm để cho thỏa mãn các tiêu chuẩn. Giữ nguyên lượng cốt thép chịu nén A_{sc} chỉ thay đổi lượng cốt thép chịu kéo A_s ta tiến hành thực hiện như sau.

Giả thiết có tỷ số $\frac{\mu'}{\mu} = 1,36$.

Với $\mu' = 0,008 \Rightarrow \mu = 0,01$

- Bước 3: Xác định mô men giới hạn M_u , độ cong (góc xoay) ψ_u , ψ_y tiết diện chịu được lượng cốt thép vừa tính được.

Bảng 7.8. Bảng tính mô men giới hạn M_u , các góc xoay giới hạn ψ_u , ψ_y cho tiết diện đầu phải dầm

b	h	a	a'	h_0	A_s	A_{sc}	μ	μ'	μ / μ'
mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²			
250	650	65	30	585	1544,88	1136,68	0,01	0,008	1,36

x	M_u	ψ_u	n	ψ_u / ψ_y	ψ_y
---	-------	----------	---	-------------------	----------

mm	N.mm	1/mm			1/mm
111,96	251720294	0,000023	7	24,62	0,00000093

- Bước 4: Tính hằng số lò xo k

$$k = \frac{M_u}{\psi_y} = 272110 \text{ kN.m}^2$$

Các kết quả tính toán như trong bảng 7.9.

Bảng 7.9. Kết quả tính toán hằng số k

Tham số	Đầu phải
μ	0,01
μ'	0,008
μ/μ'	1,36
M_u (N.mm)	251720294
ψ_u (1/mm)	0,000023
ψ_u/ψ_y	24,62
ψ_y (1/mm)	0,00000093
k (kN.m ²)	272110

- Bước 5: Phân tích lại khung có các liên kết dầm - cột được giải phóng một phần, bằng cách gán hằng số lò xo cho các đầu dầm.

Sau khi tính được k như trong bảng 7.9, gán k vào đầu phải dầm, phân tích lại khung ta được kết quả như trong bảng 7.10 bằng phần mềm SAP2000.

Chọn dầm tầng 2 (phần tử 34)

Chọn Assign – Frame/Cable/Tendon – Release/Partial Fixity...

Bảng Assign Frame Release hiện ra. Gán $k = 272110 \text{ kN.m}^2$ vào đầu phải của dầm

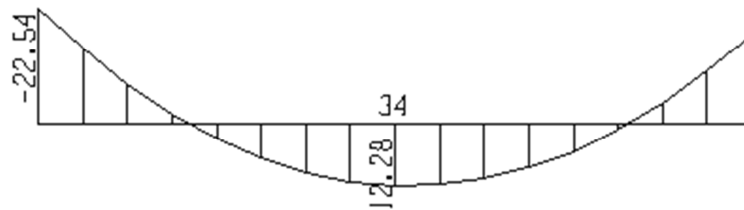
Assign Frame Releases

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	☐	☐		
Shear Force 2 (Major)	☐	☐		
Shear Force 3 (Minor)	☐	☐		
Torsion	☐	☐		
Moment 22 (Minor)	☐	☐		
Moment 33 (Major)	☐	☒		272110.

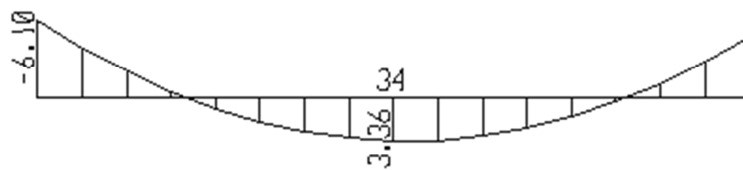
☐ No Releases

Phần mềm SAP 2000 chạy ra được biểu đồ mô men như hình 7.6.

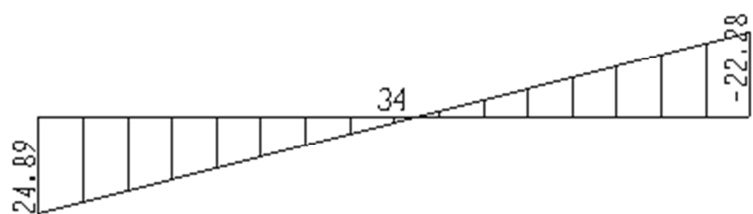
(a)



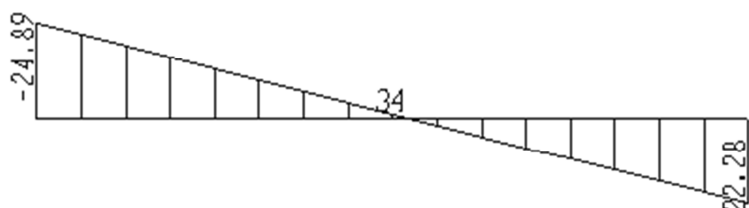
(b)



(c)



(d)



Hình 7.12. Biểu đồ mô men sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm, đơn vị là T.m; (a) Tĩnh tải; (b) Hoạt tải; (c) Gió trái; (d) Gió phải

Bảng 7.10. Kết quả phân tích sau khi giải phóng một phần liên kết ở đầu phải dầm tầng 2(phần tử 34) với $k = 272110 \text{ kN.m}^2$

Phần tử 34 (dầm tầng 2)	Mô men uốn tại tiết diện (T.m)		
	Đầu trái	Giữa	Đầu phải
Tĩnh tải	-22,54	12,28	-17,38
Hoạt tải	-6,10	3,36	-4,79
Gió trái	24,89	1,3	-22,28
Gió phải	-24,89	-1,3	22,28
Tổ hợp	-50,43	16,74	-41,74

• Bước 6: Kiểm tra giá trị mô men sau khi phân phối lại M_{re} thỏa mãn bất phương trình:

Thay giá trị mô men từ phân tích đàn hồi và mô men sau khi phân phối lại vào bất phương trình (7.15) và (7.16) ta được:

$$\begin{cases} \beta_{pl} = \frac{51,84 - 41,74}{51,84} \times 100 = 19,48\% < 20\% \\ \frac{x}{h_0} = \frac{111,96}{585} = 0,19 < 0,45 \end{cases}$$

Vậy bất phương trình (7.15) và (7.16) thỏa mãn.

➤ Kiểm tra điều kiện cân bằng tĩnh học:

Xét trường hợp tĩnh tải ta có:

$$\frac{20,89 + 21,58}{2} + 11 = \frac{22,54 + 17,38}{2} + 12,28 = \frac{ql^2}{8} = 32,2 \text{ T.m}$$

Vậy phương trình cân bằng thỏa mãn.

❖ Nhận xét:

-Cốt thép khi phân tích đàn hồi

$$A_s = 3799,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = 828,96 \text{ mm}^2$$

-Cốt thép sau khi phân phối (bảng 7.8)

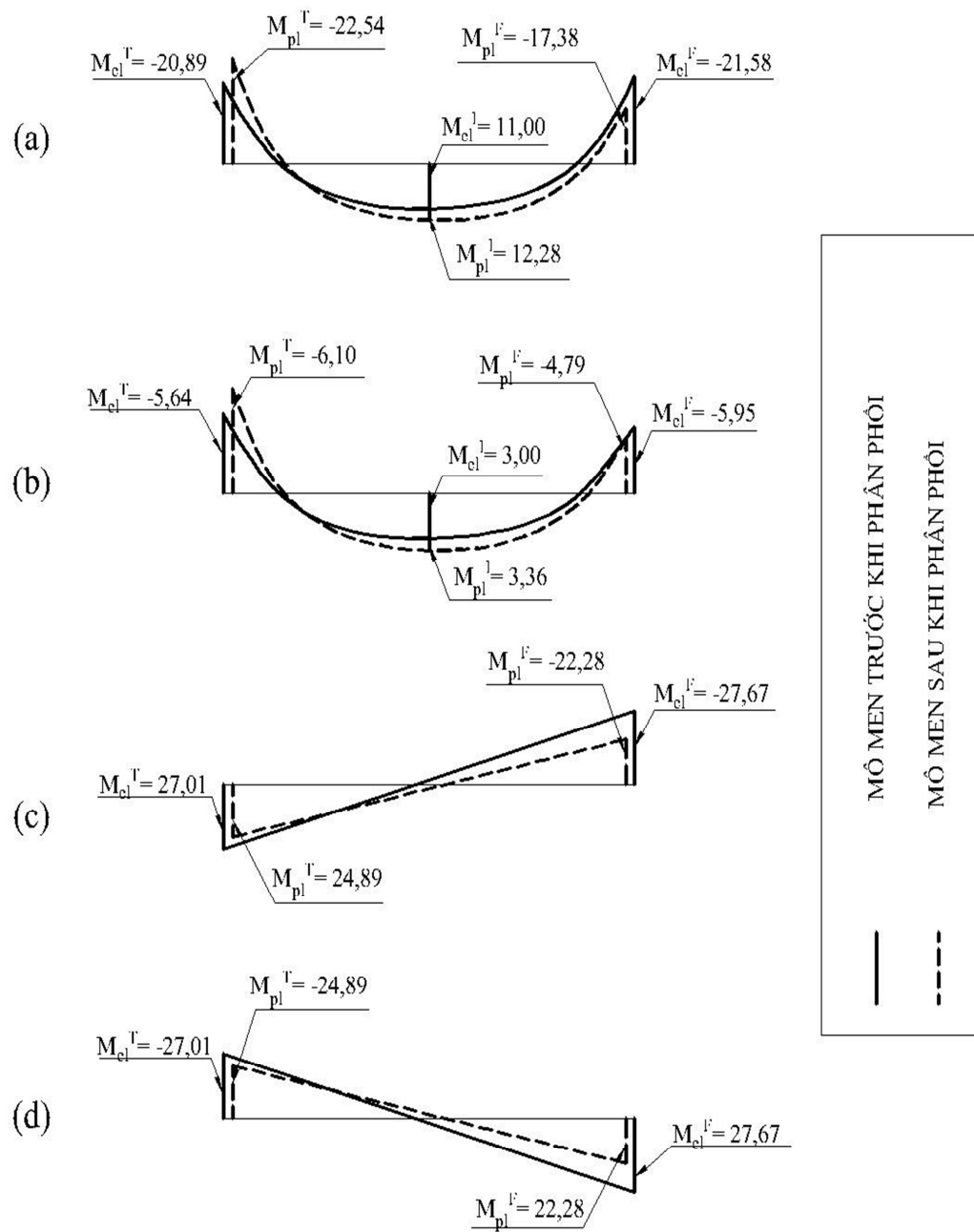
$$A_s = 1544,88 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = 1136,68 \text{ mm}^2$$

Vậy cốt thép chịu kéo sau khi phân phối lại mô men giảm $\frac{3799,4 - 1544,88}{3799,4} \times 100 = 59,34\%$ so với trước khi phân phối, và cốt thép chịu nén thì tăng lên $\frac{1136,68 - 828,96}{1136,68} \times 100 = 27\%$.

Khi mô men âm ở tiết diện đầu dầm giảm, thì mô men dương ở giữa nhịp tăng, và luôn thỏa mãn điều kiện cân bằng tĩnh học.

Để hiểu rõ hơn về phân phối lại mô men thể hiện biểu đồ mô men trước khi phân phối và sau khi phân phối lại mô men như hình 7.13.



Hình 7.13. Biểu đồ mô men trước và sau khi phân phối
đơn vị là T.m, (a) Tĩnh tải, (b) Hoạt tải, (c) Gió trái, (d) Gió phải

PHỤ LỤC

Phụ lục 1 (trích TCVN1651-1-2008)

BẢNG TRA DIỆN TÍCH CỐT THÉP THANH

Φ mm	Diện tích tiết diện ngang, mm^2 ứng với số thanh									Trọng lượng 1m dài, kG	Φ mm
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	6
8	50,3	100	151	201	251	302	352	402	453	0,395	8
10	78,5	157	236	314	392	471	550	628	707	0,617	10
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	12
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	14
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	16
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	18
20	314,2	626	942	1256	1571	1885	2199	2514	2827	2,466	20
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	22
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	25
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4936	5542	4,834	28
30*	706,9	1414	2121	2828	3534	4241	4948	5655	6362	5,549	30
32	804,2	1608	2412	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	32
36	101,8	2036	3054	4072	5090	6108	7126	8144	9162	7,99	36
40	125,6	2512	3768	5014	6280	7536	8792	10040	11300	9,87	40

*Không nên sử dụng vì không phổ biến trên thị trường.

Phụ lục 2 (trích TCVN5574-2012)

MÔĐUN ĐÀN HỒI CỦA BÊ TÔNG NẶNG- E_b (MPa)

	Cấp độ bền chịu nén										
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Đóng rắn tự nhiên	21000	23000	27000	30000	32500	34500	36000	37500	39000	39500	40000
Dưỡng hộ nhiệt ở áp suất khí quyển	19000	20500	24000	27000	29000	31000	32500	34000	35000	35500	36000
Chung áp	16000	17000	20000	22500	24500	26000	27000	28000	29000	29500	30000

Phụ lục 3 (trích TCVN5574-2012)

CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN CỦA BÊ TÔNG NẶNG R_{bn} , R_{btn} và CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA BÊ TÔNG NẶNG KHI TÍNH TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ HAI $R_{b,ser}$, $R_{bt,ser}$ (MPa)

Trạng thái	Cấp độ bền chịu nén của bê tông										
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Nén dọc trục R_{bn} , $R_{b,ser}$	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Kéo dọc trục R_{btn} , $R_{bt,ser}$	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50

Phụ lục 4 (trích TCVN5574-2012)

**CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA BÊ TÔNG NẶNG R_b , R_{bt}
KHI TÍNH THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT (MPa)**

Trạng thái	Cấp độ bền chịu nén của bê tông										
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Nén dọc trục R_b	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Kéo dọc trục R_{bt}	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65

Phụ lục 5 (trích TCVN5574-2012)
HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA BÊ TÔNG

Các yếu tố cần kể đến hệ số điều kiện làm việc của bê tông	Hệ số điều kiện làm việc của bê tông	
	Ký hiệu	Giá trị
1. Tải trọng lập	γ_{b1}	Xem tiêu chuẩn thiết kế
2. Tính chất tác dụng dài hạn của tải trọng: a) Khi kể đến tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn, ngoại trừ tải trọng tác dụng ngắn hạn mà tổng thời gian tác dụng của chúng trong thời gian sử dụng nhỏ (ví dụ: tải trọng do cầu trục, tải trọng do thiết bị băng tải; tải trọng gió; tải trọng xuất hiện trong quá trình sản xuất, vận chuyển và lắp dựng, v.v...); cũng như khi kể đến tải trọng đặc biệt gây biến dạng lún không đều, v.v... - Đối với bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ đóng rắn tự nhiên và bê tông được dưỡng hộ nhiệt trong điều kiện môi trường: + Đảm bảo cho bê tông được tiếp tục tăng cường độ theo thời gian (ví dụ: môi trường nước, đất ẩm hoặc không khí có độ ẩm trên 75%). + Không đảm bảo cho bê tông được tiếp tục tăng cường độ theo thời gian (khô hanh) - Đối với bê tông tổ ong, bê tông rỗng không phụ thuộc vào điều kiện sử dụng. b) Khi kể đến tải trọng tạm thời ngắn hạn (tác dụng ngắn hạn) trong tổ hợp đang xét hay tải trọng đặc biệt * không nêu trong mục 2a, đối với các loại bê tông.	γ_{b2}	1,00 0,90 0,85 1,10

3. Đổ bê tông theo phương đứng, mỗi lớp dày trên 1,5m đối với: - bê tông nặng, bê tông nhẹ và bê tông hạt nhỏ - bê tông tổ ong và bê tông rỗng	γ_{b3}	0,85 0,80
4. Ảnh hưởng của trạng thái ứng suất hai trục "nén - kéo" đến cường độ bê tông	γ_{b4}	Xem tiêu chuẩn thiết kế
5. Đổ bê tông cột theo phương đứng, kích thước lớn nhất của tiết diện cột nhỏ hơn 30cm	γ_{b5}	0,85
a) Khi dùng thép sợi đối với bê tông nhẹ đối với các loại bê tông khác		1,25 1,10
b) Dùng thép thanh đối với bê tông nhẹ đối với các loại bê tông khác		1,35 1,20
7. Kết cấu bê tông	γ_{b1}	0,90
8. Kết cấu bê tông làm từ bê tông cường độ cao khi kể đến hệ số γ_{b7}	γ_{b8}	$0,3 + \omega < 1$ Giá trị ω xem tiêu chuẩn thiết kế
9. Độ ẩm của bê tông tổ ong 10% và nhỏ hơn lớn hơn 25% lớn hơn 10% và nhỏ hơn hoặc bằng 25%	γ_{b9}	1,00 0,85 Nội suy tuyến tính
10. Bê tông đổ chèn mối nối cấu kiện lắp ghép khi chiều rộng mối nối nhỏ hơn 1/5 kích thước của cấu kiện và nhỏ hơn 10cm	γ_{b10}	1,15
* Khi đưa thêm hệ số điều kiện làm việc bổ sung trong trường hợp kể đến tải trọng đặc biệt theo chỉ dẫn của tiêu chuẩn tương ứng (ví dụ: khi kể đến tải trọng động đất) thì lấy $\gamma_{b2} = 1$.		

Chú thích:

1. Hệ số điều kiện làm việc:

+ lấy theo mục 1, 2, 7, 9: cần được kể đến khi xác minh cường độ tính toán R_b và R_{bt} ;

+ lấy theo mục 4: cần được kể đến khi xác định cường độ tính toán $R_{bt,ser}$;

+ còn theo các mục khác: chỉ kể đến khi xác định R_b

2. Đối với kết cấu chịu tác dụng của tải trọng lặp, hệ số γ_{b2} được kể đến khi tính toán theo độ bền, còn γ_{b1} khi tính toán theo độ bền mỏi và theo điều kiện hình thành vết nứt.

3. Khi tính toán kết cấu chịu tải trọng trong giai đoạn ứng lực trước, hệ số γ_{b2} không cần tính đến.

4. Các hệ số điều kiện làm việc của bê tông được kể đến khi tính toán không phụ thuộc lẫn nhau, nhưng tích của chúng không được nhỏ hơn 0,45.

5. Các cường độ tính toán của bê tông khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ hai $R_{b,ser}$ và $R_{bt,ser}$ đưa vào tính toán phải nhân với hệ số điều kiện làm việc $\gamma_{bi} = 1$;

Phụ lục 6 (trích TCVN5574-2012)

**CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP THANH
KHI TÍNH THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT (MPa)**

Nhóm thép thanh		Cường độ chịu kéo, MPa		Cường độ chịu nén R_{sc}
		Cốt thép dọc R	Cốt thép ngang (cốt thép đai, cốt thép xiên) R_{sw}	
CI, A-I (CB240-T)		225	175	225
CII, A-II (CB300-V)		280	225	280
A-III có đường kính, mm (CB400-V)	6 ÷ 8	355	285*	355
CIII, A-III có đường kính, mm (CB400-V)	10 ÷ 40	365	290*	365
CIV, A- IV		510	405	450**
A-V		680	545	500**
A-VI		815	650	500**
A _I -VII		980	785	500**
A-III _B	Có kiểm soát độ giãn dài và ứng suất	490	390	200
	Chỉ kiểm soát độ giãn dài	450	360	200

* Trong khung thép hàn, đối với cốt thép dai dùng thép nhóm CIII, A-III có đường kính nhỏ hơn 1/3 đường kính cốt thép dọc thì giá trị $R_{sw} = 255 \text{ MPa}$.

** Các giá trị R_{sc} nêu trên được lấy cho kết cấu làm từ bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ khi kể đến trong tính toán các tải trọng lấy theo mục 2a trong phụ lục 4; khi kể đến các tải trọng lấy theo mục 2b trong phụ lục 4 thì giá trị $R_{sc} = 400 \text{ MPa}$. Đối với kết cấu làm từ bê tông tổ ong và bê tông rỗng, trong mọi trường hợp lấy $R_{sc} = 400 \text{ MPa}$.

Phụ lục 7 (trích TCVN5574-2012)

**CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP SỢI
KHI TÍNH THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT, MPa**

Nhóm thép sợi	Đường kính thép sợi, mm	Cường độ chịu kéo, MPa		Cường độ chịu nén R_{sc}
		Cốt thép dọc R_s	Cốt thép ngang (cốt thép đai, cốt thép xiên) R_{sw}	
Bp-I	3;4;5	410	290*	375**
B-II có cấp độ bền	3	1250	1000	500**
1500	4;5	1170	940	
1400	6	1050	835	
1300	7	1000	785	
1200	8	915	730	
1100				
B-II có cấp độ bền	3	1250		
1500	4;5	1170	1000	
1400	6	1000	940	
1300	7	915	785	
1200	8	850	730	
1100			680	
K-7 có cấp độ bền	6;9;12	1250	1000	
1500	15	1160	945	

1400				
K-19	14	1250	100	
* Khi sử dụng thép sợi trong khung thép buộc, giá trị R_{sw} cần lấy bằng 325 MPa. ** Các giá trị R_{sc} nêu trên được lấy khi tính toán kết cấu làm từ bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ; bê tông nhẹ chịu các tải trọng lấy theo mục 2a trong phụ lục 4; khi tính toán kết cấu chịu tải trọng lấy theo mục 2b trong phụ lục 4 thì giá trị $R_{sc} = 400\text{MPa}$ cũng như khi tính toán các kết cấu làm từ bê tông tổ ong và bê tông rỗng chịu mọi loại tải trọng, giá trị R_{sc} lấy như sau: Đối với sợi thép Bp-I lấy bằng 340MPa; đối với B-II, Bp-II, K-7, K-19; lấy bằng 400MPa.				

Phụ lục 8 (trích TCVN5574-2012)

MÔĐUN ĐÀN HỒI CỦA MỘT SỐ LOẠI CỐT THÉP

Nhóm cốt thép	E_s (Mpa)
CI, A-I (CB240-T), CII, A-II (CB300-V)	210000
CIII, A-III (CB400-V)	200000
CIV, A-IV, A-V và A-VII	190000
A-III	180000
B-II, Bp-II	200000
K-7, K-19	180000
BP-I	170000

Phụ lục 9 (trích TCVN5574-2012)

CÁC GIÁ TRỊ ω , ξ_R , α_R ĐỐI VỚI CẤU KIỆN LÀM TỪ BÊTÔNG NẶNG

Hệ số điều kiện làm việc của bê tông γ_{b2}	Nhóm cốt thép chịu kéo	Ký hiệu	Cấp độ bền chịu nén của bê tông										
			B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
0,9	Bất kỳ	ω	0,796	0,789	0,767	0,746	0,728	0,710	0,692	0,670	0,652	0,634	0,612
	CIII, A-III (Ø 10-40) và Bp-I (Ø 4; 5)	ξ_R	0,662	0,654	0,628	0,604	0,583	0,564	0,544	0,521	0,503	0,484	0,463
		α_R	0,443	0,440	0,431	0,421	0,413	0,405	0,396	0,385	0,376	0,367	0,356
	CII, A-II	ξ_R	0,689	0,681	0,656	0,632	0,612	0,592	0,573	0,550	0,531	0,512	0,491
		α_R	0,452	0,449	0,441	0,432	0,425	0,417	0,409	0,399	0,390	0,381	0,370
	CI, A-I	ξ_R	0,708	0,700	0,675	0,651	0,631	0,612	0,593	0,570	0,551	0,532	0,511
		α_R	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,417	0,407	0,399	0,391	0,380
1,0	Bất kỳ	ω	0,790	0,782	0,758	0,734	0,714	0,694	0,674	0,650	0,630	0,610	0,586
	CIII, A-III (Ø 10-40) và Bp-I (Ø 4; 5)	ξ_R	0,628	0,619	0,590	0,563	0,541	0,519	0,498	0,473	0,453	0,434	0,411
		α_R	0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361	0,351	0,340	0,326
	CII, A-II	ξ_R	0,660	0,650	0,623	0,595	0,573	0,552	0,530	0,505	0,485	0,465	0,442
		α_R	0,442	0,439	0,429	0,418	0,409	0,399	0,390	0,378	0,367	0,357	0,344
	CI, A-I	ξ_R	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553	0,528	0,508	0,488	0,464
		α_R	0,449	0,446	0,437	0,427	0,419	0,410	0,400	0,389	0,379	0,369	0,356
1,1	Bất kỳ	ω	0,784	0,775	0,749	0,722	0,700	0,678	0,656	0,630	0,608	0,586	0,560
	CIII, A-III (Ø 10-40) và Bp-I (Ø 4; 5)	ξ_R	0,621	0,611	0,580	0,550	0,526	0,503	0,480	0,453	0,432	0,411	0,386
		α_R	0,428	0,424	0,412	0,399	0,388	0,376	0,356	0,351	0,339	0,326	0,312

	CII, A-II	ξ_R	0,653	0,642	0,612	0,582	0,558	0,535	0,512	0,485	0,463	0,442	0,416
		α_R	0,440	0,436	0,425	0,413	0,402	0,392	0,381	0,367	0,356	0,344	0,330
	CI, A-I	ξ_R	0,675	0,665	0,635	0,605	0,582	0,558	0,535	0,508	0,486	0,464	0,438
		α_R	0,447	0,444	0,433	0,422	0,412	0,402	0,392	0,379	0,368	0,356	0,342
$\omega = 0,85 - 0,008 R_b; \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}; \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$ CHÚ THÍCH: Giá trị ω, ξ_R và α_R cho trong bảng không kể đến hệ số γ_{bi} cho trong phụ lục 5.													

Phụ lục 10
CÁC HỆ SỐ ξ , ζ , α_m

ξ	α_m	ζ	ξ	α_m	ζ	ξ	α_m	ζ
0,01	0,010	0,995	0,26	0,226	0,870	0,51	0,380	0,745
0,02	0,020	0,990	0,27	0,234	0,865	0,52	0,385	0,740
0,03	0,030	0,985	0,28	0,241	0,860	0,53	0,390	0,735
0,04	0,039	0,980	0,29	0,243	0,855	0,54	0,394	0,730
0,05	0,049	0,975	0,30	0,255	0,850	0,55	0,399	0,725
0,06	0,058	0,970	0,31	0,262	0,845	0,56	0,403	0,720
0,07	0,068	0,965	0,32	0,269	0,840	0,57	0,407	0,715
0,08	0,077	0,960	0,33	0,267	0,835	0,58	0,412	0,710
0,09	0,086	0,955	0,34	0,282	0,830	0,59	0,416	0,705
0,10	0,095	0,950	0,35	0,289	0,825	0,60	0,420	0,700
0,11	0,104	0,945	0,36	0,295	0,820	0,62	0,428	0,690
0,12	0,113	0,940	0,37	0,302	0,815	0,64	0,435	0,680
0,13	0,122	0,935	0,38	0,308	0,810	0,66	0,442	0,670
0,14	0,130	0,930	0,39	0,314	0,805	0,68	0,449	0,660
0,15	0,139	0,925	0,40	0,320	0,800	0,70	0,455	0,650
0,16	0,147	0,920	0,41	0,326	0,795	0,72	0,461	0,640
0,17	0,156	0,915	0,42	0,332	0,790	0,74	0,466	0,630
0,18	0,164	0,910	0,43	0,338	0,785	0,76	0,471	0,620

ξ	α_m	ζ	ξ	α_m	ζ	ξ	α_m	ζ
0,19	0,172	0,905	0,44	0,343	0,780	0,78	0,476	0,610
0,20	0,180	0,900	0,45	0,349	0,775	0,80	0,480	0,600
0,21	0,188	0,895	0,46	0,354	0,770	0,85	0,489	0,575
0,22	0,196	0,890	0,47	0,360	0,765	0,90	0,495	0,550
0,23	0,204	0,885	0,48	0,365	0,760	0,95	0,499	0,525
0,24	0,211	0,880	0,49	0,370	0,755	1,00	0,500	0,500
0,25	0,219	0,785	0,50	0,375	0,750	—	—	—

Phụ lục 11 (trích TCVN2737-1995)
TẢI TRỌNG TIÊU CHUẨN PHÂN BỐ ĐỀU
TRÊN SÀN VÀ CẦU THANG

Loại phòng	Loại nhà và công trình	Tải trọng tiêu chuẩn (daN/m ²)	
		Toàn phần	Phần dài hạn
1. Phòng ngủ	a) Khách sạn, bệnh viện, trại giam	200	70
	b) Nhà ở kiểu căn hộ, nhà trẻ, mẫu giáo, trường học nội trú, nhà nghỉ, nhà hưu trí, nhà điều dưỡng...	150	30
2. Phòng ăn, phòng khách, buồng vệ sinh, phòng tắm, phòng bida	a) Nhà ở kiểu căn hộ	150	30
	b) Nhà trẻ, mẫu giáo, trường học, nhà nghỉ, nhà hưu trí, nhà điều dưỡng, khách sạn, bệnh viện, trại giam, trụ sở cơ quan, nhà máy	200	70
3. Bếp, phòng giặt	a) Nhà ở kiểu căn hộ	150	130
	b) Nhà trẻ, mẫu giáo, trường học, nhà nghỉ, nhà hưu trí, nhà điều dưỡng, khách sạn, bệnh viện, trại giam, nhà máy	300	100
4. Văn phòng, phòng thí nghiệm	Trụ sở cơ quan, trường học, bệnh viện, ngân hàng, cơ sở nghiên cứu khoa học	200	100
5. Phòng nồi hơi, phòng động cơ và quạt ... kể cả khối lượng máy	Nhà ở cao tầng, cơ quan, trường học, nhà nghỉ, nhà hưu trí, nhà điều dưỡng, khách sạn, bệnh viện, trại giam, cơ sở nghiên cứu khoa học	750	750
6. Phòng đọc sách	a) Có đặt giá sách	400	140
	b) Không đặt giá sách	200	70
7. Nhà hàng	a) Ăn uống, giải khát	300	100
	b) Triển lãm, trưng bày, cửa hàng	400	140

Loại phòng	Loại nhà và công trình	Tải trọng tiêu chuẩn (daN/m ²)	
		Toàn phần	Phần dài hạn
8. Phòng hội họp, khiêu vũ, phòng đờn, phòng khán giả, phòng hòa nhạc, phòng thể thao, khán đài.	a) Có ghế gắn cố định b) Không có ghế gắn cố định	400 500	140 180
9. Sân khấu		750	270
10. Kho	Tải trọng cho 1 mét chiều cao vật liệu chất kho : a) Kho sách lưu trữ (sách hoặc tài liệu xếp dày đặc) b) Kho sách ở các thư viện c) Kho giấy d) Kho lạnh	 480 daN/m 240 daN/m 400 daN/m 500 daN/m	 480 daN/m 240 daN/m 400 daN/m 500 daN/m
11. Phòng học	Trường học	200	70
12. Xưởng	a) Xưởng đúc b) Xưởng sửa chữa, bảo dưỡng xe có trọng lượng ≤ 2500 kg c) Phòng lớn có lắp máy và có đường đi lại	2000 500 400	- - -
13. Phòng áp mái	Các loại nhà	70	-
14. Ban công và lô gia	a) Tải trọng phân bố đều trên từng dải trên diện tích rộng 0,8m dọc theo lan can, ban công, lô gia b) Tải trọng phân bố đều trên toàn bộ diện tích ban công, lô gia được xét đến nếu tác dụng của nó bất lợi hơn khi lấy theo mục a	400 200	140 70

Loại phòng	Loại nhà và công trình	Tải trọng tiêu chuẩn (daN/m ²)	
		Toàn phần	Phần dài hạn
15. Sảnh, phòng giải lao, cầu thang, hành lang thông với các phòng	a) Phòng ngủ, văn phòng, phòng thí nghiệm, phòng bếp, phòng giặt, phòng vệ sinh, phòng kĩ thuật.	300	100
	b) Phòng đọc, nhà hàng, phòng hội họp, khiêu vũ, phòng đợi, phòng khán giả, phòng hoà nhạc, phòng thể thao, kho, ban công, lôgia	400	140
	c) Sân khấu	500	180
16. Gác lửng		75	-
17. Trại chăn nuôi	a) Gia súc nhỏ	≥ 200	≥ 70
	b) Gia súc lớn	>500	≥ 180
18. Mái bằng có sử dụng	a) Phần mái có thể tập trung đông người để đi ra từ các phòng sản xuất, giảng đường, các phòng lớn	400	140
	b) Phần mái dùng để nghỉ ngơi	150	50
	c) Các phần khác	50	-
19. Mái bằng không sử dụng	a) Mái ngói, mái fibrô xi măng, mái tôn và các mái tương tự, trần vôi rom, trần bê tông đổ tại chỗ không có người đi lại, chỉ có người đi lại sửa chữa, chưa kể các thiết bị điện nước, thông hơi nếu có.	30	-
	b) Mái bằng, mái dốc bằng bê tông cốt thép, máng nước mái hắt, trần bê tông lắp ghép không có người đi lại, chỉ có người đi lại sửa chữa, chưa kể các thiết bị đến nước, thông hơi nếu có	75	-
20. Sàn nhà ga và bến tàu điện ngầm		400	140
21. Ga ra ô ô	Đường cho xe chạy, dốc lên xuống dùng cho xe con, xe khách và xe tải nhẹ có	500	180

	tổng khối lượng $\leq 2500\text{kg}$		
--	--------------------------------------	--	--

Chú thích:

1) Tải trọng nêu ở mục 13 phụ lục 11 được kể trên diện tích không đặt thiết bị và vật liệu;

2) Tải trọng nêu ở mục 14 phụ lục 11 dùng để tính các kết cấu chịu lực của ban công, lôgia. Khi tính kết cấu tường, cột, móng đỡ ban công, lôgia thì tải trọng trên ban công, lôgia lấy bằng tải trọng các phòng chính kề ngay đó và được giảm theo các chỉ dẫn sau:

+ Đối với các phòng nêu ở mục 1, 2, 3, 4, 5 phụ lục 11 nhân với hệ số ψ_{A1} (khi $A > A_1 = 9\text{m}^2$)

$$\psi_{A1} = 0.4 + \frac{0.6}{\sqrt{A / A_1}}$$

Trong đó: A -diện tích chịu tải, m^2

+ Đối với các phòng nêu ở mục 6, 7, 8, 10, 12, 14 phụ lục 11 nhân với hệ số ψ_{A2} (khi $A > A_2 = 36\text{m}^2$)

$$\psi_{A2} = 0.5 + \frac{0.5}{\sqrt{A / A_2}}$$

Chú thích:

- Khi tính toán tường chịu tải trọng của một sàn, giá trị tải trọng được giảm tùy theo diện tích chịu tải A của kết cấu (bản sàn, dầm) gối lên tường.

- Trong nhà kho, ga ra và nhà sản xuất cho phép giảm tải trọng theo chỉ dẫn của các qui trình tương ứng.

3) Mái hắt hoặc máng nước làm việc kiểu công xôn được tính với tải trọng tập trung thẳng đứng đặt ở mép ngoài. Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng tập trung lấy bằng 75daN trên một mét dài dọc tường. Đối với những mái hắt hoặc máng nước có chiều dài dọc tường dưới một mét vẫn lấy một tải trọng tập trung bằng 75 daN. Hệ số độ tin cậy đối với tải trọng tập trung này bằng 1,3; Sau khi tính theo tải trọng tập trung phải kiểm tra lại theo tải phân phối đều. Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng phân bố đều lấy theo mục 19b phụ lục 11;

4) Giá trị của phân tải trọng dài hạn đối với nhà và các phòng nêu ở mục lục 12, 13, 16, 17, 18c, và 19 phụ lục 11 được xác định theo thiết kế công nghệ;

5) Giá trị của tải trọng đối với trại chăn nuôi trong mục 17 phụ lục 11 cần xác định theo thiết kế công nghệ.

Phụ lục 12 (trích TCVN2737-1995)

HỆ SỐ K ĐỂ XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG GIÓ

HỆ SỐ K KỂ ĐẾN SỰ THAY ĐỔI ÁP LỰC GIÓ THEO ĐỘ

CAO VÀ DẠNG ĐỊA HÌNH

Dạng địa hình Độ cao Z, m	A	B	C
3	1,00	0,80	0,47
5	1,07	0,88	0,54
10	1,18	1,00	0,66
15	1,24	1,08	0,74
20	1,29	1,13	0,80
30	1,37	1,22	0,89
40	1,43	1,28	0,97
50	1,47	1,34	1,03
60	1,51	1,38	1,08
80	1,57	1,45	1,18
100	1,62	1,51	1,25
150	1,72	1,63	1,40
200	1,79	1,71	1,52
250	1,84	1,78	1,62
300	1,84	1,84	1,70
350	1,84	1,84	1,78
> 400	1,84	1,84	1,84

Chú thích:

- 1) Đối với độ cao trung gian cho phép xác định giá trị k bằng cách nội suy tuyến tính các giá trị trong bảng trên.
- 2) Khi xác định tải trọng gió cho một công trình, đối với các hướng gió khác nhau có thể có dạng địa hình khác nhau.

- Khi mặt đất xung quanh nhà và công trình không bằng phẳng thì mốc chuẩn để tính độ cao được xác định theo phụ lục G của TCVN2737:1995.

- Sơ đồ phân tải trọng gió lên nhà, công trình hoặc các cấu kiện và hệ số khí động c được xác định theo chỉ dẫn của phụ lục 13. Các giá trị trung gian cho phép xác định bằng cách nội suy tuyến tính.

Mũi tên trong phụ lục 13 chỉ hướng gió thổi lên nhà, công trình hoặc cấu kiện. hệ số khí động được xác định như sau: Giá trị dương của hệ số khí động ứng với chiều áp lực gió hướng vào bề mặt công trình, giá trị âm ứng với chiều áp lực gió hướng ra ngoài công trình.

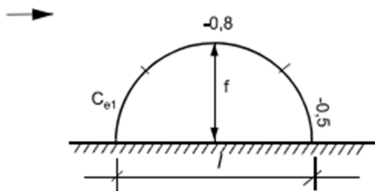
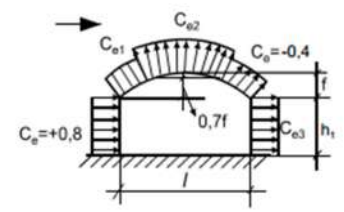
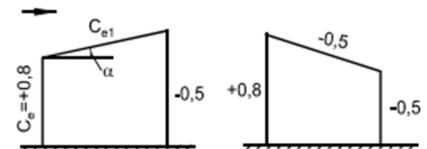
HỆ SỐ KHÍ ĐỘNG C (trích dẫn)

206

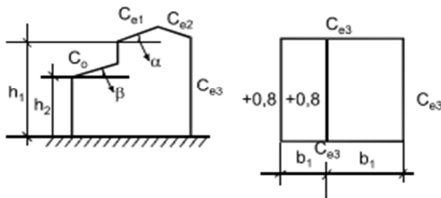
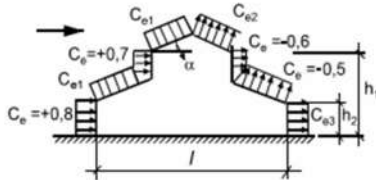
Phụ lục 13 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, cộng trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích																																																				
2. Nhà có mái dốc hai phía Mặt bằng	<table><tr><th rowspan="2">Hệ số</th><th rowspan="2">a độ</th><th colspan="4">h1/l</th></tr><tr><th>0</th><th>0,5</th><th>1</th><th>≥ 2</th></tr><tr><td rowspan="4">Ce1</td><td>0</td><td>0</td><td>-0,6</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td>20</td><td>+0,2</td><td>-0,4</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td>40</td><td>+0,4</td><td>+0,3</td><td>-0,2</td><td>-0,4</td></tr><tr><td>60</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td></tr><tr><td>Ce2</td><td>≤ 60</td><td>-0,4</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,8</td></tr></table> <table><tr><th rowspan="2">b/l</th><th colspan="3">Giá trị ce3 khi h1/l bằng</th></tr><tr><th>≤ 0,5</th><th>1</th><th>≥ 2</th></tr><tr><td>≤ 1</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td></tr><tr><td>≥ 2</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td><td>-0,6</td></tr></table>	Hệ số	a độ	h1/l				0	0,5	1	≥ 2	Ce1	0	0	-0,6	-0,7	-0,8	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	Ce2	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8	b/l	Giá trị ce3 khi h1/l bằng			≤ 0,5	1	≥ 2	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6	≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6	- Khi gió thổi vào đầu hồi nhà, các mặt mái đều lấy ce = - 0,7 - Khi xác định hệ số v theo điều 6.15 thì h = h1 + 0,2 × l × tgα
Hệ số	a độ			h1/l																																																		
		0	0,5	1	≥ 2																																																	
Ce1	0	0	-0,6	-0,7	-0,8																																																	
	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8																																																	
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4																																																	
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8																																																	
Ce2	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8																																																	
b/l	Giá trị ce3 khi h1/l bằng																																																					
	≤ 0,5	1	≥ 2																																																			
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6																																																			
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6																																																			
3. Mái hai chiều kín úp sát đất	<table><tr><td>a</td><td>0°</td><td>30°</td><td>≥ 60°</td></tr><tr><td>ce1</td><td>0</td><td>+ 0,2</td><td>+ 0,8</td></tr></table>	a	0°	30°	≥ 60°	ce1	0	+ 0,2	+ 0,8																																													
a	0°	30°	≥ 60°																																																			
ce1	0	+ 0,2	+ 0,8																																																			

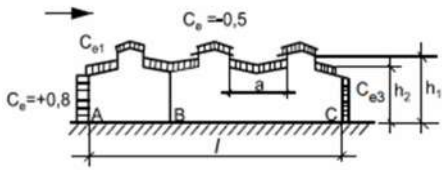
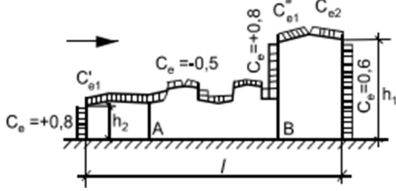
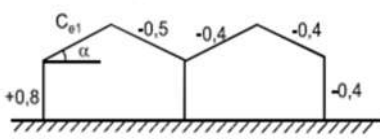
Phụ lục 13 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích																																																							
4. Mái vòm kín úp sát đất 	<table><tr><th>f/l</th><th>C_{e1}</th></tr><tr><td>0,1</td><td>+ 0,1</td></tr><tr><td>0,2</td><td>+ 0,2</td></tr><tr><td>0,5</td><td>+ 0,6</td></tr></table>	f/l	C _{e1}	0,1	+ 0,1	0,2	+ 0,2	0,5	+ 0,6																																																
f/l	C _{e1}																																																								
0,1	+ 0,1																																																								
0,2	+ 0,2																																																								
0,5	+ 0,6																																																								
5. Mái vòm hoặc gần giống dạng vòm (như mái trên các dàn hình cánh cung) 	<table><tr><th rowspan="2">Hệ số</th><th rowspan="2">h₁/l</th><th colspan="5">f/l</th></tr><tr><th>0,1</th><th>0,2</th><th>0,3</th><th>0,4</th><th>0,5</th></tr><tr><td rowspan="4">C_{e1}</td><td>0</td><td>+</td><td>+</td><td>+</td><td>+</td><td>+</td></tr><tr><td>0,2</td><td>0,1</td><td>0,2</td><td>0,4</td><td>0,6</td><td>0,7</td></tr><tr><td rowspan="2">≥ 1</td><td>-</td><td>-</td><td>+</td><td>+0,5</td><td>+</td></tr><tr><td>0,2</td><td>0,1</td><td>0,2</td><td>+</td><td>0,7</td></tr><tr><td rowspan="3">C_{e2}</td><td rowspan="4">≥ 1</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>0,3</td><td>+</td></tr><tr><td>0,8</td><td>0,7</td><td>0,3</td><td></td><td>0,7</td></tr><tr><td colspan="2"></td><td></td><td></td><td></td><td>1,1</td><td>1,2</td></tr></table> Giá trị C_{e3} lấy theo sơ đồ 2	Hệ số	h ₁ /l	f/l					0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	C _{e1}	0	+	+	+	+	+	0,2	0,1	0,2	0,4	0,6	0,7	≥ 1	-	-	+	+0,5	+	0,2	0,1	0,2	+	0,7	C _{e2}	≥ 1	-	-	-	0,3	+	0,8	0,7	0,3		0,7						1,1	1,2	- Khi xác định hệ số v theo điều 6.15 thì h = h₁ + 0,7.f
Hệ số	h ₁ /l			f/l																																																					
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5																																																			
C _{e1}	0	+	+	+	+	+																																																			
	0,2	0,1	0,2	0,4	0,6	0,7																																																			
	≥ 1	-	-	+	+0,5	+																																																			
		0,2	0,1	0,2	+	0,7																																																			
C _{e2}	≥ 1	-	-	-	0,3	+																																																			
		0,8	0,7	0,3		0,7																																																			
							1,1	1,2																																																	
6. Nhà kín mái dốc một chiều 		<table><tr><th>a</th><th>C_{e1}</th></tr><tr><td>≤ 15°</td><td>- 0,6</td></tr><tr><td>30°</td><td>0</td></tr><tr><td>≥ 60°</td><td>+ 0,8</td></tr></table>	a	C _{e1}	≤ 15°	- 0,6	30°	0	≥ 60°	+ 0,8																																															
a	C _{e1}																																																								
≤ 15°	- 0,6																																																								
30°	0																																																								
≥ 60°	+ 0,8																																																								

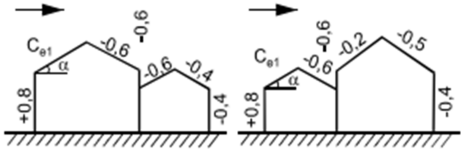
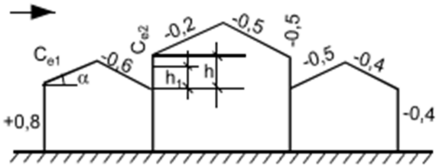
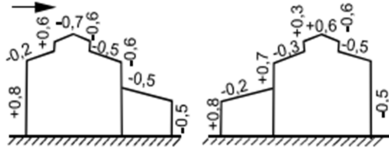
Phụ lục 13 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, cộng trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích																		
7. Nhà kín có phần bán mái  Mặt bằng	<table><tr><th>h_1/h_2</th><th>c_o</th></tr><tr><td>1,2</td><td>- 0,5</td></tr><tr><td>1,4</td><td>- 0,3</td></tr><tr><td>1,6</td><td>- 0,1</td></tr><tr><td>1,8</td><td>0</td></tr><tr><td>2,0</td><td>+ 0,2</td></tr><tr><td>2,5</td><td>+ 0,4</td></tr><tr><td>3,0</td><td>+ 0,6</td></tr><tr><td>≥ 4,0</td><td>+ 0,8</td></tr></table>	h_1/h_2	c_o	1,2	- 0,5	1,4	- 0,3	1,6	- 0,1	1,8	0	2,0	+ 0,2	2,5	+ 0,4	3,0	+ 0,6	≥ 4,0	+ 0,8	- Khi $b_1 \leq b_2$ và $0 \leq b \leq 30^\circ$ thì c_o lấy theo bảng này - Khi $b_1 > b_2$ thì c_o lấy theo sơ đồ 2 - Giá trị C_{e1}, C_{e2}, C_{e3} lấy theo sơ đồ 2
h_1/h_2	c_o																			
1,2	- 0,5																			
1,4	- 0,3																			
1,6	- 0,1																			
1,8	0																			
2,0	+ 0,2																			
2,5	+ 0,4																			
3,0	+ 0,6																			
≥ 4,0	+ 0,8																			
8. Nhà một nhịp có cửa trời dọc theo chiều dài nhà. 	- Giá trị C_{e1}, C_{e3} lấy theo sơ đồ 2 - Hệ số khí động đối với các mặt của cửa trời lấy bằng - 0,6 - Hệ số khí động đối với mặt đón gió của cửa trời khi góc nghiêng mái nhỏ hơn 20° lấy bằng - 0,8	- Khi tính khung ngang của nhà có cửa trời theo sơ đồ 8 và có các tấm chắn gió thì hệ số khí động tổng cộng lên hệ thống "cửa trời - tấm chắn" lấy bằng 1,4. - Khi xác định hệ số n theo điều 6.15 thì $h = h_1$																		

Phụ lục 13 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, cộng trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
9. Nhà nhiều nhịp có cửa trời dọc theo chiều dài nhà 	- Xem chỉ dẫn hệ số khí động của sơ đồ 8 - Đối với mái nhà trên đoạn AB hệ số C_e lấy như sơ đồ 8 - Đối với cửa trời đoạn BC khi $l < 2$ thì $C_x = 0,2$ khi $2 \leq l \leq 8$ thì $C_x = 0,1$ khi $l > 8$ thì $C_x = 0,8$ Khi $l = a/(h_1 - h_2)$ - Đối với những đoạn mái còn lại $C_e = -0,5$	- Tường đón gió, khuất gió và tường bất kỳ, hệ số khí động xác định như sơ đồ 2 - Khi xác định hệ số n theo điều 6.15 thì $h = h_1$
10. Nhà nhiều nhịp có cửa trời dọc theo chiều dài nhà, cao độ lệch nhau 	- Xem chỉ dẫn hệ số khí động của sơ đồ 8. - Hệ số C'_{e1}, C''_{e1}, C_{e2} lấy như sơ đồ 2 khi xác định C_{e1} theo h_1 (chiều cao tường đón gió). - Đối với đoạn AB hệ số C_e xác định như đoạn BC của sơ đồ 9 khi chiều cao cửa trời bằng $(h_1 - h_2)$.	- Xem chú thích ở sơ đồ 9
11. Nhà kín 2 khẩu độ, mái dốc hai chiều 	- Hệ số C_{e1} lấy như sơ đồ 2.	

Phụ lục 13 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, cộng trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
12. Nhà kín 2 khẩu độ, mái dốc hai chiều, cao độ lệch nhau 	- Hệ số C_{e1} lấy như sơ đồ 2.	
13. Nhà kín 3 khẩu độ, mái dốc hai chiều, cao độ lệch nhau 	- Hệ số C_{e1} lấy như sơ đồ 2. - Hệ số C_{e2} lấy như sau: $C_{e2} = 0,6 \times (1 - 2h_1/h)$ Nếu $h_1 > h$ thì $C_{e2} = -0,6$	
14. Nhà kín có cửa trời và một phần bán mái 	Hệ số khí động xem sơ đồ bên	

Phụ lục 13 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
15. Nhà kín có cửa trời và hai phần bán mái	Hệ số khí động xem sơ đồ bên	
16. Nhà kín 3 khẩu độ, giữa có cửa trời dọc nhà	- Hệ số C_{e1} lấy như sơ đồ 2 - Hệ số C_{e2} lấy như sau: $C_{e2} = 0,6 \times (1 - 2h_1/h)$ Nếu $h_1 > h$ thì $C_{e2} = -0,6$	
17. Nhà kín 2 khẩu độ, có cửa trời dọc nhà	Hệ số C_{e1} lấy như sau: Khi $a \leq 4h$ thì $C_{e1} = +0,2$ Khi $a > 4h$ thì $C_{e1} = +0,6$	

Phụ lục 14 (QCVN 02:2009/BXD)

PHÂN VÙNG ÁP LỰC GIÓ THEO ĐỊA DANH HÀNH CHÍNH

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
1. Thủ đô Hà Nội			
- Quận Ba Đình	II.B	0,95	30,12
- Quận Cầu Giấy	II.B	0,95	30,12
- Quận Đống Đa	II.B	0,95	30,12
- Quận Hai Bà Trưng	II.B	0,95	30,12
- Quận Hoàn Kiếm	II.B	0,95	30,12
- Quận Hoàng Mai	II.B	0,95	30,12
- Quận Long Biên	II.B	0,95	30,12
- Quận Tây Hồ	II.B	0,95	30,12
- Quận Thanh Xuân	II.B	0,95	30,12
- Hà Đông	II.B	0,95	30,12
- Sơn Tây	II.B	0,95	30,12
- Huyện Đông Anh	II.B	0,95	30,12
- Huyện Gia Lâm	II.B	0,95	30,12
- Huyện Sóc Sơn	II.B	0,95	30,12
- Huyện Thanh Trì	II.B	0,95	30,12
- Huyện Từ Liêm	II.B	0,95	30,12
- Huyện Ba Vì	II.B	0,95	30,12
- Huyện Chương Mỹ	II.B	0,95	30,12
- Huyện Đan Phượng	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hoài Đức	II.B	0,95	30,12

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Mỹ Đức	II.B	0,95	30,12
- Huyện Phú Xuyên	II.B	0,95	30,12
- Huyện Phúc Thọ	II.B	0,95	30,12
- Huyện Quốc Oai	II.B	0,95	30,12
- Huyện Thạch Thất	II.B	0,95	30,12
- Huyện Thanh Oai	II.B	0,95	30,12
- Huyện Thường Tín	II.B	0,95	30,12
- Huyện Ứng Hoà	II.B	0,95	30,12
- Huyện Mê Linh	II.B	0,95	30,12
2. Thành phố Hồ Chí Minh			
- Quận 1	II.A	0,83	28,57
- Quận 2	II.A	0,83	28,57
- Quận 3	II.A	0,83	28,57
- Quận 4	II.A	0,83	28,57
- Quận 5	II.A	0,83	28,57
- Quận 6	II.A	0,83	28,57
- Quận 7	II.A	0,83	28,57
- Quận 8	II.A	0,83	28,57
- Quận 9	II.A	0,83	28,57
- Quận 10	II.A	0,83	28,57
- Quận 11	II.A	0,83	28,57
- Quận 12	II.A	0,83	28,57
- Quận Bình Thạnh	II.A	0,83	28,57

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Quận Gò Vấp	II.A	0,83	28,57
- Quận Phú Nhuận	II.A	0,83	28,57
- Quận Tân Bình	II.A	0,83	28,57
- Quận Thủ Đức (Huyện Thủ Đức)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Bình Chánh	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cần Giờ	II.A	0,83	28,57
- Huyện Củ Chi	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hóc Môn	II.A	0,83	28,57
- Huyện Nhà Bè	II.A	0,83	28,57
3. Thành phố Hải Phòng			
- Quận Hồng Bàng	IV.B	1,55	38,61
- Quận Kiến An (Thị xã Kiến An)	IV.B	1,55	38,61
- Quận Lê Chân	IV.B	1,55	38,61
- Quận Ngô Quyền	IV.B	1,55	38,61
- Quận Đồ Sơn (Thị xã Đồ Sơn)	IV.B	1,55	38,61
- Quận Dương Kinh (Huyện Kiến Thụy)	IV.B	1,55	38,61
- Quận Hải An (An Hải)	IV.B	1,55	38,61
- Huyện An Dương (Huyện An Hải)	IV.B	1,55	38,61
- Huyện An Lão	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Bạch Long Vĩ	V.B	1,85	42,47
- Huyện Cát Hải	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Kiến Thụy	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Thủy Nguyên	III.B	1,25	34,75

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Tiên Lãng	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Vĩnh Bảo	IV.B	1,55	38,61
4. Thành phố Đà Nẵng (Quảng Nam Đà Nẵng)			
- Quận Hải Châu	II.B	0,95	30,12
- Quận Liên Chiểu	II.B	0,95	30,12
- Quận Ngũ Hành Sơn	II.B	0,95	30,12
- Quận Sơn Trà	III.B	1,25	34,75
- Quận Thanh Khê	II.B	0,95	30,12
- Quận Cẩm Lệ	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hòa Vang	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hoàng Sa	V.B	1,85	42,47
5. Thành phố Cần Thơ			
- Quận Bình Thủy	II.A	0,83	28,57
- Quận Cái Răng	II.A	0,83	28,57
- Quận Ninh Kiều	II.A	0,83	28,57
- Quận Ô Môn	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cờ Đỏ (Huyện Ô môn)	II.A (I.A)	0,83 (0,55)	28,57 (23,17)
- Huyện Phong Điền (Huyện Châu Thành và Ô môn)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Thốt Nốt	I.A	0,55	23,17
- Huyện Vĩnh Thạnh (Vị Thanh)	I.A	0,55	23,17
6. An Giang			

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Thành phố Long Xuyên	I.A	0,55	23,17
- Thị xã Châu Đốc	I.A	0,55	23,17
- Huyện An Phú	I.A	0,55	23,17
- Huyện Châu Phú	I.A	0,55	23,17
- Huyện Châu Thành	I.A	0,55	23,17
- Huyện Chợ Mới	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phú Tân	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tân Châu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thoại Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tri Tôn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tịnh Biên	I.A	0,55	23,17
7. Bà Rịa - Vũng Tàu			
- Thành phố Vũng Tàu	II.A	0,83	28,57
- Thị xã Bà Rịa	I.A	0,55	23,17
- Huyện Châu Đức	II.A	0,83	28,57
- Huyện Côn Đảo	III.A	1,10	32,43
- Huyện Đất Đỏ (Long Đất)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Long Điền (Long Đất)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Tân Thành (Châu Thành)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Xuyên Mộc	II.A	0,83	28,57
8. Bạc Liêu (Minh Hải)			
- Thị xã Bạc Liêu	II.A	0,83	28,57
- Huyện Giá Rai	II.A	0,83	28,57
- Huyện Hồng Dân	II.A	0,83	28,57

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Phước Long (Tách từ H. Hồng Dân)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Hòa Bình (Tách ra từ H. Vĩnh Lợi)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Đông Hải (Tách từ H.Giá Rai)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Vĩnh Lợi	II.A	0,83	28,57
9. Bắc Giang (Hà Bắc)			
- Thành phố Bắc Giang	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hiệp Hoà	II.B	0,95	30,12
- Huyện Lạng Giang	II.B	0,95	30,12
- Huyện Lục Nam	II.B	0,95	30,12
- Huyện Lục Ngạn	II.B	0,95	30,12
- Huyện Sơn Động	II.B	0,95	30,12
- Huyện Tân Yên	II.B	0,95	30,12
- Huyện Việt Yên	II.B	0,95	30,12
- Huyện Yên Dũng	II.B	0,95	30,12
- Huyện Yên Thế	I.A	0,55	23,17
10. Bắc Kạn (Bắc Thái)			
- Thị xã Bắc Kạn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Ba Bể	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bạch Thông	I.A	0,55	23,17
- Huyện Chợ Đồn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Chợ Mới (tách ra từ H. Bạch Thông)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Na Rì	I.A	0,55	23,17
- Huyện Ngân Sơn	I.A	0,55	23,17
11. Bắc Ninh (Hà Bắc)			

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Thành phố Bắc Ninh	II.B	0,95	30,12
- Huyện Gia Bình (Gia Lương)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Lương Tài (Gia Lương)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Quế Võ	II.B	0,95	30,12
- Huyện Thuận Thành	II.B	0,95	30,12
- Huyện Tiên Du (Tiên Sơn)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Từ Sơn (Tiên Sơn)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Yên Phong	II.B	0,95	30,12
12. Bến Tre			
- Thị xã Bến Tre	II.A	0,83	28,57
- Huyện Ba Tri	II.A	0,83	28,57
- Huyện Bình Đại	II.A	0,83	28,57
- Huyện Châu Thành	II.A	0,83	28,57
- Huyện Chợ Lách	II.A	0,83	28,57
- Huyện Giồng Trôm	II.A	0,83	28,57
- Huyện Mô Cày	II.A	0,83	28,57
- Huyện Thạnh Phú	II.A	0,83	28,57
13. Bình Dương (Sông Bé)			
- Thị xã Thủ Dầu Một	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bến Cát	I.A	0,55	23,17
- Huyện Dầu Tiếng (Tách ra từ H. Bến Cát)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Dĩ An (Tách ra từ Thuận An)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phú Giáo (Tách ra từ Tân Uyên)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tân Uyên	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Thuận An	I.A	0,55	23,17
14. Bình Định			
- Thành phố Quy Nhơn	III.B	1,25	34,75
- Huyện An Lão	II.B (I.A)	0,95 (0,55)	30,12 (23,17)
- Huyện An Nhơn	III.B	1,25	34,75
- Huyện Hoài ân	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hoài Nhơn	III.B	1,25	34,75
- Huyện Phù Cát	III.B	1,25	34,75
- Huyện Phù Mỹ	III.B	1,25	34,75
- Huyện Tây Sơn	II.B (I.A)	0,95 (0,55)	30,12 (23,17)
- Huyện Tuy Phước	III.B	1,25	34,75
- Huyện Vân Canh	II.B	0,95	30,12
- Huyện Vĩnh Thạnh	I.A	0,55	23,17
15. Bình Phước (Sông Bé)			
- Thị xã Đồng Xoài	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bình Long	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bù Đăng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bù Đốp (Tách ra từ Lộc Ninh)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Chơn Thành (Tách ra từ Bình Long)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đồng Phú	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lộc Ninh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phước Long	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
16. Bình Thuận			
- Thành phố Phan Thiết	II.A	0,83	28,57
- Huyện Bắc Bình	I.A (II.A)	0,55 (0,83)	23,17 (28,57)
- Huyện Đức Linh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hàm Tân	II.A	0,83	28,57
- Huyện Hàm Thuận Bắc	I.A (II.A)	0,55 (0,83)	23,17 (28,57)
- Huyện Hàm Thuận Nam	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phú Quý	III.A	1,10	32,43
- Huyện Tánh Linh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tuy Phong	II.A	0,83	28,57
- Thị xã La Gi (Tách ra từ Hàm Tân)	II.A	0,83	28,57
17. Cà Mau (Minh Hải)			
- Thành phố Cà Mau	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cái Nước	II.A	0,83	28,57
- Huyện Đầm Dơi	II.A	0,83	28,57
- Huyện Năm Căn (Tách ra từ Ngọc Hiển)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Ngọc Hiển	II.A	0,83	28,57
- Huyện Phú Tân (Tách ra từ Cái Nước)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Thới Bình	II.A	0,83	28,57
- Huyện Trần Văn Thời	II.A	0,83	28,57
- Huyện U Minh	II.A	0,83	28,57
18. Cao Bằng			

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Thị xã Cao Bằng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bảo Lâm (Tách ra từ Bảo Lạc)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bảo Lạc	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hà Quảng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hạ Lang	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hòa An	I.A	0,55	23,17
- Huyện Nguyên Bình	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phục Hòa (Quảng Hòa)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Quảng Uyên (Quảng Hoà)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thạch An	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thông Nông	I.A	0,55	23,17
- Huyện Trà Lĩnh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Trùng Khánh	I.A	0,55	23,17
19. Đắk Lắk			
- Thành phố Buôn Ma Thuột	I.A	0,55	23,17
- Huyện Buôn Đôn	I.A	0,55	23,17
- Huyện CM'gar	I.A	0,55	23,17
- Huyện Ea H'leo	I.A	0,55	23,17
- Huyện Ea Kar	I.A	0,55	23,17
- Huyện Ea Súp	I.A	0,55	23,17
- Huyện Krông Ana	I.A	0,55	23,17
- Huyện Krông Bông	I.A	0,55	23,17
- Huyện Krông Búk	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Krông Năng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Krông Păk	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lắk	I.A	0,55	23,17
- Huyện M'Đrăk	I.A	0,55	23,17
20. Đắk Nông (Đắk Lắk)			
- Thị xã Gia Nghĩa	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tuy Đức (Tách ra từ Đắk Lắk)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Cư Jút	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đắk Mil	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đắk Glông (Đắk Nông)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đắk RLấp	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đắk Song (Tách ra từ Đắk nông và Đắk Mil)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Krông Nô	I.A	0,55	23,17
21. Điện Biên (Lai Châu)			
- Thành phố Điện Biên Phủ	II.A	0,83	28,57
- Thị xã Mường Lay (đổi tên từ TX. Lai Châu cũ)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Điện Biên	I.A	0,55	23,17
- Huyện Điện Biên Đông (tách ra từ Điện Biên)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mường Chà (huyện Mường Lay cũ)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mường Nhé (Tách ra từ Mường Lay và Mường Tè)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tủa Chùa	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tuần Giáo	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Mường Ảng	I.A	0,55	23,17
22. Đồng Nai			
- Thành phố Biên Hoà	II.A	0,83	28,57
- Thị xã Long Khánh	I.A (II.A)	0,55 (0,83)	23,17 (28,57)
- Huyện Cẩm Mỹ (Tách ra từ Long Khánh)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Định Quán	I.A	0,55	23,17
- Huyện Long Thành	II.A	0,83	28,57
- Huyện Nhơn Trạch (Long Thành)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Tân Phú	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thống Nhất	I.A	0,55	23,17
- Huyện Trảng Bom (Tách ra từ Thống Nhất)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Vĩnh Cửu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Xuân Lộc	I.A	0,55	23,17
23. Đồng Tháp			
- Thành phố Cao Lãnh	I.A	0,55	23,17
- Thị xã Sa Đéc	I.A	0,55	23,17
- Huyện Cao Lãnh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Châu Thành	II.A	0,83	28,57
- Huyện Hồng Ngự	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lai Vung	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lấp Vò (Thanh Hưng)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tam Nông	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tân Hồng	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Thanh Bình	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tháp Mười	I.A	0,55	23,17
24. Gia Lai			
- Thành phố Pleiku	I.A	0,55	23,17
- Thị xã An Khê	I.A	0,55	23,17
- Thị xã Ayun Pa	I.A	0,55	23,17
- Huyện Chư Păh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Chư Prông	I.A	0,55	23,17
- Huyện Chư Sê	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đăk Đoa	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đăk Pơ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đức Cơ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Ia Grai	I.A	0,55	23,17
- Huyện Ia Pa (tách từ Ayun Pa)	I.A	0,55	23,17
- Huyện K'Bang	I.A	0,55	23,17
- Huyện Kông Chro	I.A	0,55	23,17
- Huyện Krông Pa	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mang Yang.	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phú Thiện	I.A	0,55	23,17
25. Hà Giang			
- Thị xã Hà Giang	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bắc Mê	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bắc Quang	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đồng Văn	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Hoàng Su Phì	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mèo Vạc	I.A	0,55	23,17
- Huyện Quang Bình (tách ra từ Bắc Quang và Xín Mần)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Quản Bạ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Vị Xuyên	I.A	0,55	23,17
- Huyện Xín Mần	I.A	0,55	23,17
- Huyện Yên Minh	I.A	0,55	23,17
26. Hà Nam (Nam Hà)			
-Thành phố Phủ Lý (Tx. Hà Nam)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Bình Lục	III.B (IV.B)	1,25 (1,55)	34,75 (38,61)
- Huyện Duy Tiên	III.B	1,25	34,75
- Huyện Kim Bảng	III.B	1,25	34,75
- Huyện Lý Nhân	III.B	1,25	34,75
- Huyện Thanh Liêm	III.B	1,25	34,75
27. Hà Tĩnh			
-Thành phố Hà Tĩnh	IV.B	1,55	38,61
- Thị xã Hồng Lĩnh	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Can Lộc	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Cẩm Xuyên	III.B (IV.B)	1,25 (1,55)	34,75 (38,61)
- Huyện Đức Thọ	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hương Khê	I.A (II.B)	0,55 (0,95)	23,17 (30,12)

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Hương Sơn	IA (II.B)	0,55 (0,95)	23,17 (30,12)
- Huyện Kỳ Anh	III.B (IV.B)	1,25 (1,55)	34,75 (38,61)
- Huyện Nghi Xuân	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Thạch Hà	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Vũ Quang (Tách ra từ Hương Khê và Hương Sơn)	IA (II.B)	0,55 (0,95)	23,17 (30,12)
- Huyện Lộc Hà (Tách ra từ Can Lộc và Thạch Hà)	IV.B	1,55	38,61
28. Hải Dương (Hải Hưng)			
- Thành phố Hải Dương	III.B	1,25	34,75
- Huyện Bình Giang (Cẩm Bình)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Cẩm Giàng (Cẩm Bình)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Chí Linh	II.B	0,95	30,12
- Huyện Gia Lộc (Tứ Lộc)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Kim Thành (Kim Môn)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Kinh Môn (Kim Môn)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Nam Sách (Nam Thanh)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Ninh Giang (Ninh Thanh)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Thanh Hà (Nam Thanh)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Thanh Miện (Ninh Thanh)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Tứ Kỳ	IV.B (III.B)	1,55 (1,25)	38,61 (34,75)
29. Hậu Giang			

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Thị xã Vị Thanh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Châu Thành	I.A	0,55	23,17
- Huyện Châu Thành A	I.A	0,55	23,17
- Huyện Long Mỹ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phụng Hiệp	I.A	0,55	23,17
- Huyện Vị Thủy	I.A	0,55	23,17
- TX. Ngã Bảy (TX. Tân Hiệp)	I.A	0,55	23,17
30. Hoà Bình			
-Thành phố Hoà Bình	I.A	0,55	23,17
- Huyện Cao Phong (tách ra từ Kỳ Sơn)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đà Bắc	I.A	0,55	23,17
- Huyện Kim Bôi	II.B	0,95	30,12
- Huyện Kỳ Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lạc Sơn	II.B	0,95	30,12
- Huyện Lạc Thủy	II.B	0,95	30,12
- Huyện Lương Sơn	II.B	0,95	30,12
- Huyện Mai Châu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tân Lạc	I.A	0,55	23,17
- Huyện Yên Thủy	II.B	0,95	30,12
31. Hưng Yên (Hải Hưng)			
- Thị xã Hưng Yên	III.B	1,25	34,75
- Huyện Ân Thi	II.B (III.B)	0,95 (1,25)	30,12 (34,75)
- Huyện Khoái Châu (Châu Giang)	II.B	0,95	30,12

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Kim Động	II.B (III.B)	0,95 (1,25)	30,12 (34,75)
- Huyện Mỹ Hào (Mỹ Văn)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Phù Cừ (Phù Tiên)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Tiên Lữ (Phù Tiên)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Văn Giang (Châu Giang)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Văn Lâm (Mỹ Văn)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Yên Mỹ (Mỹ Văn)	II.B	0,95	30,12
32. Khánh Hoà			
- Thành phố Nha Trang	II.A	0,83	28,57
- Thị xã Cam Ranh	II.A	0,83	28,57
- Huyện Diên Khánh	II.A	0,83	28,57
- Huyện Khánh Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Khánh Vĩnh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Ninh Hòa	II.A	0,83	28,57
- Huyện Trường Sa	III.B	1,25	34,75
- Huyện Vạn Ninh	II.A	0,83	28,57
33. Kiên Giang			
- Thành phố Rạch Giá	I.A	0,55	23,17
- Thị xã Hà Tiên	I.A	0,55	23,17
- Huyện An Biên	I.A	0,55	23,17
- Huyện An Minh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Châu Thành	I.A	0,55	23,17
- Huyện Giồng Riềng	II.A	0,83	28,57

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Gò Quao	II.A	0,83	28,57
- Huyện Hòn Đất	I.A	0,55	23,17
- Huyện Kiên Hải	II.A	0,83	28,57
- Huyện Kiên Lương (Hà Tiên)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phú Quốc	III.A	1,10	32,43
- Huyện Tân Hiệp	I.A	0,55	23,17
- Huyện Vĩnh Thuận	I.A (II.A)	0,55 (0,83)	23,17 (28,57)
34. Kon Tum			
- Thị xã Kon Tum	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đắk Glei	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đắk Hà (Tách ra từ Đắk Tô và Kon Tum)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đắk Tô	I.A	0,55	23,17
- Huyện Kon Plong	I.A	0,55	23,17
- Huyện Kon Rẫy	I.A	0,55	23,17
- Huyện Ngọc Hồi	I.A	0,55	23,17
- Huyện Sa Thầy	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tu Mơ Rông	I.A	0,55	23,17
35. Lai Châu			
- Thị xã Lai Châu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mường Tè	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phong Thổ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Sìn Hồ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tam Đường (Tách ra từ Phong Thổ)	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Than Uyên	I.A	0,55	23,17
36. Lạng Sơn			
- Thành phố Lạng Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bắc Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bình Gia	I.A	0,55	23,17
- Huyện Cao Lộc	I.A	0,55	23,17
- Huyện Chi Lăng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đình Lập	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hữu Lũng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lộc Bình	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tràng Định	I.A	0,55	23,17
- Huyện Văn Lãng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Văn Quan	I.A	0,55	23,17
37. Lào Cai			
- Thành phố Lào Cai	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bắc Hà	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bảo Thắng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bảo Yên	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bát Xát	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mường Khương	I.A	0,55	23,17
- Huyện Sa Pa	I.A	0,55	23,17
- Huyện Văn Bàn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Xi Ma Cai (Tách ra từ Bắc Hà)	I.A	0,55	23,17
38. Lâm Đồng			

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Thành phố Đà Lạt	I.A	0,55	23,17
- Thị xã Bảo Lộc	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bảo Lâm (Tách ra từ Huyện Bảo Lộc)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Cát Tiên;	I.A	0,55	23,17
- Huyện Di Linh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đa Huoai	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đa Tềh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đơn Dương	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đức Trọng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lâm Hà	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lạc Dương	I.A	0,55	23,17
39. Long An			
- Thị xã Tân An	II.A	0,83	28,57
- Huyện Bến Lức	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cần Giuộc	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cần Đước	II.A	0,83	28,57
- Huyện Châu Thành	II.A	0,83	28,57
- Huyện Đức Hoà	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đức Huệ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mộc Hoá	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tân Hưng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tân Thạnh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tân Trụ	II.A	0,83	28,57

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Thanh Hoá	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thủ Thừa	II.A	0,83	28,57
- Huyện Vĩnh Hưng	I.A	0,55	23,17
40. Nam Định (Nam Hà)			
- Thành phố Nam Định	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Giao Thủy (Xuân Thủy)	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Hải Hậu	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Mỹ Lộc (Tách ra từ TP Nam Định)	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Nam Trực (Nam Ninh)	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Nghĩa Hưng	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Trực Ninh (Nam Ninh)	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Vụ Bản	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Xuân Trường (Xuân Thủy)	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Ý Yên	IV.B	1,55	38,61
41. Nghệ An			
- Thành phố Vinh	III.B	1,25	34,75
- Thị xã Cửa Lò	III.B	1,25	34,75
- Huyện Anh Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Con Cuông	I.A	0,55	23,17
- Huyện Diễn Châu	III.B	1,25	34,75
- Huyện Đô Lương	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hưng Nguyên	III.B	1,25	34,75
- Huyện Kỳ Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Nam Đàn	II.B	0,95	30,12

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Nghi Lộc	III.B	1,25	34,75
- Huyện Nghĩa Đàn	II.B	0,95	30,12
- Huyện Quế Phong	I.A	0,55	23,17
- Huyện Quỳnh Châu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Quỳnh Hợp	I.A	0,55	23,17
- Huyện Quỳnh Lưu	III.B	1,25	34,75
- Huyện Tân Kỳ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thanh Chương	II.B	0,95	30,12
- Huyện Tương Dương	I.A	0,55	23,17
- Huyện Yên Thành	II.B	0,95	30,12
- Thị xã Thái Hoà (Tách ra từ Nghĩa Đàn)	II.B	0,95	30,12
42. Ninh Bình			
- Thành phố Ninh Bình	IV.B	1,55	38,61
- Thị xã Tam Điệp	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Gia Viễn	III.B	1,25	34,75
- Huyện Hoa Lư	III.B	1,25	34,75
- Huyện Kim Sơn	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Nho Quan (Hoàng Long)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Yên Khánh (Tách ra từ huyện Tam Điệp và Kim Sơn)	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Yên Mô (Huyện Tam Điệp)	IV.B	1,55	38,61
43. Ninh Thuận			
- Thành phố Phan Rang - Tháp Chàm	II.A	0,83	28,57
- Huyện Bác Ái	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Ninh Hải	II.A	0,83	28,57
- Huyện Ninh Phước	II.A	0,83	28,57
- Huyện Ninh Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thuận Bắc (Tách ra từ Ninh Hải)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Thuận Nam (Tách ra từ Ninh Phước)	II.A	0,83	28,57
44. Phú Thọ (Vĩnh Phú)			
- Thành phố Việt Trì	II.A	0,83	28,57
- Thị xã Phú Thọ	II.A	0,83	28,57
- Huyện Đoan Hùng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hạ Hoà (Thanh Hòa)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lâm Thao (Phong Châu)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Phù Ninh (Phong Châu)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cẩm Khê (Sông Thao)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tam Nông (Tam Thanh)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Thanh Ba (Thanh Hòa)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thanh Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thanh Thủy (Tam Thanh)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Yên Lập	I.A	0,55	23,17
45. Phú Yên			
- Thành phố Tuy Hoà	III.B	1,25	34,75
- Huyện Đồng Xuân	II.B	0,95	30,12
- Huyện Phú Hòa (Tách ra từ thị xã Tuy Hòa)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Sông Cầu	III.B	1,25	34,75
- Huyện Sông Hinh	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Sơn Hoà	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tuy An	III.B	1,25	34,75
- Huyện Tuy Hoà	II.B (III.B)	0,95 (1,25)	30,12 (34,75)
46. Quảng Bình			
- Thành phố Đồng Hới	III.B	1,25	34,75
- Huyện Bố Trạch	I.A (II.B)	0,55 (0,95)	23,17 (30,12)
- Huyện Lệ Thuỷ	I.A (II.B, III.B)	0,55 (0,95; 1,25)	23,17 (30,12 ; 34,75)
- Huyện Minh Hoá	I.A	0,55	0,55
- Huyện Quảng Ninh	I.A (II.B, III.B)	0,55 (0,95; 1,25)	23,17 (30,12 ; 34,75)
- Huyện Quảng Trạch	III.B	1,25	34,75
- Huyện Tuyên Hoá	II.B	0,95	30,12
47. Quảng Nam (Quảng Nam Đà Nẵng)			
- Thành phố Tam Kỳ	II.B	0,95	30,12
- Thành phố Hội An	III.B	1,25	34,75
- Huyện Bắc Trà My (Trà My)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Duy Xuyên	II.B	0,95	30,12
- Huyện Đại Lộc	II.B	0,95	30,12
- Huyện Điện Bàn	II.B	0,95	30,12
- Huyện Đông Giang (Huyện Hiên)	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Hiệp Đức	II.B	0,95	30,12
- Huyện Nam Giang (Huyện Giăng)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Nam Trà My (Trà My)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Núi Thành	III.B	1,25	34,75
- Huyện Phước Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Quế Sơn	II.B	0,95	30,12
- Huyện Tây Giang (Huyện Hiên)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thăng Bình	III.B	1,25	34,75
- Huyện Tiên Phước	II.B	0,95	30,12
- Huyện Phú Ninh (tách ra từ Tam Kỳ)	II.B	0,95	30,12
48. Quảng Ngãi			
- Thành phố Quảng Ngãi	III.B	1,25	34,75
- Huyện Ba Tơ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bình Sơn	III.B	1,25	34,75
- Huyện Đức Phổ	III.B	1,25	34,75
- Huyện Lý Sơn	III.B	1,25	34,75
- Huyện Minh Long	II.B	0,95	30,12
- Huyện Mộ Đức	III.B	1,25	34,75
- Huyện Nghĩa Hành	II.B	0,95	30,12
- Huyện Sơn Hà	I.A	0,55	23,17
- Huyện Sơn Tây (Tách ra từ Sơn Hà)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Sơn Tịnh	II.B	0,95	30,12
- Huyện Tây Trà (Tách ra từ Trà Bồng)	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Trà Bồng	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tư Nghĩa	II.B	0,95	30,12
49. Quảng Ninh			
- Thành phố Hạ Long (TX. Hòn Gai)	III.B	1,25	34,75
- Thị xã Cẩm Phả	III.B	1,25	34,75
- Thị xã Móng Cái (Hải Ninh)	III.B	1,25	34,75
- Thị xã Uông Bí	II.B	0,95	30,12
- Huyện Ba Chẽ	II.B	0,95	30,12
- Huyện Bình Liêu	II.B	0,95	30,12
- Huyện Cô Tô	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Đầm Hà (Quảng Hà)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Đông Triều	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hải Hà (Quảng Hà)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Hải Ninh	III.B	1,25	34,75
- Huyện Hoành Bồ	II.B	0,95	30,12
- Huyện Tiên Yên	II.B	0,95	30,12
- Huyện Vân Đồn (Cẩm Phả)	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Yên Hưng	IV.B	1,55	38,61
50. Quảng Trị			
- Thị xã Đông Hà	II.B	0,95	30,12
- Thị xã Quảng Trị	II.B	0,95	30,12
- Huyện Cam Lộ	II.B	0,95	30,12
- Huyện Đa Krông (Tách ra từ Hướng Hoá)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Gio Linh	II.B	0,95	30,12

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Hải Lăng	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hướng Hoá	I.A	0,55	23,17
- Huyện Triệu Phong	III.B	1,25	34,75
- Huyện Vĩnh Linh	II.B	0,95	30,12
- Huyện Cồn Cỏ	III.B	1,25	34,75
51. Sóc Trăng			
- Thành phố Sóc Trăng	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cù Lao Dung (tách ra từ Long Phú)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Kế Sách	II.A	0,83	28,57
- Huyện Long Phú	II.A	0,83	28,57
- Huyện Mỹ Tú	II.A	0,83	28,57
- Huyện Mỹ Xuyên	II.A	0,83	28,57
- Huyện Ngã Năm (Tách ra từ Thạnh Trị)	II.A	0,83	28,57
- Huyện Thạnh Trị	II.A	0,83	28,57
- Huyện Vĩnh Châu	II.A	0,83	28,57
52. Sơn La			
- Thành phố Sơn La	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bắc Yên	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mai Sơn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mộc Châu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mường La	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phù Yên	I.A	0,55	23,17
- Huyện Quỳnh Nhai	I.A	0,55	23,17
- Huyện Sông Mã	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Sốp Cộp (Tách ra từ huyện Sông Mã)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thuận Châu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Yên Châu	I.A	0,55	23,17
53. Tây Ninh			
- Thị xã Tây Ninh	I.A	0,55	23,17
- Huyện Bến Cầu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Châu Thành	I.A	0,55	23,17
- Huyện Dương Minh Châu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Gò Dầu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hoà Thành	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tân Biên	I.A	0,55	23,17
- Huyện Tân Châu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Trảng Bàng	I.A	0,55	23,17
54. Thái Bình			
- Thành phố Thái Bình	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Đông Hưng	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Hưng Hà	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Kiến Xương	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Quỳnh Phụ	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Thái Thụy	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Tiền Hải	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Vũ Thư	IV.B	1,55	38,61
55. Thái Nguyên (Bắc Thái)			
- Thành phố Thái Nguyên	II.B	0,95	30,12

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Thị xã Sông Công	II.B	0,95	30,12
- Huyện Đại Từ	II.A	0,83	28,57
- Huyện Định Hoá	I.A	0,55	23,17
- Huyện Đồng Hỷ	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phổ Yên	II.B	0,95	30,12
- Huyện Phú Bình	II.B	0,95	30,12
- Huyện Phú Lương	I.A	0,55	23,17
- Huyện Võ Nhai	I.A	0,55	23,17
56. Thanh Hóa			
- Thành phố Thanh Hoá	III.B	1,25	34,75
- Thị xã Bỉm Sơn	IV.B	1,55	38,61
- Thị xã Sầm Sơn	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Bá Thước	II.B	0,95	30,12
- Huyện Cẩm Thủy	II.B	0,95	30,12
- Huyện Đông Sơn	III.B	1,25	34,75
- Huyện Hà Trung	III.B	1,25	34,75
- Huyện Hậu Lộc	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Hoằng Hoá	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Lang Chánh	II.B	0,95	30,12
- Huyện Mường Lát	I.A	0,55	23,17
- Huyện Nga Sơn	IV.B	1,55	38,61
- Huyện Ngọc Lặc	II.B	0,95	30,12
- Huyện Như Thanh (Tách ra từ Như Xuân)	II.B	0,95	30,12

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Như Xuân	II.B	0,95	30,12
- Huyện Nông Cống	III.B	1,25	34,75
- Huyện Quảng Xương	III.B	1,25	34,75
- Huyện Quan Hoá	I.A	0,55	23,17
- Huyện Quan Sơn (Tách ra từ Quan Hóa)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Thạch Thành	III.B	1,25	34,75
- Huyện Thọ Xuân	II.B	0,95	30,12
- Huyện Thường Xuân	II.B	0,95	30,12
- Huyện Thiệu Hoá (Gồm Đông Sơn và Triệu Yên)	III.B	1,25	34,75
- Huyện Tĩnh Gia	III.B	1,25	34,75
- Huyện Triệu Sơn	II.B	0,95	30,12
- Huyện Vĩnh Lộc	III.B	1,25	34,75
- Huyện Yên Định	III.B	1,25	34,75
57. Thừa Thiên - Huế			
- Thành phố Huế	II.B	0,95	30,12
- Huyện A Lưới	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hương Thủy	II.B	0,95	30,12
- Huyện Hương Trà	II.B	0,95	30,12
- Huyện Nam Đông	I.A	0,55	23,17
- Huyện Phú Lộc	II.B	0,95	30,12
- Huyện Phú Vang	III.B	1,25	34,75
- Huyện Phong Điền	III.B	1,25	34,75
- Huyện Quảng Điền	III.B	1,25	34,75

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
58. Tiền Giang			
- Thành phố Mỹ Tho	II.A	0,83	28,57
- Thị xã Gò Công	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cái Bè	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cai Lậy	II.A	0,83	28,57
- Huyện Châu Thành	II.A	0,83	28,57
- Huyện Chợ Gạo	II.A	0,83	28,57
- Huyện Gò Công Đông	II.A	0,83	28,57
- Huyện Gò Công Tây	II.A	0,83	28,57
- Huyện Tân Phước (Tách ra từ Cai Lậy và Châu Thành)	II.A	0,83	28,57
59. Trà Vinh			
- Thị xã Trà Vinh	II.A	0,83	28,57
- Huyện Càng Long	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cầu Kè	II.A	0,83	28,57
- Huyện Cầu Ngang	II.A	0,83	28,57
- Huyện Châu Thành	II.A	0,83	28,57
- Huyện Duyên Hải	II.A	0,83	28,57
- Huyện Tiểu Cần	II.A	0,83	28,57
- Huyện Trà Cú	II.A	0,83	28,57
60. Tuyên Quang			
- Thị xã Tuyên Quang	I.A	0,55	23,17
- Huyện Chiêm Hoá	I.A	0,55	23,17
- Huyện Hàm Yên	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W ₀ (kN/m ²) 3 giây, 20 năm	V ₀ (m/s) 10 phút, 50 năm
- Huyện Na Hang	I.A	0,55	23,17
- Huyện Sơn Dương	I.A	0,55	23,17
- Huyện Yên Sơn	I.A	0,55	23,17
61. Vĩnh Long			
- Thị xã Vĩnh Long	II.A	0,83	28,57
- Huyện Bình Minh	II.A	0,83	28,57
- Huyện Long Hồ	II.A	0,83	28,57
- Huyện Mang Thít	II.A	0,83	28,57
- Huyện Tam Bình	II.A	0,83	28,57
- Huyện Trà Ôn	II.A	0,83	28,57
- Huyện Vũng Liêm	II.A	0,83	28,57
62. Vĩnh Phúc (Vĩnh Phú)			
- Thành phố Vĩnh Yên	II.B	0,95	30,12
- Thị xã Phúc Yên (tách ra từ Huyện Mê Linh)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Bình Xuyên (Tam Đảo)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Lập Thạch	II.A	0,83	28,57
- Huyện Tam Dương (Tam Đảo)	II.B	0,95	30,12
- Huyện Vĩnh Tường	II.B	0,95	30,12
- Huyện Yên Lạc	II.B	0,95	30,12
63. Yên Bái			
- Thành phố Yên Bái	I.A	0,55	23,17
- Thị xã Nghĩa Lộ (Tách ra từ Huyện Văn Chấn)	I.A	0,55	23,17
- Huyện Lục Yên	I.A	0,55	23,17
- Huyện Mù Căng Chải	I.A	0,55	23,17

ĐỊA DANH	VÙNG	W_0 (kN/m ²)	V_0 (m/s)
		3 giây, 20 năm	10 phút, 50 năm
- Huyện Trạm Tầu	I.A	0,55	23,17
- Huyện Trấn Yên	I.A	0,55	23,17
- Huyện Văn Chấn	I.A	0,55	23,17
- Huyện Văn Yên	I.A	0,55	23,17
- Huyện Yên Bình	I.A	0,55	23,17

Chú thích:

Những huyện thuộc hai hoặc ba vùng gió (có phân trong ngoặc), khi lấy giá trị để thiết kế cần tham khảo ý kiến cơ quan biên soạn tiêu chuẩn để chọn vùng cho chính xác.

Phụ lục 15 (trích TCVN5574-2012)

**DIỆN TÍCH TIẾT DIỆN TỐI THIỂU CỦA CỐT THÉP DỌC
TRONG CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP, % DIỆN TÍCH TIẾT DIỆN
BÊ TÔNG**

Điều kiện làm việc của cốt thép	Diện tích tiết diện tối thiểu của cốt thép dọc trong cấu kiện bê tông cốt thép, % diện tích tiết diện bê tông
1. Cốt thép S trong cấu kiện chịu uốn, kéo lệch tâm khi lực dọc nằm ngoài giới hạn chiều cao làm việc của tiết diện	0,05
2. Cốt thép S, S' trong cấu kiện kéo lệch tâm khi lực dọc nằm giữa các cốt S và S'	0,06
3. Cốt S, S' trong cấu kiện chịu nén lệch tâm khi: $l_0/i < 17$ $17 \leq l_0/i \leq 35$ $35 < l_0/i \leq 83$ $l_0/i > 83$	 0,05 0,10 0,20 0,25

Ghi chú: Diện tích tiết diện cốt thép tối thiểu cho trong bảng này là đối với diện tích tiết diện bê tông được tính bằng cách nhân chiều rộng tiết diện chữ nhật hoặc chiều rộng của bụng tiết diện chữ T (chữ I) với chiều cao làm việc của tiết diện h_0 . Trong các cấu kiện có cốt thép dọc đặt đều theo chu vi tiết diện cũng như trong các cấu kiện chịu kéo đúng tâm giá trị cốt thép tối thiểu cho ở trên là đối với diện tích toàn bộ tiết diện bê tông.

Trong các cấu kiện có cốt thép dọc bố trí đều theo chu vi tiết diện cũng như đối với tiết diện chịu kéo đúng tâm, diện tích tiết diện cốt thép tối thiểu của toàn bộ cốt thép dọc cần lấy gấp đôi các giá trị cho trong phụ lục 12.

Hàm lượng tối thiểu của cốt thép S và S' trong các cầu kiện chịu nén lệch tâm mà khả năng chịu lực của chúng ứng với độ lệch tâm tính toán được sử dụng không quá 50% được lấy bằng 0,05 không phụ thuộc vào độ mảnh của cầu kiện.

Các quy định trong phụ lục 12 không áp dụng khi lựa chọn diện tích tiết diện cốt thép khi tính toán cầu kiện trong quá trình vận chuyển và chế tạo; trong trường hợp này diện tích tiết diện cốt thép được xác định chỉ bằng tính toán theo độ bền.

Nếu tính toán cho thấy khả năng chịu lực của cầu kiện bị mất đi đồng thời với sự hình thành vết nứt trong bê tông vùng chịu kéo, thì cần xét đến các yêu cầu ở điều 4.2.10 trong TCVN5574:2012 cho cầu kiện đặt ít cốt thép.

Phụ lục 16

BẢNG CHUYỂN ĐỔI ĐƠN VỊ KỸ THUẬT CŨ SANG HỆ ĐƠN VỊ SI

Đại lượng	Đơn vị kỹ thuật cũ	Hệ đơn vị SI		Quan hệ chuyển đổi
		Tên gọi	Ký hiệu	
Lực	kG T (tấn)	Niuton kilô Niuton Mêga Niuton	N kN MN	$1\text{kG} = 9,81\text{N} \approx 10\text{N}$ $1\text{kN} = 1000\text{N}$ $1\text{T} = 9,81\text{kN} \approx 10\text{kN}$ $1\text{MN} = 100000\text{N}$
Mômen	kGm Tm	Niuton mét kilô Niuton mét	Nm	$1\text{kGm} = 9,81\text{ Nm} \approx 10\text{N}$ $1\text{Tm} = 9,81\text{kNm} \approx 10\text{N}$
Ứng suất: Cường độ: Môđun đàn hồi	kG/mm ² kG/cm ² T/m ²	Niuton/mm ² Pascan Mêga Pascan	N/mm ² Pa MPa	$1\text{Pa} = 1\text{N/m}^2 \approx 0,1\text{kG/m}^2$ $1\text{kPa} = 1000\text{Pa} = 1000\text{N/m}^2 = 100\text{ kG/m}^2$ $1\text{MPa} = 1000\,000\text{ Pa} = 1000\text{kPa} = 100\,000\text{kG/m}^2 = 10\text{kG/cm}^2$ $1\text{ MPa} = 1\text{N/mm}^2$ $1\text{ kG/mm}^2 = 9,81\text{ N/mm}^2$ $1\text{ kG/cm}^2 = 9,81 \times 10^4\text{N/m}^2 \approx 0,1\text{MN/m}^2 = 0,1\text{MPa}$ $1\text{ kG/m}^2 = 9,81\text{ N/m}^2 = 9,81\text{ Pa} \approx 10\text{N/m}^2 = 1\text{daN/m}^2$

Tài liệu tham khảo

TIẾNG VIỆT

- 1, Triệu Tây An, Lý Quốc Thắng, Lý Quốc Cường, Đái Chấn Quốc, 1996. *“Hỏi-đáp thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng-tập 1”* biên dịch: Nguyễn Đăng Sơn. Nhà xuất bản xây dựng.
- 2, Lê Thanh Huân, 2007. *“Kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép”*. Nhà xuất bản xây dựng.
- 3, Lê Bá Huế, Phan Minh Tuấn, 2009. *“Khung bê tông cốt thép toàn khối”*. Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật.
- 4, Vũ Mạnh Hùng, 2005. *“Sổ tay thực hành kết cấu công trình”*. Nhà xuất bản Xây Dựng.
- 5, Vương Ngọc Lưu (chủ biên), Đỗ Thị Lập, Đoàn Trung Kiên, 2009. *“Thiết kế khung ngang nhà công nghiệp một tầng bằng bê tông cốt thép lắp ghép”*. Nhà xuất bản xây dựng.
- 6, Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Công, 2006. *“Kết cấu bê tông cốt thép-Phần cấu kiện cơ bản”*. Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật.
- 7, Ngô Thế Phong, Lý Trần Cường, Trịnh Kim Đạm, Nguyễn Lê Ninh, 2001. *“Kết cấu bê tông cốt thép-Phần kết cấu nhà cửa”*. Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật.
- 8, Tủ sách khoa học và công nghệ xây dựng. 2011. *“Hướng dẫn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép theo TCXDVN 356:2005”*. Nhà xuất bản xây dựng.
- 9, TCVN 2737:1995. *“Tải trọng và tác động-Tiêu chuẩn thiết kế”*. Nhà xuất bản Xây Dựng.
- 10, TCVN 5574:2012. *“Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép-Tiêu chuẩn thiết kế”*. Nhà xuất bản xây dựng.
- 11, TCVN 198:1997, *“Nhà cao tầng- thiết kế kết cấu bê tông cốt thép toàn khối”*. Nhà xuất bản xây dựng.

TIẾNG ANH

- 12, Arthur H. Nilson, David Darwin, Charles W. Dolan, 2010. "*Design of concrete structures*". McGraw-Hill.
- 13, Adrian De Los Reyes, 2006. "*The Role of Computer-Aided Drafting, Analysis, and Design Software in Structural Engineering Practice*". Master of Engineering in Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
- 14, ASCE7-05, American Society of Civil Engineers. "*Minimum design loads for buildings and other structures*".
- 15, Committee BD-002, "Australian Standard Concrete structures, AS3600:2009". Standards Australia GPO.
- 16, Alan Gamett Davenport, 1961. "*The application of statistical concepts to the wind loading of structures*". Proceedings of the Institution of Civil Engineers.Vol.22, pp.449-472.
- 17, ACI Committee 318, "*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*", American Concrete Institute Farmington Hills, MI 48331 U.S.A.
- 18, British standard institution, "*Structural use of concrete, BS8110-1:1997*". BSI 30 November 2005.
- 19, Boris Bresler, 1960. "*Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending*". Journal of the American Concrete Institute.
- 20, Eurocode 2. 1992. "*Design of concrete structures*".
- 21, EHE-08, 2010, *Spanish Code*, "*Code on Structural concrete*".
- 22, Kenneth B. Bondy, 2003. "*Moment redistribution: Principles and Practice using ACI 318-02*". PTI journal.
- 23, Kenneth M. Leet, Chia-Ming Uang, 2005. "*Fundamentals of Structural Analysis*", Second Edition, McGraw-Hill.
- 24, M. Y. H. Bangash. 2003. "*Structural detailing in concrete- A comparative study of British, European and American codes and practices*". Thomas Telford Publishing.
- 25, Mattock, A. H, 1959. "*Redistribution of design bending moments in reinforced concrete continuous beams*". Proceedings, Institution of Civil Engineers (London), Vol. 13, pp. 35-46.
- 26, NZS 3101-part 1: 2006, New Zealand Standard, "*Concrete structures standard: part 1- The Design of Concrete Structures*".
- 27, James K. Wight, James G. Macgregor. 2012. "*Reinforced concrete mechanics and design-6E*". Pearson Education, Inc.
- 28, R. Park, T.Paulay, 1975. "*Reinforced concrete structures*". John Wiley & sons.
- 29, Svetlana Brzev, John Pao, 2009. "*Reinforced Concrete Design- a practical approach*". Pearson Custom Publishing.

- 30, The Institution of Structural Engineers and the Concrete Society. 2006.” *Standard Method of Detailing Structural Concrete: A manual for best practice*”. Published by The Institution of Structural Engineers.
- 31, T. Paulay, 1976. “*Moment redistribution in continuous beams of earthquake resistant multi-storey reinforced concrete frames*”, Bulletin of New Zealand national society for earthquake engineering, Vol. 9 No.4.
- 32, V.Baikov, E.Sigalov, 1981. “*Reinforced concrete structures-volume 2*”. Mir publishers.